

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

**Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou (UMMTO)**

Faculté du Génie de la Construction

**Département de Génie Civil**



## **MEMOIRE DE FIN D'ETUDES**

*En vue de l'obtention du diplôme de master de l'université  
Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou*

**Filière : Génie Civil**

**Spécialité : Constructions Hydrauliques et Aménagements**

### *Thème*

**Etude hydraulique d'un déversoir d'orage de  
village El'Kahra**

*Présenté par :*

**M<sup>elle</sup> AGOUDJIL Nabila**

*Devant le jury composé de :*

Mr DEHMOUS	Maitre de conférences classe A à l'UMMTO	Président
Mme CHERIFI	Maitre assistante classe A à l'UMMTO	Examinatrice
Mme BOUZELHA	Professeur à l'UMMTO	Encadrante
Mr HAMMOUM	Professeur à l'UMMTO	Co-Encadrant

**Promotion : 2024 / 2025**

## Remerciements

Un grand merci à madame HAMMOUM née BOUZELHA Karima, directrice de ma thèse et mon Co-encadreur monsieur HAMMOUM Hocine pour avoir proposé et dirigé cette thèse ainsi que pour leur rigueur dans le travail

Je remercie vivement madame CHERIFI, monsieur DEHMOUS, monsieur SLIMANI, monsieur KACHI et monsieur LOUNIS, pour leur précieux conseils qui m'ont guidé dans l'élaboration de ce mémoire de fin d'études.

J'adresse mes remerciements aussi à monsieur AMOUR, monsieur BEN IDIR et monsieur BOUZIDA, conseiller à AGC ainsi que monsieur HOUARI, ingénieur à l'entreprise AGP AROUCHE pour leur aide précieuse.

Sans oublier de remercier l'ANRH de Tizi Ouzou, la DREW de Tizi Ouzou

Et Enfin, Je remercie tous mes enseignants durant mon cursus universitaire, merci à tous ceux qui ont participé de près ou de loin dans la réalisation de ce modeste travail.

## **Dédicaces**

*Je tiens tout d'abord à dédier ce modeste travail à :*

*Ma fierté et mon honneur, ma mère,*

*celle qui a sacrifié sa vie pour me guider et m'encourager avec ses précieux  
conseils et son soutien tout au long de mes études.*

*À vous mon signe de joie et de bonheur, ma fierté et mon honneur, mon père,  
mes frères et sœurs.*

*A mes nièces mes neveux pour son soutien.*

***Nabila***

## Liste des figures

<b>Figure 1.1</b> : Situation du village El Kahra dans le découpage administratif de la wilaya de Tizi-Ouzou.....	3
<b>Figure 1.2</b> : Localisation d'EL KAHRA.....	4
<b>Figure 1.3</b> : Levé topographique du village El Kahra.....	5
<b>Figure 1.4</b> : Modèle numérique du terrain (MNT) du village El Kahra.....	5
<b>Figure 1.5</b> : Températures moyennes maximales et minimales à FREHA (EL KAHRA) Année 2020.....	6
<b>Figure : 1.6</b> : Evolution de la température FREHA.....	7
<b>Figure : 1.7</b> : Evolution de la pluviométrie moyenne à FREHA (EL KAHRA) Année 2020.....	8
<b>Figure 1 .8</b> : Plan d'occupation du sol du village EL KAHRA (MAP-INFO).....	9
<b>Figure : 2.1</b> : Représentation des fréquences expérimentales sur le papier gaussien.....	20
<b>Figure 3.1</b> : Schéma de principe du déversoir d'orage .....	27
<b>Figure 3.2</b> : Schéma du déversoir de type latéral.....	28
<b>Figure 3.3</b> : Courbe de fonctionnement théorique.....	28
<b>Figure 3.4</b> : Section circulaire partiellement pleine.....	32

## Liste des tableaux

<b>Tableau 1.1</b> : Températures à FREHA.....	7
<b>Tableau 1.2</b> : Quantité de pluie moyenne à FREHA (EL KAHRA) Année 2020.....	8
<b>Tableau 2.1</b> : Code et Coordonnées de la station d'étude.....	15
<b>Tableau 2.2</b> : Précipitations maximales annuelles (1990-2017).....	16
<b>Tableau 2.3</b> : Fréquences expérimentales des <b>Pmax</b> .....	17
<b>Tableau 2.4</b> : Résultats de l'analyse statistique des données de précipitations.....	18
<b>Tableau 2.5</b> : Principales méthodes d'ajustement et test d'adéquation.....	18
<b>Tableau 2.6</b> : Synthèse technique.....	19
<b>Tableau 2.7</b> : Résultats du test d'adéquation.....	23
<b>Tableau 3.1</b> : Coefficient de ruissellement.....	29
<b>Tableau 3.2</b> : Résultats de calcul des débits des eaux pluviales.....	29
<b>Tableau 3.3</b> : Résultats de calcul de débit des eaux usées et pluviales.....	31
<b>Tableau 3.4</b> : Valeur coefficient de Manning n.....	31
<b>Tableau 3.5</b> : Paramètres de calcul.....	34
<b>Tableau 3.6</b> : Résultats de calcul des débits.....	35
<b>Tableau 3.7</b> : Dimensionnement en section pleine.....	35
<b>Tableau 3.8</b> : Dimensionnement en section partielle.....	36

# Sommaire

<b>Introduction générale</b> .....	1
------------------------------------	---

## **Chapitre I. Présentation de la zone d'étude**

Introduction.....	3
1.1. Situation Géographique.....	3
1.2. Topographie.....	4
1.3. Géologie.....	6
1.4. Climat.....	6
1.4.1. Température.....	6
1.4.2. Humidité.....	7
1.4.3. Pluviométrie.....	7
1.5. Démographie.....	8
1.6. Situation Hydraulique.....	10
1.6.1. Alimentation en Eau Potable.....	10
1.6.2. Réseau d'assainissement existant.....	10
1.7. Problématique et Contexte du Projet.....	10
Conclusion.....	11

## **Chapitre II. Étude hydrologique**

Introduction.....	13
2.1. Objectif de l'analyse hydrologique.....	13
2.2. Période de retour.....	13
2.3. Averse.....	13
2.4. Données pluviométriques.....	14
2.5. Descriptif de la station de FREHA.....	15
2.6. Étude des précipitations maximales annuelles.....	15
2.7. Analyse statistique des données pluviométriques et choix de la loi d'ajustement.....	16
2.7.1. Estimation des fréquences expérimentales.....	16

2.7.2. Facteurs statistiques.....	17
2.7.3. Choix d'une loi d'ajustement.....	18
2.7.4. Adaptation de la série pluviométrique à la distribution normale (loi de Gauss).....	22
2.7.5. Test d'adéquation.....	22
2.7.6. Calcul de l'intensité pluviométrique fréquentielles.....	23
Conclusion.....	24

### **Chapitre III. Calcul déterministe d'un déversoir d'orage à seuil latéral**

Introduction.....	27
3.1. Définition d'un DVO.....	27
3.2. Débit des eaux pluviales arrivant vers le DVO <b>Qep</b> .....	28
3.2.1. Coefficient de ruissellement.....	29
3.2.2. Intensité de précipitation.....	29
3.2.3. Aire d'apport A.....	29
3.3. Débit des eaux usées.....	30
3.3.1. Evaluation de la population future.....	30
3.3.2 Débit moyen d'eaux usées.....	30
3.3.3 Débit de pointe.....	30
3.4. Calcul Hydraulique.....	31
3.4.1. Dimensionnement en section pleine.....	32
3.4.2. Dimensionnement en section partielle.....	32
3.5. Cas d'étude.....	34
3.5.1. Calcul des débits.....	34
3.5.2 Calcul hydraulique des écoulements dans les conduites d'arrivée et de sortie vers la STEP.....	35
3.5.3. Calcul de la longueur du seuil latéral L (m).....	36
Conclusion.....	37
<b>Conclusion générale.....</b>	<b>39</b>

L'assainissement désigne un procédé qui vise à évacuer rapidement et sans stagnation toutes sortes d'eaux par des moyens hydrauliques. Ces eaux ne doivent pas s'écouler naturellement ; elles doivent être dirigées vers des stations d'épuration avant d'être rejetées définitivement.

L'assainissement englobe l'ensemble des méthodes permettant de gérer l'évacuation des eaux usées et des eaux de pluie via des infrastructures hydrauliques. On peut classer les eaux en trois types : les pluies, les eaux usées provenant des foyers et les eaux issues des activités industrielles.

Le système d'assainissement a trois fonctions principales : protéger contre les inondations, garantir la santé publique et sauvegarder l'environnement des rejets d'eaux usées.

Dans ce document, nous avons tenté de présenter un cas d'étude pour le dimensionnement hydraulique d'un déversoir d'orage latéral du village d'El Kahra, commune de FREHA. Cette question illustre un cas concret de dimensionnement d'un réseau hydraulique et est une occasion d'enrichir nos connaissances.

Nous allons nous pencher sur ce problème spécifique en explorant deux grandes thématiques concernant la gestion des systèmes d'assainissement lors des épisodes pluvieux :

- La compréhension du fonctionnement des infrastructures, en particulier un déversoir d'orage, à partir de recherches documentaires ;

- L'identification et l'analyse du fonctionnement d'un déversoir d'orage de type latéral, en particulier.

Ce travail est divisé en trois chapitres :

Le premier chapitre est dédié à la présentation de la région d'étude.

Le deuxième se concentre sur l'étude hydrologique pour l'évaluation de l'intensité pluviométrique.

Enfin, le troisième chapitre abordera le calcul des débits des eaux usées et pluviales, et se conclura par un calcul hydraulique relatif à un déversoir d'orage latéral.

# **Chapitre I.**

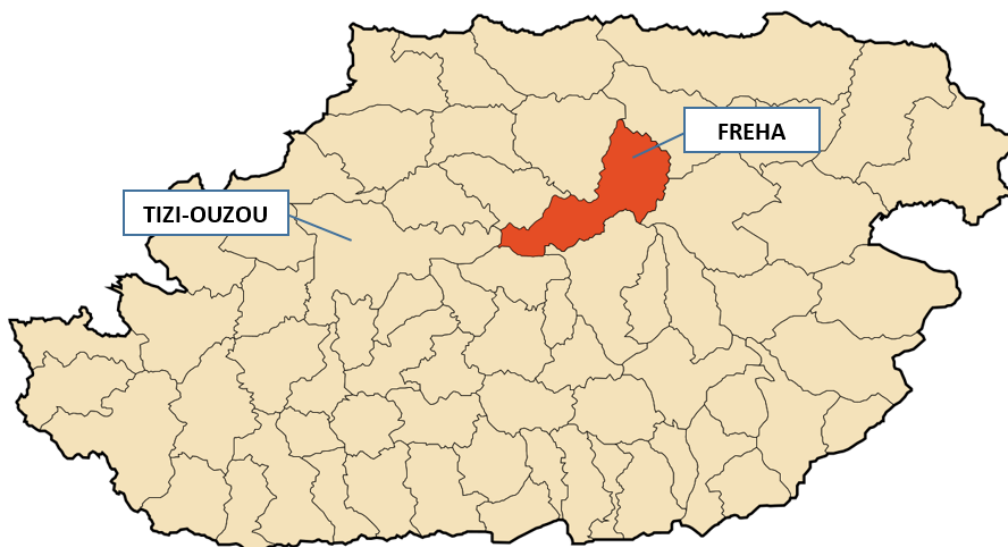
Présentation de la zone d'étude

## Introduction

Ce premier chapitre est consacré à la présentation des paramètres distinctifs de notre zone d'étude à savoir l'agglomération d'El Kahra, située dans la commune de Fréha. Ce chapitre a pour objectif d'examiner les divers aspects de notre région d'étude, notamment sa situation géographique, sa topographie, sa géologie, son climat à travers la présentation de la pluviométrie, des températures et de l'humidité, la démographie et enfin ses caractéristiques hydrauliques.

