



# GESTION DES EAUX USEES, EAUX PLUVIALES ET EAU POTABLE DU FUTUR CENTRE PENITENTIAIRE - LOIRE AUTHION

## ETUDE DE FAISABILITE

*25 juin 2023*



AGENCE PUBLIQUE  
POUR L'IMMOBILIER  
DE LA JUSTICE



## Informations relatives au document

### INFORMATIONS GÉNÉRALES

**Auteur(s)** Grégory DEMARES / Thibault DESPLANQUES  
**Fonction** Chef de projet / Directeur de projet  
**Version** V1  
**Référence** GOU0127

### HISTORIQUE DES MODIFICATIONS

Version	Date	Vérfié par	Fonction	Signature
V1	09/05/2022	Didier KEREBEL Thibault DESPLANQUES		
V2	12/05/2022	Didier KEREBEL Thibault DESPLANQUES	Directeur de projet / Expert	
V3	17/05/2022	Didier KEREBEL Thibault DESPLANQUES		
V4	12/06/2022	Didier KEREBEL Thibault DESPLANQUES		
V5	25/06/2022	Didier KEREBEL Thibault DESPLANQUES		

### DESTINATAIRES

Nom	Entité
Christophe LAMBERT	Chef de projet APIJ

# SOMMAIRE

---

<b>1 - INTRODUCTION .....</b>	<b>6</b>
<b>1.1 - Contexte et objectif de l'étude .....</b>	<b>6</b>
<b>1.2 - Localisation .....</b>	<b>6</b>
<b>1.3 - Description de l'opération .....</b>	<b>7</b>
<b>1.4 - Etat des lieux du site .....</b>	<b>8</b>
<b>1.4.1 - Urbanisme .....</b>	<b>8</b>
1.4.1.1 - Domanialité .....	8
1.4.1.2 - Accès.....	9
<b>1.4.2 - Contraintes naturelles et environnementales .....</b>	<b>10</b>
1.4.2.1 - Topographie.....	10
1.4.2.2 - Patrimoine naturelle classé .....	10
1.4.2.3 - Risque d'effondrement .....	12
1.4.2.4 - Inventaire cours d'eau .....	13
1.4.2.5 - Zones humides.....	14
<b>1.4.3 - Contraintes Géologique .....</b>	<b>15</b>
1.4.3.1 - Structure du sol.....	15
1.4.3.2 - Remontée de nappe .....	19
1.4.3.3 - Retrait des argiles.....	20
1.4.3.4 - Sismicité .....	20
<b>2 - INVENTAIRE DU PATRIMOINE EXISTANT .....</b>	<b>21</b>
<b>2.1 - Station d'épuration Loire Authion.....</b>	<b>21</b>
2.1.1 - Capacité de traitement .....	21
2.1.2 - Bassin de collecte .....	22
<b>2.2 - Données relatives à l'eau pluviale.....</b>	<b>24</b>
2.2.1 - Réseaux à proximité.....	24
2.2.2 - Future emprise au sol.....	25
<b>2.3 - Données relatives à l'eau potable / incendie.....</b>	<b>27</b>
<b>3 - DEFINITION DES BESOINS ET DES CHARGES HYDRAULIQUES .....</b>	<b>29</b>
<b>3.1 - Evaluation du besoin en eau potable .....</b>	<b>29</b>
<b>3.2 - Evaluation du besoin incendie .....</b>	<b>29</b>
<b>3.3 - Evaluation du rejet d'eaux usées strict.....</b>	<b>30</b>
<b>4 - PREDIMENSIONNEMENT DES OUVRAGES .....</b>	<b>31</b>
<b>4.1 - Adduction d'eau potable .....</b>	<b>31</b>
4.1.1 - Conditions de desserte.....	31
4.1.2 - Surpresseur .....	31
<b>4.2 - Transfert des eaux usées vers la STEP Loire Authion.....</b>	<b>32</b>
4.2.1 - Etude du tracé et du profil en long.....	32
4.2.2 - Dimensionnement du bassin tampon.....	36

<b>4.2.3 - Dimensionnement du refoulement en pompage classique .....</b>	<b>38</b>
<b>4.2.4 - Fonctionnement poste pneumatique .....</b>	<b>41</b>
4.2.4.1 - Principe de fonctionnement .....	41
4.2.4.2 - Plan de principe d'un pompage pneumatique.....	43
4.2.4.3 - Conduite de refoulement .....	45
4.2.4.4 - Brise charge .....	45
4.2.4.5 - Désodorisation .....	46
<b>4.2.5 - Dimensionnement hydraulique gravitaire .....</b>	<b>47</b>
<b>4.2.6 - Contrainte de tracé.....</b>	<b>48</b>
<b>4.3 - Gestion des eaux pluviales.....</b>	<b>51</b>
<b>4.3.1 - Réglementation .....</b>	<b>51</b>
4.3.1.1 - SDAGE LB.....	51
4.3.1.2 - Règlement assainissement d'Angers Loire Métropole .....	52
4.3.1.3 - Règlement de voirie.....	52
4.3.1.4 - Zonage eaux pluviales.....	54
4.3.1.5 - Synthèse .....	56
<b>4.3.2 - Caractérisation de la pluviométrie.....</b>	<b>56</b>
4.3.2.1 - Coefficients de Montana .....	56
4.3.2.2 - Pluies de projet retenue .....	57
<b>4.3.3 - Calculs hydrauliques.....</b>	<b>57</b>
4.3.3.1 - Capacité des collecteurs.....	57
4.3.3.2 - Calculs ces coefficient de ruissellement .....	58
4.3.3.3 - Calcul des temps de concentration .....	59
4.3.3.4 - Calculs des débits de pointe-Méthode rationnelle.....	60
4.3.3.5 - Volume des bassins tampon .....	61
4.3.3.6 - Capacité d'infiltration .....	62
4.3.3.7 - Exemple de solutions à mettre en œuvre.....	64
<b>5 - ESTIMATION DES CHARGES D'INVESTISSEMENT.....</b>	<b>66</b>
<b>5.1 - Préambule .....</b>	<b>66</b>
<b>5.1 - Partie assainissement "eaux usées" .....</b>	<b>66</b>
<b>5.2 - Partie assainissement "eau pluviale" .....</b>	<b>68</b>
<b>5.3 - Partie eau potable et incendie .....</b>	<b>68</b>
<b>5.4 - Synthèse .....</b>	<b>68</b>
<b>6 - ESTIMATION DES CHARGES DE FONCTIONNEMENT.....</b>	<b>69</b>
<b>6.1 - ASSAINISSEMENT .....</b>	<b>69</b>
<b>6.1.1 - Coûts énergétiques .....</b>	<b>69</b>
<b>6.1.2 - Entretien préventif .....</b>	<b>69</b>
6.1.2.1 - Généralités .....	69
6.1.2.2 - Synthèse .....	70
<b>6.2 - EAU POTABLE.....</b>	<b>70</b>
<b>6.2.1 - Coûts énergétiques .....</b>	<b>70</b>
<b>6.2.2 - Entretien préventif .....</b>	<b>70</b>

<b>6.3 - Amortissement.....</b>	<b>70</b>
<b>7 - ANNEXES – POSTE PNEUMATIQUE .....</b>	<b>71</b>
<b>7.1 - Exemple Plan Guide Equipé.....</b>	<b>71</b>
<b>7.2 - Exemple Fiche Equipements.....</b>	<b>71</b>
<b>7.3 - Exemple photographies de réalisation EGIS.....</b>	<b>71</b>
<b>7.4 - Exemple comparaison CAPEX/OPEX pompage classique vs pompage pneumatique .....</b>	<b>71</b>

## REFERENCES

---

Légende 1 – VUE DU SITE D'IMPLANTATION DE L'ETABLISSEMENT PENITENTIAIRE .....	6
Légende 2 – zone A .....	8
Légende 3 – Accès PARCELLES.....	9
Légende 4 – Topographie PARCELLE .....	10
Légende 5 – EBC concerné par l'emprise projet .....	11
Légende 6 – Risque d'effondrement.....	12
Légende 7 – cours d'eau.....	13
Légende 8 – localisation des zones humides .....	14
Légende 9 – Geologie.....	15
Légende 10 – Carte des risques d'inondations de nappe et de cave.....	19
Légende 11 – Retrait des argiles .....	20
Légende 12 – Sismicité.....	20
Légende 13 – vue aérienne de la step .....	21
Légende 14 – Emprise du bassin de collecte du système EU .....	22
Légende 15 – chevelu des réseaux eaux pluviales de l'aire d'étude .....	24
Légende 16 – Alimentation en eau potable du site.....	27
Légende 17 – Alimentation en eau potable du site variante .....	28
Légende 18 – besoin en eau potable du site pénitentiaire de rivesaltes (66).....	29
Légende 19 – evolution des besoins en eau .....	30
Légende 20 – Tracé du transfert.....	32
Légende 21 – Profil en long général du transfert.....	33
Légende 22 – Profil en long du transfert par refoulement .....	34
Légende 23 – Profil en long du transfert gravitaire à écoulement libre.....	34
Légende 24 – Tracé du transfert général des eaux usées .....	35
Figure 25 : Diagramme de la méthode des pluies .....	61

# 1 - INTRODUCTION

## 1.1 - Contexte et objectif de l'étude

Dans le cadre des études de création de nouveaux établissements pénitentiaires sur le territoire national, l'Agence Publique pour l'Immobilier de la Justice (APIJ), projette l'implantation d'un établissement pénitentiaire sur la métropole d'Angers, et plus spécifiquement sur la commune « déléguée » de Brain sur l'Authion, dans le département du Maine et Loire (49).

La présente étude a pour finalité de définir la faisabilité de :

- Transférer des effluents d'eaux usées sur la station d'épuration de Brain sur l'Authion ;
- Dimensionner le système d'infiltration des eaux pluviales ;
- Créer un volume de stockage d'eau potable (ou mixte si utilisation d'eaux pluviales) à usage alimentaire et défense incendie.

L'étude repose sur :

- Une analyse des contraintes et des données existantes ;
- Une faisabilité technique eaux usées, eau potable et eaux pluviales ;
- En option, une analyse de la perméabilité in-situ. L'option n'a pas été retenue compte tenu des investigations géotechniques projetées.

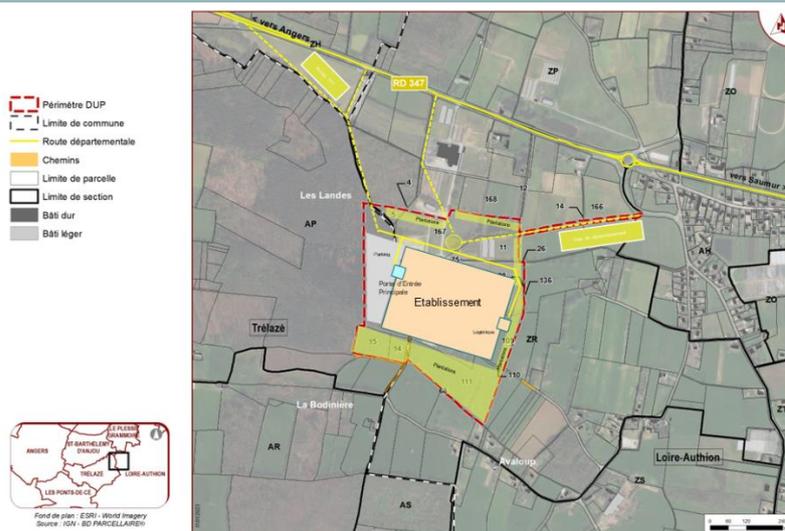
## 1.2 - Localisation

Loire-Authion a été créée le 1<sup>er</sup> janvier 2016 et regroupe sept communes historiques, dites « déléguées » : Andard, Bauné, Brain-sur-l'Authion, Corné, La Bohalle, La Daguenière et Saint-Mathurin-sur-Loire.

Cette commune nouvelle a rejoint le territoire d'Angers-Loire-Métropole.

Le site retenu est localisé en limite Ouest de la commune de Brain sur l'Authion au Sud de la RD347 et à l'Ouest de la rue du puits Huchet au lieu-dit « Angers Les Landes ».

### LEGENDE 1 – VUE DU SITE D'IMPLANTATION DE L'ETABLISSEMENT PENITENTIAIRE



Source : APIJ – support de présentation du 30/03/23

### 1.3 - Description de l'opération

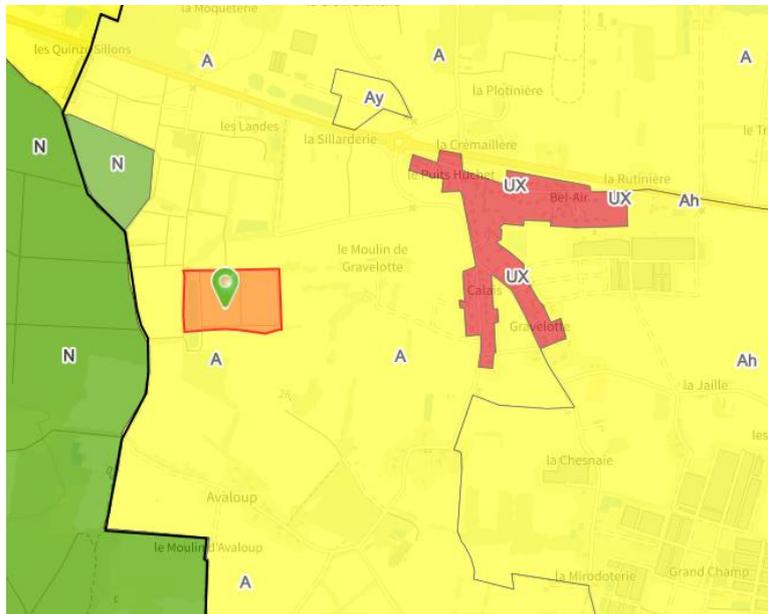
L'établissement pénitentiaire regroupera plusieurs régimes de détention. Sa capacité sera de **850 places**.

