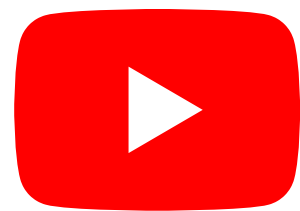


■■■■■ CALCUL D'UN RESEAU PLUVIAL EN **SYSTEME SEPARATIF**

Calculs Phase Projet d'un réseau d'eaux pluviales

Ingénierie de l'eau



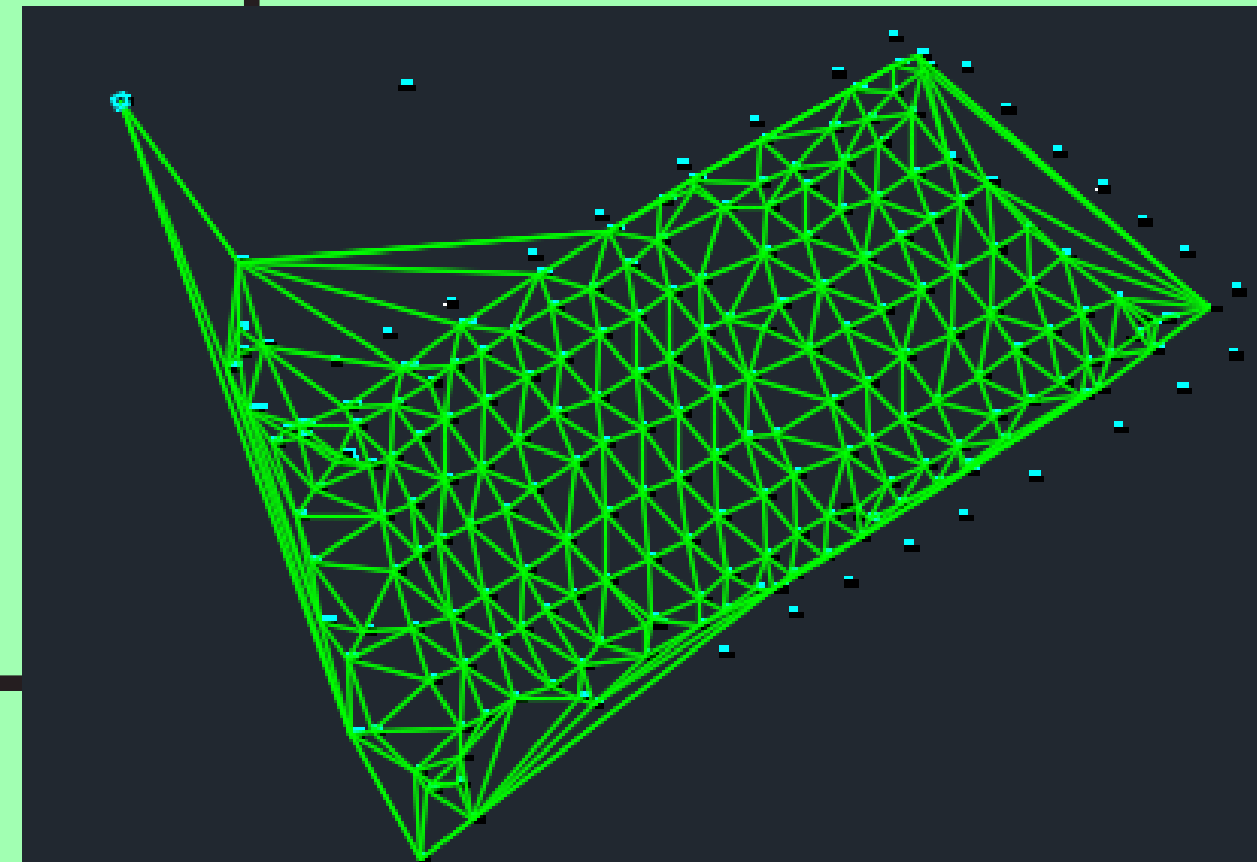
Réaliser par: Meryem BOUSABOUNE

**CALCUL D'UN RESEAU PLUVIAL EN
SYSTEME SEPARATIF
PAR LA METHODE SUPERFICIELLE**

- **DES ÉTUDES PRÉLIMINAIRES,**
- **UNE ÉTUDE D'AVANT PROJET,**
- **UNE ÉTUDE DE PROJET.**

L'avant projet est établi en fonction **des pentes du terrain naturel** selon le tracé des collecteurs

