

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

8/88

وزارة التعليم و البحث العلمي
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT :

HYDRAULIQUE

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

PROJET DE FIN D'ETUDES

EN VUE DE L'OBTENTION DU DIPLOME D'INGENIEUR D'ETAT

SUJET

ETUDE DU COLLECTEUR D'ASSAINISSEMENT
DE L'OUED ROUMANA, COMMUNE DE KOUBA
(W. D'ALGER)

3 PLANCHES

Proposé Par :
DDAH ALGER

Etudié par :
Mr BOUCHENAFI Mahfoud

Dirigé par :
Dr UPPALURI BINDU MADHAV

PROMOTION :

JUIN 1988

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

وزارة التعليم و البحث العلمي
Ministère de l'Enseignement et de la Recherche Scientifique

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT

HYDRAULIQUE

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

PROJET DE FIN D'ETUDES

EN VUE DE L'OBTENTION DU DIPLOME D'INGENIEUR D'ETAT

SUJET

ETUDE DU COLLECTEUR D'ASSAINISSEMENT
DE L'OUED ROUMANA, COMMUNE DE KOUBA
(W. D'ALGER)

Proposé par :

DDAH ALGER

Etudié par :

Mr BOUCHENAFI Mahfoud

Dirigé par :

Dr UPPALURI BINDU MADHAV

PROMOTION

JUIN 1988

Département: **HYDRAULIQUE**

Préparateur: **UPPALURI**

Elève Ingénieur: **BOUCHENAFI MAHMOUD** .



الماتلخص : شبكة تطهير واد الزماننة

تدخل هذا الدراسة في اطار تهيئة المجال الحضري لوادي الرمانة (بلدية القبة) وخاصة مايتعلق بتطهير هذا المجال و من اجل ذلك قم القيام بدراسة مفصلة حول تدفق مياه الامطار و المنيات المستعملة بما في ذلك ماينتج عن التطوير الحضري للمنطقة و في الاخير تم اقتراح شبكة للتطهير

Subject: **Assainissement de la zone d'Urbanisme de l'Oued Remana .**

Résumé: La présente étude est effectuée dans le cadre de la région de l'Oued Remana (Commune de Kouba) , particulièrement le domaine d'assainissement de la dite zone . Pour cela , une étude détaillée sur les apports en eaux pluviales et en eaux usées des agglomérations y compris des interventions urbanistiques de la région a été faite . Alors un réseau d'assainissement est proposé .

Subject: **Drainage System in the urban development area of Oued Remana .**

Abstract: The present study is conducted under the general framework of urban management in the region of Oued Remana (Kouba) with particular reference to the drainage system in the area; For this purpose, a detailed study of the components of the system such as the rainfall and the used waters was made Based on this an effective drainage system is proposed .

DEDICACES

Je dedie cet humble et modeste travail

- à mes parents
- à mes Freres et Soeurs
- à Tous les membres de ma Famille, et mes Amis .

M. BOUCHENAF

R E M E R C I E M E N T S

Au terme de cette étude, je tiens à exprimer ma profonde gratitude à mon promoteur M. UPPALURI ainsi que des collègues de la S. E.T. H.Y.A. L pour leur contribution à l'élaboration de cette Thèse .

Ainsi que ma reconnaissance à tous les professeurs et assistants qui ont contribué de près ou de loin à ma formation .

Je ne peux terminer sans exprimer mon respect aux membres du Jury qui vont me faire l'honneur d'apprécier mon travail .

T A B L E D E S M A T I E R S

C H A P I T R E N ° I

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
المكتبة — BIBLIOTHEQUE
Ecole Nationale Polytechnique

I .	<u>LES DIVERS ELEMENTS D'UN PROJET D'ASSAINISSEMENT .</u>	
I.1.	Les Caracteristiques du Terrain .	I.1
I.1.1	La Topographie	I.1
I.1.2	Les caracteres physiques du sol	I.1
I.1.3	Mode d'Emploi du Terrain .	I.2
I.2	<u>LES DIVERS EFFLUENTS EN PROVENANCE AGGLOMERATIONS</u>	I.2
I.2.1	Eaux de Ruissellement	I.2
I.2.2	Eaux Usées .	I.3
I.2.3	Eaux Industrielles	I.4
I.3	<u>-LE CALCUL DU RESEAU D'ASSAINISSEMENT</u>	I.4.
I.3.1	-Systeme de Réseaux	I.4
I.3.2	-Conditions d'Implantation des réseaux	I.5
I.3.3	-Ouvrages Annexes	I.5
I.4	-Laprésentation du Problème	I.5

C H A P I T R E N ° II

II	<u>- LES CARACTERISTIQUES DU TERRAIN ETUDIE</u>	
II.1	- Situation Topographique	II.1
II.2	- La Géologie	II.1
II.3	- Le Climat	II.2
II.4	- Demographie	II.2
II.5	- Mode d'Occupation du Sol	II.3

III .	<u>LES CALCULS HYDRAULIQUE</u>	
III.1	<u>L'EVACUATION DES DEBITS DES EAUX PLUVIALES .</u>	III.1
III.1.1	- Données Pluviométriques :	III.1
III.1.2	- Etude du Bassin Versant	III.2
III.1.3	- Calcul du Débit des Eaux Pluviales .	III.2
A -	<u>B A S S I N E N S E R I E</u>	III.5
1.1	- Surface	III.5
1.2	- Pente	III.5
1.3	- Coefficient de Ruissellement	III.6
1.4	- Longueur	III.6
B -	<u>B A S I N E N P A R A L L E L E</u>	III.7
1.1	- Surface	III.7
1.2	- Pente	III.7
1.3	- Coefficient de Ruissellement	III.7
1.4	- Longueur	III.8
	<u>TABLEAU 3. 2 LE CALCUL DES EAUX PLUVIALES</u>	
	III. 9, 19, 11, 12,13, 14, 15 .	
III .2 -	<u>L'EVACUATION DES DEBITS DES EAUX USEES</u>	III.16
	<u>TABLEAU 3.3 - LES CALCULS DU DEBIT DES EAUX USEES</u>	
	III. 17, 18, 19, 20, 21, 22, 23.	
	<u>CHAPITRE IV</u>	
IV -	<u>LES CALCULS DU RESEAU D'EGOUT</u>	
IV. 1	- Calcul du Collecteur	IV.1,2,3,4
IV. 2	- La Comparaison entre les Formules de Manning Strickler et Cole Brook	IV.4,5,6

IV . 3 - La Verification des Conditions d'Autocurage IV. 6

TABLEAU 4.1 VERIFICATION DES CONDITIONS
D'AUTOWRAGE

IV.7

IV . 5 OUVRAGES ANNEXES



IV.8

IV . 5.1 Déversoir d'Orage

IV. 8

Calcul du déversoir d'Orage

IV.9,10,11

IV . 5.2 Regards

IV.12

I - LES DIVERS ELEMENTS D'UN PROJET D'ASSAINISSEMENT :

Le but d'un projet d'assainissement est d'évacuer les eaux usées et les eaux pluviales d'une agglomération par la voie hydraulique, afin de ne pas répandre de mauvaises odeurs pour la zone d'habitat concerné et avec comme objet d'assurer les conditions satisfaisantes pour la santé publique. Le projet d'assainissement d'une région se compose d'une étude des divers éléments concernant la situation topographique, le climat, le mode d'emploi du terrain, etc... L'influence de ces éléments et brièvement décrite ci-dessous.

I-1. LES CARACTERISTIQUES DU TERRAIN :

I-1-1 : La Topographie :

La topographie de la région joue un rôle important sur les calculs du réseau (notamment la pente qui influence sur la vitesse d'écoulement) ainsi les données topographiques sont importante pour l'établissement d'un schéma général d'assainissement.

I-1-2 : Les caractères physiques du sol :

Ils influencent sur l'infiltration (et le ruissellement) des eaux pluviales.

I-1-3 : Mode d'emploi du terrain :

La répartition des eaux pluviales (à assainir) dans une région et le volume d'eau usée (à assainir) dépendent sur le mode d'emploi du terrain. Par exemple dans les régions urbanisées, le coefficient de ruissellement est relativement supérieur, il est dûe à des constructions d'ouvrages urbanistiques (c-à-d une couverture imperméable sur le terrain) également la quantité et la qualité des eaux usées varie aussi.

I-2 : LES DIVERS EFFLUENTS EN PROVENANCE DES AGGLOMERATIONS :

I-2-1 : Eaux de ruissellement :

Les eaux de ruissellement comprennent les eaux d'une précipitation. Elles dépendent des divers aspects du terrain et des paramètres atmosphériques. L'intensité de la pluie est le coefficient de ruissellement. Elle est généralement prédéterminés. Le coefficient de ruissellement entre dans le calcul du débit des eaux pluviales à évacuer d'une manière déterminante. Son appréciation correcte constitue l'élément le plus important de tout calcul. Une légère modification de celui-ci peut avoir plus d'influence sur le résultat final que toutes les autres nuances de calcul.

Ce coefficient se définit comme étant le rapport du volume d'eau qui ruisselle sur une surface donnée, au volume d'eau tombant sur elle

vu que le revêtement des toits des chaussées, et des places sont aujourd'hui meilleurs qu'avant et plus imperméables.

Les valeurs des coefficients de ruissellement appliquées dans cette étude sont données dans le chapitre III. Pour les régions urbanisées, la formule rationnelle est la plus couramment utilisée pour le calcul des débits d'eau pluviales, une description de ces calculs est incluse dans le chapitre III.

I-2-2 : Eaux usées :

Les eaux usées d'origine domestique comprennent : Les eaux ménagères (eau de cuisine, de lessive) et les eaux vannes (en provenance des W.C). Le calcul des débits d'eaux usées porte essentiellement sur l'estimation des quantités et de la qualité des rejets liquides provenant des habitations et lieux d'activité. L'évolution de l'habitation et du mode de vie des usagers entraîne une quantité croissante de rejets et surtout une variation des débits dans le temps.

En vertu des statistiques et des expériences, l'augmentation probable des besoins spécifiques moyen en eau potable pour Alger à l'horizon 2000, on a pris 250 litres/J/Habitant. Suite aux pertes d'eau (évaporation), le débit d'eaux usées est toujours moins élevé que la consommation d'eau. Cependant la diminution moyenne, le débit d'eaux usées peut être considéré comme 80 % de l'eau consommée (c-à-d 200 L/J/Habitant).