## 1.4 - Etat des lieux du site

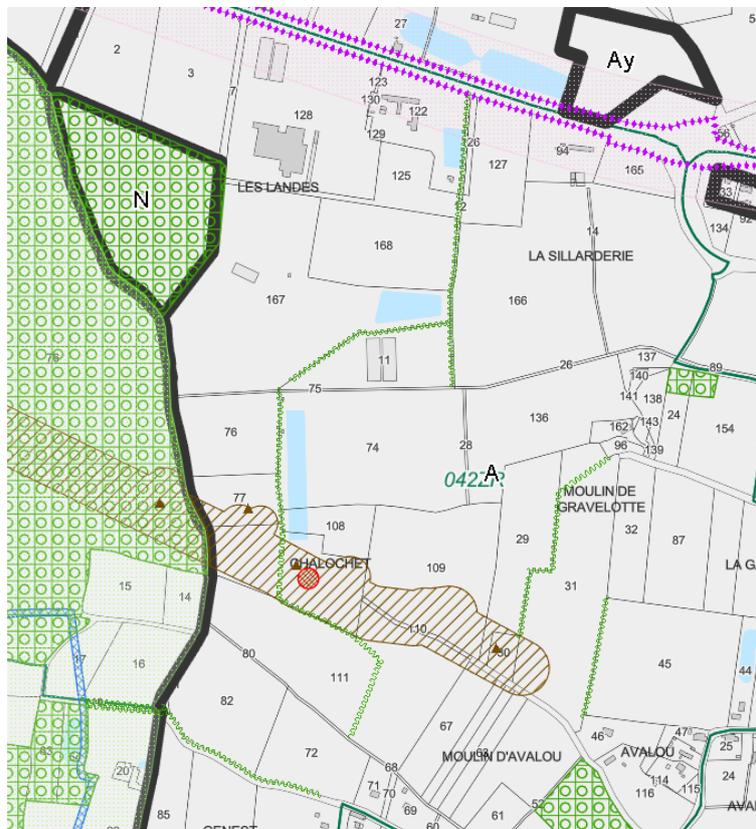
### 1.4.1 - Urbanisme

#### 1.4.1.1 - Domanialité

##### LEGENDE 2 – ZONE A



Les terrains susceptibles d'accueillir le futur centre sont classés en Agricole au PLUi



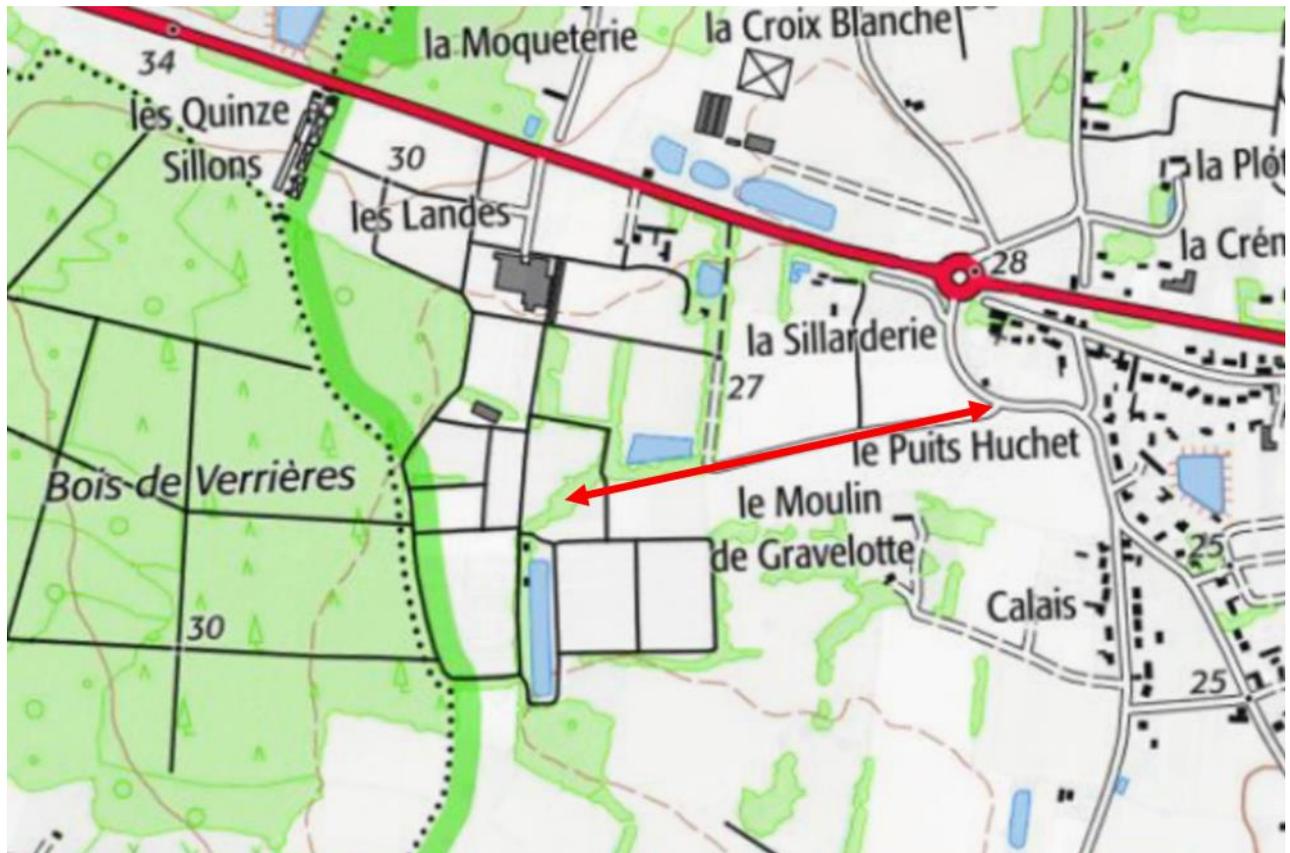
Attention, une zone Non Aedificandi est recensée au sud du site d'implantation

Source : PLUi

### 1.4.1.2 - Accès

L'accès possible aux parcelles pré-choisies sont détaillés ci-après :

#### LEGENDE 3 – ACCES PARCELLES



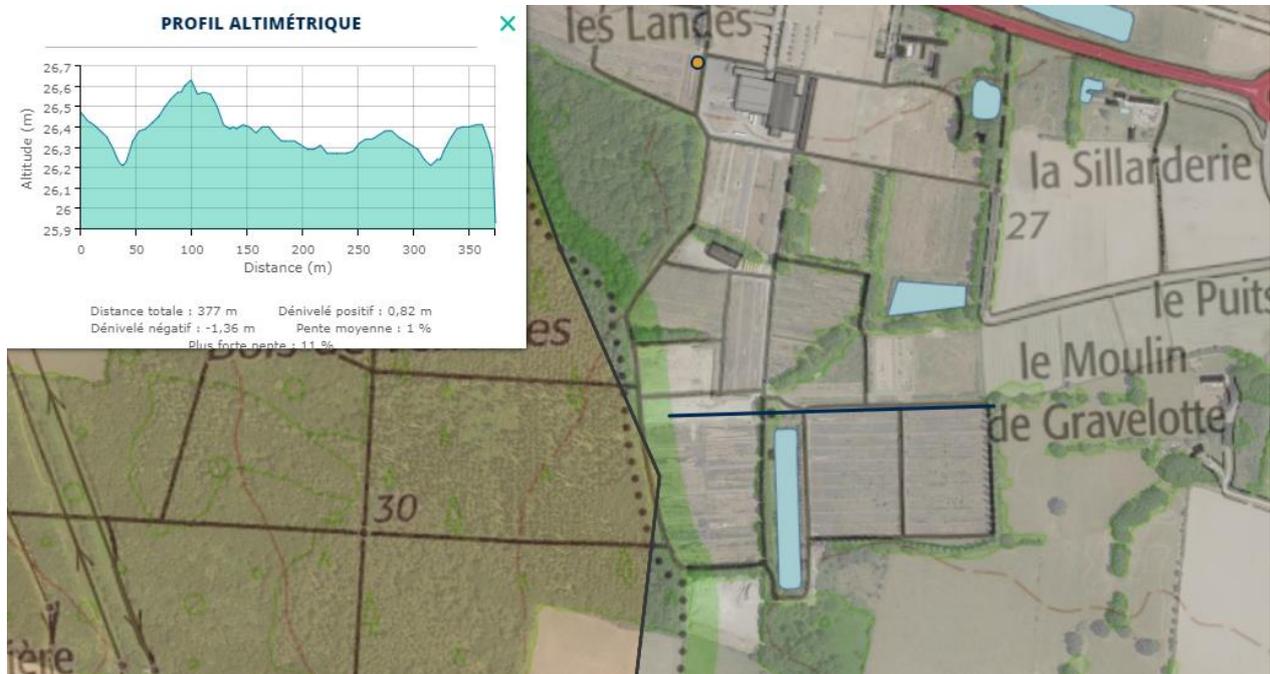
L'accès s'opère depuis la rue du puits Huchet

Source : APJ

## 1.4.2 - Contraintes naturelles et environnementales

### 1.4.2.1 - Topographie

#### LEGENDE 4 – TOPOGRAPHIE PARCELLE



La morphologie du terrain est relativement plane. L'altitude moyenne se situe autour de 26,5 m NGF.

Source : Géoportail

### 1.4.2.2 - Patrimoine naturelle classé

Aucune ZNIEFF n'est directement concernée par le projet.

Idem pour les zones Natura 2000.

Un EBC est bien recensé directement à l'ouest du site. Le projet impacte environ 5 ha de ce dernier.

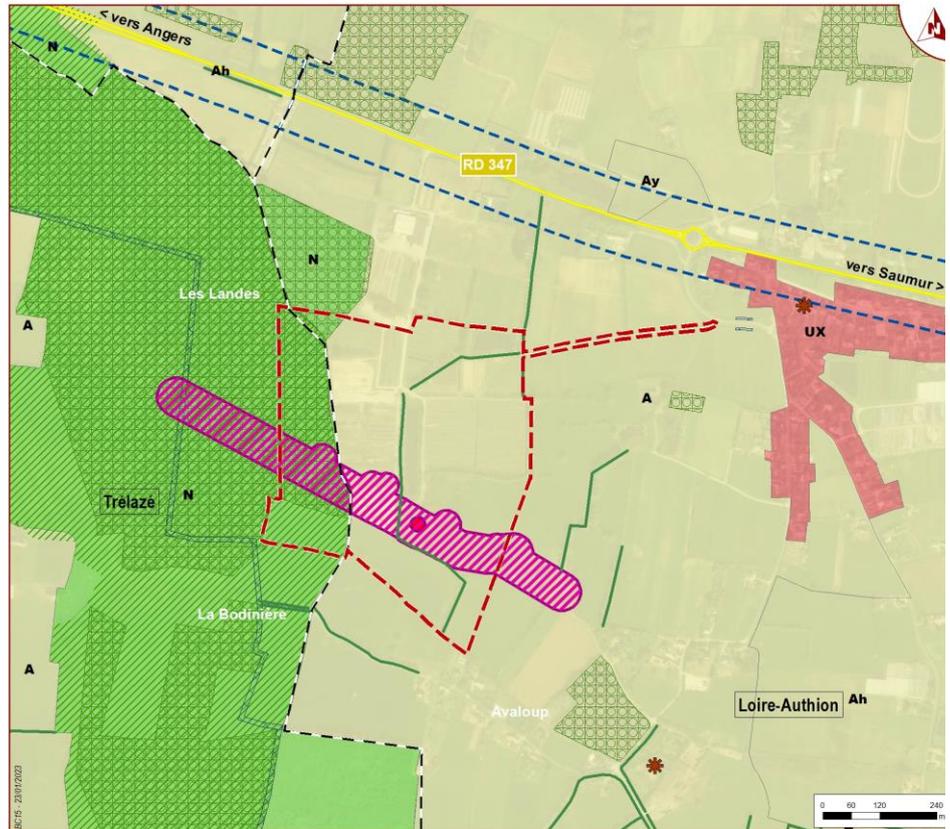
## LEGENDE 5 – EBC CONCERNE PAR L'EMPRISE PROJET

### Urbanisme - Zonage

-  Périmètre DUP
-  Limite de commune
-  Route départementale
- Zonage**
-  A - Zone Agricole
-  N - Zone Naturelle
-  U - Zone urbanisée
- Prescriptions et informations**
-  Haie, ripisylve et alignement d'arbres
-  Espace boisé classé
-  Emplacement réservé
-  Secteur soumis au risque d'effondrement
-  Trame Verte et Bleue
-  Zone non aedificandi
-  Application du L111-6 du CU
-  Edifice bâti singulier



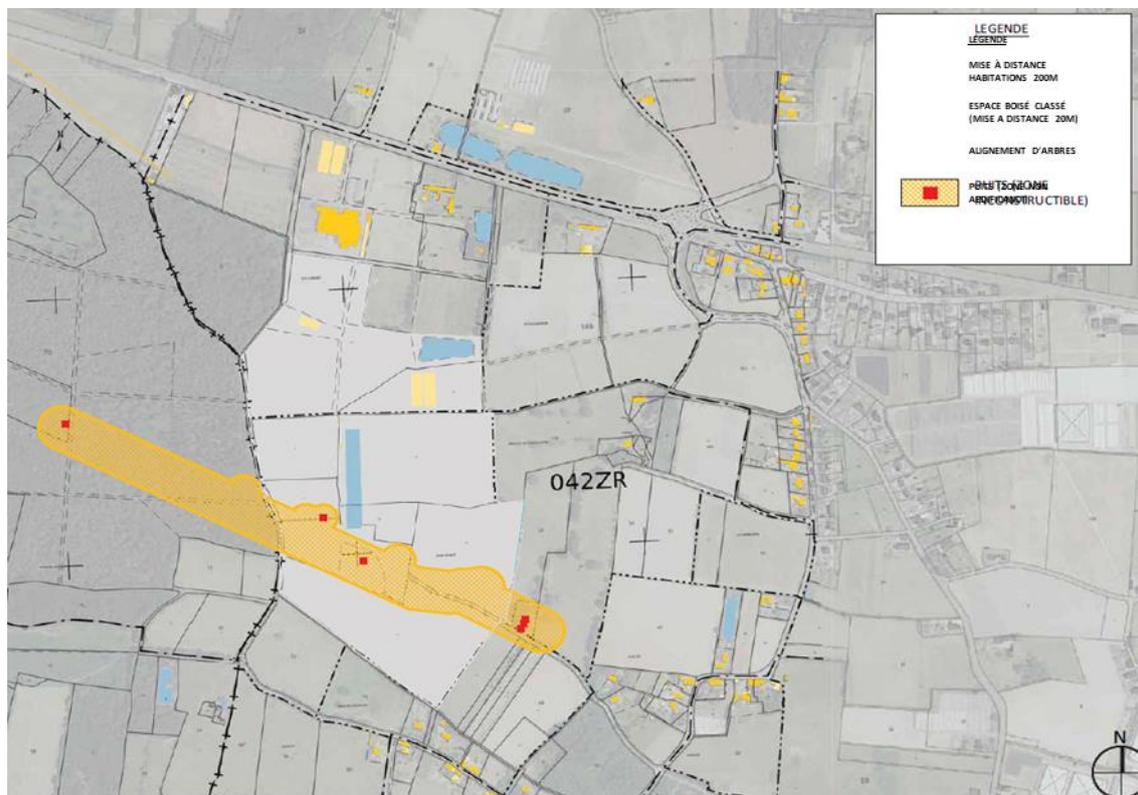
Fond de plan : ESRI / BD PARCELLAIRE®  
Sources : PLU Angers Loire Métropole /  
PLU Brain-sur-l'Authion



Source : APIJ

### 1.4.2.3 - Risque d'effondrement

#### LEGENDE 6 – RISQUE D'EFFONDREMENT



Risque de tassement avéré au sud.