ETAPE 1



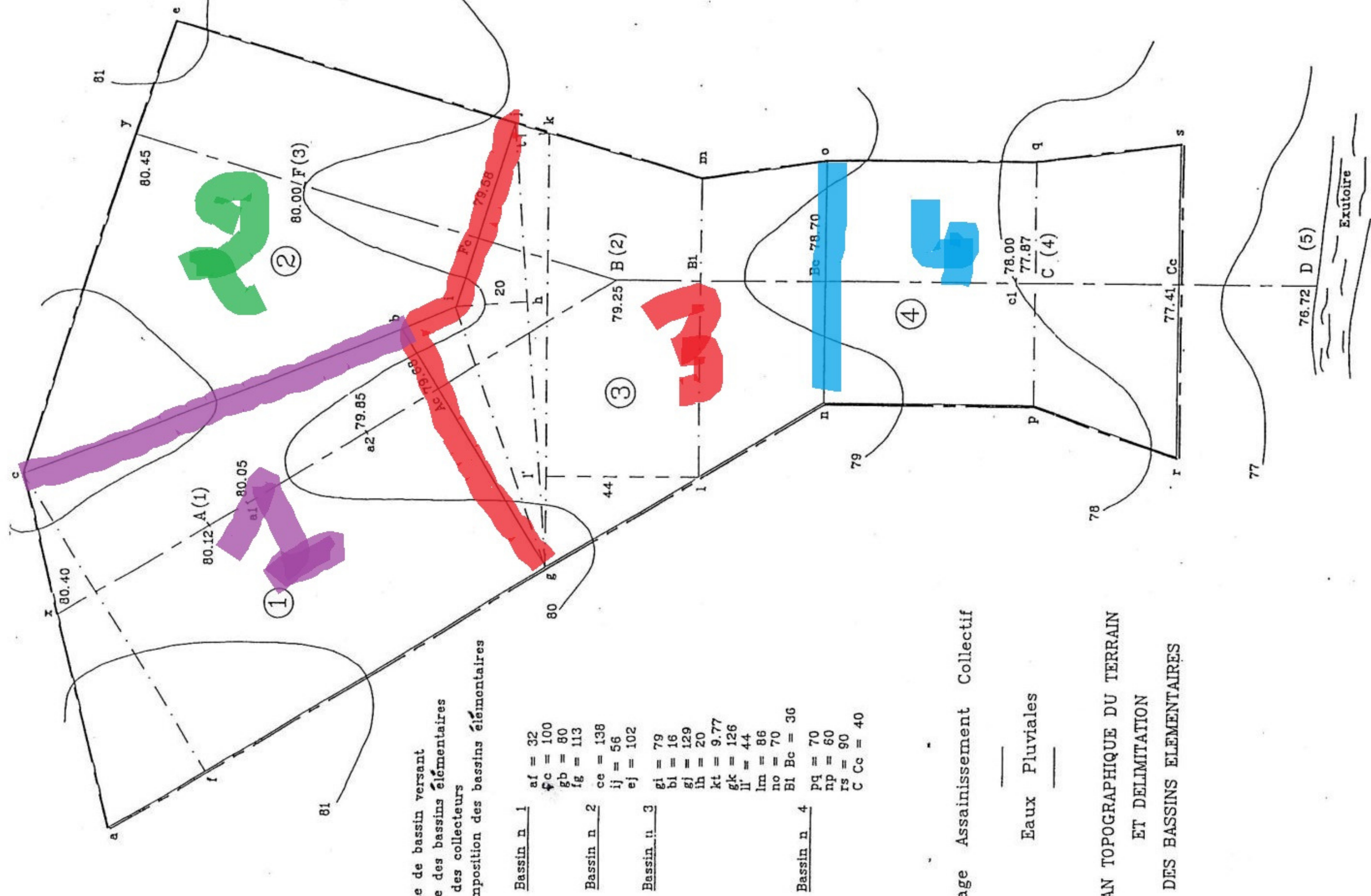
Reprendre le calcul
d'après **les pentes du
radier** des canalisations
définies.