I-2-3 : Eaux industrielles :

Les eaux industrielles sont celles en provenance des divers usines de fabrication ou de transformation. Elles contiennent les substances les plus divers pouvant être acide ou alcalines, corrosive ou entartrante. En vue de ces diversités en qualité, il faut prendre des précautions nécessaires contre les effets néfastes. Il est aussi nécessaire parfois de prétraiter ces eaux au niveau de l'usine elle-même afin d'éviter ces problèmes. Dans notre cas, considéré, il n'existe pas d'usines, ainsi, cette composante (eaux industrielles) n'existe pas dans le calcul.

I-3 : LE CALCUL DU RESEAU D'ASSAINISSEMENT :

I-3-1 : Système de réseaux :

On distingue deux systèmes fondamentaux de réseaux. Le système unitaire et le système séparatif. En outre, on appelle système mixte un réseau constitué en partie du système unitaire et une autre partie du système séparatif.

Dans le cas du système unitaire, toutes les eaux y compris eaux pluviales eaux usées et eaux industrielles sont recueillies dans un réseau unique. Par contre, le système séparatif comprend un réseau pour évacuer les eaux pluviales et un autre pour les eaux usées. Les eaux pluviales pouvant se rejeter directement dans un cours d'eau sans passer par une station d'épuration. Le choix d'un système dépend sur des conditions de la région et l'économie.

Dans notre cas, le système pseudo-séparatif est choisi où un système mixte est envisagé au niveau des groupes d'immeubles avec un passage progressif au système séparatif.

I-3-2 : Conditions d'implantation des réseaux :

Ces réseaux doivent être établis d'une manière à satisfaire les conditions d'autocurage, qui sont la vitesse d'écoulement qui doit être supérieur à 0,70 m/s à pleine section et le remplissage de la conduite doit être assurés au 1/10 du diamètre avec la vitesse minimale de 0,30 m/s. Du point de vue économique, ces réseaux doivent être établis en évitant au maximum les stations de relevage.

I-3-3 : Ouvrages annexes :

Les ouvrages annexes sont nécessaires pour l'entretien et pour l'exploitation rationnelle des réseaux d'égout. Les principaux ouvrages annexes sont les bouches d'égout. Les regards, les deversoirs d'orage, etc... Dans le chapitre IV constitue une description des ouvrages annexes envisagés dans notre projet.

I-4 : LA PRESENTATION DU PROBLEME :

L'accroissement de la population de la Ville d'Alger à nécessité l'urbanisme des régions avoisinantes. Alors au point de vue de d'éveloppement urbanistiques, il est nécessaire

d'établir des infrastructures de base tels que l'AEP, l'assainissement, les communications et tout ce que demande une vie moderne dans nos jours.

Ce modeste travail rentre dans le cadre de l'assainissement des régions nouvellement urbanisées.

La région de OUED ROUMANA (voir plan N° 1) à été proposée par la D.D.A.H.A de la Wilaya d'Alger.

Ce travail constitue le tronçon 6 d'un projet d'assainissement de l'OUED OUCHAÏH, qui est en cours d'étude par la SETHYAL, la longueur de ce tronçon est de 2,8 Km avant l'urbanisation. Ce terrain était à vocation agricole (DOMAINE GARIDI).

Les principales interventions urbanistiques qui nécessitent l'actualisation de l'étude sont :

- Hopital Militaire.
- Imprimerie officielle
- Archive nationale.
- Nouvelle étude de l'aménagement de Birkhadem -ZHUN-GARIDI.

Dans le cadre, l'étude traitera :

- Recouvrement de l'Oued ROUMANA au niveau de l'imprimerie officielle
- Projection d'un collecteur suivant.

Le même tracé en vue de collecter les eaux usées de la rive droite en descendant vers Gué de Constantine.

- Détermination des points de raccordements des nouveaux équipements.

C H A P I T R E I I

II- LES CARACTERISTIQUES DU TERRAIN ETUDIE :

II-1 : SITUATION TOPOGRAPHIQUE :

La région étudiée est située vers le NORD EST de Birkhadem, à la limite SUD de Kouba, elle est drainée par l'Oued ROUMANA qui est l'affluent de l'Oued OUCHAIAH, cette région a une forme de vallée avec une pente moyenne de l'ordre de 0,016. La rocade SUD passe au milieu du terrain (le long de l'Oued ROUMANA) étudié.

II-2 : LA GEOLOGIE :

La région en question est située sur le sahel qui est un bloc positif ascendant. Les deux côtés de l'Oued ROUMANA sont marqués par les affleurements de Molasse (calcaire gréseux) de pliocène supérieure (l'Astien) avec une couche de sol rouge qui a une épaisseur variable sur la surface (ex : le terrain de l'hôpital Militaire). La perméabilité de ces formations est variable, et le niveau piézométrique se trouve entre 10 à 20 m au dessous de la surface.

II-3 : LE CLIMAT :

La température : Au point de vue climat dans les environs d'Alger, l'année peut se diviser en deux semestres, l'un froid avec une température moyenne inférieure à la moyenne annuelle et l'autre chaud, de température moyenne supérieure à la moyenne annuelle. La température moyenne annuelle est de 17,5 °C (EL-HARRACH) ; 18,3 °C (ALGER UNIVERSITE) et 16,5 °C (BOUZAREAH).

La précipitation : Elle est très irrégulièrement répartie à l'échelle annuelle. On a une croissance rapide de la pluviométrie de Septembre à Décembre, ensuite, décroissante plus lente jusqu'à Juin. A cette irrégularité annuelle, s'ajoute une irrégularité interannuelle. La valeur moyenne annuelle des précipitations de quelques stations aux environs de Birkhadem sont : ALGER UNIVERSITE : 762 mm ; BOUZAREAH : 776 mm ; DAR EL-BEIDA : 672 mm ; EL-BIAR : 787 mm ; EL-HARRACH : 657 mm.

II - 4 : DEMOGRAPHIE :

Les causes principales de l'accroissement des besoins en eau sont :

- L'évolution du niveau de vie
- Croissance démographique
- L'industrialisation.

D'après les renseignements recueillies auprès de la suivante APC, le taux d'accroissement de la population pour Birkhadem est α : 4,5% et pour Garidi $\alpha = 9,2\%$.

La population de Birkhadem d'après les données en 1985 était de 16.636 Habitants, pour la ZHUN Garidi d'après les données 1985 était de 6.580.

Evolution de la population :

L'évolution démographique dans notre pays suit la loi des accroissements géométriques donnée par la relation des intérêts composés $P_n = P_0 (1 + \alpha)^n$

P_n = population future à l'horizon voulu.

P_0 = population de l'année de référence.

α = taux d'accroissement annuel de la population

n = nombre d'années séparant les deux horizons.

On prend comme année de référence 1985 et on étudiera les besoins en eaux pour l'an 2000.

Pour Birkhadem : $P_{2000} = 16.636 (1 + 0,045)^{15}$ ~~$\times 15$~~ $P_{2000} = 32.195$ Habitants.

Pour la ZHUN Garidi : $P_{2000} = 6.580 (1 + 0,092)^{15}$ ~~$\times 15$~~ = 24.635 Habitants

II-5 : MODE D'OCCUPATION DU SOL :

Il est à noter que le bassin versant étudié englobe l'agglomération de Birkhadem et ZHUN Garidi partiellement pour la partie de Birkhadem nous utilisons les données déterminées dans le cadre d'étude d'assainissement de Birkhadem pour la partie de la ZHUN de Garidi deux documents urbanistiques conditionnent l'étude. Le premier est le PUD d'Alger

présentant occupation du sol et donnant équivalent population pour les habitations soit pour les équipements. Le deuxième est le plan d'aménagement de la ZHUN Garidi, le plus détaillé. Nous utilisons le deuxième en principe en vérifiant par le premier document en cas de points incertains.

III - LES CALCULS HYDRAULIQUES :

III - 1 : L'EVALUATION DES DEBITS DES EAUX PLUVIALES :

III-1-1 : Données pluviométriques :

Les données pluviométriques sont prises à partir de "l'étude de pluie d'Algérie" fait par l'ANRH. L'ANRH nous a conseillé de prendre en compte les données de la station d'El-Harrach telles qu'elles sont et nous a montré à partir d'une carte présentant les variables de (b) et (C_v) que la région étudiée reste entre les courbes pour :

$$C_v = 0,47 \text{ à } 0,50$$

$$b = 0,35 \text{ à } 0,40$$

$$\text{où } \begin{cases} b : \text{exposant climatique} = 0,37 \\ C_v : \text{coefffficient de variation} = 0,47 \end{cases}$$

Les valeurs de la pluviométrie sont :

\bar{P}_{an} : pluie moyenne annuelle : 657 mm/an (sur 50 ans)

\bar{P}_j : moyenne des pluies journaliers maximales annuelles

P_j : 53,1 mm/24H

III - 1-2 : Etude du bassin versant : -----

Afin de collecter effectivement toute eau à évacuer, le bassin versant (ou la région) a été divisé en plusieurs sous bassins, la répartition en sous bassins est réalisée selon les divers contraintes telle que la variation de la pente, les routes et pistes, les habitations et les ouvrages existants.

La région a été divisé en 59 sous bassins au point de vue de calcul du débit dans un secteur (ou dans les secondaires), quelques sous bassins amènent l'eau individuellement.

Cette configuration est appelée les bassins en parallèle en outre, parfois les secondaires collecte l'eau à partir de plusieurs bassins l'un après l'autre, et cette disposition est appliquée pour les bassins en série.

III - 1-3 : Calcul du débit des eaux pluviales : -----

La méthode dite rationnelle a été utilisée pour les calculs du débit des eaux pluviales.

Cette méthode n'est pas susceptible d'être utilisée pour les grandes ensembles en raison de la longueur des calculs auxquels elle conduirait par contre, elle peut être intéressante pour de petites agglomérations : cités, usines, casernes.