### 1.1. Situation Géographique

Le village d'El Kahra se situe dans la commune de Fréha, Daïra d'Azazga, wilaya de Tizi-Ouzou). Il s'étend sur une superficie totale de 75 hectares. Il est localisé à environ 24 kilomètres à l'est de Tizi-Ouzou, chef-lieu de la wilaya, et borde le fleuve Sebaou.



**Figure 1.1 : Situation du village El Kahra dans le découpage administratif de la wilaya de Tizi-Ouzou**

Les délimitations géographiques d'El Kahra sont les suivantes :

- Nord : il est bordé par le village d'El Hamri.
- Sud : il est délimité par l'Oued Sebaou.
- Est : ses limites touchent le village de Laazib Ahmil.
- Ouest : il est adjacent au village d'Imzizou.

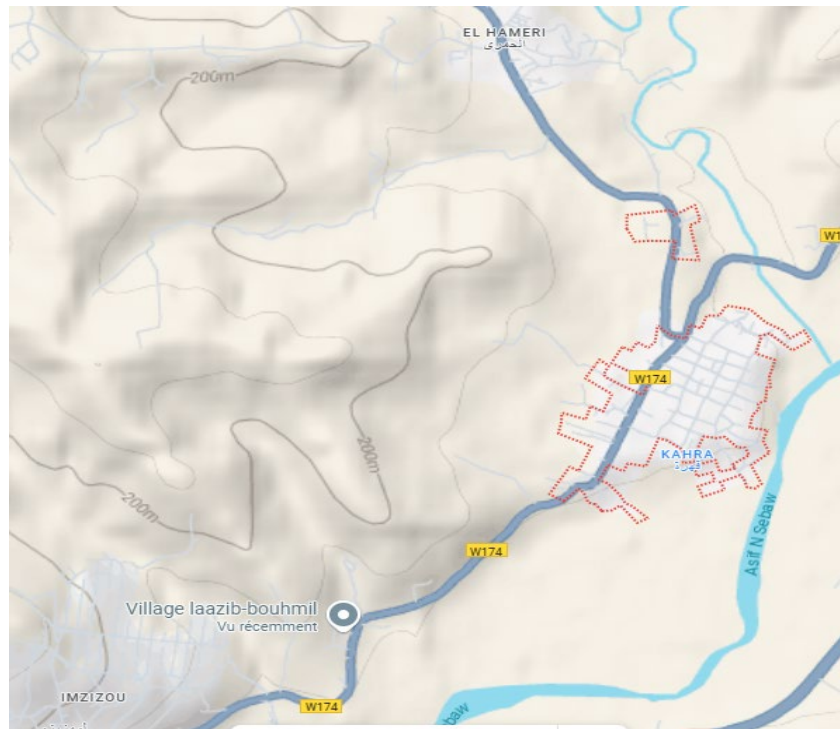


Figure 1.2 : Localisation d'EL KAHRA (source Google MAPS)

## 1.2. Topographie

Comme le montre les figures 1.3 et 1.4, le relief du village, présente les propriétés suivantes :

- Le relief est majoritairement plat, avec une inclinaison moyenne variant entre 0,4 % et 2 % (source : APC de Fréha).
- Une exception notable est la partie basse du village, qui longe la rive droite de l'Oued Sebair.
- Cette zone présente un relief accidenté, caractérisé par des pentes comprises entre 10 % et 20 % (source : APC de Fréha).

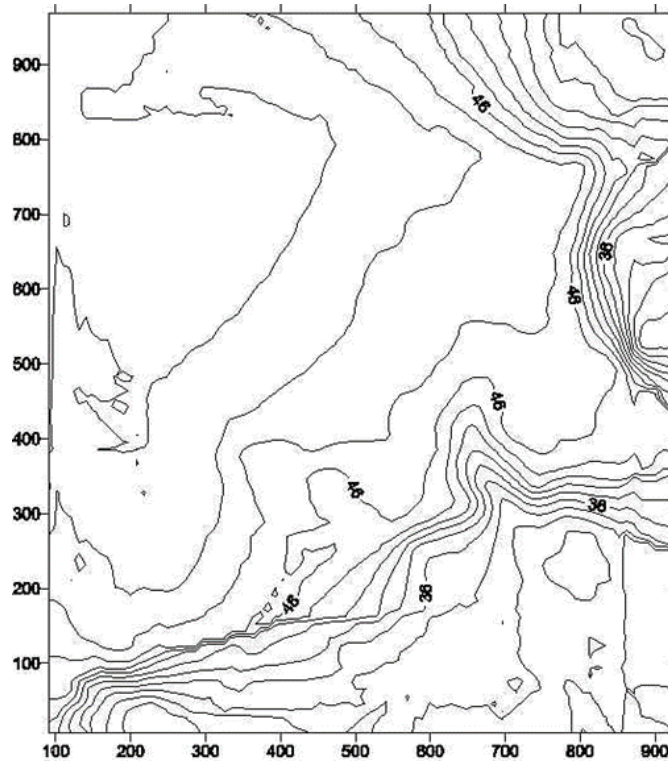


Figure 1.3 : Levé topographique du village El Kahra

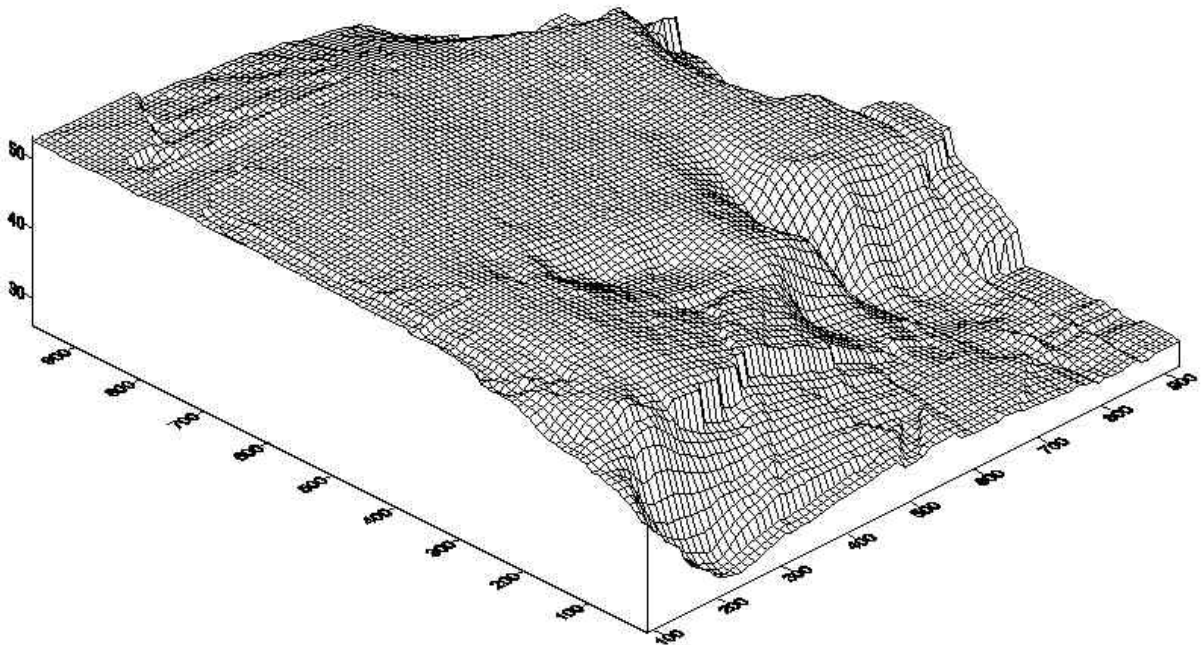


Figure 1.4 : Modèle numérique du terrain (MNT) du village El Kahra

### 1.3. Géologie

D'après les cartes géologiques, les terrains de la zone d'étude reposent sur une couche substantielle de marnes argileuses grises. Cette formation est recouverte par un sol de couleur brune, principalement argilo-limoneux.

### 1.4. Climat

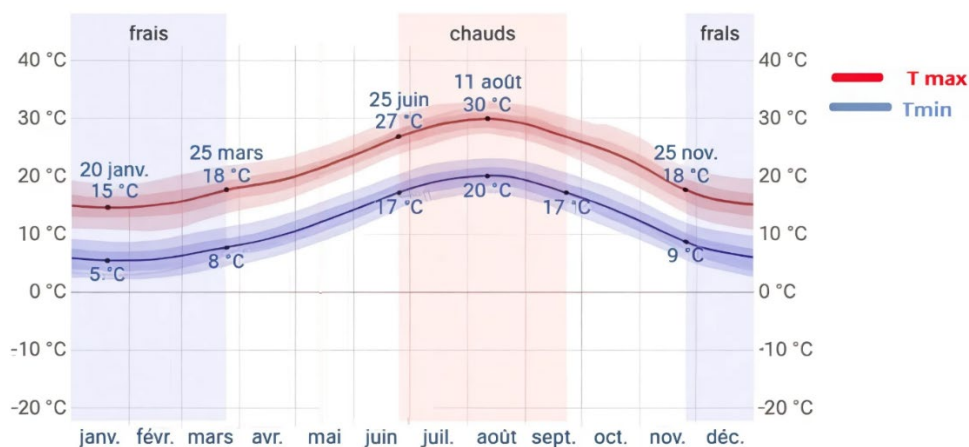
El Kahra bénéficie d'un climat méditerranéen tempéré, caractérisé par un été chaud et sec, conformément à la classification de Köppen-Geiger. ([kopp-map.com](http://kopp-map.com)).

#### 1.4.1. Température

La température est un paramètre essentiel pour l'établissement du bilan hydrologique, influençant directement les processus de condensation et d'évaporation. Elle permet ainsi de caractériser le régime climatique d'une région.