ETAPE 1



ETUDE DE L'AVANT PROJET

1. Calcul de la formule superficielle de Caquot
2. Calcul des bassins élémentaires
3. Assemblage des bassins
4. Diamètres et profils en long provisoires



- Limite de bassin versant
- Limite des bassins élémentaires
- Axes des collecteurs
- Décomposition des bassins élémentaires

<u>Bassin n 1</u>	af = 32
	fc = 100
	gb = 80
	fg = 113
<u>Bassin n 2</u>	ce = 138
	ij = 56
	ej = 102
<u>Bassin n 3</u>	gi = 79
	bl = 16
	gj = 129
	ih = 20
	kt = 9.77
	gk = 126
	ll' = 44
	lm = 86
	no = 70
	B1 Bc = 36
<u>Bassin n 4</u>	pq = 70
	np = 60
	rs = 90
	C Cc = 40

Stage Assainissement Collectif

Eaux Pluviales

PLAN TOPOGRAPHIQUE DU TERRAIN
ET DELIMITATION
DES BASSINS ELEMENTAIRES

ETUDE DE PROJET

Détermination des bassins élémentaires :

1. Il s'agit à ce niveau de reprendre l'ensemble des calculs en utilisant les pentes réelles de canalisations sur le parcours hydraulique.

ETUDE DE PROJET

Ces calculs permettent de vérifier si ces nouvelles pentes modifient notablement les débits annoncés lors la première phase de calcul et influent le choix des diamètres de canalisations déjà retenus.

ETUDE DE PROJET

2) Assemblage des bassins soit en série ou en parallèle.

1.2.1. – Bassin N°1

Coefficient de Ruissellement : 0,40

Surface : 1,177 ha

Calcul de la pente :

Cotes du terrain		Δ	Lk	Ik	\sqrt{Ik}	$\frac{Lk}{\sqrt{Ik}}$
amont	aval					
80,40	80,12 canalisation	0,28	50 76	0,0056 0,0064	0,075 0,080	668,15 950
ΣLk			126	$\Sigma \frac{Lk}{\sqrt{Ik}}$		1618,15

$$I = \left(\frac{126}{1618,15} \right)^2 = 0,0061 \text{ m.p.m}$$

$$M = \frac{126}{\sqrt{11770}} = 1,16 \text{ d'où } m = 1,38$$

$$\mu = 0,317$$

$$Q \text{ brut} = 0,122 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q \text{ corrigé} = 0,169 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Tc = 5,1 \text{ min}$$

1.2.2. – Bassin 2

Coefficient de Ruissellement : 0,40

Surface : 0,9894 ha

Calcul de la pente :

Cotes du terrain		Δ	Lk	Ik	\sqrt{Ik}	$\frac{Lk}{\sqrt{Ik}}$
amont	aval					
80,45	80,00 canalisation	0,45	50 52	0,009 0,0080	0,095 0,089	527,05 581,38
ΣLk			102	$\Sigma \frac{Lk}{\sqrt{Ik}}$		1108,43

$$I = \left(\frac{102}{1108,43} \right)^2 = 0,0085 \text{ m.p.m}$$

$$M = \frac{102}{\sqrt{9894}} = 1,03 \text{ d'où } m = 1,49$$

$$\mu = 0,286$$

$$Q \text{ brut} = 0,117 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q \text{ corrigé} = 0,175 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Tc = 3,7 \text{ min}$$

1.2.3. – Bassin 3

Coefficient de Ruissellement : 0,50

Surface : 1,0024 ha

Calcul de la pente : (parcours depuis le bassin 1 d'après les Tc)

Cotes du terrain		Δ	Lk	Ik	\sqrt{Ik}	$\frac{Lk}{\sqrt{Ik}}$
amont	aval					
	canalisation		60	0,0064	0,080	750,00
	canalisation		60	0,0115	0,107	559,50
		ΣLk	120		$\Sigma \frac{Lk}{\sqrt{Ik}}$	1309,50

$$I = \left(\frac{120}{1309,50} \right)^2 = 0,0084 \text{ m.p.m}$$

$$Q \text{ brut} = 0,155 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$M = \frac{120}{\sqrt{10024}} = 1,20 \text{ d'où } m = 1,36$$

$$Q \text{ corrigé} = 0,210 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\mu = 0,326$$

$$Tc = 4 \text{ min}$$

1.2.4. – Bassin 4

Coefficient de Ruissellement : 0,60

Surface : 0,74 ha

Calcul de la pente :