Le débit est donné par la formule

$$Q = \frac{1}{360} C i A \text{ en m}^3/\text{S}$$

C = coefficient de ruissellement

i = intensité moyenne de précipitation en mm/h

Q = débit en m³/S

A = Aire d'apport en ha

Les valeurs de coefficient de ruissellement sont dans tableau 3.1

H.GUERREE ET C.GOMELLA ,1982

0,9	! Surface totalement imperméabilisées (Toitures, chaussées et trottoirs modernes), habitations très denses.
0,6	! pavage à larges joints
0,6 à 0,7	! Habitations denses
0,4 à 0,5	! Habitations moins denses
0,35	! Voie en macadam non goudronné
0,2 à 0,3	! Quartiers résidentiels, zones Industrielles
0,2	! Allées en gravier
0,05 à 0,2	! Squares, Jardins, Prairies (suivant pente et perméabilité du sol)
0,05	! Surfaces boisées

La formule de Montari :

$$i = \frac{P_{24}}{24} \left(\frac{T_c}{24} \right)^{b-1} \quad T_c: \text{heure}$$

Temps de concentration :

$$t_c = 3,98 \left(\frac{l}{\sqrt{I}} \right)^{0,77}$$

$$l = \text{Km}$$

$$T_c = \text{minute}$$

T_c sera supérieure à 15 minutes.

pluies maximales annuelles de 24 heures de probabilité = 24 ()

Selon la formule de GUIM BEL

$$P_{24}(p) = \frac{1}{a} \left[-l_n \left(-l_n \frac{0,582 + P}{1,582} \right) \right] + X_0$$

$$\frac{1}{a} = 0,8799 \quad C_v P_{24} = 21,960$$

$$X_0 = P_{24} (1 - 1,108 C_v) = 25,448 \text{ mm}$$

$$P: \text{ probabilité de non dépassement} = 1 - \frac{1}{T}$$

intensité des pluies de courte durée : Selon la formule de Montanari.

$$i_T(p) = \frac{P_{24}(p)}{24} \left(\frac{t_c}{24} \right)^{b-1}$$

t = heure

iT (p) = mm / h

$$t_c = 3,98 \left(\frac{L}{\sqrt{I}} \right)^{0,77}$$

I : pente

L : en (Km)

Les calculs du débit des eaux pluviales sont présentés dans le tableau 3.2 et dans le plan N° 2, le volume total d'eau pluviale à évacuer est estimé à : 2,101 m³/sec.

(A) BASSIN EN SERIE :

1-1 surface :

$$A = A_1 + A_2 + \dots + A_n = \sum A_k$$

1-2 Pente :

La pente moyenne de l'ensemble des collecteurs des bassins est donnée par la formule.

$$I = \left[\frac{L_1 + L_2 + \dots + L_n}{\frac{L_1}{\sqrt{I_1}} + \frac{L_2}{\sqrt{I_2}} + \dots + \frac{L_n}{\sqrt{I_n}}} \right]^2$$

qui peut encore s'écrire :

$$I = \left[\frac{\sum L_k}{\sqrt{\sum I_k}} \right]^2$$

ce qui revient à considérer l'ensemble des bassins en série comme un bassin unique pour lequel on calcul la pente moyenne.

1-3 Coefficient de ruissellement

$$C = \frac{\sum C_k A_k}{\sum A_k}$$

1-4 Longueur

Pour la longueur on prend la somme des longueurs $L =$

$$L_1 + L_2 + \dots + L_n = \sum L_k$$

on prend un exemple pour les Bassins en série

on a pour le tronçon 0 - 1

2 bassins B1 et B2 en série

pour B1 $A = 13,80$ ha

pour B2 $A = 5,82$ ha

cumulés $A = A_1 + A_2 = 13,80 + 5,82 = 19,62$ ha

pour la pente on a la formule suivante des bassins en série.

$$I_{\text{Equivalent}} = \left[\frac{880 + 240}{\sqrt{\frac{880}{0,04} + \frac{240}{0,035}}} \right]^2$$

$$I = 0,038$$

pour le coefficient du ruissellement.

$$C_{\text{Equivalent}} = \frac{0,60 \cdot 13,80 + 0,30 \cdot 5,82}{19,62} = 0,51$$

pour la longueur.

$$L_{\text{cumulés}} = L_1 + L_2 = 880 + 240 = 1120 \text{ m}$$

(B) BASSIN EN PARALLELE

1-1) Surface :

$$A = A_1 + A_2 + \dots + A_n = \sum A_k$$

1-2) pente : la pente moyenne équivalent est donnée par la formule

$$I = \frac{I_1 Q_1 + I_2 Q_2 + \dots + I_n Q_n}{Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n}$$

qui peut encore s'écrire

$$I = \frac{\sum I_k Q_k}{\sum Q_k}$$

1-3) coefficient de ruissellement

$$C = \frac{\sum C_k A_k}{\sum A_k}$$

1-4) longueur

Pour la longueur on prend la plus grande des longueurs.

Pour les bassins en parallèle on prend un exemple

On a au tronçon 2-3 les bassins B7 et B8

Pour B7 = 7,8 ha = A1

Pour B8 = 11,4ha = A2

A = A1 + A2 = 11,4 + 7,8 = 19,2 ha

pour la pente on a la formule suivante des bassins en parallèle

$$I = \frac{\frac{I}{7} \cdot Q_7 + \frac{I}{8} \cdot Q_8}{\frac{Q}{7} + \frac{Q}{8}}$$

$$I = \frac{0,038 \cdot 0,452 + 0,026 \cdot 0,660}{0,452 + 0,0660} = 0,030$$

pour le coefficient de ruissellement

$$C_{eq} = \frac{7,8 \cdot 0,6 + 11,4 \cdot 0,6}{11,4 + 7,8} = 0,6$$

pour la longueur on prend la plus grande

$$L7 = 645$$

$$L8 = 380$$

donc on prend L7 = 645

T A B L E A U 3.2 LE CALCUL DES EAUX PLUVIALES

Tron çon	Aire A (ha)	Aire C (ha)	Ceq	L (m)	Lcumulus (m)	Ieq %	tc (min)	i	Q	
B1	13,80	10,60		880	10,040		15	34,75	0,799	
B2	5,82	10,30		240	10,035		15	34,75	0,168	
B 1-2	119,62		0,51		1120	10,038	15,291	34,14	0,965	
B3	3,84		0,30		200		15	34,75	0,111	
B4	3,84		0,30		190		15	34,75	0,111	
B5	5,36		0,30		220		15	34,75	0,155	
B3-4-5	13,04		0,3		610		0,022	15	34,75	0,377
B 1-5	36,66		0,43		1120		0,033	16,14	32,98	1,286
B 6	7,6		0,33		310		15	34,75	0,242	
B 1-6	40,26		0,41		1430		0,032	19,72	29,04	1,331
B 7	7,8		0,6		645		15	34,75	0,452	
B 8	11,4		0,6		380		15	34,75	0,660	
B7-8	19,2		0,6		645		0,030	15	34,75	1,112
B 9	0,6		0,6		160		15	34,75	0,035	
B7-9	190		0,6		805		0,030	15	34,75	1,146
B10	6,3		0,6		360		15	34,75	0,365	

EAUX PLUVIALES

Tronçon	Bassin (ha)	A cumulé	C	Ceq	L (m)	L cumulé (m)	I %	Ieq %	tc (min)	Q (m3/s)
2-3	B7-10	26,1	0,6	0,6	805	805	0,029	15	34,75	1,512
	B11	1,9	0,6	240	0,041	15	34,75	0,110		
	B7-11	28	0,6	1045	0,031	115,681	34,14	1,593		
	B1-11	68,26	0,6	1430	0,032	119,721	29,04	3,303		
B12	0,75	0,20	65	0,020	15	34,75	0,014			
B1-12										
B13	6,5	10,6	595	0,050	15	34,75	0,376			
B14	4,79	0,6	605	0,052	15	34,75	0,272			
B13-14	11,2	0,6	605	0,051	15	34,75	0,649			
B15	1,70	10,60	50	0,054	15	34,75	0,098			
B13-15	12,9	0,6	655	0,051	15	34,75	0,747			
B16	3,1	10,6	210	0,046	15	134,75	0,179			
B13-16	16	0,6	655	0,050	15	134,75	0,927			
B17	2,20	10,6	190	0,023	15	34,75	0,127			
B13-17	18,2	0,6	845	0,041	15	34,75	1,054			
B1-17	18,95	0,6	845	0,039	15	34,75	1,097			
B18	25,17	10,24	530	0,010	15	134,75	0,583			

Tronçon	Bassin	A (ha)	A cumulé	C	Ceq	L (m)	L cumulé (m)	I %	Ieq %	tc (min)	I (m ³ /s)
3-4	B1-18	144,12	144,12	0,39	0,39	470	1375	0,0501	0,020	23	26,3
	B19	6,06	150,18	0,50	0,89	470	1845	0,0501	0,020	15	34,75
	B20	2,75	152,93	0,50	1,39	335	2180	0,0431	0,020	15	34,75
	B19-20	8,81	161,74	0,5	1,89	470	2650	0,047	0,047	15	34,75
	B21	1,07	162,81	0,50	2,39	140	2790	0,0281	0,047	15	34,75
	B19-21	9,88	172,69	0,5	2,89	610	3400	0,041	0,041	15	34,75
	B22	14,29	186,98	0,30	3,19	170	3570	0,0361	0,041	15	34,75
	B19-22	24,17	211,15	0,38	3,57	610	4180	0,038	0,038	15	34,75
4-5	B23	1,59	212,74	0,50	4,07	190	4370	0,0271	0,038	15	34,75
	B19-23	25,76	238,50	0,38	4,45	800	5170	0,034	0,034	15	34,75
	B24	3,74	242,24	0,30	4,75	175	5345	0,0291	0,034	15	34,75
	B25	3,74	245,98	0,50	5,25	130	5475	0,0271	0,034	15	34,75
	B24-25	7,48	253,46	0,4	5,65	305	5780	0,028	0,028	15	34,75
	B19-25	33,24	286,70		5,65	0,38	5810	800		15	34,75
	B26	0,49	287,19	0,50	6,15	100	5910	0,0231		15	34,75
	B27	6,87	294,06	0,50	6,65	275	6185	0,0511		15	34,75
	B26-27	7,36	301,42	0,5	7,15	375	6560	0,039	0,039	15	34,75