Ce que l'on peut retenir est comme suit :

- La saison très chaude au village s'étend sur 3 mois ; du 25 juin au 25 septembre, avec une température quotidienne moyenne maximale dépassant les 27 °C.
- Le mois le plus chaud de l'année est août, affichant une température moyenne maximale de 30 °C.
- La saison fraîche dure 4 mois, du 25 novembre au 25 mars, avec une température quotidienne moyenne maximale inférieure à 18 °C.
- Le mois le plus froid de l'année est janvier, avec une température moyenne minimale de 5 °C. (Voir figure 1.5 et 1.6)



**Figure : 1.5. Températures moyennes maximales et minimales à FREHA (EL KAHRA) Année 2020. [K. MEDANI et al]**

Tableau 1.1 Températures à FREHA

Mois	jan	fév	mar	avr	mai	juin	juil	août	sep	oct	nov	déc
$T_{\max}C^{\circ}$	15	15	17	19	22	27	29	30	27	24	19	16
$T_{\text{moy}}(C^{\circ})$	10	10	12	14	17	21	24	25	22	19	14	11
$T_{\min}C^{\circ}$	5	6	7	9	12	16	19	20	18	14	10	7

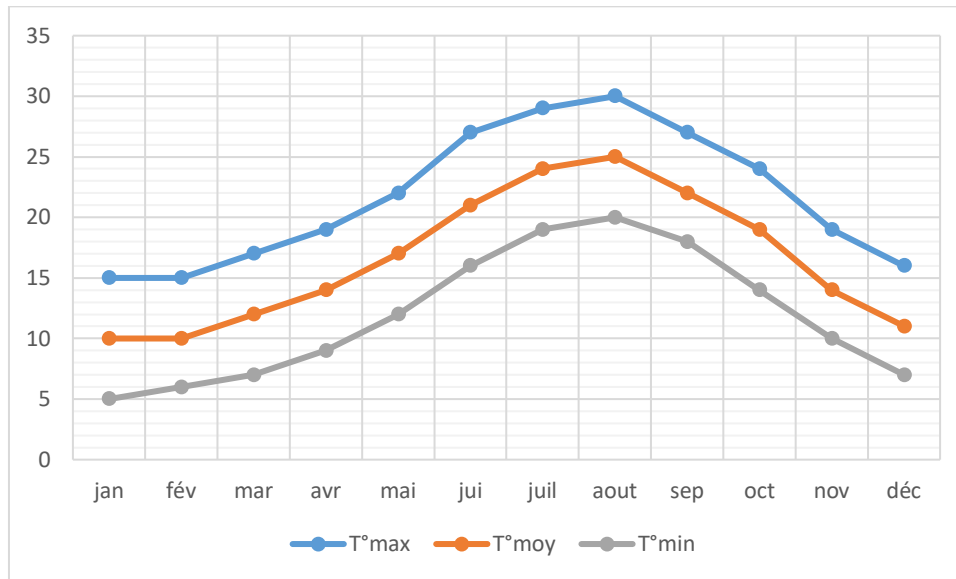


Figure : 1.6. Evolution de la température FREHA

### 1.4.2. Humidité

À Fréha, l'humidité perçue subit des variations saisonnières extrêmes. La période la plus marquée s'étend sur 4 mois, de juin à octobre, où l'on ressent une humidité élevée environ 18% du temps. Août est le mois le plus concerné, avec 21 jours particulièrement humides. En contraste, le jour le moins humide de l'année fut le 14 février 2020 à Fréha.

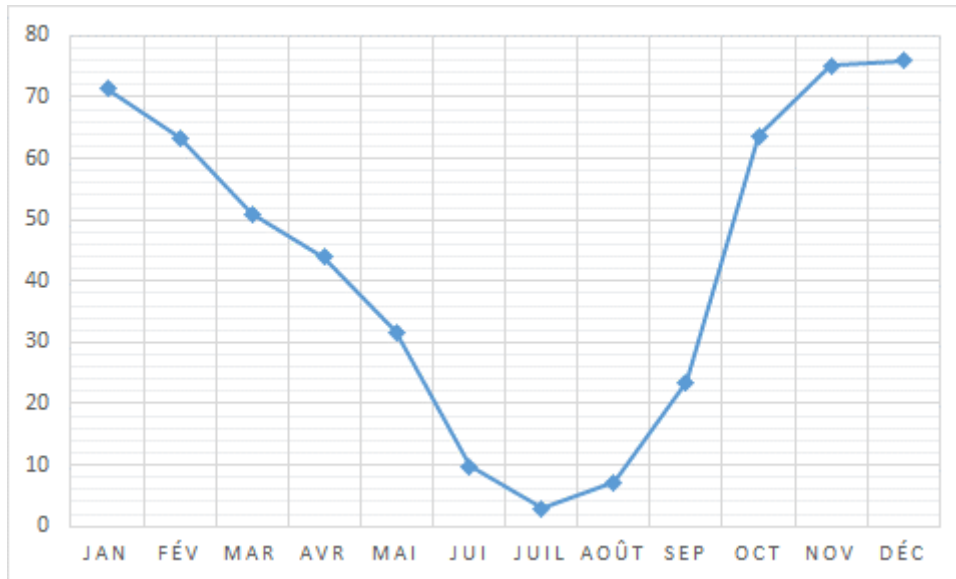
### 1.4.3. Pluviométrie

Le régime pluviométrique se caractérise par des pluies intenses mais peu fréquentes, souvent concentrées sur quelques semaines ou quelques jours. Ces précipitations peuvent varier considérablement d'une année à l'autre. L'année est divisée en deux périodes distinctes selon la distribution mensuelle des pluies. La période sèche s'étend sur 3 mois, de juin à septembre. Juillet est le mois le moins pluvieux, avec une moyenne de 3 mm de pluie. La période humide

couvre 9 mois, de septembre à mai. À Fréha, le mois le plus pluvieux est décembre, avec une moyenne de 76 mm de précipitations. (cf. Figure 1.7).

**Tableau 1.2 : Quantité de pluie moyenne à FREHA (EL KAHRA) Année 2020**

Mois	Jan	Fév	mar	avr	mai	jui	juil	août	sep	oct	nov	déc
Pmoy(mm)	71,4	63,4	51	43.9	31.7	9.8	3	7.2	23.5	63.7	75.1	76



**Figure : 1.7. Evolution de la pluviométrie moyenne à FREHA (EL KAHRA) Année 2020**

## 1.5. Démographie

Le village d'EL KAHRA est classé comme une agglomération secondaire. Selon les données de 2023 fournies par l'APC de Fréha, la population s'élevait à 2 322 habitants, avec un taux de croissance démographique annuel estimé à 2 %.

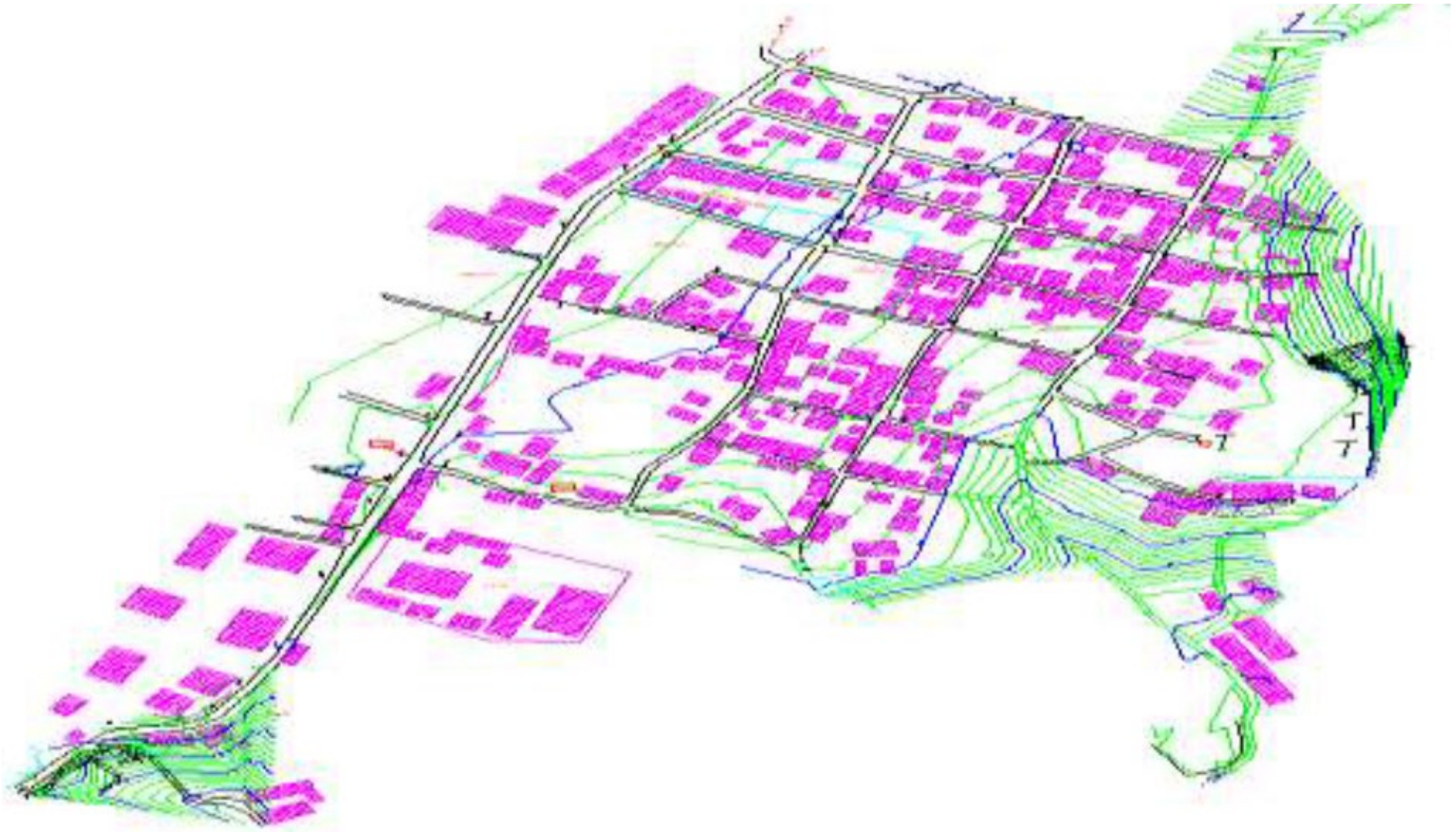


Figure 1 .8 : Plan d'occupation du sol du village EL KAHRA (MAP-INFO)

## **1.6. Situation Hydraulique**

### **1.6.1. Alimentation en Eau Potable**

Le barrage de TAKSEBT assure l'alimentation en eau de l'agglomération d'EL KAHRA.

### **1.6.2. Réseau d'assainissement existant**

Le réseau d'assainissement séparatif de l'agglomération d'EL KAHRA, datant de l'époque coloniale, est destiné exclusivement à la collecte des eaux usées.

## **1.7. Problématique et Contexte du Projet**

La zone d'étude, l'agglomération d'El Kahra, se situe dans une région à climat méditerranéen tempéré, présentant une bipartition saisonnière prononcée : une saison hivernale froide et fortement arrosée, s'étendant de septembre à mai, et une saison estivale chaude et marquée par une aridité persistante, de juin à septembre.

D'après les données démographiques de 2023, la population s'élève à 2 322 habitants, avec un taux d'accroissement annuel estimé à 2 %.<sup>1</sup>

La commune d'El Kahra ne dispose actuellement d'aucun système structuré de collecte, d'évacuation et de traitement des eaux usées domestiques.

Cette carence, couplée à la dynamique démographique, engendre une pression croissante sur l'environnement et constitue une menace pour la santé publique, notamment par la contamination des ressources en eau et le risque de maladies d'origine hydrique (infections gastro-intestinales, typhoïde, etc.), comme définies par l'Organisation Mondiale de la Santé (OMS).

Pour pallier ce déficit, l'Assemblée Populaire Communale (APC) de Fréha a initié un projet de planification et de réalisation d'un réseau d'assainissement conforme aux normes en vigueur. Ce projet, qui constitue le cadre de notre étude, vise à maîtriser les flux d'eaux usées, préserver la qualité des ressources hydriques et répondre aux exigences réglementaires, notamment la Loi n°01-19.