Cotes du terrain		Δ	Lk	Ik	\sqrt{Ik}	$\frac{Lk}{\sqrt{Ik}}$
amont	aval					
	canalisation		60	0,0115	0,107	559,50
	canalisation		40	0,0144	0,120	333,33
ΣLk			100		$\Sigma \frac{Lk}{\sqrt{Ik}}$	892,83

$$I = \left(\frac{100}{892,83} \right)^2 = 0,0125 \text{ m.p.m}$$

$$M = \frac{100}{\sqrt{7400}} = 1,16 \text{ d'où } m = 1,38$$

$$\mu = 0,318$$

$$Q \text{ brut} = 0,171 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q \text{ corrigé} = 0,236 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Tc = 2,7 \text{ min}$$

2.1. – Bassins 1 et 2 en parallèle : $B_{1,2}$

Surface : $A_{1,2} = A_1 + A_2 = 1,18 + 0,99 = 2,17$ ha

Coefficient de ruissellement : $C_{1,2} = 0,4$ (les deux bassins ont le même C)

Pente équivalente :

$$I_{1,2} = \frac{I_1 \times Q_1 + I_2 \times Q_2}{Q_1 + Q_2} = \frac{0,0061 \times 0,169 + 0,0085 \times 0,175}{0,169 + 0,175} = 0,0073 \text{ m.p.m}$$

Débit brut équivalent : $Q_{1,2} = 1,430 \times 0,0073^{0,291} \times 0,4^{1,204} \times 2,170^{0,784} = 0,207 \text{ m}^3/\text{s}$

Allongement équivalent : $M_{1,2} = \frac{L(Tc \text{ max})}{\sqrt{A_1 + A_2}} = \frac{126}{\sqrt{21700}} = 0,86$

Coefficient correcteur m : $m = 1,66$

Débit réel : $Q_{1,2} = Q \text{ brut} \times m = 0,207 \times 1,66 = 0,344 \text{ m}^3/\text{s}$

Coefficient de ruissellement : $C_{1..2} = 0,4$ (les deux bassins ont le même C)

Pente équivalente :

$$I_{1,2} = \frac{I_1 \times Q_1 + I_2 \times Q_2}{Q_1 + Q_2} = \frac{0,0061 \times 0,169 + 0,0085 \times 0,175}{0,169 + 0,175} = 0,0073 \text{ m.p.m}$$

Débit brut équivalent : $Q_{1,2} = 1,430 \times 0,0073^{0,291} \times 0,4^{1,204} \times 2,170^{0,784} = 0,207 \text{ m}^3/\text{s}$

Allongement équivalent : $M_{1,2} = \frac{L(Tc \text{ max})}{\sqrt{A_1 + A_2}} = \frac{126}{\sqrt{21700}} = 0,86$

Coefficient correcteur m : $m = 1,66$

Débit réel : $Q_{1,2} = Q \text{ brut} \times m = 0,207 \times 1,66 = 0,344 \text{ m}^3/\text{s}$

S'agissant d'un assemblage en parallèle, il y a lieu de comparer cette valeur du débit réel à celle résultant de la somme des deux débits des bassins élémentaires et d'adopter la plus faible des deux.

$$Q_1 + Q_2 = 0,169 + 0,175 = 0,343 \text{ m}^3/\text{s} < 0,344$$

On prend $Q_{1,2} = 0,343 \text{ m}^3/\text{s}$

2.2. – Bassin B1.2 en série avec B3 = B1.3

Surface : $A_{1.3} = A_{1.2} + A_3 = 2,17 + 1,002 = 3,172$ ha

Coefficient de ruissellement ; $C_{1.4} = \frac{C_{1.2} \times A_{1.2} + C_3 \times A_3}{A_{1.2} + A_3} =$

$$\frac{0,40 \times 2,170 + 0,5 \times 1,002}{3,172} = 0,43$$

Pente équivalente : La valeur $I_{1.3}$ à prendre en compte est calculée suivant le parcours du plus fort temps de concentration (bassin N°1). Le cheminement hydraulique à prendre en compte s'élève à :