EAUX PLUVIALES

Tronçon	Bassin	A (ha)	A cumulé	C	Ceq	L (m)	L cumulé (m)	I %	Ieq %	tc (min)	I	Q (m3/s)
	B19-27	40,6	40,6	0,40	0,40	800	800	0,032	0,032	15	34,75	1,567
	B28	10,72	51,32	0,50	0,50	380	1180	0,020	0,027	15	34,75	0,517
	B19-28	51,32	51,32	0,42	0,42	1180	1180	0,027	0,027	18,16	30,88	1,848
	B29	2,52	53,84	0,50	0,50	320	1500	0,076	0,076	15	34,75	0,122
	B30	1,97	55,81	0,50	0,50	245	1745	0,005	0,005	15	34,75	0,095
	B29-30	4,49	60,30	0,5	0,5	565	2310	0,014	0,014	15	34,75	0,216
4-5	B31	3,36	63,66	0,50	0,50	340	2680	0,010	0,010	15	34,75	0,162
	B29-31	7,85	71,51	0,5	0,5	905	3585	0,012	0,012	20,23	28,62	0,312
	B32	3,45	74,96	0,50	0,50	245	3830	0,019	0,019	15	34,75	0,166
	B29-32	11,3	83,26	0,5	0,5	905	4735	0,014	0,014	19,06	29,48	0,462
	B33	2,53	85,79	0,50	0,50	200	4935	0,049	0,049	15	34,75	0,122
	B29-33	13,83	99,62	0,5	0,5	1105	6040	0,016	0,016	21,12	28,30	0,542
	B34	2,72	102,34	0,30	0,30	285	6325	0,18	0,18	15	34,75	0,079
	B29-34	16,55	118,89	0,55	0,55	0,46	6371	1105	10,036	34,14	0,722	
	B35	1,27	120,16	0,30	0,30	180	6505	0,50	0,50	15	34,75	0,036
	B29-35	17,82	138,01	0,45	0,45	1285	7790	0,037	0,037	17,18	31,38	0,698
	B19-35	69,14	207,15	0,43	0,43	1285	9075	0,029	0,029	18,87	30,40	2,510

EAUX PLUVIALES

Tron- çon	A (ha)	A cumulé	C	Ceq	L (m)	L cumulé (m)	I %	Ieq %	tc (min)	I	Q (m ³ /s)
B36	28,70	10,201	10,201	0,20	310	15	0,020	15	34,75	0,554	
B19-36	97,84	10,36	1595	0,026	123,141	26,65	2,607				
B37	13,70	10,301	265	0,024	151	34,75	0,396				
B19-37	111,54	10,35	11860	0,025	126,551	24,32	2,637				
B38	13,70	10,201	190	0,025	15	34,75	0,264				
B19-38	1125,241	0,33	2050	0,024	129,071	22,89	2,627				
B1-38	44,121	0,39	1375	0,020	23	26,3	1,257				
B39	24,02	0,24	500	0,015	15	34,75	0,556				
B1-39	68,141	0,34	1875	0,018	130,321	22,36	9,438				
B40	9,7	0,25	440	0,021	15	34,75	0,234				
B41	9,2	0,20	180	0,014	15	34,75	0,177				
B40-41	18,9	0,22	620	0,018	15	34,75	0,401				
B1-41	187,04	0,31	1875	0,018	130,32	122,36	1,675				
B42	10,43	0,2	800	0,015	116,88	32,43	0,187				
B1-42	97,471	0,29	2675	0,017	140,75	18,36	1,441				

Tronçon	A (ha)	A cumulé	C	Ceq	L (m)	L cumulé (m)	L (m)	I %	Ieq %	tc (min)	I (m ³ /s)	Q (m ³ /s)
B43	3,080	10,501	10,501	0,41	430	430	0,0181	0,016	15	34,75	0,148	
B44	2,2	10,301	10,301	0,36	280	280	0,0141	0,016	15	34,75	0,066	
B43-44	5,37	10,301	10,301	0,41	1710	1710	0,0191	0,016	15	34,75	0,212	
B45	4,87	10,301	10,301	0,20	270	270	0,0191	0,016	15	34,75	0,141	
B43-45	10,241	10,301	10,301	0,36	1980	1980	0,0171	0,016	15	34,75	0,302	
B46	3,63	13,871	13,871	0,32	430	430	0,0151	0,016	15	34,75	0,070	
B43-46	13,871	13,871	13,871	0,32	11220	11220	0,0101	0,016	15	34,75	0,328	
B47	12,92	10,301	10,301	0,20	430	430	0,0101	0,016	15	34,75	0,374	
B48	17,74	30,661	30,661	0,3	450	450	0,0221	0,015	15	34,75	0,513	
B47-48	30,661	30,661	30,661	0,3	1430	1430	0,0161	0,015	15	34,75	0,887	
B49	29,77	60,431	60,431	0,25	880	880	0,0151	0,015	15	34,75	0,574	
B47-49	60,431	60,431	60,431	0,25	1220	1220	0,0111	0,015	15	34,75	1,295	
B43-41	74,3	104,771	104,771	0,24	2070	2070	0,0111	0,015	15	34,75	1,430	
B50	30,47	104,771	104,771	0,24	500	500	0,0111	0,015	15	34,75	0,926	
B43-50	1104,771	1104,771	1104,771	0,24	235	235	0,0131	0,015	15	34,75	0,075	
B51	16	1104,771	1104,771	0,24	235	235	0,0131	0,015	15	34,75	0,075	
B52	1,3	1104,771	1104,771	0,24	235	235	0,0131	0,015	15	34,75	0,075	

Tronçon	Bassin	A (ha)	A cumulé	C	Ceq	L (m)	L cumulé (m)	L %	I	Ieq %	tc (min)	I	Q (m3/s)
	B51-52	17,3	17,3	0,3	0,3	500	500		0,011	0,011	15	34,75	0,500
	B53	4,7	10,3	0,3	0,3	160	660	0,012			15	34,75	0,136
	B51-53	22	22	0,3	0,3	660	660		0,011	0,011	116,40	32,98	0,604
	B54	7	10,44	0,44	0,44	325	325	0,013			15	34,75	0,297
	B51-54	29	29	0,33	0,33	660	660		0,011	0,011	116,40	32,98	0,876
	B55	10,6	10,6	0,4	0,4	425	425	0,014			15	34,75	0,406
	B51-55	39,6	39,6	0,34	0,34	1085	1085		0,012	0,012	123,26	26,75	0,996
	B56	3,9	3,9	0,6	0,6	190	190	0,017			15	34,75	0,225
6-7	B57	3,3	3,3	0,50	0,50	270	270	0,019			15	34,75	0,159
	B56-57	7,2	7,2	0,55	0,55	460	460		0,018	0,018	15	34,75	0,382
	B51-57	46,8	46,8	0,37	0,37	1085	1085		0,013	0,013	122,55	27,02	1,299
	B58	11,4	11,4	0,2	0,2	245	245	0,015			15	134,75	0,220
	B51-58	58,2	58,2	0,33	0,33	1330	1330		0,013	0,013	126,38	124,63	1,314
	B1-58	155,67	155,67	0,30	0,30	2675	2675		0,015	0,015	142,76	18,01	2,336
	B1-50-58												
	B59	2,5	2,5	0,2	0,2	360	360	0,010			15	34,75	0,048
	B1-59	158,17	158,17	0,29	0,29	3035	3035		0,014	0,014	148,40	116,49	2,101

III - 2 : L'EVALUATION DES DEBITS DES EAUX USEES :

Le débit des eaux usées dépend directement sur la consommation d'eau. Pour le calcul du débit des eaux usées on a pris la dotation de 200 l/h/j (voir I.22). D'après les données de la population (Voir II.4) on a :

a : pour Birkhadem : 32195 Habitants ; Garidi : 24635 Habitants.

On a calculer la densité hab/ha $d = \frac{\text{Population}}{\text{Surface totale}}$

Pour la commune de Birkhadem :

$$d \text{ Birk} = \frac{\text{Population } 32195}{\text{Surface totale } 243,5} = 132,46 \text{ Hab/ha}$$

Pour la ZHUN Garidi :

$$d \text{ Garidi} = \frac{\text{Population } 24635}{\text{Surface totale } 138,22} = 178,23 \text{ Hab/ha}$$

Ainsi le débit moyen d'eau usée :

$$Q_m \text{ EU} = \frac{200 \times \text{Nbre d'Habitants}}{24.3600} \text{ l/s}$$

Cependant une proportion importante est consommée dans quelques heures ; et ce débit on appelle le débit de pointe ; $Q_{pEU} = C_p \cdot Q_m \text{ EU}$ ou C_p : coefficient de pointe : Il se définit comme le rapport du débit maximum dans l'heure la plus chargée sur le débit moyen pour les calculs la formule suivante a été adoptée.

$$C_p = 15 + \frac{2,5}{Q_m \text{ EU}}$$

Alors, le débit de chaque sous bassin est évalué à partir de la densité de la population et de Q_{pEU} . Dans le plan 3 et le Tableau 3.3. les calculs des débits d'eaux usées sont présentés.

T A B L E A U 3.3 LES CALCULS DU DEBIT DES EAUX USEES

Tron-	Bassin	Super- ficie	Densité	Hab	Hab cumulés	QEU (l/s)	Cp	QEU max (l/s)	QEU + QEpl (m3/s)
0-1	B1	13,80	178,23	2459		5,69	2,55	14,51	0,813
	B2	5,82	178,23	1037		2,40	3	7,2	0,175
	B1-2				3496	8,09	2,38	19,25	0,984
1-2	B3	3,84	132,46	508		1,17	3	3,51	0,114
	B4	3,84	132,46	508		1,17	3	3,51	0,114
	B5	5,36	132,46	709		1,64	3	4,92	0,159
	B3-4-5				1725	3,99	2,75	10,97	0,388
	B 1-5				5221	12,08	2,22	26,82	1,313
2-3	B6	7,6							
	B1-6				6946	16,08	2,12	34,08	1,406
	B7	7,8	178,23	1390		3,22	2,89	9,30	0,461
	B8	11,4	178,23	2031		4,70	2,65	12,45	0,672
2-3	B7-8				3421	7,92	2,38	18,85	1,131
	B9	0,6	178,23	106		0,24	3	0,72	0,036
	B7-9				3527	8,16	2,37	19,34	1,165
	B10	6,3	178,23	1122		2,59	3	777	0,373