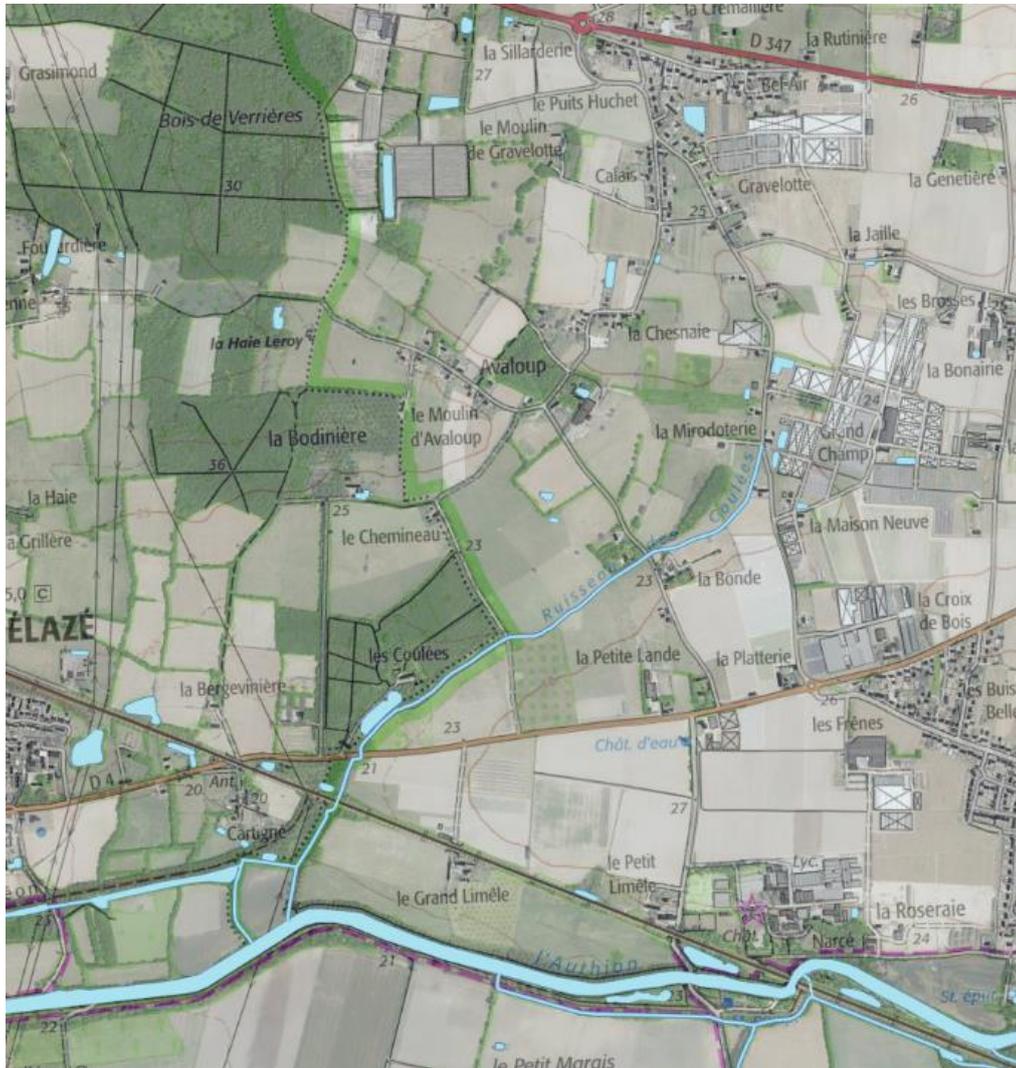
Source : APIJ

#### 1.4.2.4 - Inventaire cours d'eau

Le cours d'eau présent à proximité du secteur d'étude :

- Le ruisseau des Coulées. Prenant naissance au cœur du hameau de Grand Champ (commune de Loire Auhion) et se jetant dans l'Auhion au sud après un parcours d'environ 2 km

#### LEGENDE 7 – COURS D'EAU

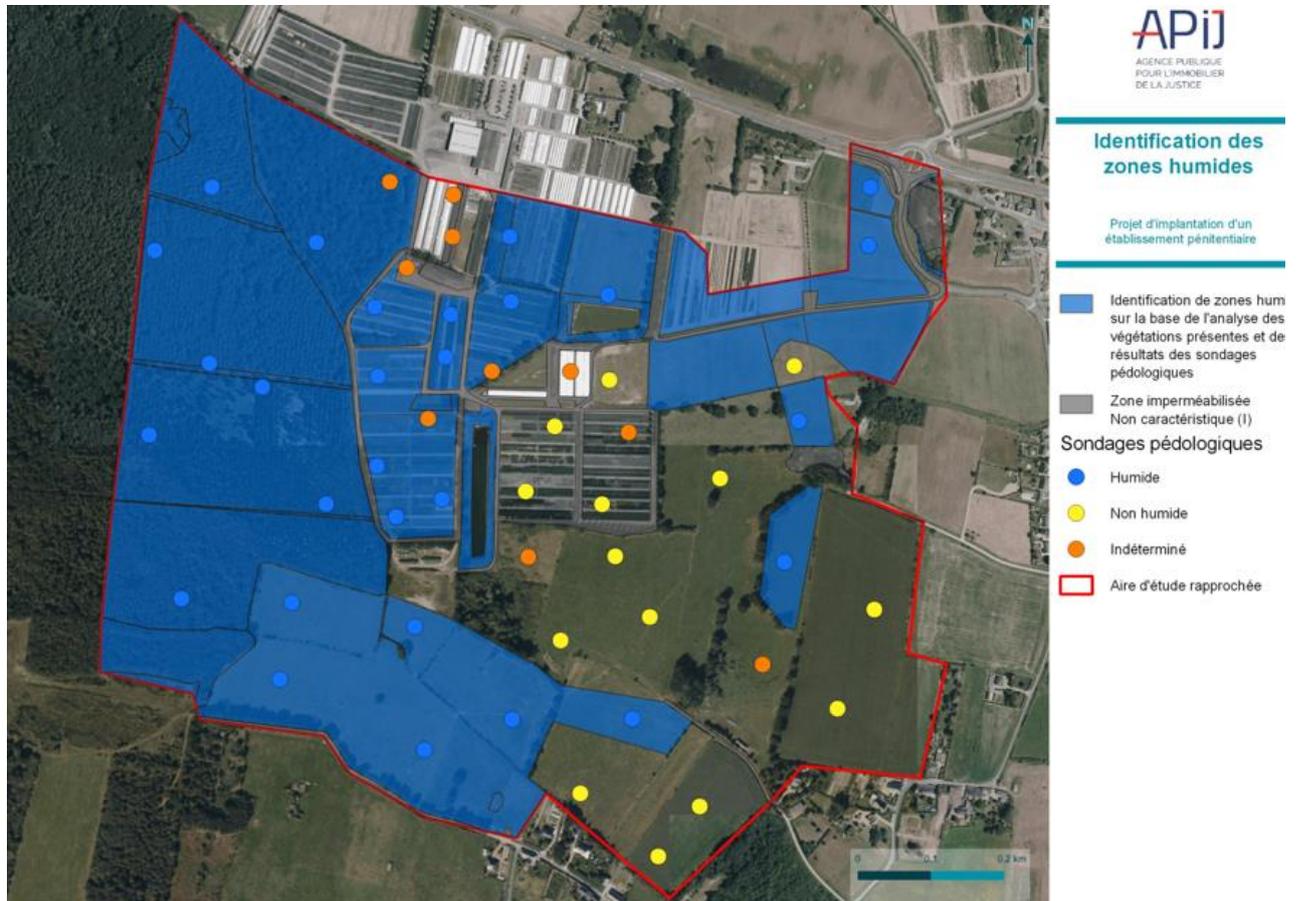


Source : Géoportail

### 1.4.2.5 - Zones humides

Une surface importante de zones humides est identifiée sur l'aire d'étude : 18.75 ha.

#### LEGENDE 8 – LOCALISATION DES ZONES HUMIDES

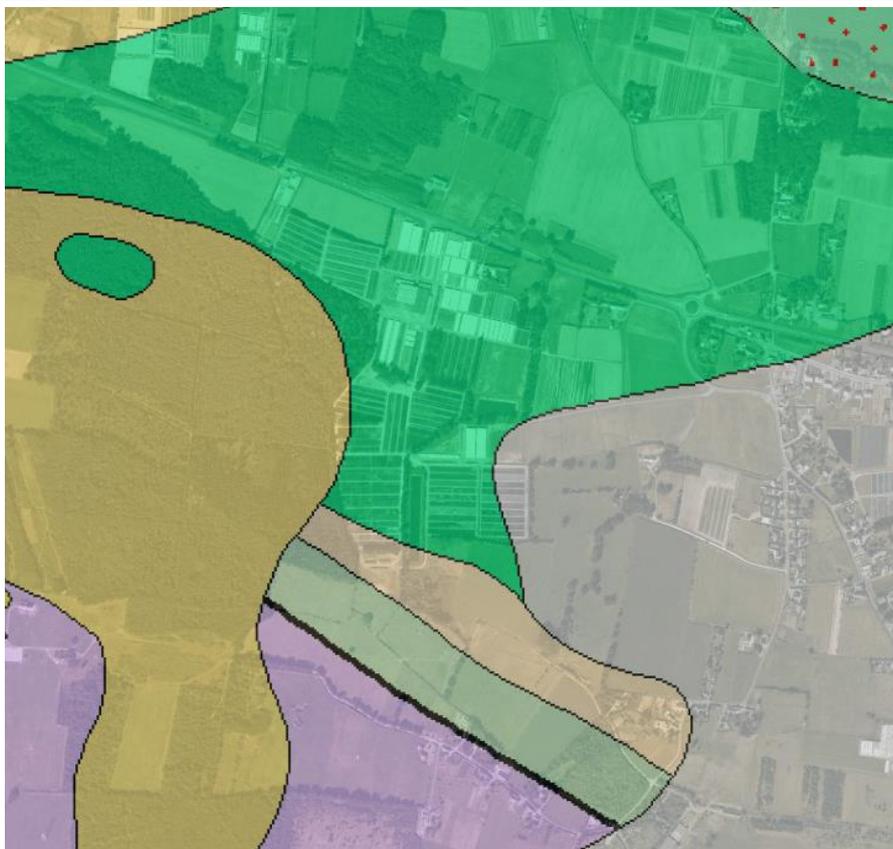


Source : Diagnostic écologique et analyse des incidences du projet – EGIS/BIO TOPE

### 1.4.3 - Contraintes Géologique

#### 1.4.3.1 - Structure du sol

##### LEGENDE 9 – GEOLOGIE



Cénomaniens inférieur et moyen: Formation des Sables du Maine et/ou des Sables et argiles de Jumelles



Alluvions anciennes des moyennes terrasses



Formation du Grès armoricain (Aréniq)

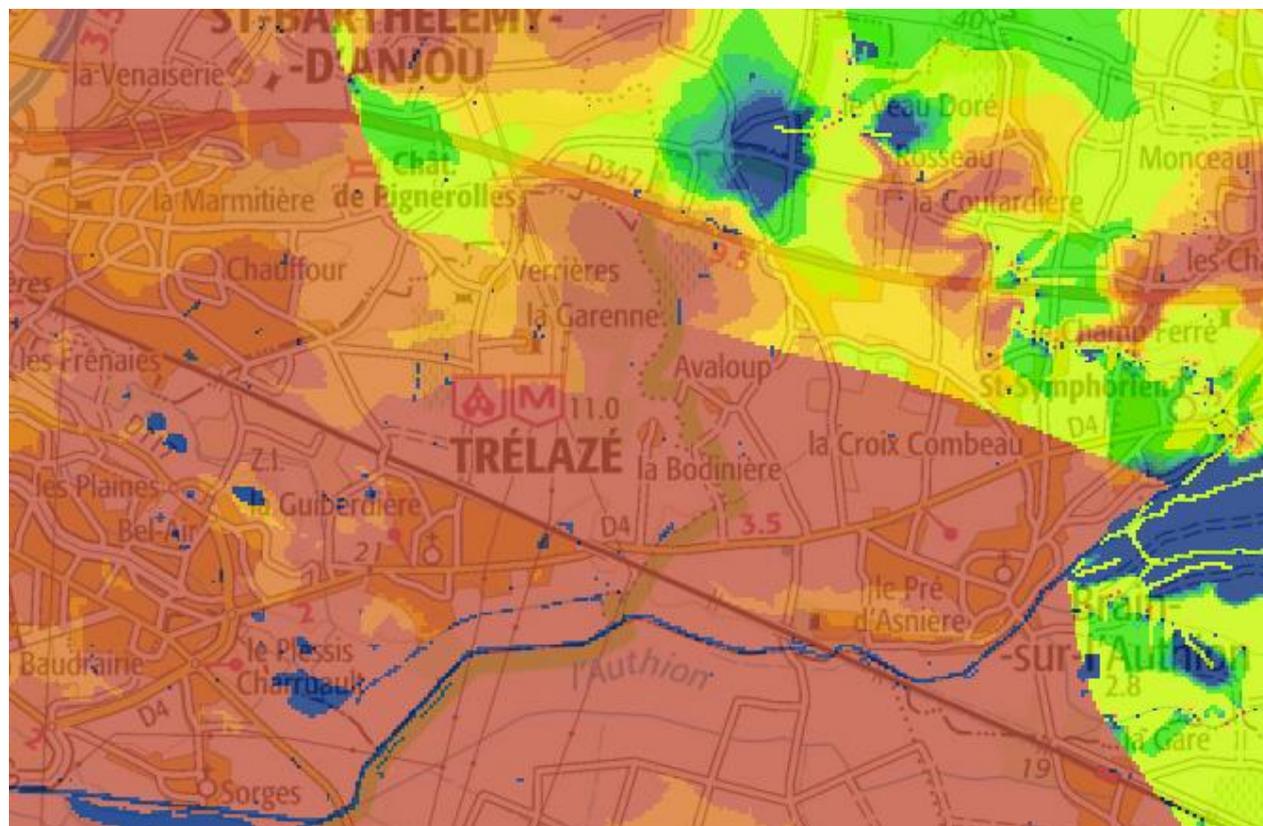
Un sondage BSS à proximité (rue du puits Huchet) permet de visualiser une coupe lithologique :

PROFONDEURS		NATURE DES TERRAINS	INTERPRÉTATION	COTE DU TOIT
DE	A			
		SONDAGE N° 7 - X = 390,940 - Y = 277,630 - Z = + 26,00		
0,00	0,40	Sable argileux, brunâtre, à grain assez fin, avec débris végétaux.		+26,00
0,40	1,00	Sable argileux, brunâtre, grisâtre à grain moyen, avec lentilles argileuses.	CENOZOÏQUE	
1,00	1,80	Sable mal gradué, limoneux, rouille à gros grain.	C4	
1,80	2,60	Sable propre mal gradué, rouille, à grain fin, très humide.		
2,60	4,10	Schiste bariolé, jaunâtre, blanchâtre, tendre, + décomposé, à inclusion de grains siliceux. Niveau légèrement humide.	Schiste	+23,40
4,10	6,40	Schiste blanchâtre, à traînées mauves, gris clair, tendre, + décomposé. Niveau légèrement humide.	Primaire ou Briovérien	
6,40	12,70	Schiste blanchâtre, grisâtre, tendre, + décomposé, à inclusion de petits grains siliceux. Niveau compact, peu humide.		
12,70		Variation légère de la couleur beige. Arrêt du forage. - - - - - Remarque: Eau en cours de forage à -1,80m		+13,30

Les 2 premiers mètres sont constitués de sables argileux.