$$L1 + L3 = 126 + 120 = 246 \text{ m}$$

$$I_{1.3} = \left(\frac{\frac{L_{1.2} + L_3}{\frac{L_{1.2}}{\sqrt{I_{1.2}}} + \frac{L_3}{\sqrt{I_3}}}}{\frac{L_{1.2} + L_3}{\sqrt{I_{1.2}}} + \frac{L_3}{\sqrt{I_3}}} \right)^2 = \left(\frac{126 + 120}{\frac{126}{\sqrt{0,0073}} + \frac{120}{\sqrt{0,0084}}} \right)^2 = 0,0078 \text{ m/m}$$

Débit brut équivalent : $Q_{1.3} = 1,430 \times 0,0078^{0,291} \times 0,43^{1,204} \times 3,172^{0,784} = \mathbf{0,312}$
 m^3/s

Allongement et coefficient correcteur : $M_{1.3} = \frac{246}{\sqrt{31720}} = 1,38$

Coefficient correcteur m : $m_{1.3} = 1,25$

Débit réel équivalent : $\mathbf{Q_{1.3} = 0,312 \times 1,25 = 0,389 \text{ m}^3/\text{s}}$

2.3 – Bassin B1.3 et B4 en série B1.4

Surface : $A_{1.4} = A_{1.3} + A_4 = 3.172 + 0,740 = 3,912$ ha

Coefficient de ruissellement : $C_{1.4} = \frac{C_{1.3} \times A_{1.3} + C_4 \times A_4}{A_{1.3} + A_4} =$

$$\frac{0,43 \times 3,172 + 0,6 \times 0,740}{3,912} = 0,46$$

Pente équivalente :

$$L_{1.4} = 246 + 100 = 346 \text{ m}$$

$$I_{1.4} = 0,0088 \text{ m.p.m}$$

Débit brut équivalent : $Q_{1.4} = 1,430 \times 0,0088^{0,291} \times 0,46^{1,204} \times 3,912^{0,784} = \mathbf{0,416}$
 m^3/s

Allongement et coefficient correcteur : $M_{1.4} = \frac{346}{\sqrt{39120}} = 1,75$

Coefficient correcteur m : $m_{1.4} = 1,08$

Débit réel équivalent :

$$\mathbf{Q_{1.4} = 0,416 \times 1,08 = 0,451 \text{ m}^3/\text{s}}$$

ETUDE DE PROJET

Le tableau suivant mentionne les débits transités par chaque tronçon de canalisation en tenant compte de la pente hydraulique P de la canalisation ainsi que les diamètres prévus dans l'avant projet

Tronçon	Débit m ³ /s	Pente hydraulique P en m/m	Ø prévu en mm
A B	0,169	0,0064	500
B C	0,381	0,0115	600
C D	0,451	0,0144	600
F B	0,175	0,0080	500

3 . Diamètres et profils en long définitifs

Tronçon s	Diamètre mm	Q m ³ /s	Pente m.p m	Plaine section (utilisation de l'abaque Ab 4a)	
				Q ps	V ps
A B	Ø 500	0,169	0,0064	0,198	1,01
B C	Ø 600	0,381	0,0115	0,438	1,55
C D	Ø 600	0,451	0,0144	0,491	1,74
F B	Ø 500	0,175	0,0080	0,222	1,13

ETUDE DE PROJET

En définitive le réseau défini ci-dessus peut être considéré comme acceptable.

Les conditions d'autocurage sont vérifiées car pour l'ensemble des tronçons la condition pratique mentionnée dans le guide la ville et son assainissement $VPS > 1 \text{ m/s}$ est vérifiée.

ETUDE DE PROJET

Cependant, si l'on examine plus attentivement les vitesses pour les débits au 10ème du débit à pleine section, le tronçon A-B présente une vitesse de 0,55 m/s au lieu de 0,6 m/s.

Il est donc possible d'améliorer le réseau car le tronçon A-B est limite dans le respect de la vitesse d'autocurage (0,55 m/s au lieu de 0,6 m/s).

ETUDE DE PROJET

En définitive, le respect strict de toutes les conditions demanderaient de donner un peu plus de pente au tronçon A-B pour respecter la vitesse d'autocurage (pente AB :0,007 m.p.m).