EAUX USEES

Tronçon	Bassin	superficie	Densité	Hab	Hab cumulés	QEU (l/s)	Cp	QEU max (l/s)	QEU + QEpl m3/s
	B7-10				4649	10,76	2,26	24,32	1,536
	B11	1,9	178,23	338		0,78	3	2,34	0,112
	B7-11				4987	11,54	2,23	25,73	1,619
2-3	B1-11				11933	27,62	1,97	54,41	3,357
	B12	0,75							
	B1-12				11933	27,62	1,97	54,41	0,122
	B13	6,5	178,23	1158		12,68	3	8,04	0,384
	B14	4,7	178,23	837		11,94	3	5,82	0,278
	B13-14				1995	14,62	2,66	12,29	0,661
	B15	1,70	178,23	302		10,69	3	2,07	0,100
3-4	B13-15				2297	15,32	2,58	13,72	0,761
	B16	3,1	178,23	552		11,27	3	3,81	0,183
	B13-16				2849	16,59	2,47	16,28	0,943
	B17	220	178,23	392		10,91	3	2,73	0,129
	B13-17				3241	17,50	2,41	18,07	1072
	B1-17				15174	35,125	1,92	67,44	1,164
	B18	25,17							

18

Tronçon	Bassin	Superficie	Densité	Hab	Hab cumulés	QEU (l/s)	Cp	QEU max (l/s)	QEU + QEpl m3/s
3-4	B1-18				15174	35,125	1,92	67,44	1,324
	B19	6,06	132,46	802		1,86	3	5,58	0,297
	B20	2,75	132,46	364		0,84	3	2,52	0,135
	B19-20				1166	2,69	3	8,07	0,433
	B21	1,07	132,46	141		0,33	3	0,99	0,053
	B19-21				1307	3,02	2,94	8,88	0,486
	B22	14,29	132,46	1892		4,38	2,69	1178	0,425
	B19-22				3199	7,40	2,42	17,91	0,904
4-5	B23	159	132,46	210		0,48	3	1,44	0,078
	B19-23				3409	7,89	2,39	18,86	0,964
	B24	3,74	132,46	475		1,14	3	3,42	0,111
	B25	3,74	132,46	475		1,14	3	3,42	0,183
	B24-25				0,90	2,29	3	6,87	0,295
	B19-25				4399	10,18	2,28	23,21	1,242
	B26	0,49	132,46	64		0,15	3	0,45	0,023
	B27	6,87	132,46	910		2,10	3	6,3	0,337
	B26-27				974	2,25	3	6,75	0,362

EAUX USEES

Tronçon	Bassin	Superficie	Densité	Hab	Hab cumulés	QEU (l/s)	Cp	QEU max (l/s)	QEU + QEpl (m ³ /s)
	B19-27				5373	12,43	2,20	27,35	1,594
	B28	10,72	132,46	1419		3,28	2,88	9,44	0,526
	B19-28				6792	15,72	213	33,48	1,881
	B29	2,52	132,46	333		0,77	3	2,13	0,124
	B30	1,97	132,46	260		0,60	3	1,8	0,097
	B29-30				593	1,37	3	4,11	0,220
4-5	B31	3,36	132,46	445		1,03	3	3,09	0,165
	B29-31				1038	2,40	3	7,2	0,319
	B32	3,45	456			1,05	3	3,15	0,169
	B29-32				1494	3,46	2,84	9,83	0,472
	B33	2,53	132,46	335		0,77	3	2,31	0,124
	B29-33				1829	4,23	2,71	11,46	0,553
	B34	2,72	132,46	360		0,83	3	2,49	0,081
	B29-34			29	2189	5,06	2,61	13,21	0,735
	B35	1,27	132,46	168		0,38	3	1,14	0,037
	B29-35				2357	5,45	2,57	14	0,083
	B19-35				9149	21,17	2,04	43,18	2,553

EAUX USEES

Tronçon	Bassin	Superficie	Densité	Hab	Hab cumulés	QEU (l/s)	Cp	QEU max (l/s)	QEU + QEpl (m3/s)
4-5	B36	28,70	132,46	3801		8,79	2,34	20,56	0,574
	B19-36				12950	29,97	1,95	58,44	2,665
	B37	13,70	132,46	1814		4,19	2,72	11,39	0,407
	B19-37				14764	34,17	1,2	65,60	2,702
	B38	13,70	132,46	1814		4,19	2,72	11,39	0,275
	B19-38				16578	38,37	1,90	72,90	2,699
	B1-38				31752	73,5	1,7	131,56	1,469
	B39	24,02							0,556
	B1-39				31752	73,5	1,79	131,56	1,583
	B40	9,7	178,23	1728		4	2,75	11	0,245
	B41	9,2	178,23	1639		3,79	2,78	10,53	0,187
	5-6	B40-41				3367	7,79	2,39	18,62
B1-41					351199	81,2	1,77	143,88	1,459
B42		10,43							0,187
B1-42					35119	81,29	1,77	143,88	1,586

24

EAUX USEES

Tronçon	Bassin	Superficie	Densité	Hab	Hab cumulés	QEU (l/s)	Cp	QEU max (l/s)	QEU + QEp1 (m3/s)
	B43	3,08	132,46	3407		0,94	3	2,82	0,151
	B44	2,29	132,46	303		0,70	3	2,1	0,068
	B43-44				710	1,649	3	4,92	0,296
	B45	4,87	132,46	645		1,49	3	4,47	0,145
	B43-45				1355	3,14	2,91	9,14	0,311
	B46	3,63	132,46	480		1,11	3	3,33	0,073
	B43-46				1835	4,25	2,71	11,52	0,339
	B47	12,92	132,46	1711		3,96	2,75	10,89	0,385
6-7	B48	17,74	132,46	2349		5,43	2,57	13,95	0,526
	B47-48				4060	9,39	2,31	21,69	0,908
	B49	29,77	132,46	3943		9,12	2,33	21,24	0,595
	B47-49				8003	18,52	2,08	38,52	1,333
	B43-49				9838	22,77	2,02	45,99	1,475
	B50	30,47	132,46	4036		9,34	2,32	21,66	0,569
	B43-50				13871	32,11	1,94	62,29	1,492
	B51	16	178,23	2851		6,59	2,47	16,27	0,942
	B52	1,3	178,23	231		0,53	3	1,59	0,076

EAUX USEES

Tron- çon	Bassin	super- ficie	Densité	Hab	Hab cumulés	QEU (l/s)	Cp	QEU max (l/s)	QEU + QEp1 m3/s
	B51-52				3082	7,13	2,43	17,32	0,517
	B53	4,7	178,23	837		1,93	3	5,79	0,142
	B51-53				3919	9,07	2,33	21,13	0,625
	B54	7	178,23	1247		2,88	2,97	8,55	0,305
	B51-54				5166	11,95	2,22	26,52	0,037
	B55	10,6	178,23	1889		4,37	2,69	11,75	0,417
	B51-55				7055	16,33	2,11	34,45	1,030
	B56	3,9	178,23	695		1,60	3	5,8	0,229
6-7	B57	3,3	178,23	588		141,36	3	4,08	0,163
	B54-57				1283	102,96	2,95	8,73	0,390
	B51-57				8338	119,30	2,06	39,76	1,338
	B58	11,4	178,23	2031		4,70	2,65	12,45	0,232
	B51-58				10369	24	2,01	48,24	1,362
	B1-50				45488	105,29	1,74	183,20	
	B1-50-58				57312	132,66	1,71	226,84	
	B59	2,5							
	B1-59				57312	132,66	1,71	226,84	2,542

CHAPITRE IV

IV - LES CALCULS DU RESEAU D'EGOUT :

Un égout est une voie hydraulique qui peut être considéré comme un aqueduc à écoulement libre dont la mise en charge est exceptionnelle et limité par le débordement éventuel des ouvrages annexes comme il a été précisé précédemment (voir I31) dans notre cas le système pseudo séparatif est choisi au point de vu économique. On a tracé un seul collecteur pour évacuer les eaux usées et une partie des eaux pluviales. Dans le cas où le débit d'eau excède la capacité du collecteur, les eaux pluviales peuvent être déversées dans le cours d'eau (OUED ROUMANA) par des ouvrages annexes (déversoirs d'orage).

De ce fait, ce chapitre est constitué par le calcul collecteur, et des divers ouvrages annexes et le tracé du profil en long.

IV-1 : CALCUL DU COLLECTEUR :

Il y a deux méthodes principales de calcul du réseau d'égout. La méthode de ColeBrook et la méthode de Manning Stricker. Nous avons choisi la méthode de ColeBrook. Pour ces calculs, on a considéré un tronçon du profil en long et on a vérifié les deux méthodes :

La formule de ColeBrook donne la vitesse pleine section (V_{ps}) pour la section circulaire comme suit :

$$V_{ps} = \left[-2 \text{ LOG} \left(\frac{2,51 \nu + \frac{K}{3,71 D}}{D \sqrt{2g I D}} \right) \right] \sqrt{2g I D}$$

où $K = \text{coefficient de rugosité} = 1,5 \cdot 10^{-3}$

$\nu = \text{la viscosité cinématique} = 1,31 \cdot 10^{-6} \text{ M}^2/\text{Sec}$

$I = \text{la pente}$

$D = \text{Diamètre}$

$$V_{ps} = \left[-2 \text{ LOG} \left(\frac{0,742 \cdot 10^{-6}}{D^{\frac{3}{2}} \sqrt{I}} + \frac{K}{3,71 D} \right) \right] 4,429 \sqrt{I D}$$

et le débit à pleine section (Q_{ps}) sera $Q_{ps} = \frac{\pi \varnothing^2}{4} V_{ps}$

où Q_{ps} en M^3/S ; V_{ps} en M/S ; \varnothing en MM

En utilisant ces formules, les sept (7) tronçons (voir profil en long plan n°4) ont été dimensionner comme suivant :

Pour le tronçon 0 - 1 :

$$V_{ps} = 4,96 \text{ M}/\text{S}$$

$$Q_{ps} = 1,15 \text{ M}^3/\text{S}$$

$$\varnothing = 600 \text{ MM}$$

$$I = 0,035$$

Pour le tronçon 1 - 2 :

$$V_{ps} = 4,15 \text{ M/S}$$

$$Q_{ps} = 1,596 \text{ M}^3/\text{S}$$

$$\varnothing = 700 \text{ MM}$$

$$I = 0,030$$

Pour le tronçon 2 - 3 :

$$V_{ps} = 1,96 \text{ M/S}$$

$$Q_{ps} = 0,138 \text{ M}^3/\text{S}$$

$$\varnothing = 300 \text{ MM}$$

$$I = 0,020$$

Pour le tronçon 3 - 4 :

$$V_{ps} = 2,60 \text{ M/S}$$

$$Q_{ps} = 1,309 \text{ M}^3/\text{S}$$

$$Q = 800 \text{ MM}$$

$$I = 0,010$$

Pour le tronçon 4 - 5 :

$$V_{ps} = 3,44 \text{ M/S}$$

$$Q_{ps} = 2,18 \text{ M}^3/\text{S}$$

$$\varnothing = 900 \text{ MM}$$

$$I = 0,015$$

Pour le tronçon 5 - 6 :

 $V_{ps} = 3,44 \text{ M/S}$

$Q_{ps} = 2,18 \text{ M}^3/\text{S}$

$\varnothing = 900 \text{ MM}$

$I = 0,015$

Pour le tronçon 6 - 7 :

 $V_{ps} = 3,36 \text{ M/S}$

$Q_{ps} = 3,803 \text{ M}^3/\text{S}$

$\varnothing = 1100 \text{ MM}$

$I = 0,010$

Le tracé en plan a été établi de façon à éviter tout changement brusque de direction , on obtiendra ainsi un bon écoulement des eaux. Les jonctions se feront par raccordement circulaire afin d'éviter des pertes de charges singulières trop importantes et seront prises à un angle aigu de 45°.