L'analyse de l'Indice de Développement de Persistance des Réseaux permet d'indiquer que le site est implanté sur une zone plutôt favorable à l'infiltration. Cette couche intègre une analyse matricielle des couches SIG suivantes :

- Etat et type d'écoulements naturels
- Nature des axes hydrographiques
- Modèle Numérique de terrain
- Formations géologiques et pédologiques



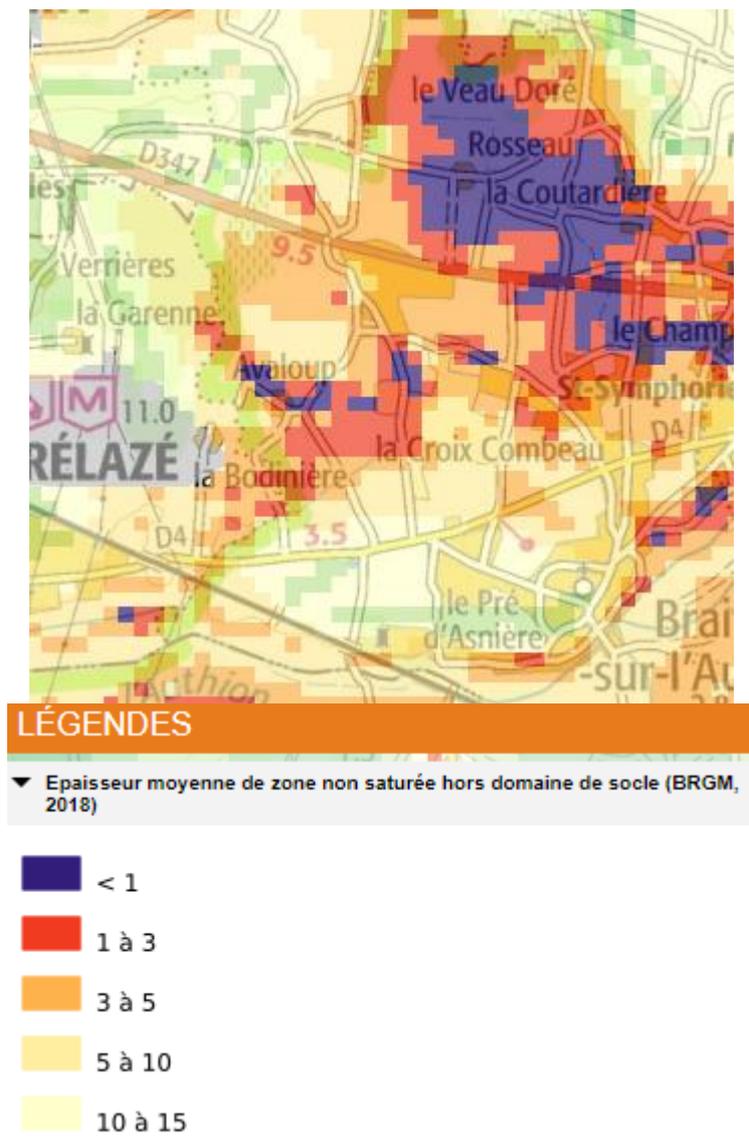
### LÉGENDES

▼ IDPR - Indice de Développement et de Persistance des Réseaux (BRGM)

- 0 - 200 (Infiltration majoritaire)
- 201 - 400
- 401 - 600
- 601 - 800
- 801 - 1 000

IDPR orienté sur une zone non concernée par des ruissellements surfaciques.

La Zone Non Saturée apparaît comme théoriquement supérieure à 3 mètres.



Source : BRGM

### 1.4.3.2 - Remontée de nappe

#### LEGENDE 10 – CARTE DES RISQUES D'INONDATIONS DE NAPPE ET DE CAVE



Zone concernée par de potentielles remontées et inondations de cave (pas de débordement de nappe)

Source : Géorisque

### 1.4.3.3 - Retrait des argiles

#### LEGENDE 11 – RETRAIT DES ARGILES



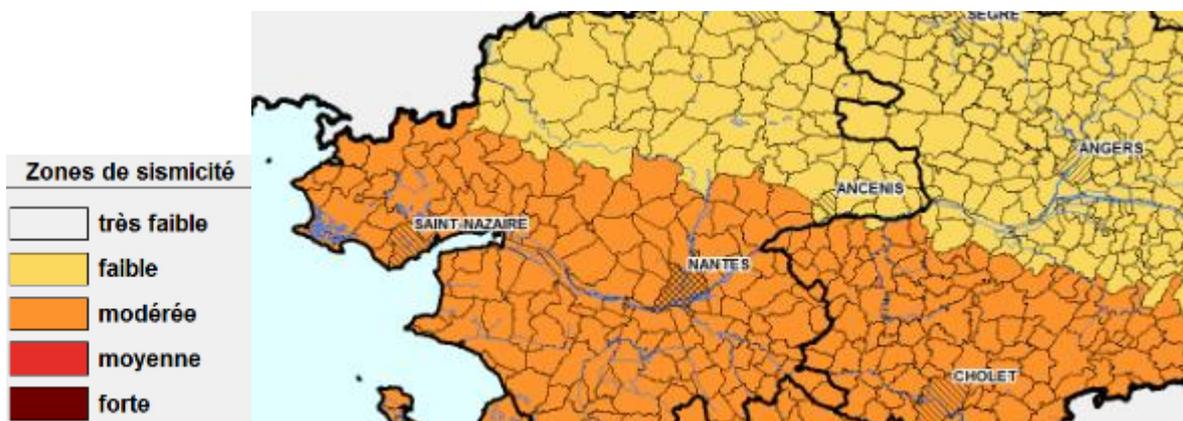
Zone concernée par un aléa fort

Source : Géorisques

### 1.4.3.4 - Sismicité

Le territoire est classé en zone de sismicité faible.

#### LEGENDE 12 – SISMICITE



Source : Géorisque

## 2 - INVENTAIRE DU PATRIMOINE EXISTANT

### 2.1 - Station d'épuration Loire Authion

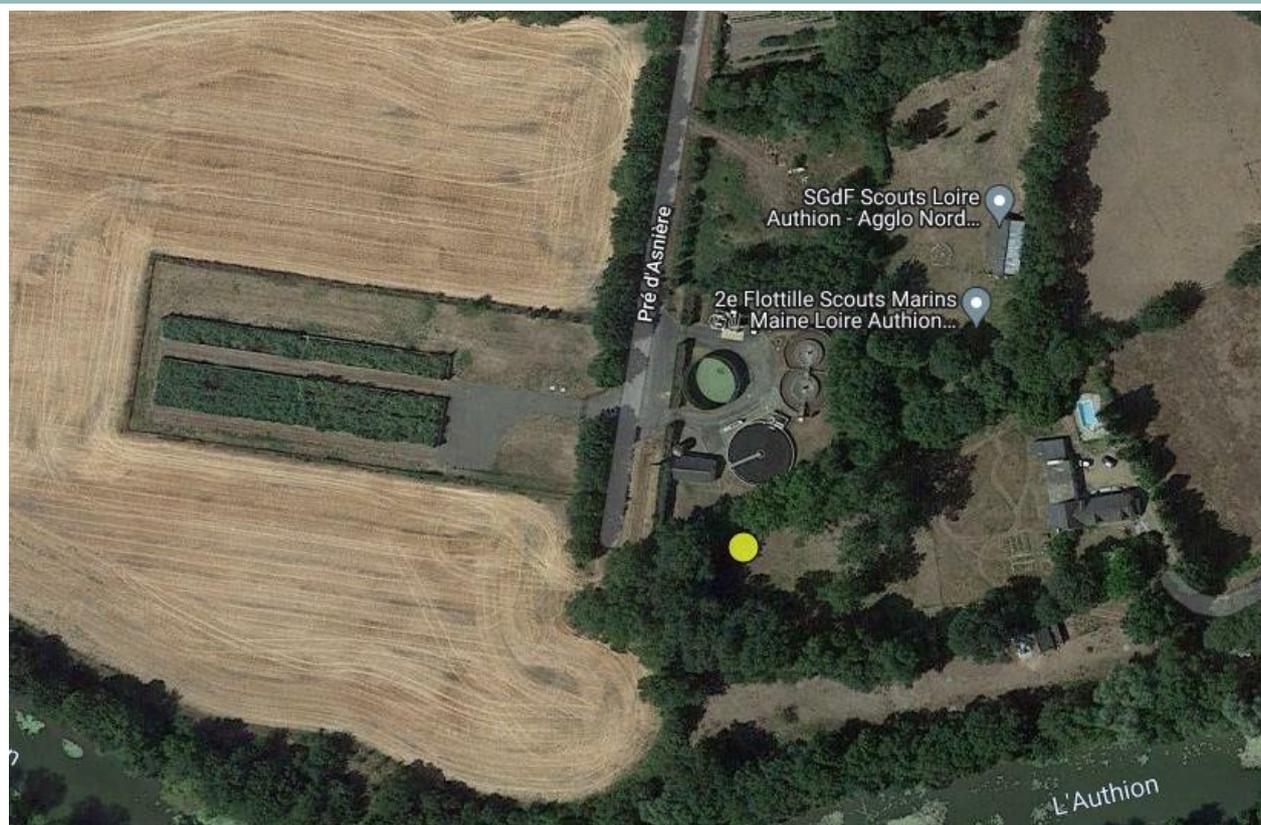
#### 2.1.1 - Capacité de traitement

D'après la fiche, la STEP actuelle date de 1996 et présente :

- Charge maximale en entrée de 3 654 EH
- Capacité nominale : 4 080 EH
- Capacité résiduelle de traitement : 426 EH
- Débit arrivant à la station
  - Valeur moyenne : 728 m<sup>3</sup>/j
  - Percentile 95 : 1 252 m<sup>3</sup>/j
- Production de boues : 79 TMS/an évacuées en compostage

Depuis 2018, la STEP n'est plus conforme sur les paramètres DBO<sub>5</sub>/DCO.

#### LEGENDE 13 – VUE AERIENNE DE LA STEP



Source : <https://www.assainissement.developpement-durable.gouv.fr/PortailAC/fiche-0449042S0001>

Le process comprend :

- Une File Eau : Boue activée aération prolongée (très faible charge) ;
- Une File Boue : Filtres plantés de roseaux.

Le rejet des eaux traités est effectué en milieu superficiel "L'Authion - Pré d'Anière" (Bassin Versant L922 – Authion), classé sensible à l'azote et au phosphore.

En prenant en compte le futur raccordement du centre pénitentiaire la charge en entrée de STEP avoisnerait 5700 EH. La capacité de la STEP serait donc dépassée d'environ 1 600 EH (soit 40 %).

NB : attention cette valeur n'intègre pas les autres augmentations de charge en amont du bassin de collecte (zones AU, OAP, extension du zonage AC, densification de l'habitat existant).

L'extension de la STEP (ou reconstruction) nécessitera de l'acquisition foncière.