Il sera abordé par une approche intégrée tenant compte des contraintes locales et des standards d'assainissement collectif.

---

<sup>1</sup> APC de Fréha.

## **Conclusion**

Dans ce chapitre, nous avons déterminé les informations requises relatives au village d'el Kahra.

Ces informations serviront de fondement pour le développement du projet visant à établir le déversoir d'orage latéral.

# **Chapitre II.**

## Étude hydrologique

## **Introduction**

Dans le domaine de l'hydrologie et de l'ingénierie hydraulique, l'évaluation des événements pluviométriques extrêmes revêt une importance capitale pour la conception d'infrastructures durables et performantes, notamment les réseaux d'assainissement. Parmi les outils d'analyse, la période de retour de 10 ans constitue un paramètre clé, définissant la fréquence attendue d'un épisode pluvieux d'intensité donnée. Le choix de cette période résulte d'un compromis technique et économique : il optimise l'équilibre entre coûts de construction et coûts d'entretien.

Pour quantifier ces phénomènes, une approche statistique est indispensable : l'ajustement d'une loi de distribution aux données historiques permet d'estimer les valeurs extrêmes servant de référence aux projets d'aménagement. Dans ce cadre, la relation de MONTANARI offre un modèle fiable pour calculer l'intensité pluviométrique associée à cette période de retour.

### **2.1. Objectif de l'analyse hydrologique**

L'analyse hydrologique est essentielle pour la conception d'un système d'assainissement. Une analyse minutieuse et exacte des paramètres hydrologiques. La sécurité et la bonne mise en place des ouvrages sont assurées notamment grâce aux débits de pluie.

### **2.2. Période de retour**

La période de retour, définissant la fréquence moyenne d'occurrence d'événements pluviométriques extrêmes, constitue un paramètre fondamental pour le dimensionnement des infrastructures d'assainissement. Le choix d'une période de 10 ans repose sur un équilibre judicieux entre quatre dimensions clés. D'un point de vue technique, cette période permet de concevoir des ouvrages capables de gérer des précipitations significatives tout en évitant un surdimensionnement inutile. Sur le plan économique, elle offre le meilleur compromis entre sécurité hydraulique et optimisation des coûts de construction et de maintenance. Elle tient également compte de la durée de vie limitée des infrastructures, tout en intégrant les évolutions prévisibles des bassins versants urbains.

Cette approche équilibrée aboutit ainsi à des infrastructures optimales, combinant performance hydraulique, viabilité économique et capacité d'adaptation, pour un investissement public raisonnable et durable.

### 2.3. Averse

Une averse désigne un épisode pluvieux intense et bref (de quelques minutes à quelques heures), caractérisé par des précipitations variables avec des pics d'intensité marqués. Générées par des phénomènes météorologiques spécifiques (orages, cellules convectives ou fronts atmosphériques), ces pluies localisées présentent une forte variabilité temporelle et spatiale.

Le caractère intense et localisé des averses génère des impacts particulièrement marqués sur l'environnement urbain, se manifestant principalement par des crues, une saturation accélérée des réseaux d'assainissement, des perturbations immédiates des activités (une baisse de visibilité et des difficultés de circulation), ainsi que des inondations localisées, particulièrement dans les secteurs fortement imperméabilisés. Ces caractéristiques en font un paramètre critique pour la conception des infrastructures urbaines, la gestion du ruissellement et la prévention des inondations.

### 2.4. Données pluviométriques

Les données pluviométriques d'une station sont archivées sous forme de tableaux, et représentées sous forme d'histogrammes, puis analysées par le biais de la statistique. L'évaluation de la lame précipitée moyenne à l'échelle d'un bassin versant peut être effectuée par trois méthodes différentes.

#### - Moyenne arithmétique

$$\bar{P} = \frac{\sum_1^N P_i}{N} \quad (2.1)$$

'N' et 'P<sub>i</sub>' représentent respectivement le nombre d'observations et le module pluviométrique.

Cette formule n'est valable que si les différentes stations sont bien réparties sur l'ensemble du bassin versant.

#### - Méthode de Thiessen

On considère les stations 1 à N, puis on trace la médiatrice du segment les reliant. On définit ainsi des surfaces polygonales dites surfaces d'influence relatives à chacune des stations considérées. Chaque station est pondérée par sa surface d'influence S<sub>i</sub>. La pluviométrie  $\bar{P}$  moyenne s'obtient par la relation :

$$\bar{P} = \frac{\sum_1^N P_i S_i}{\sum_1^N S_i} \quad (2.2)$$

### - Méthode des isohyètes

Le bassin versant étant délimité sur une carte topographique. On positionne les stations pluviométriques et on procède au tracé des courbes d'égaux valeurs (isohyètes) avec un intervalle choisi. Une fois les surfaces inter-isohyètes planimétrées, on calcule la précipitation moyenne par l'expression précédente.

### 2.5. Descriptif de la station de FREHA.

La station expérimentale de **FREHA** sert de référence pour l'analyse de la série pluviométrique. Les détails concernant son code et ses coordonnées géographiques sont répertoriés dans le Tableau 2.1.

**Tableau 2.1 : Code et Coordonnées de la station d'étude.**

Station	Code	Coordonnées (m)
<b>FREHA</b>	021810	X=614912.13 Y=4067018.21 Z=140

### 2.6 Étude des précipitations maximales annuelles

Les précipitations maximales annuelles enregistrées à la station de FREHA (code ANRH 021810), sont présentées dans le Tableau (2.2) (BOUZELHA, BEN SAID.2016).

**Tableau 2.2 : Précipitations maximales annuelles (1990-2017).**

Année	$P_{max}$ (mm)	Année	$P_{max}$ (mm)
1990	43,2	2004	52,6
1991	65,5	2005	59,4
1992	69,5	2006	77,1
1993	29,8	2007	129
1994	62,8	2008	63,3
1995	71,55	2009	76,2
1996	57,55	2010	55,3
1997	69,1	2011	63,7
1998	28,8	2012	60,1
1999	80,1	2013	55,1
2000	58	2014	63,9
2001	28,6	2015	60
2002	92,3	2016	46,7
2003	65,6	2017	60,3

## 2.7. Analyse statistique des données pluviométriques et choix de la loi d'ajustement.

L'analyse statistique des données pluviométriques vise à identifier les propriétés statistiques d'un échantillon de données représentant les précipitations maximales enregistrées chaque jour.

### 2.7.1. Estimation des fréquences expérimentales

En général, l'analyse fréquentielle d'un échantillon commence par le classement des valeurs par ordre décroissant (ou croissant), suivi du calcul de la probabilité de dépassement (ou de non dépassement) à l'aide de la formule ci-après :

$$F(X) = \frac{r-0,5}{N} \quad (2.3)$$

Avec :

R : rang de la valeur classée dans la série par ordre décroissant ;

N : taille de l'échantillon (N = 28).

Les fréquences expérimentales obtenues sont données dans le Tableau 2.3.

**Tableau 2.3 : fréquences expérimentales des  $P_{\max}$ .**

Rang	P max (mm)	Fréquence au dépassement	Rang	P max (mm)	Fréquence au dépassement
1	129	0.017857143	15	60.3	0.51785714
2	92.3	0.053571429	16	60.1	0.55357143
3	80.1	0.089285714	17	60	0.58928571
4	79.2	0.125	18	59.4	0.625
5	77.1	0.160714286	19	58	0.66071429
6	76.2	0.196428571	20	55.3	0.69642857
7	73.1	0.232142857	21	55.1	0.73214286
8	71.55	0.267857143	22	52.6	0.76785714
9	69.5	0.303571429	23	46.7	0.80357143
10	65.6	0.339285714	24	46	0.83928571
11	63.9	0.375	25	43.2	0.875
12	63.7	0.410714286	26	29.8	0.91071429
13	63.3	0.446428571	27	28.8	0.94642857
14	62.8	0.482142857	28	28.6	0.98214286

### 2.7.2. Facteurs statistiques

#### a- Moyenne des précipitations maximales annuelles.

La moyenne arithmétique représente la valeur centrale d'un échantillon. Elle est déterminée à partir des précipitations maximales annuelles P max comme suit :

$$\bar{P}_{max} = \frac{\sum_{i=1}^N P_{max}}{N} \quad (2.4)$$

N : dimension de l'échantillon

Dans notre cas : N = 28

#### b- Variance et écart type

La variance (Var) et l'écart type  $\sigma$  sont des paramètres qui quantifient la dispersion des valeurs de l'échantillon par rapport à sa moyenne, déterminés par les relations (2.4) et (2.5) respectivement.

$$Var = \frac{1}{N-1} [\sum P_{max}^2 - N\bar{P}_{max}^2] \quad (2.5)$$

$$\sigma = \sqrt{\frac{1}{N-1} [\sum P_{max}^2 - N\bar{P}_{max}^2]} \quad (2.6)$$

Où

$\bar{P}_{max}$  : la moyenne arithmétique des précipitations maximales annuelles.

#### c- Coefficient de variation.

Le coefficient de variation Cv évalue la dispersion relative d'une série, défini par :

$$C_V = \frac{\sigma}{\bar{P}_{max}} \quad (2.7)$$

Les résultats de l'analyse statistique de la série sont donnés dans le Tableau 2.4.

**Tableau 2.4 : Résultats de l'analyse statistique des données de précipitations.**

Paramètre	valeur	unité
N	28	-
Moyenne	62,544643	mm
Variance	394,87952	mm
Écart type ( $\sigma$ )	19,871576	mm
Coefficient de variation (Cv)	0,3177183	-

### 2.7.3. Choix d'une loi d'ajustement

**Tableau 2.5 : Principales méthodes d'ajustement et test d'adéquation**

Méthode	Avantages	Inconvénients
<b>Méthode des Moments (MM)</b>	- Facile à comprendre et à appliquer - Utilise directement les statistiques de base (moyenne, variance...)	- Moins précise pour petits échantillons - Sensible aux valeurs extrêmes
<b>Méthode du Maximum de Vraisemblance (MV)</b>	- Très précise pour grands échantillons - Utilise toute l'information contenue dans les données	- Complexe à calculer à la main - Sensible aux hypothèses sur la loi choisie
<b>Méthode des Moindres Carrés</b>	- Simple à utiliser graphiquement - Intuitive pour visualiser l'ajustement	- Moins rigoureuse statistiquement - Très sensible aux valeurs extrêmes
<b>Méthode des L-moments</b>	- Plus robuste aux données extrêmes et aux distributions asymétriques - Meilleure pour l'estimation des quantiles (ex. crues centennales)	- Moins connue, nécessite des formules spécifiques - Moins intuitive pour les débutants

### Tests d'ajustement

Les tests d'ajustement des données hydrologiques sont des méthodes statistiques utilisées pour évaluer dans quelle mesure un ensemble de données hydrologiques (comme les précipitations, les débits de rivière, les niveaux d'eau, etc.) correspond à une distribution théorique ou à un modèle statistique présumé. Ces tests permettent de déterminer si les données observées suivent une distribution spécifique (par exemple, normale, log-normale, de Gumbel, etc.), ce qui est essentiel pour des analyses hydrologiques telles que l'estimation des crues, la modélisation des ressources en eau, et la prévision des événements hydrologiques extrêmes