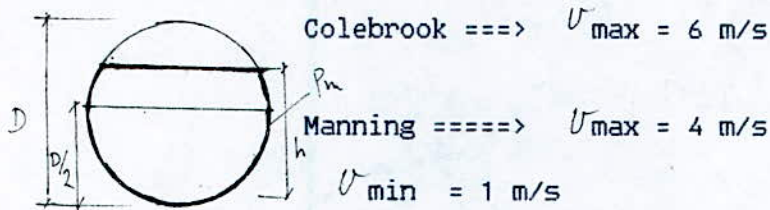
IV-2 : LA COMPARAISON ENTRE LES FORMULES DE MANNING STRICKER

ET COLEBROOK :

La différence entre la formule de Manning et celle de Colebrook est définis de la manière suivante : On détermine le coefficient de perte

de charge λ . La première formule donne des valeurs expérimentales du coefficient n , ce qui conduit à une valeur pour λ , qui détermine l'état de la paroi du collecteur. Alors que la deuxième formule tient en compte du régime d'écoulement et en outre l'état de la paroi (rugosité relative).

La formule de Colebrook donne des résultats un peu précis, Vu la précision de détermination de λ . Pour le remplissage partiel, l'abaque de Colebrook - PRANDIL-THORMAN tient en compte du fait que la hauteur dépasse $D/2$ du frottement entre l'air et l'eau donc le périmètre mouillé augmente.



On a pris le tronçon 4-5 et on a vérifié les deux formules :

Exemple : $\phi = 900 \text{ mm}$

$I = 15\%$

ColeBrook $Q_{ps} = 2,18 \text{ M}^3/\text{S}$

$U_{ps} = 3,44 \text{ M/S}$

Manning Strickler $Q_{ps} = 70 R^{2/3} S \sqrt{I}$

$\phi = 900 \text{ mm}$

$I = 15\%$

$$R = \frac{A}{P} = \frac{\frac{\pi D^2}{4} \frac{h}{D}}{\frac{\pi D h}{4} + 2h} = \frac{D}{4} \frac{h}{h + \frac{D}{2}}$$

$$Q_{ps} = 70 \left(\frac{0,9}{4} \right)^{2/3} \frac{\pi}{4} \left(\frac{0,9}{4} \right)^2 \sqrt{0,015}$$

$$Q_{ps} = 2,016 \text{ M}^3/\text{S}$$

$$v_{ps} = 70 R^{2/3} \sqrt{I} = 70 \left(\frac{0,9}{4} \right)^{2/3} \sqrt{0,015}$$

$$v_{ps} = 3,17 \text{ m/s}$$

IV-3 : LA VERIFICATION DES CONDITIONS D'AUTOCURAGE :

Pour éviter la stagnation d'eau d'égout dans le collecteur et la sédimentation éventuel dans le réseau, il faut désigner un écoulement minimal à des vitesses nécessaires pour l'autocurage. Les conditions d'autocurage sont précisés dans le chapitre (I.).

Pour les calculs de l'autocurage, on a utiisé l'abaque et les résultats sont indiqués dans le tableau (4.1). La vitesse dans tous les tronçons en période sec est de l'ordre de 1,42 m/s à 1,96 m/s. Ces valeurs satisfont les conditions d'autocurage.

H/H_0
1.00

PRANDTL-FRANKE-THORMANN

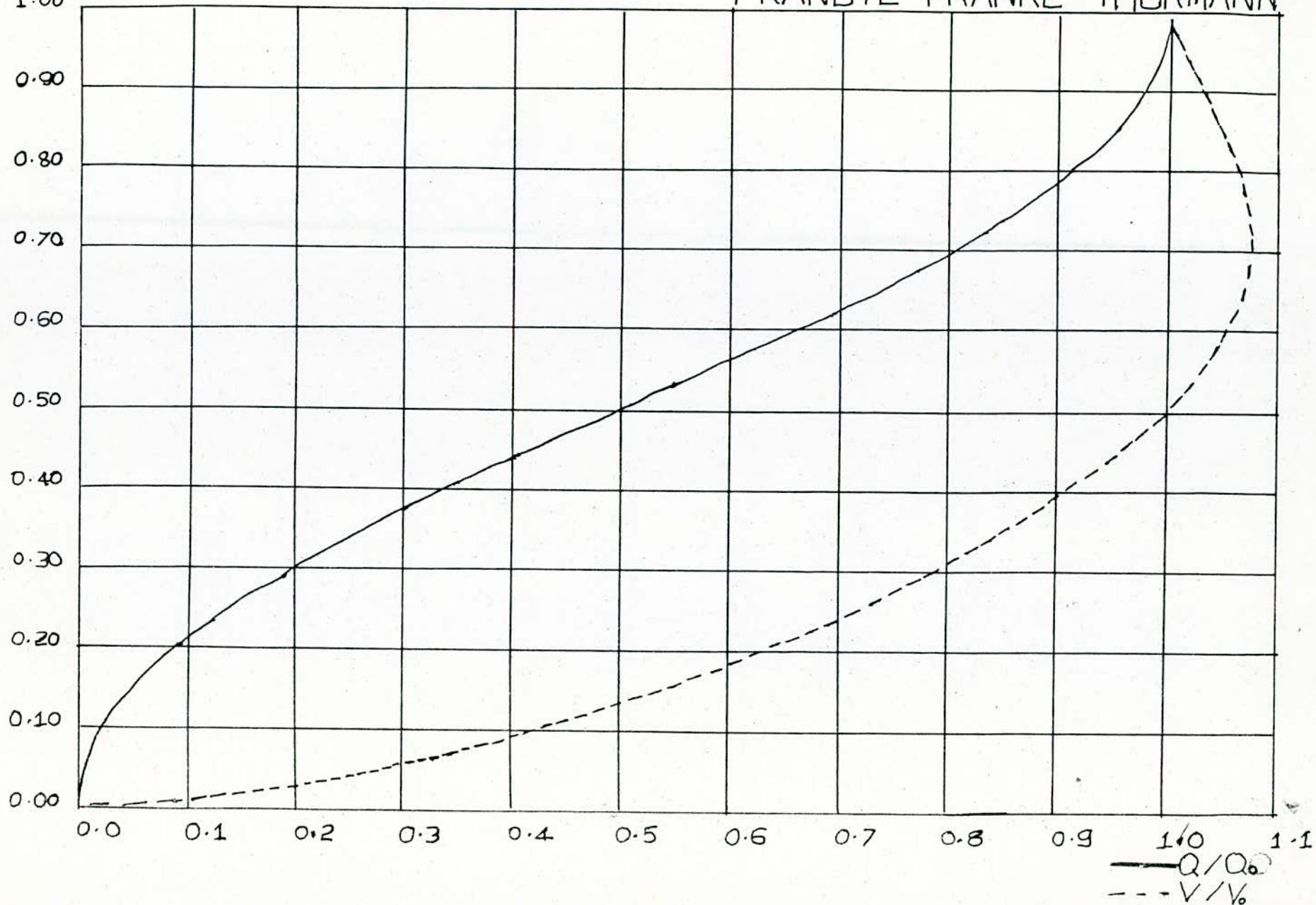
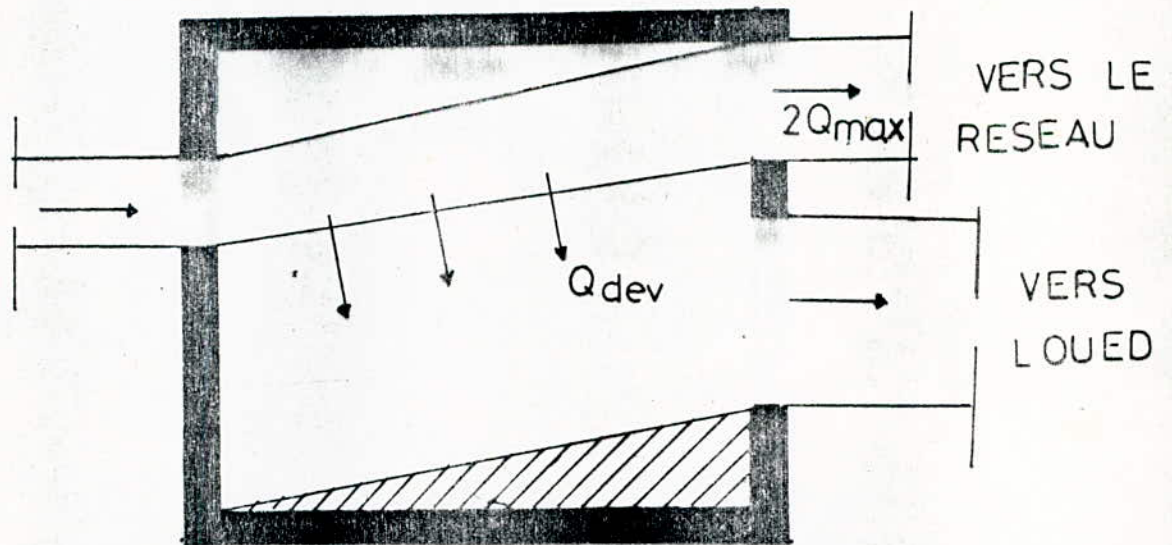
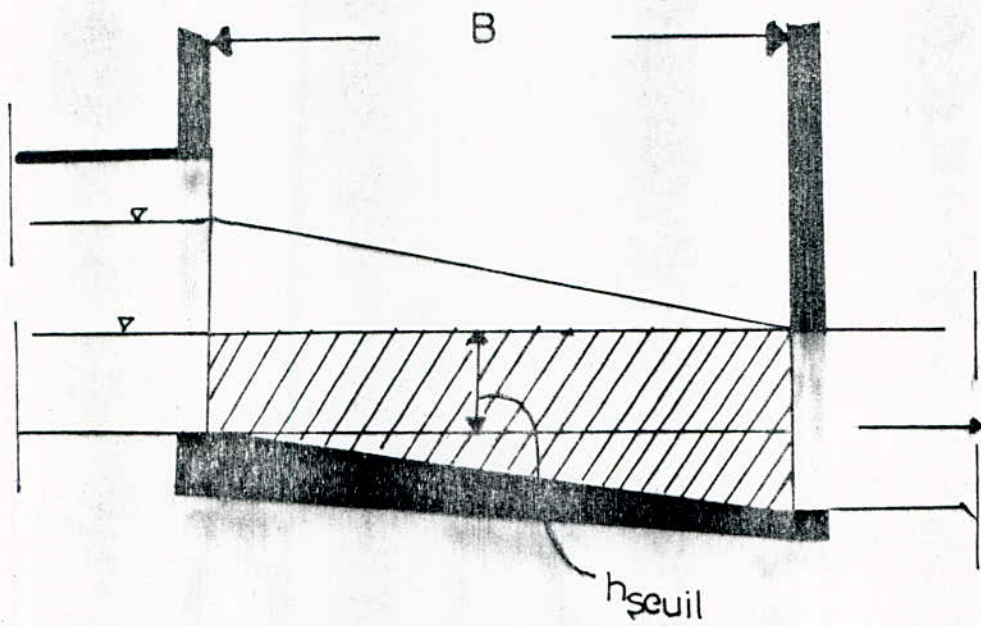