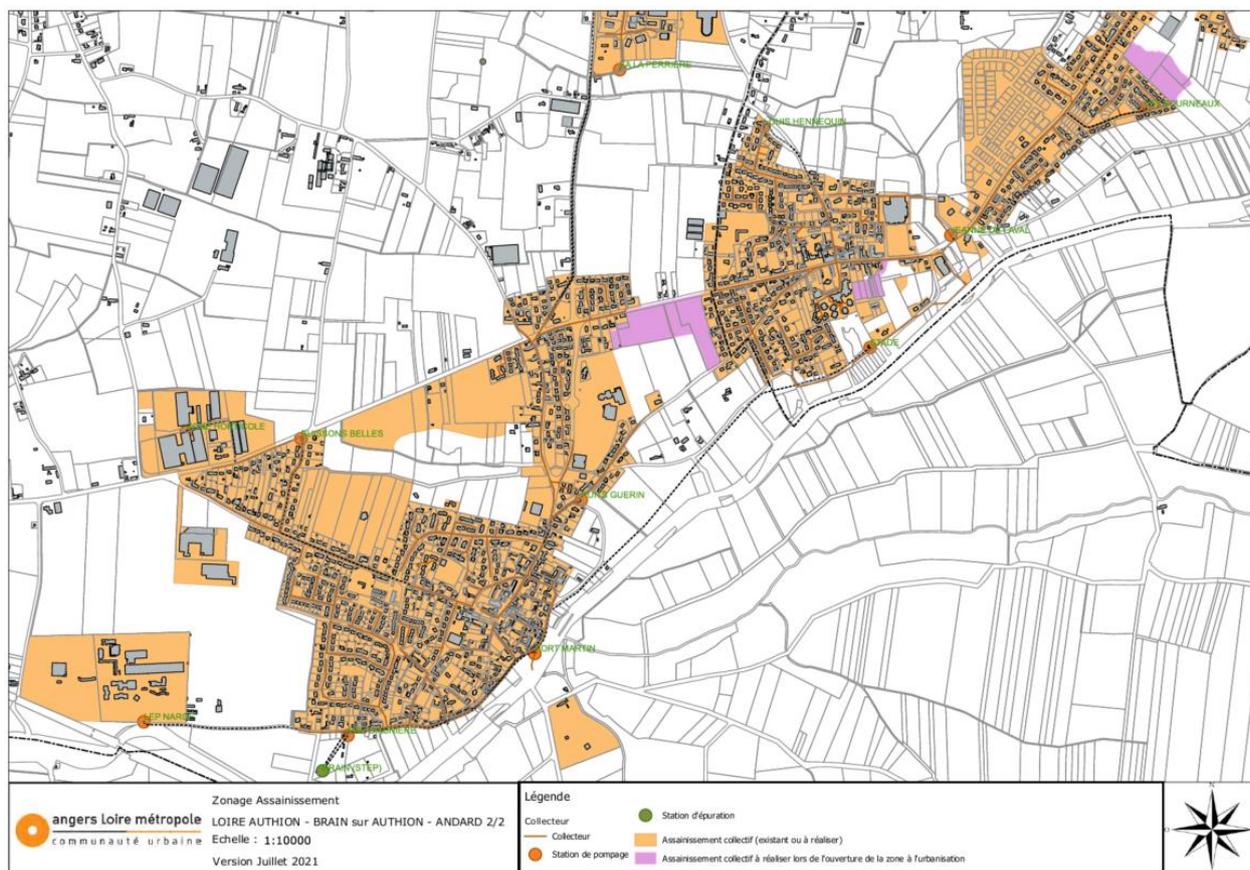
## 2.1.2 - Bassin de collecte

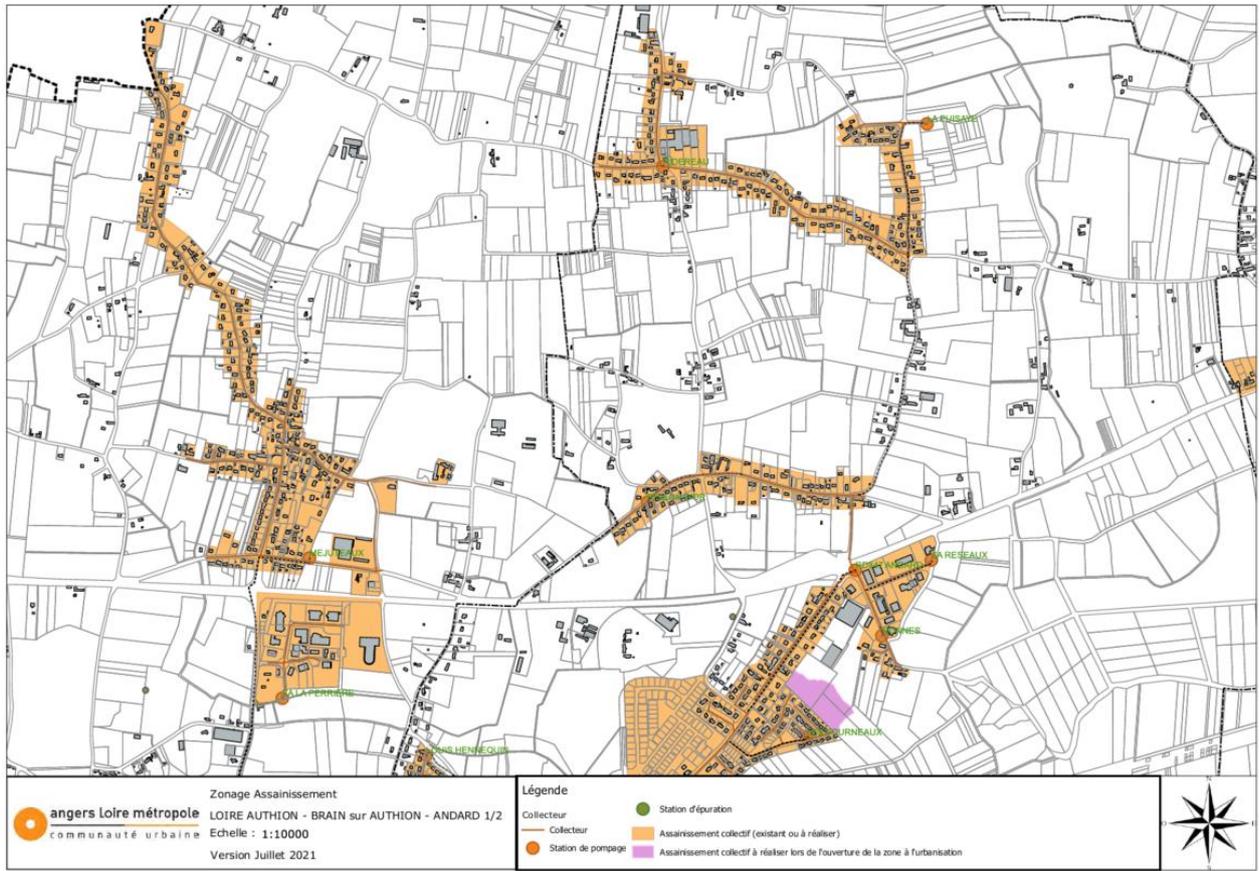
Le bassin de collecte du système (code Sandre : 0449042S0001) est particulièrement étendu. Le système intègre les secteurs suivants :

- Bourg
- Narc
- Croix de Bois
- La Croix Combeau
- Andard
- La perrière
- Les Gones
- La Coutardières
- Le Pigeon d'Or
- Touche Ronde

Les cartes ci-dessous synthétisent l'emprise de la collecte.

### LEGENDE 14 – EMPRISE DU BASSIN DE COLECTE DU SYSTEME EU





Source : ALM – zonage EU

## 2.2 - Données relatives à l'eau pluviale

### 2.2.1 - Réseaux à proximité

La carte ci-dessous présente le réseau de fossés et fossés busés (publics et privés) situés sur et à proximité de l'aire d'étude.

**LEGENDE 15 – CHEVELU DES RESEAUX EAUX PLUVIALES DE L'AIRE D'ETUDE**





Source : EGIS

## 2.2.2 - Future emprise au sol

L'emprise de projet se dessine de la manière suivante :

- Périmètre de la DUP : 29 ha
- Périmètre centre pénitentiaire : 17,2ha

Le futur site accueillera des bâtiments et des voiries, intérieures et extérieures.

Les surfaces sont estimées en fonction des différentes occupations au sol. Les toitures et voiries sont supposées imperméables. La source de donnée utilisée est un plan DWG de l'APIJ « 22106 01.02 PLAN MASSE 280x385 v1 ».

Les plans disponibles permettent de différencier et d'estimer les différentes surfaces :

Type de surface	Localisation	Surface (m <sup>2</sup> )	TOTAL (m <sup>2</sup> )
<b>Bâtiment</b>	PREJ	383	32 449
	LPHE	985	
	AFA	344	
	SAS	1167	
	ADMIN	962	
	GREFFE	701	
	PAR/PAV	1 047	
	UVF	892	
	QMV	361 + 736	
	QFM	361 + 736	
	QMA1	361 + 736	

	QMA2	361 + 736	
	QI/QD/UV	2 009	
	ATE	4 928	
	US	1 195	
	PIPR	1 330	
	QPCR	1 040	
	Stade	2x1 000 + 200	
	QAE	171 + 673	
	LPED	357	
	QR	361 + 736	
	QCD	361 + 832	
	SAP/SAB	4 781 + 606	
<b>Voirie surfacique</b>	Parking visiteurs	5 636	22 219
	Parking personnel	9 232	
	Parvis d'accueil	2 956 + 396 + 534	
	Cour d'honneur	1 250	
	Cour du greffe	886	
	Cour de livraison	1 329	
<b>Voirie linéaire</b>	Voirie d'accès	9 900	17 707
	Chemin de ronde	7 807	
<b>TOTAL imperméable (m<sup>2</sup>)</b>			<b>72 375</b>

Les caractéristiques de l'aire d'étude seraient donc :

- Périmètre de la DUP : 29 ha
- Périmètre hors centre pénitentiaire : 11,8 ha
- Périmètre centre pénitentiaire : 17,2ha
  - Surface voiries/parkings et cours = 3.25 ha
  - Surface toitures = 3.99 ha
  - Surface enherbée =9.96 ha

### 2.3 - Données relatives à l'eau potable / incendie

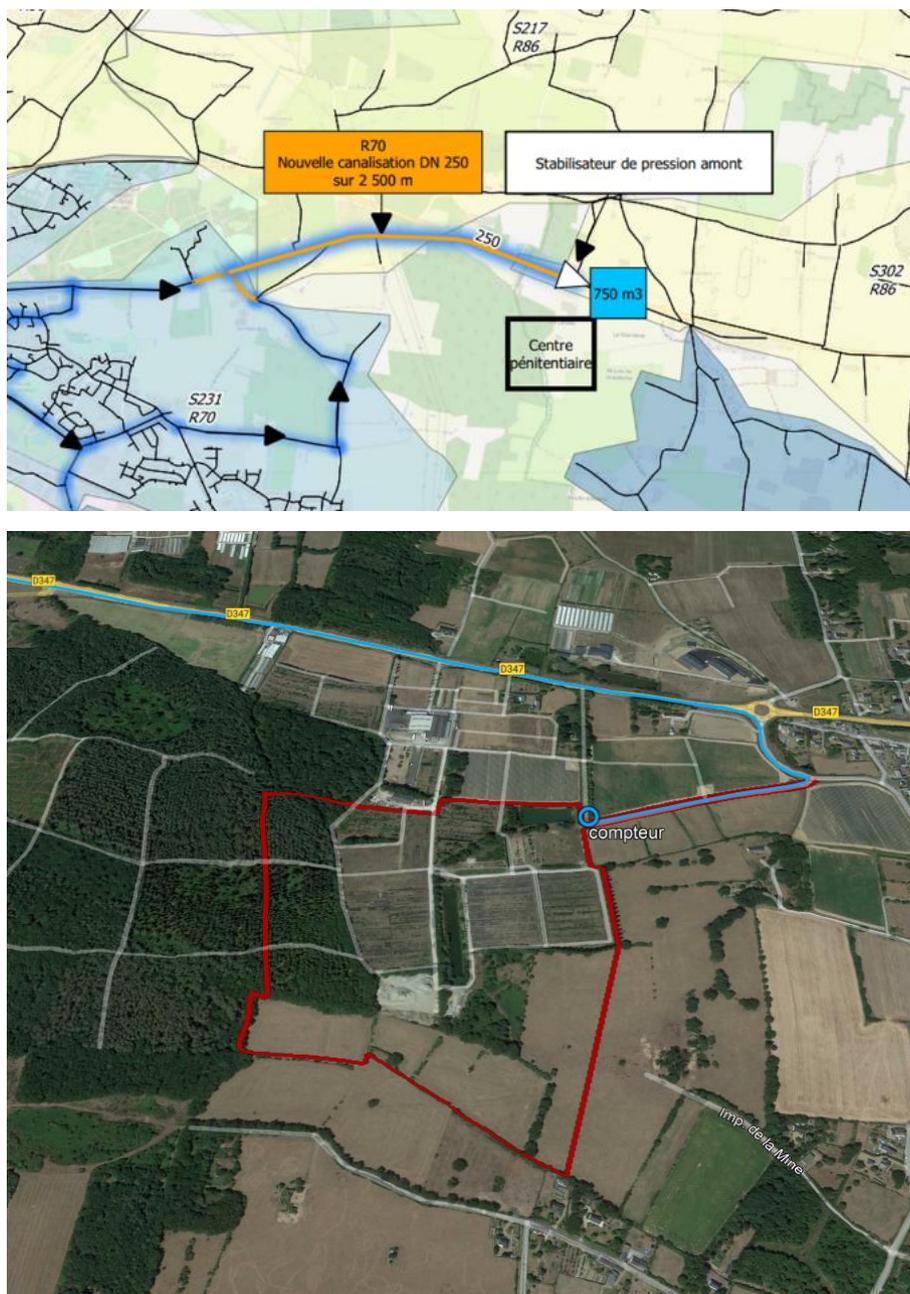
Le site étant dépourvu de réseau à proximité, l'alimentation sera donc assurée par une nouvelle conduite DN250 posée sur 2 500 m depuis le réseau de distribution de Saint Barthélémy d'Anjou.

Avec les caractéristiques des besoins (cf. § suivants) la vitesse dans la conduite est évaluée à environ 0.3 m/s (avec uniquement 1m de perte de charge linéaire)

Angers Loire Métropole a évalué la nécessité de protéger par la distribution par un stabilisateur de pression "amont" permettant de sécuriser le réseau amont à la déserte.

**Angers Loire Métropole à pu nous confirmer que la pression statique de desserte est d'environ 4 bars.**

#### LEGENDE 16 – ALIMENTATION EN EAU POTABLE DU SITE



Source : ALM (premier schéma) et EGIS (second schéma)

**Une variante d'alimentation peut être envisagée au vu des derniers échanges réalisés avec Angers Loire Métropole et l'APIJ (cf. figure ci-dessous).**

En fonction de la domanialité de la voie, le positionnement du compteur et la prise en charge technico-financière de la canalisation d'adduction seront à acter. Ci-dessous un exemple avec une voie publique.

**LEGENDE 17 – ALIMENTATION EN EAU POTABLE DU SITE VARIANTE**



### 3 - DEFINITION DES BESOINS ET DES CHARGES HYDRAULIQUES

#### 3.1 - Evaluation du besoin en eau potable

Selon une étude menée en juillet 2021 (référence 8330630), sur la commune de Rivesaltes (66), le besoin en eau moyen par détenu est d'environ **300 L/j**. Cette étude repose sur des échanges avec l'APIJ portant sur divers sites pénitentiaires du Sud de la France :

**LEGENDE 18 – BESOIN EN EAU POTABLE DU SITE PENITENTIAIRE DE RIVESALTES (66)**

Centre pénitentiaire	Nombre de prisonniers présents	Consommation annuelle (m <sup>3</sup> /an)	Ratio (m <sup>3</sup> /an/prisonnier)	Volume moyen (m <sup>3</sup> /j)
Perpignan	718	78 000	108.6	213.7
Muret	591	65 700	111.2	180.0
Montauban	150	15 516	103.4	42.5
Carcassonne	146	9 685	66.3	26.5
Projet de prison à Rivesaltes	<b>550</b>	<b>60 500</b>	<b>110.0</b> <i>(301 l/j/prisonnier)</i>	<b>165</b>

Source :- rapport 8330630 de juillet 2021

A partir de ces données, nous proposons de retenir le besoin moyen à 300L/j/détenu. Ce besoin couvre les usages alimentaires et sanitaires. Le besoin industriel sera à confirmer par l'APIJ en fonction des éventuelles activités qui seront faites sur le site (activités non rencontrées sur les sites de Perpignan, Muret et Montauban).

Sur la base de 850 détenus, le volume moyen journalier du centre est donc de **255 m<sup>3</sup>/j**, soit 11m<sup>3</sup>/h en moyenne. Pour le volume d'assainissement résultant, par sécurité, nous considérons dans un premier temps qu'il n'y aura pas de pertes, volume AEP = volume EU.

Le volume à stocker est déterminé sur un besoin moyen majoré sur deux heures de pointe avec un coefficient de 1,5.

En conséquence, le volume d'eau potable est calculé comme suit :

$$(22h \times 11m^3/h) + (2h \times 1,5 \times 11m^3/h) = \mathbf{275m^3}$$

#### 3.2 - Evaluation du besoin incendie

En l'absence de données actées sur les équipements d'incendie, nous avons supposé le fonctionnement simultané de **4 poteaux incendie** extérieurs de 60m<sup>3</sup>/h pendant deux heures.

Dans ce cas, le volume minimal incendie est défini comme suit :

$$4 \times 60 \text{ m}^3/h \times 2h = 480m^3$$

En complément, nous pouvons considérer un système d'extinction intérieur (RIA) aux bâtiments, à hauteur de deux dispositifs de 4 m<sup>3</sup>/h pendant 2 heures. Globalement, le besoin minimal en stockage incendie s'établit à **500 m<sup>3</sup>**.