#### . Test de Kolmogorov-Smirnov

Le test de Kolmogorov-Smirnov est un test d'ajustement. La différence avec le test du  $\chi^2$  est qu'il est fondé sur les fonctions de répartition plutôt que sur les densités. L'hypothèse nulle est :  $H_0$  : la loi  $P$  a la même fonction de répartition  $F$  qu'une loi continue donnée. Voici une description détaillée de la procédure d'exécution du test de Kolmogorov-Smirnov

1. Classer les valeurs observées par ordre croissant ;
2. calculer les nombres, c'est-à-dire les valeurs supérieures de la distribution empirique ;
3. Calculer les valeurs absolues des écarts  $(F(X_i) - i/n)$  entre  $F$  et les valeurs précédentes ;
4. calculer les nombres  $(i - 1)/n$ , c'est-à-dire les valeurs inférieures de la distribution empirique ;

5. calculer les valeurs absolues des écarts  $(F(X_i) - (i - 1)/n)$  entre  $F$  et les valeurs précédentes ;

6. la distance de Kolmogorov-Smirnov est le plus grand de tous ces écarts ;

$$D_{KS}(F, \hat{F}) = \max\left(\left|F(x_i) - \frac{i}{n}\right|, \left|F(x_i) - \left(\frac{i-1}{n}\right)\right|\right)$$

$n$  : taille de l'échantillon

$i$  : valeur du rang

7. on conclut le test en acceptant l'hypothèse  $H_0$  si la distance calculée est inférieure à la valeur critique donnée dans la table  $D_{KS}(F, \hat{F}) < D_{KS \text{ critique}}$

### Test de $\chi^2$ de Pearson

Parmi tous les tests existants, le test du  $\chi^2$  de K. PEARSON est le plus pratique et le plus utilisé bien qu'il ne soit pas très puissant. Pour mettre en œuvre ce test, on procède de la façon suivante

- on découpe l'échantillon de  $n$  éléments, en  $K$  classes ( $K > 4$ ) de façon à ce que chaque classe contienne théoriquement plus de 5 éléments ;

- soit  $n_i$  le nombre d'éléments contenus dans la  $i$ ème classe et  $n'_i (> 5)$

le nombre théorique qui devrait s'y trouver ; on forme le terme suivant

$$\chi^2 = \sum_{i=1}^K \frac{(n_i - n'_i)^2}{n'_i}$$

Cette variable  $\chi^2$  suit une loi de probabilité dite loi du  $\chi^2$ , à  $\nu$  degrés de liberté avec :

$$\nu = K - p - 1$$

$K$  = nombre de classes ;

$p$  = nombre de paramètres estimés d'après l'échantillon

Les tables données en annexes permettent de connaître la valeur numérique du  $\chi^2$  qui a  $\alpha\%$  de chance d'être dépassé par le seul fait du hasard, en fonction des valeurs de  $\nu$ . Si par exemple on ajuste à une loi de Gauss (1 paramètre de tendance centrale, un paramètre de dispersion) un échantillon découpé en 5 classes et que le  $\chi^2$  calculé est égal à 3,7, est-ce que cette loi peut caractériser la population totale ?

Nous avons :  $\nu = 5 - 2 - 1 = 2$

Si nous nous fixons un seuil  $\alpha$  de 5 %, nous trouvons dans les tables qu'il y a moins de 5 % de chance d'obtenir par hasard un  $\chi^2$  supérieur à 5,99. C'est-à-dire que même si la

concordance était parfaite, il y aurait 5 % de chance que le  $\chi^2$  dépasse 5,99. Il n'y a donc pas lieu de remettre en cause cet ajustement.

**Tableau 2.6 : Comparaison entre les trois lois**

Critères	Loi de Gauss	Loi de Gumbel	Loi de Galton
Forme	Symétrique (en cloche)	Asymétrique (queue étendue)	Asymétrique (queue droite longue)
Paramètres	Moyenne ( $\mu$ ), écart-type ( $\sigma$ )	Position, échelle	Moyenne et écart-type logarithmiques
Phénomènes étudiés	Phénomènes centraux	Événements extrêmes	Phénomènes multiplicatifs
Domaines d'application	Précipitations moyennes, températures courantes	Crues, sécheresses, records climatiques	Débits fluviaux précipitations cumulées
Comportement pour les valeurs extrêmes	Faibles (rares)	Dominant (probabilité accrue)	Probabilité significative pour des valeurs élevées

- **La loi de Gauss** est adaptée aux phénomènes qui oscillent autour d'une moyenne avec des écarts faibles.
- **La loi de Gumbel** est spécifiquement conçue pour l'analyse des phénomènes extrêmes, tels que les crues et les sécheresses.
- **La loi de Galton** est pertinente pour modéliser des variables positives présentant une croissance exponentielle ou une large dispersion.

Le choix entre ces lois dépend du contexte et de la nature des phénomènes étudiés. En hydrologie, la loi de Gumbel est souvent préférée pour les analyses des risques liés aux événements extrêmes, tandis que les lois de Gauss et Galton trouvent leur utilité dans des analyses plus générales ou spécifiques

Le coefficient de variation ( $C_v = \sigma/\mu$ ), est un indicateur robuste de la forme probable de la loi de distribution. Dans notre cas, la dispersion est faible ( $C_v < 0,5$ ) et la loi normale (Gauss) peut s'ajuster à notre échantillon.

Tableau 2.6 : Synthèse technique

Condition	Indicateur	Méthode recommandée
$Cv < 0,5, n \geq 30$	Symétrie, CLT applicable	Ajustement loi normale, estimateurs $\mu$ et $\sigma$ avec CLT
$Cv < 0,5, n < 50$	Symétrie, CLT partiel	Estimation via loi $t$ de Student, CI via $t$
$Cv \geq 0,5, n < 50$	Asymétrie	Tests d'ajustement plus robustes, lois alternatives (Galton, Gumbel)
$n < 50$	Effectifs faibles	Correction de Yates ou test exact de Fisher

CLT signifie **Central Limit Theorem**, soit “**théorème central limite**”

L'ajustement graphique (Figure 2.1) est nécessaire pour confirmer si notre échantillon peut être décrit par une distribution gaussienne. Les fréquences expérimentales calculées (Tableau 2.3) sont reportées sur un papier semi-logarithmique. Ce type de papier est conçu de manière à ce qu'une distribution gaussienne soit représentée par une ligne droite.

On trace la droite de Henry en reportant trois points sur le papier gaussien (Figure 2.1). En rapportant les points expérimentaux sur le papier gaussien, nous constatons que ces derniers sont pratiquement alignés et la droite de Henry passe au milieu de ces points. Cela indique que la loi de Gauss peut s'ajuster à notre échantillon. (**ROCHE, 1963**).

L'équation de la droite de Henry est exprimée par la relation 2.8 :

$$P_{max} = \sigma u + \bar{P}_{max} \quad (2.8)$$

En se basant sur les résultats présentés dans le Tableau 2.4, on observe que :

$$P_{max} = 19.87u + 62.54 \quad (2.9)$$

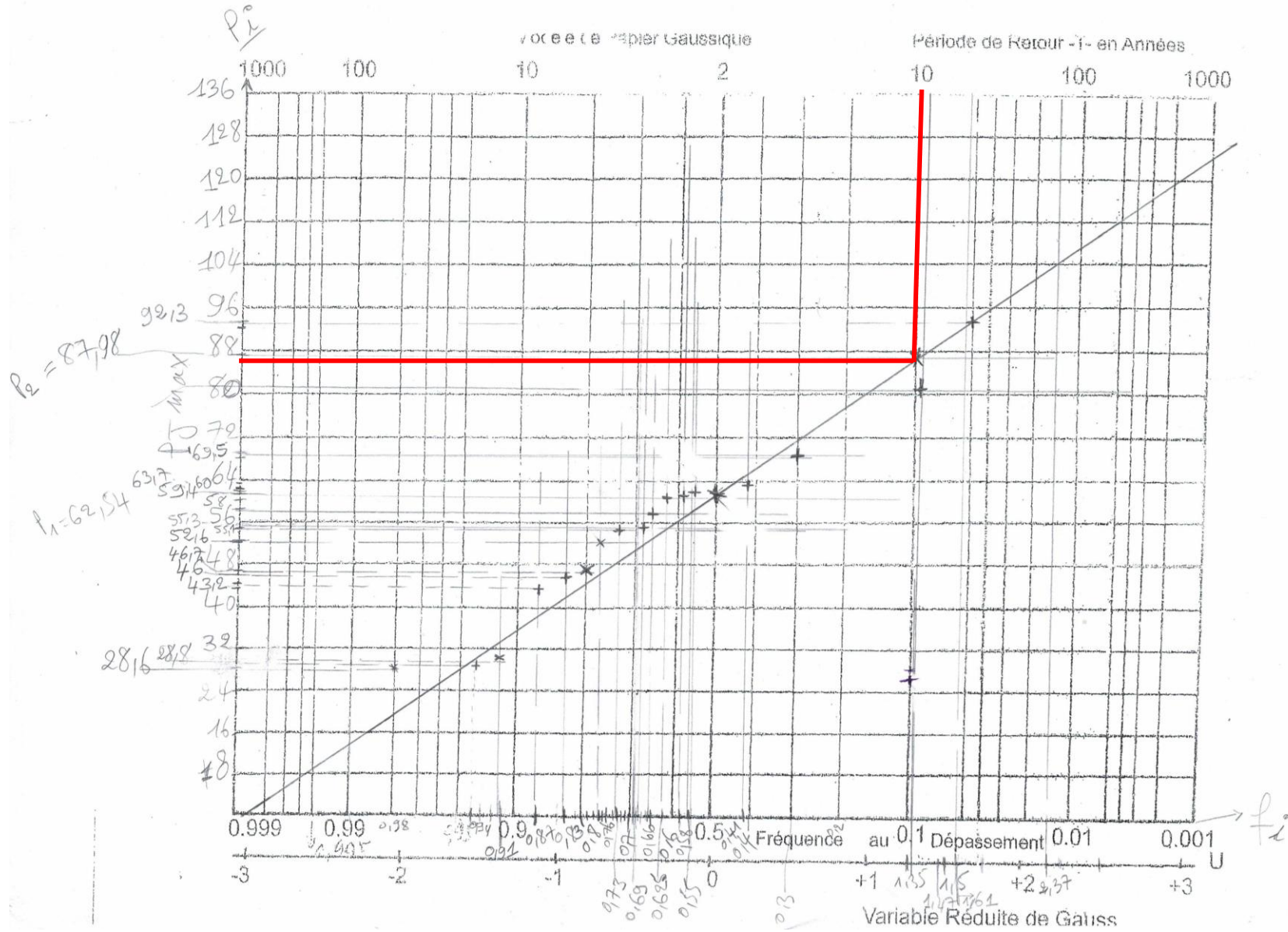


Figure : 2.1 : Représentation des fréquences expérimentales sur le papier gaussien.

Suivant la figure 2.1 : les points expérimentaux s'alignent bien, et le droit de Henry se présente au meilleur de ces points, on conclut que la loi de Gauss peut s'ajuster à notre échantillon.

### Tests d'homogénéité

Les erreurs dans les séries de données pluviométriques changent la nature aléatoire des phénomènes ainsi que les conditions de leur occurrence. Si ces conditions se modifient, cela indique que les données collectées n'appartiennent pas à la même population et que la série n'est pas uniforme. Ainsi, avant de les uniformiser avec le test du khi-deux.