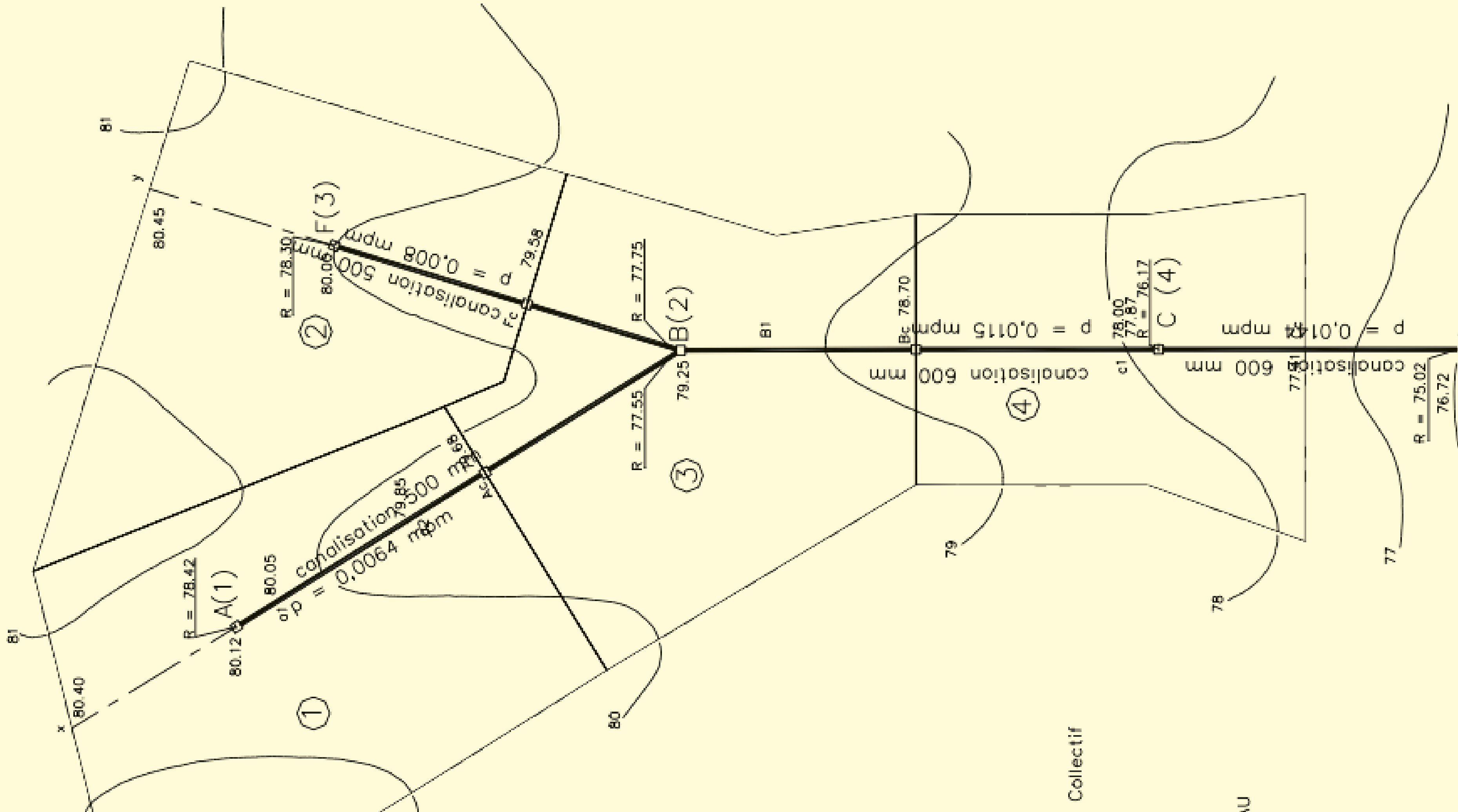
Ce changement de pente aura pour conséquence d'approfondir légèrement l'ensemble du réseau