TABLEAU 4.1 VERIFICATION DES CONDITIONS D'AUTOCURAGE

Tronçon (1)	Diamètre (mm) (2)	Q (m ³ /s) (3)	I (%) (4)	Plein (Qps) (5)	Section (Vps) (6)	RQ (7)	RH (8)	RY (9)	H (mm) (10)	V (m/s) (11)	1/10 Qps (m/s) (12)
0-1	600	0,01925	0,035	1,150	4,06	0,016	0,1	0,42	60	1,70	2,64
1-2	700	0,03408	0,030	1,890	4,15	0,018	0,1	0,42	70	1,74	2,69
2-3	300	0,05441	0,020	0,138	1,96	0,39	0,43	0,935	129	1,83	1,27
3-4	800	0,06744	0,010	1,309	2,60	0,051	0,15	0,545	120	1,42	1,69
4-5	900	0,13156	0,015	2,18	3,44	0,06	0,17	0,57	153	1,96	2,23
5-6	900	0,14388	0,015	2,18	3,44	0,06	0,17	0,57	153	1,96	2,23
6-7	1100	0,22684	0,010	3,803	3,36	0,059	0,17	0,57	187	1,91	2,18

SCHEMA DE DEVERSOIR D'ORAGE



IV-5 : OUVRAGES ANNEXES :

Les ouvrages annexes ont une importance du point de vue entretien du réseau pour l'exploitation rationnelle de ce dernier. Il y a plusieurs types d'ouvrages annexes, pour le cas de système pseudo séparatif, les déversoirs d'orage sont très important, et sur le tracé du collecteur, on a également proposé des regards de chutes à des endroits où des chutes sont constatées.

IV-5-1 : Déversoir d'orage :

Dans la perspective d'éviter la surcharge de la station d'épuration déjà saturée par les eaux pluviales qui peuvent être rejetées à la nature sans conséquence néfaste pour celle-ci.

Nous avons projeté un déversoir d'orage avec seuil de déversement pour la séparation des eaux malgré que ce procédé est très incertain du point de vue calcul, il demeure le plus employé actuellement.

Données de base :

Diamètre de l'égout

Pente en %.

Q1 débit de temps de pluie

Q2 débit de temps sec

$Q_T = Q_{EU} + Q_{EP}$

$Q \text{ diverse} = Q_T - 2 Q_{max}$

Calcul de la longueur du seuil de déversoir :

$$Q_0 = \frac{2}{3} \mu B \sqrt{2g} H_0^{3/2}$$

$$B = \frac{3}{2} \frac{Q}{\mu \sqrt{2g} H_0^{3/2}}$$

Le niveau d'eau dans le tuyau d'arrivage de diamètre ϕ est H_1

$$rQ = \frac{Q_1}{Q_{sp}}$$

on trouve une valeur dans l'abaque de PRANDIL - FRANKE - THORMANN et on reporte sur la courbe on trouve la valeur de rH

H_2 : La hauteur du seuil du déservoir, on prend H_2 la différence

$$\Delta H = H_1 - H_2$$

$$\text{d'où } H_0 = \frac{\Delta H}{2}$$

on choisi $\mu = 0,6$

$$\mu = F(hv) \quad (h) \quad (r)$$

hv = hauteur du seuil

h = charge d'eau

r = forme de la crête

CALCUL DU DEVERSOIR D'ORAGE N° 1 : (VOIR PLAN 3 POUR LA SITUATION)

Diamètre = 700 mm

$I = 0,030 \%$

$QEP = 1,331 \text{ m}^3/\text{s} = 1331 \text{ l/s}$

$QEU = 34,08 \text{ l/s}$

$$QT = QEP + QEU = 1257 + 67,44 + 1324,44 \text{ l/s}$$

$$Q \text{ deverse} = 1324,44 - 2 (67,44) + 1189,56 \text{ l/s}$$

$$RQ = \frac{QEP + QEU}{Qps} = \frac{1324,44}{1309,00} = 1,012$$

D'après l'abaque de PRANDIL - FRANKE - THORMANN, on a :

$$RQ = 1,012 \text{ -----} \rightarrow RH = 0,96$$

$$H1 = RH \cdot D = 0,96 \cdot 0,8 = 0,768 \text{ m}$$

$$H2 = 120$$

$$\Delta H = 760 - 120 = 640 \text{ m}$$

$$H_0 = \frac{\Delta H}{2} = 320 \text{ m}$$

On prend $\mu = 0,6$

$$\text{d'où } B = \frac{3}{2} \frac{1,297}{0,6 \sqrt{2g}} (0,186)^{3/2}$$

$$B = 9,1 \text{ m}$$

On prend une marge de sécurité de 40% (3,64)

$$B = 12,74$$

on trouve $B = 12,75 \text{ m}$

CALCUL DU DEVERSOIR D'ORGAE N° 3 (VOIR PLAN 3 POUR LA SITUATION)

$$D = 700 \text{ mm}$$

$$I = 0,015 \%$$

$$QEP = 1441 \text{ l/s}$$

$$QEU = 143,00 \text{ l/s}$$

$$Q \text{ TOTALE} = QT + QEP + QEU = 1441 + 143 + 1584 \text{ l/s}$$

$$Q \text{ deverse} = 1584 - 2 (143,0) + 1298 \text{ l/s}$$

$$RQ = \frac{QT}{Qps} = \frac{1584}{2180} = 0,72$$

D'après l'abaque de PRANDIL - FRANKE - THORMANN,

$$\text{on a : } RQ = 0,72 \text{ -----} \rightarrow RH = 0,63$$

$$H1 = RH \cdot D = 0,63 \cdot 0,9 = 0,567 \text{ m}$$

$$H2 = 153 \text{ mm}$$

$$\Delta H = H1 - H2 = 567 - 153 = 414 \text{ mm}$$

$$Ho = \frac{\Delta H}{2} = 207 \text{ mm}$$

On prend $\mu = 0,6$

$$\text{d'où on a } B = \frac{3}{2} \cdot \frac{1,189}{0,6 \sqrt{2,9,81}} \cdot \frac{3}{2} \quad (0,32)$$

$$B = 3,70 \text{ m}$$

Pour une marge de sécurité de 40% (1,48)

$$B = 3,70 + 1,48 = 5,18$$

$$B = 5,18 \text{ m}$$

IV - 5-2 : REGARDS

Rôle :

Le rôle des regards est de permettre : pour les ouvrages visitables l'accès au personnel pour les travaux d'entretien et de curage (regards visitables).

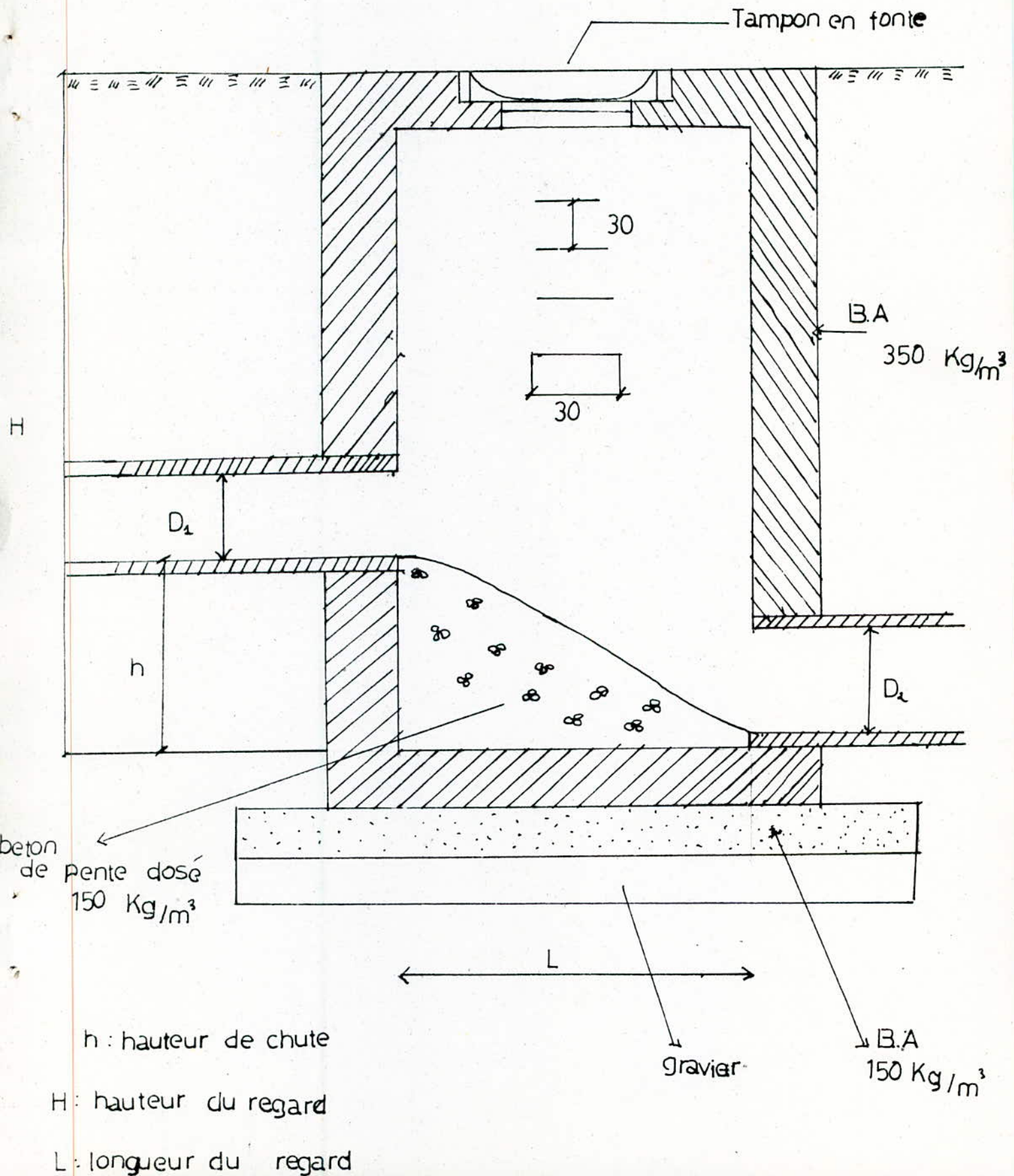
Espacement et emplacements :