En conclusion, le besoin en stockage d'eau se résume quasiment à 1 volume pour les consommations eau potable de 275 m<sup>3</sup> et un volume incendie de 500 m<sup>3</sup>, soit un **volume global de 775 m<sup>3</sup>**.

Pour soulager l'achat d'eau à des fins d'incendie, il sera privilégié une disconnexion des deux cuves. Pour autant, la cuve incendie pourra être alimentée par de l'eau potable et le cas échéant, par l'eau de pluie récupérée. En effet, il semble pertinent au vu des surfaces actives d'alimenter (après décantation primaire) la cuve incendie par des eaux pluviales. En cas de pénurie hydrique, une vanne à flotteur permettra d'alimenter cette dernière par l'eau potable.

NB : Il peut également être envisagé de valoriser le réseau d'eaux d'irrigation situé à proximité plutôt que de solliciter de l'eau potable. Cette approche doit être sécurisée techniquement et validée par le SDIS.

La cuve d'eau potable sera divisée en 2 ½ cuves pour faciliter le nettoyage en deux phases, sans interruption de la distribution associée.

### 3.3 - Evaluation du rejet d'eaux usées strict

Sur la base de 850 détenus, le volume moyen journalier du centre est donc de **255 m<sup>3</sup>/j**, soit 11m<sup>3</sup>/h en moyenne.

NB : Sur la base d'un ratio de 120 l/j/ EH nous obtenons un rejet correspondant à 2 125 EH (rappel la première étude concluait sur un apport de 2 000 EH).

Selon l'article 6.2.9.3.2 du guide CERTU - la ville et son assainissement, "la formule préconisée par l'instruction technique de 1977 semble toujours bien adaptée au contexte français" :

$$Q_{pte} = p \times Q_{moy}$$

Avec  $p = 1,5 + [2,5 / (Q_{moy}^{1/2})]$

p étant borné par 1,5 en valeur inférieure et 4 en valeur supérieure

Q<sub>pte</sub> et Q<sub>moy</sub> sont exprimés en L/s

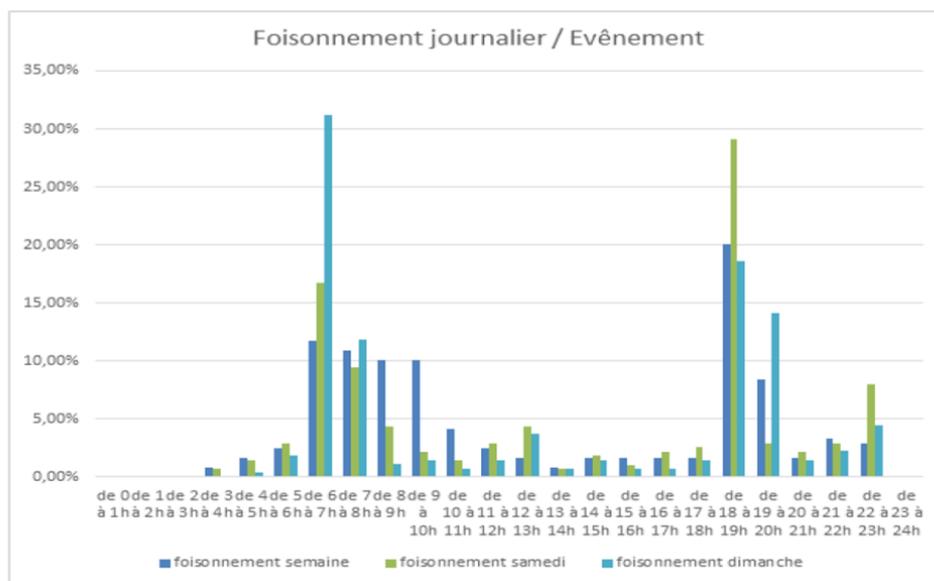
Dans notre cas, le coefficient de pointe théorique serait de **2,95**, pour un débit moyen de 11 m<sup>3</sup>/h.

Le débit de pointe serait en conséquence de **32m<sup>3</sup>/h** (arrondi) pour un débit moyen de 11 m<sup>3</sup>/h sur 24h.

Attention toutefois à ce calcul qui lisse les besoins alors qu'un centre pénitentiaire n'est pas fréquenté uniformément en journée, en semaine et en week-end.

Par retour d'expérience, il existe des coefficients de pointe différents entre la semaine, le samedi et le dimanche, respectivement de 4.8, 6.9 et 7.4 (rappel la formule précédente bridant les coefficients de pointe à 4).

#### LEGENDE 19 – EVOLUTION DES BESOINS EN EAU



Source : rapport 8330630 de juillet 2021

Dans ce cas, les débits pointes empiriques seraient de :

- En semaine : 4.8 x 11 m<sup>3</sup>/h = **53 m<sup>3</sup>/h**
- En week-end : [(6.9+7.4)/2] x 11m<sup>3</sup>/h = **79m<sup>3</sup>/h**

Selon l'approche, nous obtenons des valeurs du simple à 2,5. En assainissement, il importera de trouver un compromis pour ne pas surdimensionner les équipements et conduites de transfert au risque de favoriser l'augmentation des temps de séjour. Dès lors que les débits de pointe interviendront le week-end, il est donc proposé d'admettre des vitesses plus fortes ponctuellement (le dimanche) pour avoir des vitesses d'écoulement raisonnables en temps normal de semaine.

## 4 - PREDIMENSIONNEMENT DES OUVRAGES

### 4.1 - Adduction d'eau potable

#### 4.1.1 - Conditions de desserte

Les conditions hydrauliques, au niveau des points de raccordement sur le réseau public, ne nous sont pas indiquées.

Sur la seule donnée du diamètre de la conduite d'adduction, en DN250, nous pouvons estimer le débit en supposant une vitesse d'écoulement.

Ainsi, selon la formule  $Q = S \times V$  et en supposant une vitesse de 1m/s, le débit est estimé à :

$$Q = \text{Surface}_{\text{DN250}} \times 1\text{m/s} = 0,04908 \text{ m}^3/\text{s}, \text{ soit } 177\text{m}^3/\text{h}$$

En première approche, la conduite envisagée couvre largement le besoin en débit de pointe instantané estimé  $1,5 \times 11\text{m}^3/\text{h} = \mathbf{16,5\text{m}^3/\text{h}}$  (sur 2 heures).

Une deuxième approche serait de considérer le débit à couvrir selon la durée de remplissage du stockage d'eau potable, sur une base de 12h (par exemple). Dans ce cas, le débit à couvrir serait :

$$\text{Stockage Eau potable} / 12\text{h} = 275\text{m}^3 / 12\text{h} = \mathbf{23\text{m}^3/\text{h}}$$

Une troisième approche serait de considérer le débit à couvrir selon la durée de remplissage du stockage d'eau potable et d'incendie (suite à un évènement), sur une base de 12h (par exemple). Dans ce cas, le débit à couvrir serait :

$$\text{Stockage Eau potable} / 12\text{h} = 550\text{m}^3 / 12\text{h} = \mathbf{46\text{m}^3/\text{h}}$$

Quelle que soit l'approche, le DN250 envisagé semble surdimensionnée en débit.

Quant au volume sanitaire du DN250, il est estimé à :

$$V = \text{Surface}_{\text{DN250}} \times 2 \text{ 500ml} = 123 \text{ m}^3$$

Au regard de la consommation moyenne journalière en eau potable ( $275\text{m}^3$ ), le temps de renouvellement de la conduite d'adduction sera de :

$$123 / 275 = 0,44 \text{ j soit en } 10\text{h}45 \text{ arrondi.}$$

En conclusion, le volume sera renouvelé deux fois par jour.

#### 4.1.2 - Surpresseur

En fonction des conditions de desserte du site, il conviendra d'anticiper la mise en place d'un surpresseur ou d'un stockage sur tour.

NB : suite au retour d'Angers Loire Métropole (pression statique = 4 bars), la mise en œuvre d'un surpresseur semble indispensable.

## 4.2 - Transfert des eaux usées vers la STEP Loire Authion

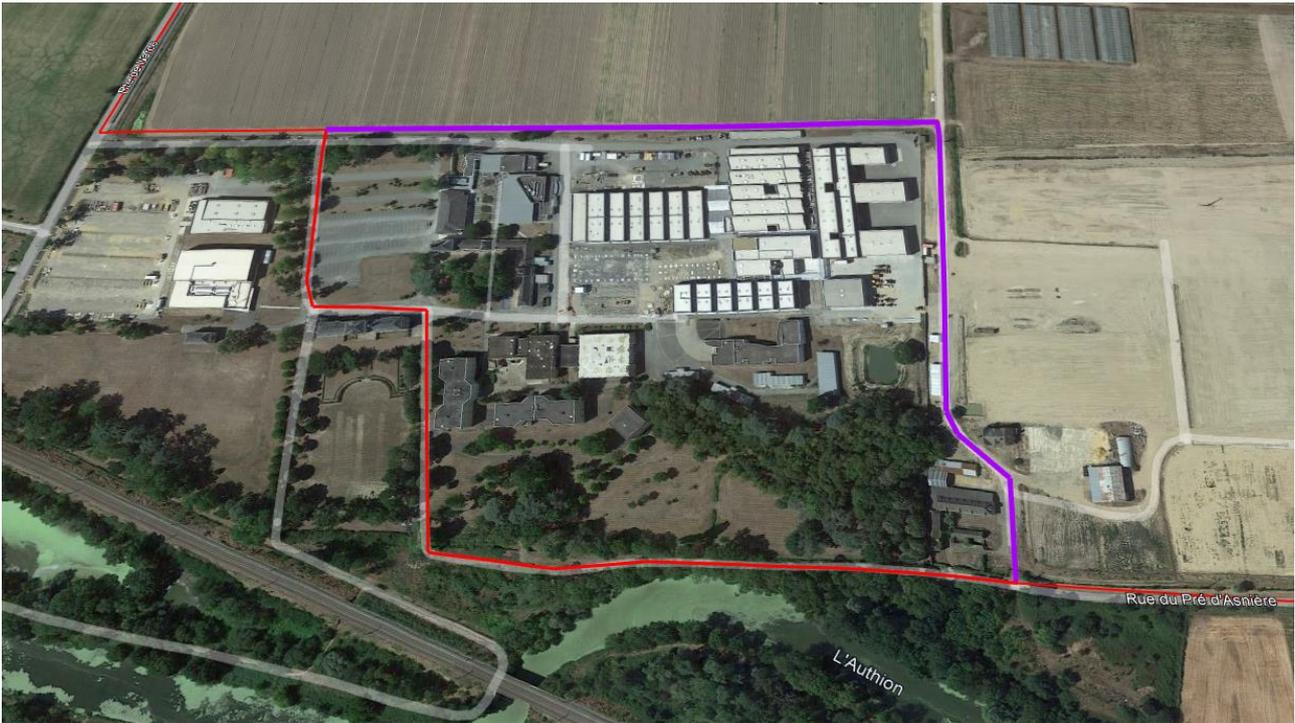
### 4.2.1 - Etude du tracé et du profil en long

Le tracé envisagé, tend à partir du Nord-Ouest pour rejoindre la STEP au Sud-Est.

#### LEGENDE 20 – TRACE DU TRANSFERT



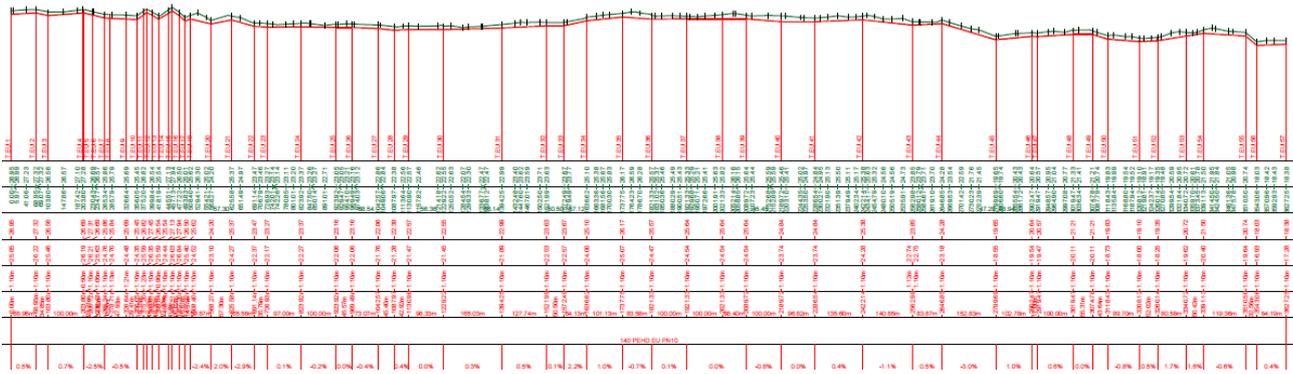
Source : EGIS – vue en plan établie sous Mensura



Ci-dessus une variante au tracé précédent. Cette variante est validée par Angers Loire Métropole, qui intègre bien la nécessité d'échanger en amont avec le Conseil Départemental.

Selon ce tracé, il ressort que la topographie est globalement descendante depuis le site (à gauche) jusqu'à la STEP Loire Authion (à droite) :

**LEGENDE 21 – PROFIL EN LONG GENERAL DU TRANSFERT**



Source : EGIS – profil en long établi sous Mensura

Le site est à une altitude estimée à +27mNGF. La STEP est à une altitude estimée à +18.50mNGF.

Au regard du linéaire global, 3 630ml, la pente est d'environ 2,34m/km.

**Nota bene** : A ce stade, le transfert uniquement gravitaire est exclu au regard de la pente mais également de la topographie générale.

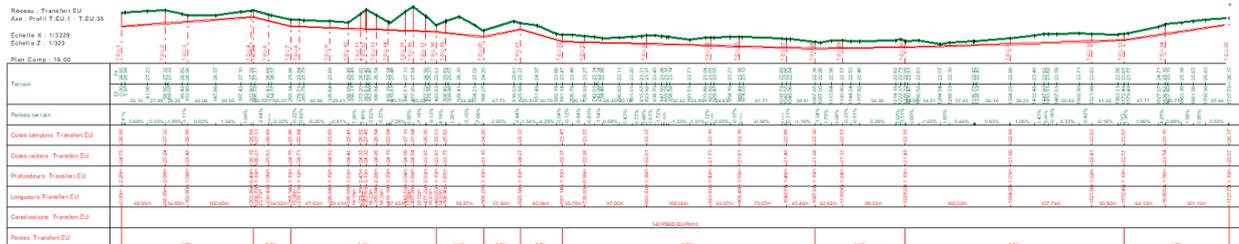
En conséquence, l'étude détaillée du profil en long, nous permet d'envisager une première partie sous pression par refoulement puis une seconde gravitaire à écoulement libre, jusqu'à la STEP. L'optimisation tend également à réduire le coût énergétique du fait que le pompage sera écourté.