Dans le cadre de notre recherche, nous avons opté pour l'utilisation du test du khi-deux afin de contrôler l'uniformité.

On procède on suite au test d'adéquation de  $\chi^2$ .

### Test de Khi-Deux

Il permet de juger la qualité de l'ajustement d'une loi de distribution théorique à une distribution expérimentale. La procédure de test de Khi-Deux :

- Diviser l'échantillon en k classes (dans notre échantillon on a 5 classes).
- Déterminer les bornes inférieures et les bornes supérieures.
- Calculer le logarithme népérien de bornes supérieures et inférieures.

On choisit de retenir cinq (5) classe d'égale probabilité théorique donc comprennent

$$n_{pi} = \frac{N}{K} = \frac{28}{5} = 5,6 \quad (2.10)$$

Avec :

$n_{pi}$  : valeurs théoriques.

Les limites des classes découlent est bornée par les valeurs  $X_{i-1}$

Avec

$X_i$  : choisies arbitrairement

On peut également calculer ces limites comme suit ;

$$f_1 = \frac{n_{pi}}{N} = \frac{5,6}{28} = 0,2 \Rightarrow \text{de la table de Gauss } u = 0,84$$

$$\Rightarrow P = \bar{P} - Su = 62,54 - (19,87 * 0,84) = 45,84 \text{ mm.}$$

1<sup>er</sup> classe  $\leq 45,84$  mm

$$f_2 = 2 * f_1 = 0,4 \Rightarrow u = 0,25 \text{ (table de Gauss)}$$

$$\Rightarrow P = \bar{P} - Su = 62,54 - (19,87 * 0,25) = 57,57 \text{ mm}$$

2<sup>ème</sup> classe [45,84-57,57[

$$f_3 = 3 * f_2 = 0,6 \Rightarrow u = \text{(table de Gauss)}$$

$$\Rightarrow P = \bar{P} - Su = 62,54 - (19,87 *) = mm$$

#### 2.7.4. Adaptation de la série pluviométrique à la distribution normale (loi de Gauss).

La distribution de Gauss, aussi appelée distribution normale, présente une répartition symétrique autour de la moyenne. Elle est généralement utilisée en hydrologie pour modéliser la répartition statistique de valeurs moyennes comme les précipitations annuelles ou les débits moyens annuels.

La fonction de répartition de la loi de **Gauss** est :

$$F(u) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^u e^{-\frac{u^2}{2}} du \quad (2.11)$$

Où :

F(u) : La fréquence de non-dépassement, qui signifie la probabilité de ne pas dépasser ou d'atteindre u.

u : représente la variable réduite de Gauss, définie par :

$$u = \frac{P_{max} - \bar{P}_{max}}{\sigma} \quad (2.12)$$

#### 2.7.5. Test d'adéquation

Pour évaluer l'adéquation de la loi de Gauss à notre échantillon, on utilise le test du  $\chi^2$  (chi-deux), une variable aléatoire dont la distribution a été étudiée par Pearson. Ce test est essentiel pour évaluer la qualité de l'ajustement, en comparant les deux répartitions : empirique et théorique (Gauss).

Le test du  $\chi^2$  est appliqué comme suit :

- on divise les données en k classes d'événements (chaque classe doit contenir au moins 5 observations),
- le test  $\chi^2$  est calculé selon la formule suivante (**DUBREUIL, 1974**).

$$\chi^2 = \sum \frac{(N_i - N_{pi})^2}{N_{pi}} \quad (2.13)$$

Avec :

$N_i$  : l'effectif observé de la classe i (le nombre de valeurs expérimentales contenues dans la Classe i).

$N_{pi}$  : effectif théorique de la classe identique égal :

$$N_{pi} = \frac{\text{Nombre d'observation}}{k} \quad (2.14)$$

Avec :

K : nombre de classe

N : nombre d'observation

$$\text{Soit :} \quad N_{pi} = 28/5 = 5.6$$

$$f_1 = N_{pi} = 28/5 = 5.6$$

Les résultats de calcul du test d'adéquation sont détaillés dans le Tableau 2.5 pour un nombre de classes égal à 5.

**Tableau 2.7 : Résultats du test d'adéquation.**

N° de classe	Cours	N <sub>i</sub>	N <sub>pi</sub>	N <sub>i</sub> - N <sub>pi</sub>	(N <sub>i</sub> - N <sub>pi</sub> ) <sup>2</sup> /N <sub>pi</sub>
1	≤28,6	1	5,6	-4,6	3,77857143
2	28,6 ≤ P ≤ 45,84	4	5,6	-1,6	0,45714286
3	45,84 ≤ P ≤ 57,57	5	5,6	-0,6	0,06428571
4	57,57 ≤ P ≤ 88,84	1	5,6	-4,6	3,77857143
5	≥129	1	5,6	-4,6	3,77857143
<b>X<sup>2</sup></b>					<b>5.29</b>

### Calcul du nombre de degré de liberté γ

$$\gamma = K - P - 1 \quad (2.15)$$

Avec :

P : nombre de paramètres (moyenne et variance)

1 : pour l'égalité des effectifs :  $\sum N_i = \sum N_{pi}$

D'où :  $\gamma = 3$

### 2.7.6. Calcul de l'intensité pluviométrique fréquentielles

L'étude évalue une précipitation de 15 mm correspondant à 0,25 heures. L'intensité de la précipitation (I) est déterminée.

Le calcul des pluies de courte durée est fait à l'aide de la formule de MONTANA :

$$I_t(P\%) = I_{24}(P\%) \times \left(\frac{t}{24}\right)^{b-1} \quad (2.16)$$

D'où :

$I_t(P\%)$  : Intensité moyenne de précipitation pour une averse de durée « t » et de fréquence p%

- **b** : exposant climatique régional  $b = 0.36$  (ANRH).

- **t** : durée de la pluie en heures.

-  **$I_{24}(P\%)$**  : intensité de pluie journalière maximale fréquentielle avec :

$$I_{24}(P\%) = \frac{P_{24h}(mm) * 60(min)}{24h * 60(min)} \quad (2.17)$$

$$T = 10 \longrightarrow f = \frac{1}{T} = 0,1$$

$$f = 0,1 \longrightarrow u \longrightarrow P$$

$$f = 0,1 \longrightarrow u = 1,28$$

$$P = \bar{P} + \sigma * u$$

$$= 62,54 + 19,87 * 1,28$$

$$P = 87,97 \text{ mm}$$

Après avoir évalué les précipitations maximales fréquentielles, l'intensité pluviométrique est donnée par la formule de MONTANARI, comme suit :

$$I (f \%) = (10000/3600) * (P_{max}/24) * (t/24)^{b-1}$$

Le calcul donne :

$$I = \frac{87,97}{0,25} \left( \frac{0,25}{24} \right)^{0,39-1} \approx 134 \text{ l/s/ha} \quad (2.18)$$

Soit  **$I \approx 134 \text{ l/s/ha}$** , valeur retenue pour le dimensionnement du réseau d'assainissement.

Élément	Description
Période d'étude	1990-2017, Fréha
Distribution ajustée	Loi normale, $Cv = 0,31$
Pjmax (T=10 ans)	82 mm
Formule Montanari	$I = \frac{P_{24,T}}{t_c} \left( \frac{t_c}{24} \right)^{b-1}$
Résultat	$I \approx 134 \text{ l/s/ha}$

## **Conclusion**

Nous avons réalisé une étude hydrologique fondée sur un échantillon de précipitations maximales recueillies à la station pluviométrique de FREHA pour la période 1990-2017. L'examen statistique de l'échantillon et le test d'ajustement  $\chi^2$  ont montré que la loi de distribution qui correspond le mieux à l'échantillon est la loi Normale (loi de Gauss), avec un coefficient de variation de 0.31. De plus, pour notre projet de déversoir d'orage, la précipitation maximale  $P_j$  max définie pour une période de retour de 10 ans est de 87,97 mm. Finalement, la formule de MONTANA a permis d'obtenir l'intensité de la pluie, avec une valeur calculée de  $I=134$  [l/s/h]. Cette valeur sera considérée pour le dimensionnement optimal de notre déversoir.

# **Chapitre III.**

Calcul déterministe d'un  
déversoir d'orage à seuil  
latéral

## Introduction

Dans ce troisième chapitre, nous proposons une étude déterministe d'un déversoir d'orages, pour la dérivation des eaux usées et des eaux pluviales des villages d'el Kahra, ayant fait l'objet d'étude d'assainissement par Medani et Ben moussa (2023). Connaissant le débit total (débits des eaux usées et pluviales) arrivant vers le DVO, nous évaluons le débit des eaux dérivées vers la STEP et le débit renvoyé vers le milieu naturel. Ces débits permettront de dimensionner la buse d'arrivée et celle de sortie vers la STEP, ainsi que la longueur du seuil latéral

### 3.1. Définition d'un DVO

Les déversoirs d'orage sont des ouvrages de contrôle présents sur les réseaux d'assainissement

de type unitaire. Ils permettent l'évacuation directe d'une partie du débit transitant dans le réseau vers le milieu naturel dans le but de protéger la station de traitement des eaux usées d'une surcharge hydraulique et ainsi d'une forte dégradation de la qualité de l'eau en sortie de station (Figure 3.1 et 3.2). Le DVO permet :

- **L'évacuation des eaux de pluie** : Assurer une évacuation rapide des eaux pluviales pour prévenir les inondations.
- **La protection des infrastructures** : Protéger les routes, les habitations et les terres agricoles environnantes.
- **L'amélioration de la qualité de l'eau** : Réduire la pollution des cours d'eau en filtrant les polluants.
- **Et l'élimination des maladies à transmission hydriques**

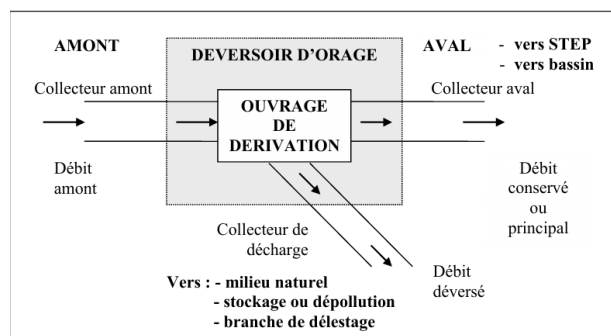


Figure 3.1 : Schéma de principe du déversoir d'orage (Vazquez et al. 2006)

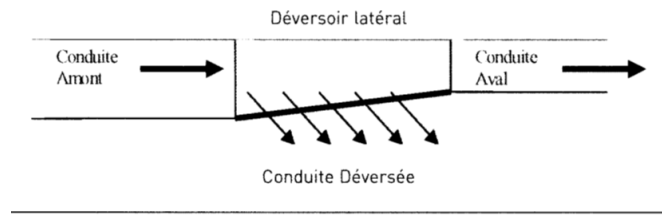


Figure 3. 2 : Schéma du déversoir de type latéral (Vazquez et al. 2006)

D'un point de vue purement hydraulique, les déversoirs d'orage ont une courbe de fonctionnement théorique semblable à celle de la figure

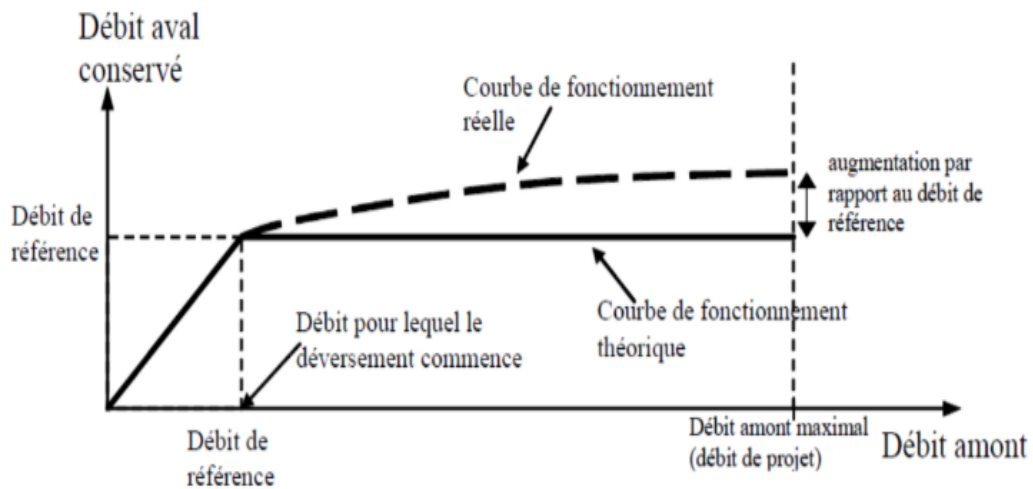


Figure 3.3 : Courbe de fonctionnement théorique.