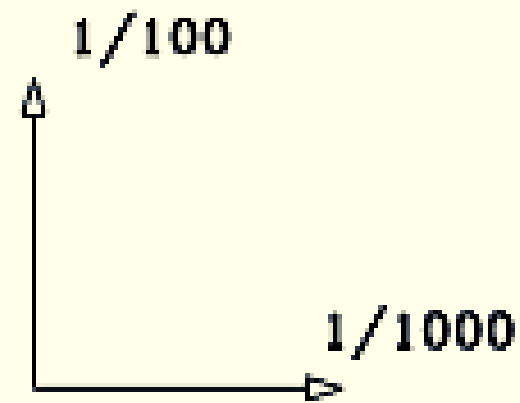
ETUDE DE PROJET

Il faudrait alors reprendre l'ensemble des calculs avec ces nouvelles pentes et faire

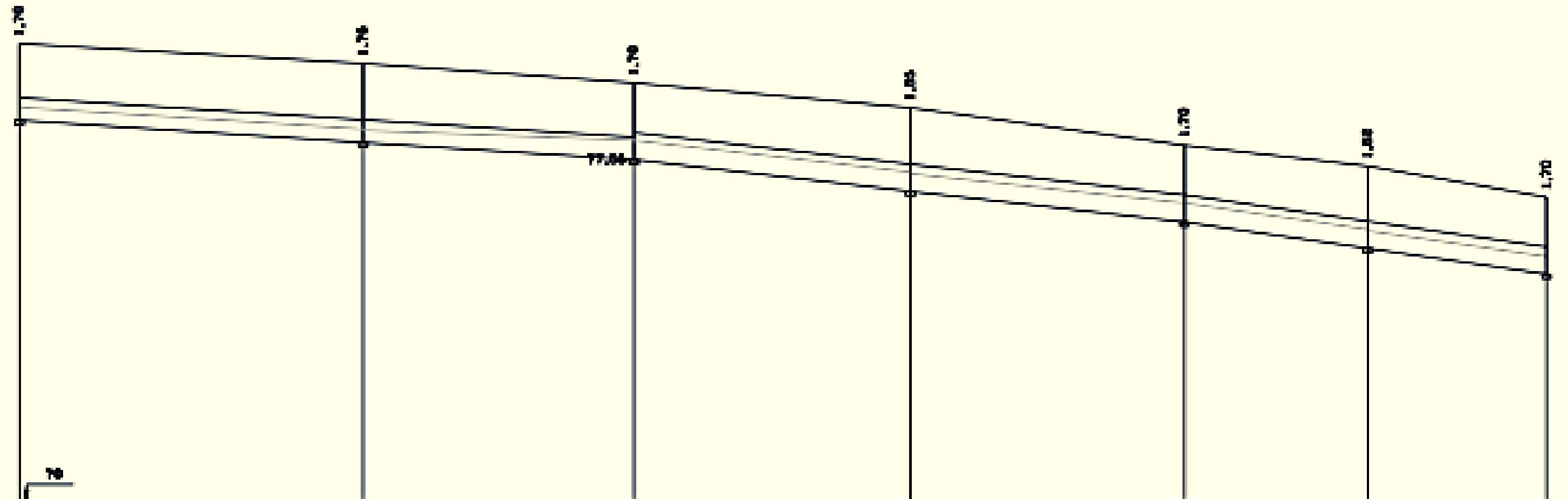
une dernière vérification tout en respectant les conditions suivantes :

- recouvrement minimum de 1 m
- pente des canalisations $> 0,0030$ m/m
- vitesse pour $Q_{ps/10} > 0,60$ m/s





Dossier de calage : CAL1



	EP1	EP2	EP3	EP4	EP5	EP6	EP7
DISTANCES ENTRE REGARDS		75.00	69.00	61.10	40.00	40.00	39.00
DISTANCES CUMULEES	0.00	75.00	134.79	195.89	235.89	275.89	314.89
COTES DU TERRAIN	80.18	79.00	78.35	78.70	77.87	77.41	76.78
COTES DU RADIER	78.48	77.93	77.55	76.95	76.17	75.89	75.05
COTES LIGNE PIEZO	78.71	78.53 78.56	77.88	77.84	78.68	78.01 78.08	78.41
DIAMETRES ET PENTES		130A05 * 300 * 85	130A05 * 300 * 84	130A05 * 300 * 115	130A05 * 300 * 115	130A05 * 300 * 145	130A05 * 300 * 144

Meryem BOUSABOUNE

MERCI A VOUS