Sur les regards ouvrages avec banquettes, l'espacement des regards peut être de 300 m environ. Sur les ouvrages visitables sans banquettes, l'espacement ne doit pas dépasser, du point de vue de la sécurité des ouvrages, une centaine de mètres.

Sur les canalisations un regard doit être installé :

- A chaque changement de direction
- A chaque jonction de canalisations (à l'exception des branchements réalisés par des culottes, des raccords de piquage ou des boîtes de branchement). Dans notre cas, sur le collecteur, trois regards de chute sont constatés.

SCHEMA D'UN REGARD DE CHUTE



B I B L I O G R A P H I E

- 1 - Les eaux usées dans les agglomérations urbaines ou Rurales

Paris : EYROLLES
LACOLLECTE (1978)

H. GUERREE
C. GOMELLA

- 2 - ~~Manuel~~ d'Hydraulique Général .

A . LENCATRE

- 3 - Cours d'Assainissement Urbain

STUTTGART (1974)

P o l y c o p i é s

- 4 - Assainissement du Grand Alger

Etude du Collecteur Littoral et la Station d'Epuration
d'El-Harrach .

(1983)

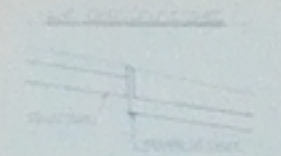
- 5 - Assainissement de la Zone Industrielle de Oued Smar

- Extension -

(1984).

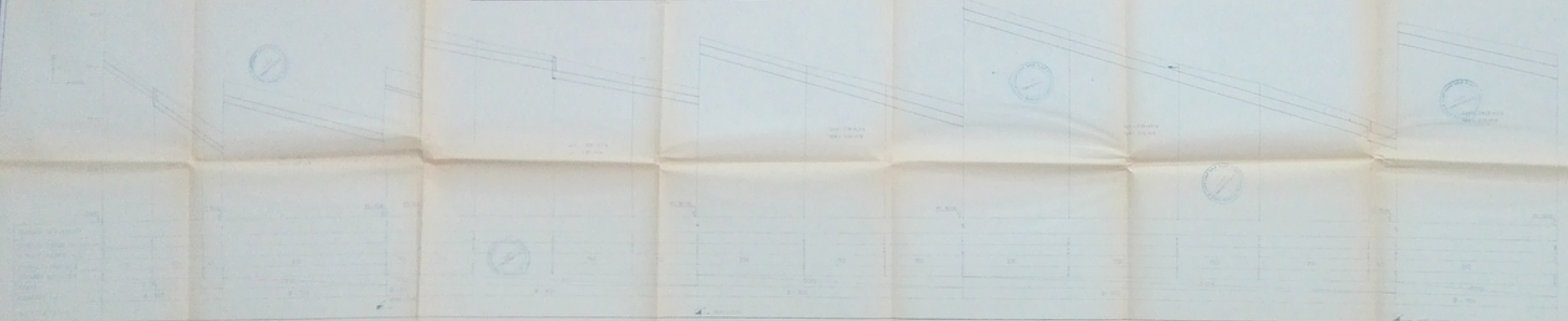
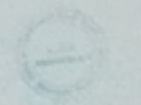
SCHEMA DU PROFIL EN LONG DU COLLECTEUR PRINCIPAL

01/02/74

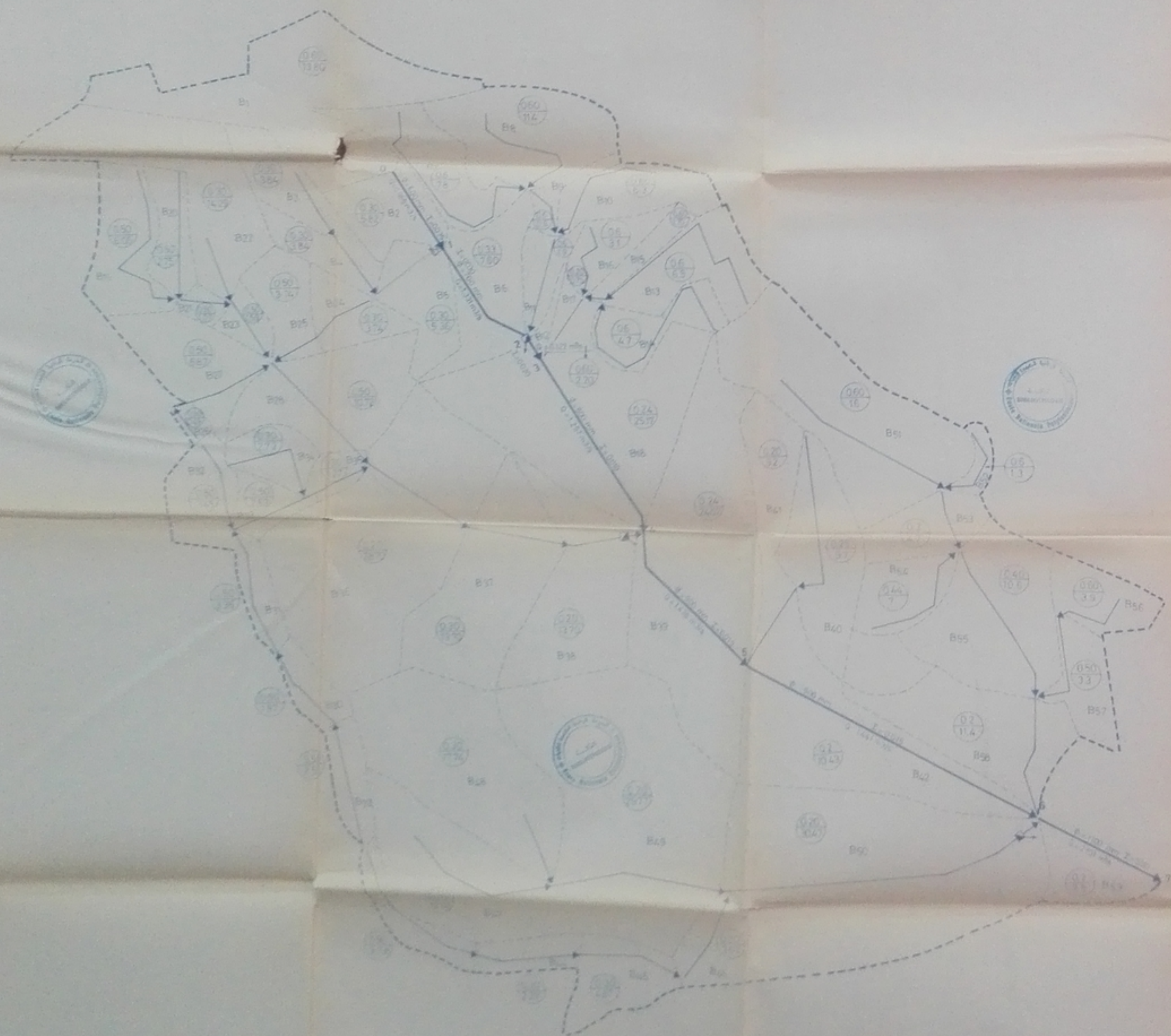


E N P

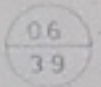
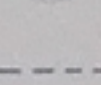




01/02/74
SCHEMA DU PROFIL EN LONG DU COLLECTEUR PRINCIPAL
DRESSÉ PAR M. BOURGAIN MAIRIE DE ...
VÉRIFIÉ PAR M. ...



CALCUL DES EAUX PLUVIALES



LEGENDE

-  COEFFICIENT DE RUSSÈLEMENT
-  SURFACE (ha)
-  LIMITE DU BASSIN VERSANT
-  LIMITE DU SOUS-BASSIN
-  COLLECTEUR PRINCIPAL
-  COLLECTEUR SECONDAIRE
- B_1, B_2, \dots, B_{60} NUMÉRO DES SOUS-BASSINS

E N P

TITRE : CALCUL DES EAUX PLUVIALES

CHÈFE PAR : M. BELMANSI, MARSEIL - 1989

PROFESSEUR PAR : M. DE BRILLON, BRUNY, MARSEIL - 1989



CALCUL DES EAUX USEES



- LEGENDE
- COEFFICIENT DE RUISSELLEMENT
 - SURFACE (ha)
 - LIMITE DE LA DENSITE N°1
 - LIMITE DE LA DENSITE N°2
 - LIMITE DU SOUS-BASSIN
 - COLLECTEUR PRINCIPAL
 - B₁, B₂, B₃, B₄ NUMEROS DU SOUS-BASSIN

E N P

TITRE		CALCUL DES EAUX USEES	
DRESSE PAR	M. BOUCHENAFI MAHFOUD	Ech.	1/5000
VERIFIE PAR	M. Dr. UPALURI BINDU MADHAV	PLAN N°	3