La courbe de fonctionnement théorique représente le cas de régulation idéal dans lequel quel que soit le débit amont supérieur au débit de référence, le débit conservé est égal au débit de référence. La création d'un tel déversoir nécessite une régulation dynamique représentée par exemple par une vanne autorégulée ou par une pompe. Dans le cas des déversoirs statiques, la courbe réelle nous montre que quel que soit le déversoir, à partir du moment où le débit amont dépasse le débit de référence, le débit aval va continuer à augmenter. La caractérisation d'un déversoir va donc se faire en calculant le pourcentage d'augmentation du débit aval par rapport au débit de référence et ceux pour un débit amont maximal.

### 3.2. Débit des eaux pluviales arrivant vers le DVO $Q_{ep}$

Le débit des eaux pluviales  $Q_{ep}$  arrivant vers l'amont du DVO d'El Kahra est donné par la relation (3.1), dite rationnelle. La méthode rationnelle a été mise au point avant l'avènement de l'équipement informatique.

Elle permet de calculer rapidement des débits de ruissellement maximaux pour des pluies uniformes tombant sur des bassins versants de faible surface (moins de 5 Km<sup>2</sup>), c'est donc une méthode parfaitement appropriée en ce qui concerne les bassins versants urbains.

$$Q_{ep} = C_r * I * A \quad (3.1)$$

Avec :

$Q_{ep}$ : débit des eaux pluviales [l/sec],

$C_r$ : coefficient de ruissellement,

I : intensité moyenne de précipitation [l/sec/ha],

A : aire du bassin versant [ha].

### 3.2.1. Coefficient de ruissellement

Représente le rapport du volume d'eau qui ruisselle en cette surface au volume d'eau tombé sur elle. Il est donné par le tableau 3.1, en fonction de l'état de surface.

**Tableau 3.1 : Coefficient de ruissellement**

Etat de la surface	$C_r$
Surface totalement imperméable	0,9
Pavage à large joints	0,6
voie en macadam non goudronné	0,35
Allées en gravier	0,2
Surface boisée	0,05

### 3.2.2. Intensité de précipitation

L'intensité de précipitation est la quantité de pluie qui tombe sur une unité de surface. L'étude hydrologique a donné la valeur de 134l/sec/ha.

### 3.2.3. Aire d'apport A

Surface de bassin versant sur laquelle tombe cette précipitation. Celle-ci est évaluée à 76 ha, par l'APC de Freha.

Le résultat de calcul du débit des eaux pluviales est donné dans le tableau 3.2 :

**Tableau 3.2. Résultats de calcul des débits des eaux pluviales.**

Paramètres	Valeurs	unités
Coefficient de ruissellement $c_r$	0.6	
Intensité de précipitation	134	l/s/ha
Aire d'apport A	2,5	ha
Débit des eaux pluviales $Q_{ep}$	32,38	

### 3.3. Débit des eaux usées

#### 3.3.1. Evaluation de la population future

L'accroissement de la population est déterminé par la formule (3.2) suivante :

$$P_n = P_0 \cdot (1 + \alpha)^n \quad (3.2)$$

$P_0$  : nombre d'habitants, donnée par le RGPH 2008,

$P_n$  : nombre d'habitants à l'horizon de l'étude

$\alpha$  : taux d'accroissement de la population (pris égal à 3,20 %)

$n$  : nombre d'années séparant les deux horizons de l'étude ( $n$  varie de 25 à 30 années)

#### 3.3.2 Débit moyen d'eaux usées

Ce débit représente 80 % du débit de consommation en eau potable (ARABI, 2013).

$$Q_{meu} = 0,80 \cdot Q_{mep} \quad (3.3)$$

Avec :

$Q_{meu}$  : débit moyen d'eaux usées [l/sec]

$Q_{mep}$  : débit moyen de la consommation en eau potable [l/sec].

La consommation moyenne en eau potable est donnée par la relation suivante.

$$Q_{mep} = \frac{P_n \cdot \text{dot}}{24 \cdot 3600} \quad (3.4)$$

Avec :

Dot : dotation en eau potable, prise égale à 150 l/jour/habitant.

#### 3.3.3 Débit de pointe

Dans un réseau d'assainissement, les canalisations doivent pouvoir évacuer les débits de pointe d'eau usées de la population future.

Le débit de pointe est donné par (ARABI, 2013) :

$$Q_{peu} = K_p \cdot Q_{meu} \quad (3.5)$$

Avec :

$Q_{peu}$  : débit de pointe des eaux usées [l/sec],

$K_p$  : coefficient de pointe [--].

Où :

$$K_p = 1,5 + \frac{2,5}{\sqrt{Q_{meu}}} \quad \text{Si } Q_{meu} < 2,8 \text{ l/sec} \quad (3.6)$$

$$K_p = 3 \quad \text{Si } Q_{meu} > 2,8 \text{ l/sec} \quad (3.7)$$

Le résultat de calcul du débit des eaux usées est donné dans le tableau 3.3

**Tableau 3.3.** Résultats de calcul de débit des eaux usées et pluviales.

Paramètres	Valeurs	unités
<b>Dotation</b>	120	l/s
<b>Débit moyen de la consommation en eau potable</b>	32,38	l/s
<b>Débit moyen d'eaux usées</b>	9,9583	

### 3.4. Calcul Hydraulique

L'objectif du calcul hydraulique est de déterminer la vitesse et le débit d'écoulement. En considérant l'écoulement à surface libre uniforme, la vitesse [m/s] est donnée par l'équation de Chézy (Rueda, 2022).

$$V = C \sqrt{R_h I} \quad (3.8)$$

I : pente,

$R_h$  : rayon hydraulique [m],

C : est le coefficient de Chezy.

De nombreux hydrauliciens ont proposé des expressions du coefficient C de la formule générale de Chezy. Nous retenons la formule de Manning :

$$C = \frac{0,823}{\eta} (R_h)^{\frac{1}{6}}. \quad (3.9)$$

$\eta$  : coefficient de Manning dépendant de la nature des parois du canal (tableau 3.4)

**Tableau 3.4 : Valeur coefficient de Manning n**

$\eta$	Nature de la paroi
0.010	Bois raboté ou béton lisse
0.011	Bois non rebooté
0.012	Béton sans enduit
0.013	Briques
0.021	Terre
0.024	Gravier
0.029	Terre avec végétation

Pour les collecteurs en buses de béton sans enduit, la relation  $n = 0.012$ . L'équation se réduit comme suit :

$$C = \frac{1}{0.015} \cdot R_h^{\frac{1}{6}} \quad (3.10)$$

Compte tenu de l'équation (3.8), la vitesse à section pleine s'écrit :

$$V_{ps} = \frac{1}{0.015} \cdot \left(\frac{D}{4}\right)^{\frac{1}{6}} \sqrt{\frac{D}{4}} I \quad (3.11)$$

Par la suite le débit est obtenu par l'équation de continuité

$$Q = A_m C \sqrt{Rh} \cdot I \quad (3.12)$$

### 3.4.1. Dimensionnement en section pleine

- Section mouillée  $A_m$

$$A_{ps} = \frac{\pi \cdot D^2}{4} \quad (3.13)$$

- Périmètre mouillé  $P_m$

$$P_m = \pi \cdot D \quad (3.14)$$

- Rayon hydraulique  $R_h$

$$R_h = \frac{D}{4} \quad (3.15)$$

- Vitesse à section pleine :

La vitesse de l'écoulement en section pleine  $v_{ps}$  (m/s) est donnée par la relation suivante :

$$v_{ps} = \frac{1}{0.015} \cdot \left(\frac{D}{4}\right)^{\frac{1}{6}} \sqrt{\frac{D}{4}} \cdot I. \quad (3.16)$$

$$v_{ps} = 26.45668 \cdot (D)^{\frac{2}{3}} \sqrt{I} \quad (3.17)$$

Le débit à pleine section  $Q_{ps}$  (m<sup>3</sup>/sec) est donné par :

$$Q_{ps} = V_{ps} \cdot A_{ps} \quad (3.18)$$

$$Q_{ps} = 20.76849 \cdot (D)^{\frac{8}{3}} \sqrt{I}$$

### 3.4.2. Dimensionnement en section partielle

- Section mouillée

$$A_m = \frac{D^2}{8} (\theta - \sin \theta) \quad (3.15)$$

- Périmètre mouillée

$$P_m = \theta \cdot \frac{D}{2} \quad (3.16)$$

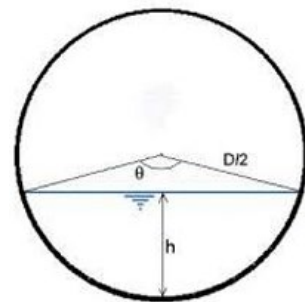


Figure 3.4 : Section circulaire Partiellement pleine

$\theta$ (rd) : L'angle mouillé qui représente la portion de la conduite qui est remplie d'eau.