Ainsi, le profil en long optimisé permet de dissocier les transferts comme suit :

- Tronçon par refoulement : 1 740ml
- Tronçon gravitaire à écoulement libre : 1 890ml

Pour le tronçon par refoulement, le point d'arrivée (mise à l'atmosphère) serait au niveau de la route départementale n°4.

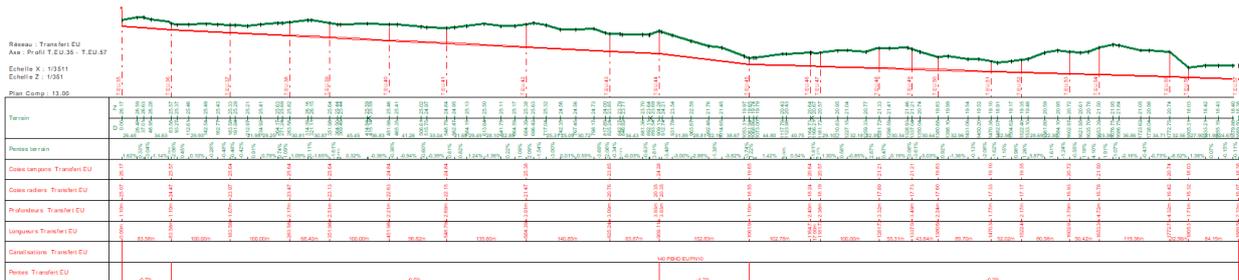
### LEGENDE 22 – PROFIL EN LONG DU TRANSFERT PAR REFOULEMENT



Source : EGIS – profil en long établi sous Mensura

Pour la partie gravitaire, au regard du profil en long, la pente sera de 5mm/ml et 3mm/ml pour limiter les surprofondeurs entre 4 et 5 m sur des tronçons de 450m et de 150 ml.

### LEGENDE 23 – PROFIL EN LONG DU TRANSFERT GRAVITAIRE A ECOULEMENT LIBRE



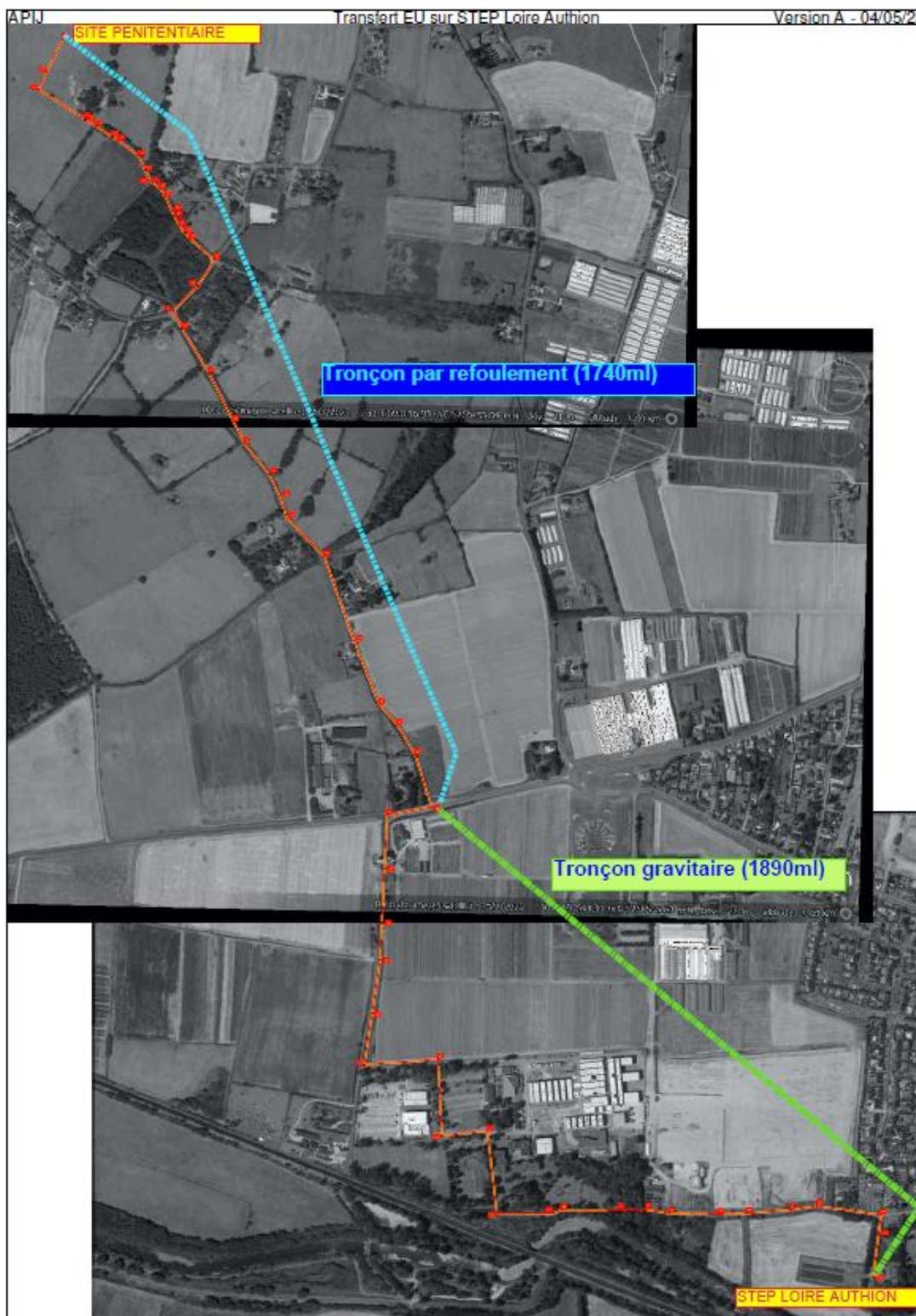
Source : EGIS – profil en long établi sous Mensura

A noter que l'arrivée sur la STEP est envisagée à une profondeur d'environ 2,3m par rapport au terrain naturel. La création d'un poste de relevage serait donc à prévoir s'il n'est pas possible d'arriver à cette profondeur dans un ouvrage existant (Narc ou PRG Pré d'Asnière).



En synthèse, le tracé sera décomposé en deux parties : refoulement et gravitaire. Le schéma, en page suivante, présente le tracé.

#### LEGENDE 24 – TRACE DU TRANSFERT GENERAL DES EAUX USEES



Source : EGIS – profil en long établi sous Mensura

**NB : la variante projetant le réseau au sein du lycée public professionnelle de Narcé.**

## 4.2.2 - Dimensionnement du bassin tampon

Il est prévu la mise en œuvre d'un bassin tampon pour équilibrer les effluents, en flux et en température. Cet ouvrage tampon sera situé dans l'enceinte du centre pénitentiaire.

Pour le dimensionnement du bassin tampon, nous préconisons une plage horaire de 4 heures.

Durant ces 4 heures, nous considérons 2 h de débit de pointe et 2 h de débit moyen.

Ainsi, le volume à stocker se détermine comme suit :

$$[ 2h \times (255 \text{ m}^3/j / 24h) ] + (2h \times 79 \text{ m}^3/h) - \text{débit de pompage sur 2 h continu (hypothèse } 30 \text{ m}^3/h) = \mathbf{120 \text{ m}^3}$$

Dans ce cas, le temps de séjour dans ce bassin serait de  $120 / 255 =$  **environ 11 h**

**NB : Le volume tampon devra in-fine être dimensionné afin d'intégrer une température maximale d'effluent stabilisé à 30°C.**

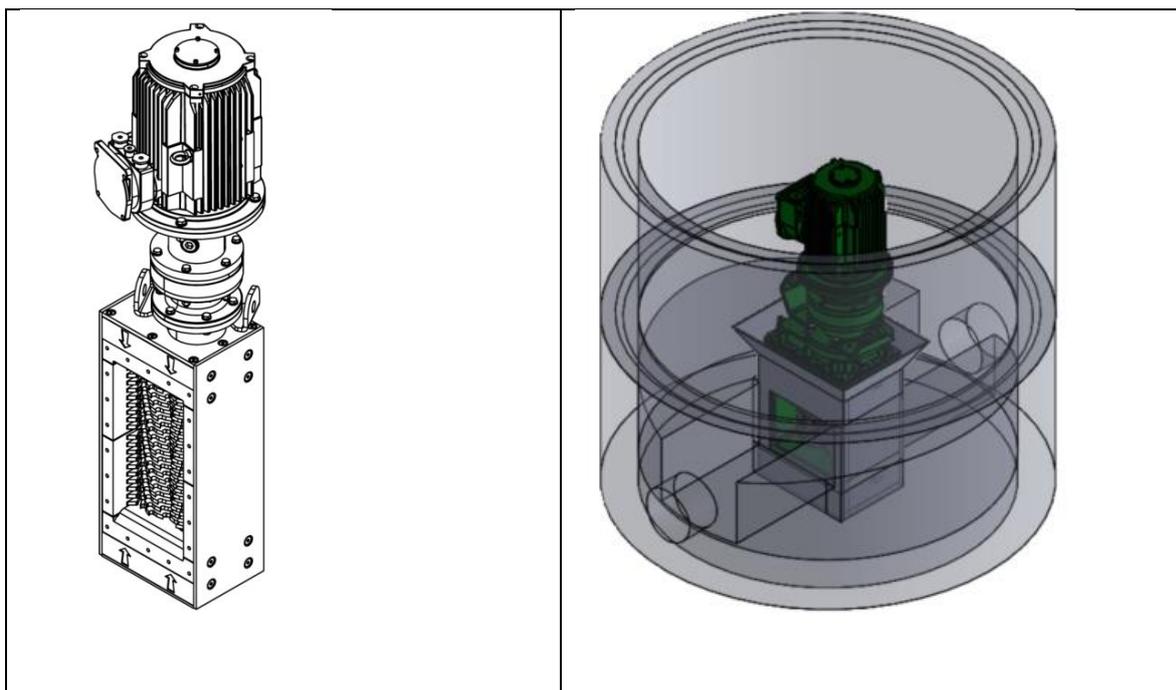
Pour compléter cette approche, le bassin tampon devra être en mesure de sécuriser le refoulement en cas de coupure électrique. Il a été validé avec Angers Loire Métropole de pouvoir **stocker 100 % du volume journalier soit 255 m<sup>3</sup>.**

La création d'un bassin tampon est préjudiciable au temps de séjour et suppose donc de mettre en place une solution alternative pour contrer les développements d'H<sub>2</sub>S.

Du fait de la présence de nombreux déchets de toutes sortes, il sera installé en amont du bassin :

- 2 broyeurs (1 + 1 secours). Celui en secours sera installé à une cote de +30 à +40 cm / fil d'eau du 1<sup>er</sup> qui fonctionnera uniquement en cas de défaut du 1<sup>er</sup>. Cela permet d'avoir le broyeur de secours à l'arrêt sans apport d'effluents en fonctionnement normal ; La granulométrie résiduelle du broyage doit être en phase avec l'entraxe de dégrillage. La mise en œuvre d'un broyeur permettra d'assurer une meilleure durée de vie du dégrilleur aval.
- 1 dégrilleur automatique de maille fine pour sécuriser le pompage.

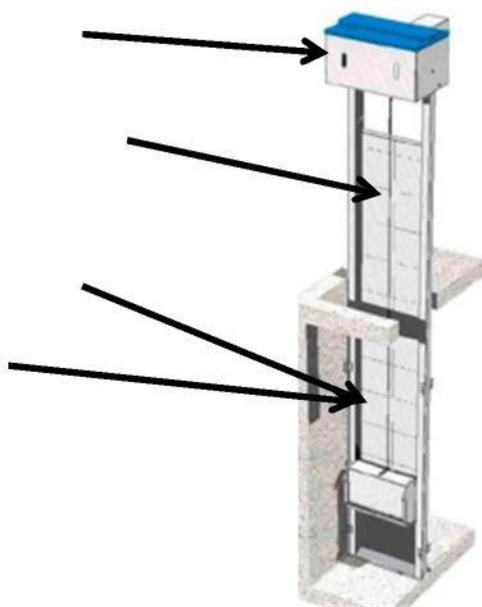
Les figures ci-après illustrent un broyeur à couteau et l'installation possible en panier en U pour faciliter l'exploitation / maintenance.



A l'aval du broyeur nous préconisons la mise en place d'un dégrilleur.

Les deux principaux types de systèmes de dégrillage d'effluents bruts sont :

- Mise en place de grilles statiques d'espacement variant de 60 à 100 mm.  
Cette solution pose le problème du risque de colmatage d'autant plus élevé que l'espacement est faible. Sa fonctionnalité peut être améliorée par la mise en place d'une lame siphonoïde et d'une grille inclinée, les flux déversés s'écoulant de bas en haut.
- Dégrillage grossier frontal automatique ou non (espacement compris entre 25 et 60 mm)



Cette solution adoptée fréquemment en tête de station d'épuration implique la gestion des refus de grille, leur stockage et leur évacuation.

Critère	Grilles fixes	Dégrillage automatique frontal
Risque colmatage	Très fort	Contrôlé
Emprise des ouvrages	Faible car dans la continuité hydraulique de l'écoulement	Mise en œuvre difficile si présence de seuil à l'amont immédiat (tranquillisation de l'effluent)
Efficacité	Faible : dégrillage grossier	Moyenne : dégrillage moyen (40mm)
Fiabilité	Fonctionnement rustique	Technologie reconnue et majoritairement employée
Gestion des refus	Extraction manuelle	Nécessite des locaux désodorisés supplémentaires pour la gestion des refus
Nuisance pour le voisinage	Contraintes posées par les opérations d'extraction manuelle des refus (odeurs, circulation)	Nécessite de locaux désodorisés pour la gestion des refus (odeurs, circulation)
Facilité d'exploitation	Nécessite la présence régulière de l'exploitant sur site pour la gestion des refus	Nécessite la présence régulière de l'exploitant sur site pour la gestion des refus
Cout	Faible	Moyen
Retour d'expérience	Important	Important

Compte tenu de la nature des effluents et du contexte de l'opération, nous préconisons la mise en œuvre d'un dégrilleur automatique frontal.

### 4.2.3 - Dimensionnement du refoulement en pompage classique

Pour le dimensionnement des ouvrages et conduites, nous considérons une vitesse de refoulement :

- Au minimum à 0,60 m/s (pour éviter la sédimentation dans les conduites) ;
- Au maximum à 1,5 m/s (pour limiter les pertes de charges linéaires).

Considérant le débit du groupe de pompage et une vitesse de refoulement « idéale » à 0,80m/s, nous déduisons que la section de la canalisation sera de :

$$S = Q / V$$

Avec S : section de la conduite, en m<sup>2</sup>

Et V : la vitesse d'écoulement, en m/s

Sur le principe de mise en place d'un bassin tampon, nous définissons un débit de pompage de 30 m<sup>3</sup>/h :

Débit refoulé (m <sup>3</sup> /h)	30
Section idéale (m <sup>2</sup> )	<b>0,0104</b>
<b>Diamètre intérieur idéal (mm)</b>	<b>115,1</b>

**Conclusion** : Par retour d'expérience et au regard des conditions hydrauliques du refoulement envisagées, nous privilégions un diamètre intérieur maximal en **PEHD DN140/123,4 PN10**. Dans ce cas, pour le débit minimal de 30m<sup>3</sup>/h, la vitesse sera de 0,70m/s. Pour obtenir une vitesse minimale de 0,8m/s, il faudrait porter le débit à **35m<sup>3</sup>/h**.