- **Rayon hydraulique**

$$R_h = \frac{\frac{D^2}{8} \cdot (\theta - \sin \theta)}{\theta \cdot \frac{D}{2}} = \frac{D}{4} \cdot \left( \frac{\theta - \sin \theta}{\theta} \right) \quad (3.17)$$

- **Hauteur de remplissage des buses**

D'après la figure, nous pouvons écrire (MAMOUR et ABACI, 2019) :

$$\cos \frac{\theta}{2} = \frac{X}{R} \quad (3.18)$$

Le rayon R de la buse est donné par la relation :

$$R = \frac{D}{2} \quad (3.19)$$

Il vient que :

$$X = R \cdot \cos \frac{\theta}{2} = \frac{D}{2} \cdot \cos \frac{\theta}{2} \quad (3.20)$$

La hauteur de remplissage h [m], s'écrit :

$$h = R - X = \frac{D}{2} \left( 1 - \cos \frac{\theta}{2} \right) \quad (3.21)$$

- **Le rapport des hauteurs**

Nous déduisons de la relation (3.21), le rapport des hauteurs :

$$\frac{h}{D} = \frac{1}{2} \cdot \left( 1 - \cos \frac{\theta}{2} \right) \quad (3.22)$$

- **Rapport des vitesses :**

Le rapport des vitesses (Rv) représente le rapport entre la vitesse réel et la vitesse en section pleine (EL GHAZALI, 2015) :

$$R_v = \frac{V}{V_{ps}} = \frac{\frac{1}{0,015} \cdot R_h^{1/6} \cdot \sqrt{R_h \cdot I}}{\frac{1}{0,015} \cdot \left( \frac{D}{4} \right)^{1/6} \cdot \sqrt{\frac{D}{4} \cdot I}} = \frac{R_h^{2/3}}{\left( \frac{D}{4} \right)^{2/3}} \quad (3.23)$$

Soit :

$$R_v = \left[ \frac{\frac{D}{4} \cdot \left( \frac{\theta - \sin \theta}{\theta} \right)}{\frac{D}{4}} \right]^{2/3} = \left[ \frac{\theta - \sin \theta}{\theta} \right]^{2/3} \quad (3.24)$$

- **Rapport des débits Rq :**

Le rapport des débits représente le rapport entre le débit réel et le débit en section pleine (KOUYI, 2004).

$$R_q = \frac{Q}{Q_{ps}} = \frac{V \cdot A_m}{V_{ps} \cdot \frac{\pi}{2} \cdot D^2} = \left( \frac{\theta - \sin \theta}{\theta} \right)^{2/3} \cdot \frac{\frac{D^2}{8} \cdot (\theta - \sin \theta)}{\frac{\pi}{2} \cdot D^2} \quad (3.25)$$

Soit :

$$Rq = \frac{(\theta - \sin\theta)^{5/3}}{4\pi\theta^{2/3}} \quad (3.26)$$

### 3.5. Cas d'étude

Nous présentons dans ce cas d'étude le déversoir d'orage à seuil latéral **d'El Kahra, commun de Fréha**.

#### 3.5.1. Calcul des débits

Le débit des eaux pluviales est obtenu conformément à la relation ((3.1) et e dédit des eaux usées arrivant vers le DVO sont calculé conformément aux relations (3.3) – (3.7). Les résultats sont donnés dans le tableau (3.5).

**Tableau 3.5. Paramètres de calcul**

Paramètres	Valeurs	Unités
Débit des eaux usées arrivant vers le DVO $Q_{eu}$	9,958	l/s
Débit des eaux pluviales arrivant vers le DVO $Q_{ep}$	32,38	l/s
Coefficient de dilution $\alpha$	3	

- **Débit des eaux dérivées vers la STEP  $Q_2$**

Le débit  $Q_2$  dérivant vers la STEP est obtenu par la relation ci-dessous :

$$Q_2 = (1 + \alpha) * Q_{eu} \quad (3.27)$$

$\alpha$  : coefficient de dilution, égale à 3.

Ce qui donne :  $Q_2 = (1 + 3) * 9,958 = 39,8321/s$

- **Débit renvoyé vers le milieu naturel**

Le débit renvoyé vers le milieu naturel  $Q$  est obtenu par :

$$Q = Q_1 - Q_2 \quad (3.28)$$

Le débit  $Q_1$  entrant dans le DVO est obtenu par le cumul du débit des eaux usées et le débit des eaux pluviales, tel que :

$$Q_1 = Q_{eu} + Q_{ep} \quad (3.29)$$

Les résultats sont illustrés dans le tableau (3.6)

**Tableau 3.6. Résultats de calcul des débits**

Paramètre	Valeur	Unité
Débit total (EU+EP) arrivant vers le DVO $Q_1$	39,832	l/s
Débit des eaux dérivées vers la STEP $Q_2$	30,378	l/s
Le débit renvoyé vers le milieu naturel $Q$	9,454	l/s

### 3.5.2 Calcul hydraulique des écoulements dans les conduites d'arrivée et de sortie vers la STEP

#### a- Dimensionnement en section pleine

Le dimensionnement à section pleine est effectué conformément aux relations présentées dans la section (3.4.1). Les résultats de calcul hydraulique pour la buse d'arrivée et la buse de sortie sont illustrés dans le tableau 3.7 ci-dessous :

**Tableau 3.7 : Dimensionnement en section pleine**

Paramètres	Buse d'arrivée	Buse de sortie vers la STEP
<b>DN (mm)</b>	600	300
<b>Coefficient <math>\eta</math></b>	0,012	0,012
<b>Pente</b>	0,003	0,003
<b>Am</b>	0,28	0,07
<b>Pm</b>	1,88	0,94
<b>Rh</b>	0,15	0,08
<b>Chezy C</b>	49,99	44,54
<b><math>V_{ps}</math> (m/s)</b>	1,06	0,67
<b><math>Q_{ps}</math> (m<sup>3</sup>/s)</b>	0,30	0,05

#### b-Dimensionnement en section partielle

Le dimensionnement à section partielle est effectué conformément aux relations (3.4.2). Les résultats sont présentés dans le tableau 3.8.

Tableau 3.8 : Dimensionnement en section partielle

Paramètres	Buse d'arrivée	Buse de sortie vers la STEP
DN (mm)	600	300
Coefficient $\eta$	0,012	0,012
$Q_1$ (m <sup>3</sup> /s)	0,011718	0,040
Rq	0,04	0,84
Téta ( rd)	4,50	3,99
Q/Qps	52%	42%
Différence	0,00	0,00
V/Vps	29%	112,1808%
V (m/s)	0,31	0,749
h/D	6%	71%
h ( mm)	36,73	40,82

### 3.5.3. Calcul de la longueur du seuil latéral L (m)

La longueur du seuil latéral L est donnée par l'équation :

$$L = \left( \frac{Q}{\frac{2}{3} \cdot \mu \cdot \sqrt{2 \cdot g} \cdot H^{1,67}} \right)^{1/0,83} \quad (3.30)$$

$$\mu = v \cdot \mu_2 \quad (3.31)$$

$$v = 0,7 + 0,185 \frac{H}{b} \quad (3.32)$$

$$\mu_2 = 0,41 \cdot \left( 1 + \frac{0,0018}{H} \right) \cdot \left[ 1 + 0,055 \cdot \left( \frac{H}{H+Z} \right)^2 \right] \quad (3.33)$$

H étant la charge H au-dessus du seuil est donnée par la relation suivante :

$$H = h_1 - h_2 \quad (3.34)$$

$h_1$  est la hauteur d'eau dans la buse d'entrée

$h_2$  est la hauteur d'eau dans la buse de sortie

Z : désigne la hauteur de la pelle, donnée par la relation qui suit :  $Z = h_2$

Nous adoptons comme épaisseur de la poutrelle en crête de la lame déversoir  $b=25$ cm.

Les résultats de calcul de la longueur du seuil latéral L sont donnés dans le tableau

Paramètres	Valeurs	Unités
Débit renvoyer vers le milieu naturel Q	0,642546	m <sup>3</sup> /s
La charge H au-dessus du seuil H	0,238	m
Hauteur Z de la pelle	0,08	m
Épaisseur de la poutrelle en crête de la lame déversoir b	0,25	m
Coefficient v	0,88	m
Coefficient $\mu_2$	0,43	m
Coefficient de débit $\mu$	0,37	m
Longueur déversoir L	4,35	m

## Conclusion

Le déversoir d'El Kahra à Fréha s'est avéré être une solution efficace pour la gestion des eaux pluviales. Il illustre l'importance de l'ingénierie durable dans la protection des communautés face aux aléas climatiques. Des leçons peuvent être tirées pour des projets futurs dans d'autres régions similaires.

## Recommandations

- **Entretien régulier** : Assurer un suivi et un entretien régulier pour maximiser l'efficacité du déversoir.
- **Évaluation continue** : Mettre en place un système de suivi pour évaluer les performances et adapter les stratégies de gestion des eaux pluviales.

# **Conclusion générale**

Notre projet intitulé « Conception hydraulique d'un déversoir de pluie latéral pour le village El Kahra », s'inscrit dans le domaine de la gestion des eaux de pluie dans des zones urbaines. L'objectif principal est de créer une infrastructure capable de diriger, lors de fortes pluies, le surplus d'eau provoqué par les inondations vers un exutoire secondaire, tout en protégeant le système d'assainissement principal et en assurant la sécurité des zones habitées. À l'issue de cette étude, plusieurs recommandations peuvent être formulées pour optimiser la gestion des eaux pluviales dans le village d'El Kahra et améliorer l'efficacité du déversoir d'orage conçu :

- Sur le plan technique, il est fortement recommandé d'effectuer un suivi régulier de l'installation, surtout avant le début et durant la saison humide.
- Un entretien fréquent (comme le désherbage, la collecte des débris et le contrôle des obstructions) est essentiel pour s'assurer que le déversoir fonctionne de manière optimale.
  - En matière d'urbanisme, il est vital d'intégrer ces infrastructures dans une stratégie globale de gestion des eaux de pluie. Le dimensionnement des installations devrait être accompagné de mesures complémentaires telles que des bassins de rétention, des canaux d'infiltration ou des zones tampons avec des plantations
- Associer les habitants au suivi et à la protection des structures contribuera à assurer leur pérennité sur le long terme.

Enfin, l'approche exposée dans ce mémoire peut être appliquée à d'autres zones ayant des caractéristiques analogues, dans le cadre d'un programme régional de gestion des eaux pluviales. Elle représente ainsi une base technique pour l'établissement de solutions intégrées et durables en matière de gestion des inondations urbaines.

# **Bibliographie**

**Ouvrages**

- ADERKICHI. (2022) « Etude d'assainissement de la localité d'Oued Mendil la commune de Douera -Wilaya d'Alger », Mémoire de master.
- ARABI.2013. « Etude du réseau d'assainissement de ZHUN AISSET MUSTAPHA jusqu'à PR77 (REGHAIA) », Mémoire d'ingénieur, Ecole Nationale Polytechnique.
- BOUZELHA M. et BEN SAID (2016), « Contribution à l'évaluation des intensités pluviométriques et au calcul du débit sur le bassin versant du Sébaou », Mémoire de master, UMMTO.
- DUBREUIL P., 1974, « Initiation à l'analyse hydrologique », Publications des scientifiques de l'IRD.
- EL GHAZALI F., 2015, « Etude de régularisation du système hydraulique du Haut et Moyen Drâa (Maroc), Mémoire de master, Université Cadi Ayyad du Maroc.
- MEDANI K., BENMOUSSA S. 2023, « Etude technico-économique du réseau d'assainissement du village El Kahra », Mémoire de Master, UMMTO.
- ROCHE M., 1963, « Hydrologie de surface », Ouvrage, Office de la Recherche Scientifique et Technique Outre-Mer (Paris).
- RUEDA C., 2012, « Autosurveillance des ouvrages de déversement : Adaptation des modèles de déversoirs latéraux et première simulation de clapets souples en vue de leur instrumentations », Mémoire de fin d'études, Ecole Nationale du Génie de l'Eau et de l'Environnement de Strasbourg.
- VAZQUEZ et al. (2006). « Guide technique sur le fonctionnement des déversoirs d'orage », Ecole Nationale du Génie de l'Eau et de l'Environnement de Strasbourg.

**Documents**

- Données pluviométriques de l'ANRH
- PDAU de Fréha

**Logiciels**

- MAP-Info

**Sites web**

- [kopp-map.com](http://kopp-map.com)