Chaque pompe de refoulement doit assurer le débit unitaire sur toute la hauteur géométrique. Cette hauteur correspond à la différence entre le point de rejet et le point de départ du refoulement.

D'après le profil en long, le TN au point de départ est à la cote +27mNGF. Au débouché du refoulement, la cote TN est à +26.17mNGF. Pour éviter que la cote de départ du refoulement soit plus haute que celle à l'arrivée, nous avons considéré qu'elle serait donc plus profonde que celle à l'arrivée, d'au-moins deux diamètres (par sécurité). Pour un débouché à la cote +25.07mNGF, nous avons une cote de départ +24.75mNGF. La hauteur géométrique est donc également à **+0,30mCE**.

Nous intégrons les pertes de charges linéaires selon la **formule de DARCY**, la perte de charge linéaire unitaire  $j$  est égale à :

$$j = (\lambda \times V^2) / (2 \times g \times D) \text{ (en m/km)}$$

La valeur de  $\lambda$  est déterminée par itération selon la **formule de COLEBROOK** :

$$(1/\lambda) = -2 \log_{10} [(k / (3,71 \times D)) + (2,51 / \text{Re}) \times (1/\lambda)] \Rightarrow \lambda$$

Avec :

$\lambda$  : coefficient de perte de charge (sans unité)

$D$  : diamètre intérieur de la conduite (en m)

$V$  : vitesse d'écoulement (en m/s)

$g$  : accélération de pesanteur (en m/s<sup>2</sup>)

$k$  : coefficient de rugosité en m (variable selon le matériau, donnée constructeur)

$\text{Re}$  : nombre de Reynolds =  $(V \times D) / \nu$

$\nu$  : viscosité cinématique (en m<sup>2</sup>/s)

A ces pertes de charges linéaires, il faut également ajouter les pertes de charges dites "singulières" générées à chaque point particulier : coude, clapet, vanne... Elles sont facteurs de  $(V^2 / 2g)$ , ce qui est négligeable en comparaison aux pertes de charges linéaires. A ce stade de la conception, nous majorons les pertes de charges linéaires de **5%** pour intégrer toutes pertes de charges singulières potentielles et les incertitudes des mesures à ce stade de la conception.

**Conclusion** : chaque pompe devra assurer son débit unitaire, en temps sec, pour la Hauteur Manométrique Totale, correspondant à la somme des pertes de charges et de la hauteur géométrique, soit :

$$\text{HMT} = H_{\text{géo}} + (1,05 \times J_L) \text{ .. (en mCE)}$$

Désignation	
Diamètre intérieur retenu (en mm)	<b>123,4</b>
Débit des pompes (m <sup>3</sup> /h) retenu	<b>35</b>
Vitesse (m/s)	<b>0,81</b>
Perte de charges linéaire unitaire (mCE/km)	<b>J = 6,58</b>
Linéaire de canalisation (km)	<b>1,740</b>
Perte de charges linéaire totale (mCE)	<b>J<sub>L</sub> = 11,5</b>
Perte de charges totales (mCE)*	<b>12,0</b>
Hauteur géométrique (m)	<b>0,30</b>
Marnage dans le poste APIJ (m) / TN (estimation)	<b>2,50</b>
<b>HMT (mCE)</b>	<b>14,8</b>

\*y compris singulières

Finalement, le point de fonctionnement du groupe de pompage est pris à 35 m<sup>3</sup>/h pour une HMT de 14,8mCE.

Le groupe de pompage présentera une puissance ≤ 5kW.

Par ailleurs, nous pouvons en déduire le temps de séjour des effluents :

Désignation	Refoulement
Volume journalier à transférer (m <sup>3</sup> )	255 m <sup>3</sup> /j
Diamètre intérieur (mm)	130,8
Linéaire conduite (ml)	1 737
Volume conduite (m <sup>3</sup> )	23,34
Temps de séjour* (h : mn : s)	<b>2 h 11 min 48 s</b>

\*hors temps dans la bêche

Pour la bêche du poste de refoulement, le temps de séjour dépendra du volume de marnage et de la bêche associée. Le volume de marnage sera calculé selon un nombre de déclenchement maximal de chaque pompe par heure.

Ainsi, si nous retenons une base de 10 déclenchements maximaux par heure et par pompe, considérant un groupe de pompage de 2 pompes en fonctionnement alterné, le volume de marnage est calculé selon la formule suivante :

$$(\text{Volume journalier} / 24\text{h}) / (10 \times 2) = (255 / 24) / 20 = \mathbf{1,2 \text{ m}^3} \text{ (arrondi)}$$

Le temps de séjour dans la bêche du poste sera de :  $1,2 / 255 = \mathbf{5 \text{ min } 45 \text{ s}}$

Au global, le temps de séjour des effluents dans les ouvrages de transfert présente un risque potentiel modéré de formation d'H<sub>2</sub>S du fait qu'il est en limite inférieure à 4h. Néanmoins, le temps de séjour en période nocturne sera de l'ordre de 5H. La mise en place d'un traitement préventif de l'H<sub>2</sub>S semble indispensable, d'autant plus qu'il subsiste des incertitudes sur la charge, variable sur l'année selon la fréquentation (solution de pompage pneumatique, ou injection de réactif).

Ce temps de séjour ne tient toutefois compte ni de la qualité, ni de la septicité de l'effluent arrivant dans les ouvrages de transfert.

**Il ne tient pas compte non plus du temps de séjour dans le bassin tampon souhaité pour équilibrer les effluents en température notamment.**

**La solution de poste pneumatique (Cf. § ci-après) semble être une solution bien adaptée à ce contexte.**

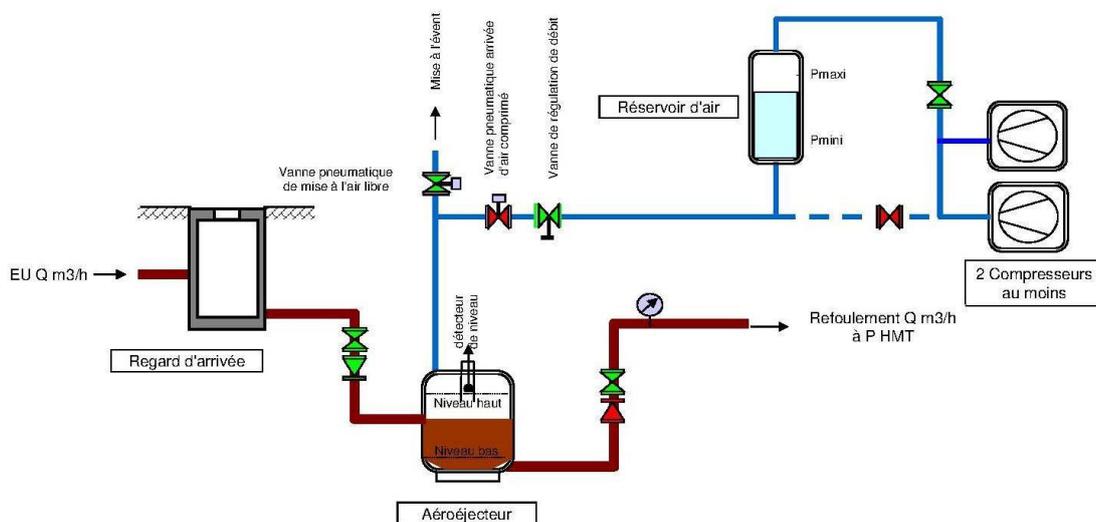
## 4.2.4 - Fonctionnement poste pneumatique

Le poste pneumatique sera dimensionné afin de pouvoir transiter 100% du débit de temps sec sur un aéroéjecteur.

### 4.2.4.1 - Principe de fonctionnement

Le processus de fonctionnement du système de refoulement pneumatique est réalisé par un automate programmable, il comprend :

- La phase de remplissage
- La phase de vidange ou mise sous pression
- La phase de vidage
  
- Phase de remplissage



Les eaux usées sont admises gravitairement dans des Aéroéjecteurs.

Etant à la pression atmosphérique, la cuve se remplit jusqu'à un niveau haut détecté par sonde capacitive.

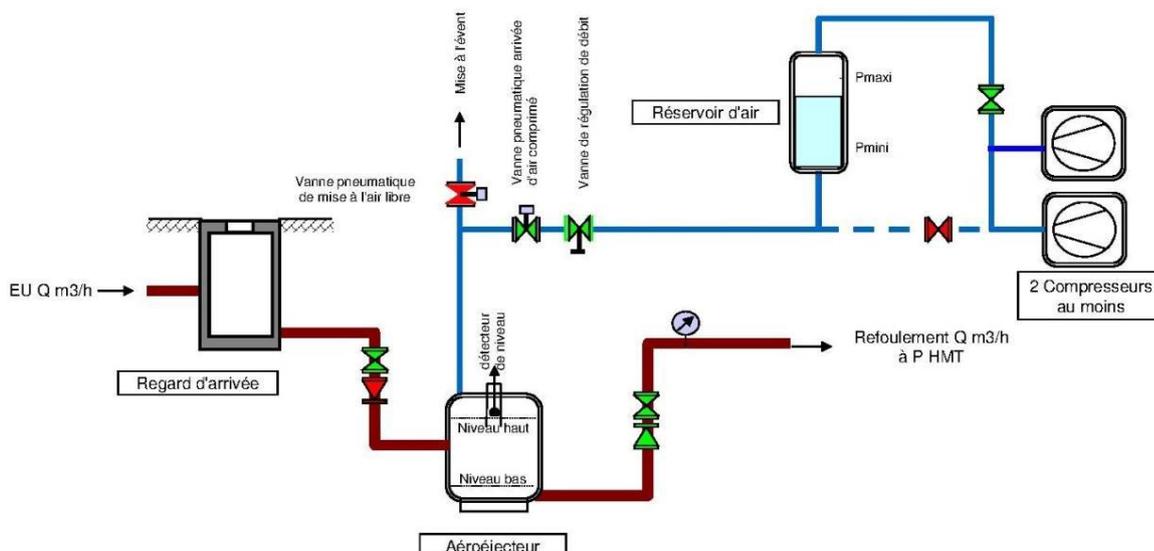
Le clapet sur le gravitaire (Battant à contrepoids pour s'adapter à la faible hauteur de charge) est ouvert et le clapet sur le refoulement (Boule) est fermé.

La vanne pneumatique sur l'évent est ouverte et la vanne d'arrivée d'air comprimé est fermée.

Le ballon de réserve d'air est gonflé. Les compresseurs maintiennent une pression d'air dans le ballon de réserve pour assurer les besoins à venir.

NB : il conviendra de projeter deux réseaux d'alimentation et de vidange des aéroéjecteurs en parallèle. Ces derniers, équipés de vannes amont et vannes aval, permettront une meilleure maintenance et une réduction des collages grâce à un fonctionnement alterné.

## ■ La phase de vidange



A niveau haut détecté par la sonde capacitive, l'automatisme :

- Ferme la vanne de mise à l'atmosphère (évent)
- Ouvre la vanne d'arrivée d'air comprimé.

Sous l'effet de la pression, le clapet sur l'arrivée se ferme et le clapet sur le refoulement s'ouvre. Les eaux usées sont chassées dans la conduite de refoulement.

Le réglage du temps de vidange est fonction du débit de refoulement souhaité obtenu par réglage de la pression et du débit d'air comprimé injecté.

A cet effet, une vanne proportionnelle asservit la pression de consigne à la pression réelle mesurée sur le refoulement.

Ce réglage se fait à la mise en service. Il peut être modifié par la suite.

Après le temps de vidange, le cycle redémarre par :

- La fermeture de la vanne d'admission d'air comprimé,
- L'ouverture de la vanne d'évent.

## ■ Phase de vidage

Il est possible de programmer une ou plusieurs phases de vidage de la conduite de refoulement en maintenant la phase de vidange des aérojecteurs plus longtemps.

Ainsi, il est possible de vider totalement ou partiellement la conduite de refoulement quand l'exploitant le souhaite, et ce afin de réduire le temps de séjour dans le refoulement et la formation d'H<sub>2</sub>S.

Durant cette opération, les effluents s'accumulent en tête de station, dans le bassin tampon.

Le vidage, en réduisant réellement le volume d'effluent stocké dans le réseau, contribue sérieusement à réduire la formation de sulfure. Notons que le fait de réduire le volume efficace de chaque bâchée pompée dans l'aérojecteur, ne modifie pas le temps de séjour global dans la canalisation.

L'efficacité maximale du vidage se fait quand il y a peu d'arrivée et donc la nuit. Ce paramétrage est bien sûr discutable et la programmation sera établie en conséquence.

#### 4.2.4.2 - Plan de principe d'un pompage pneumatique

Les ouvrages sont constitués :

- D'un bassin tampon
- De compresseurs et de ballons d'air comprimé
- D'aéro-éjecteurs
- D'un ouvrage de « détente » (remise à l'atmosphère des aéro-éjecteurs).

NB : comme vu avec Angers Loire Métropole, il conviendra de sécuriser le poste en cas de coupure électrique, via un groupe électrogène.

La figure ci-dessous illustre un poste de pompage pneumatique : plan DCE sous Maîtrise d'œuvre EGIS.

# Agglopolys



Maitrise d'œuvre pour les travaux préalables à mener par Agglopolys dans le cadre du transfert des eaux usées de Chailles et de Candé-sur-Beuvron

Dossier de Consultation des Entreprises

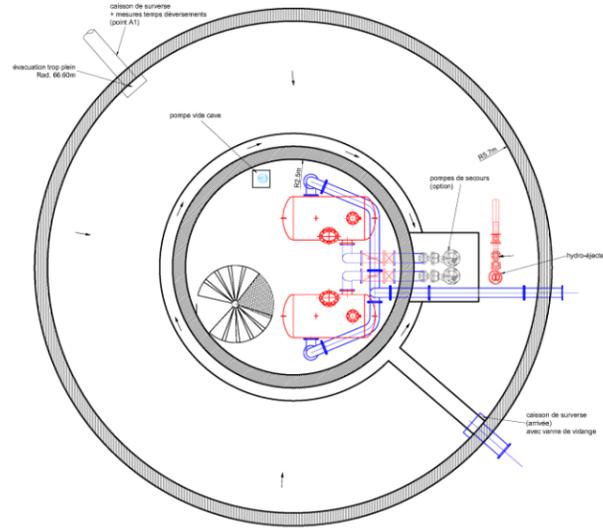
BSR Chailles

Plan d'implantation  
Vue en plan et coupe

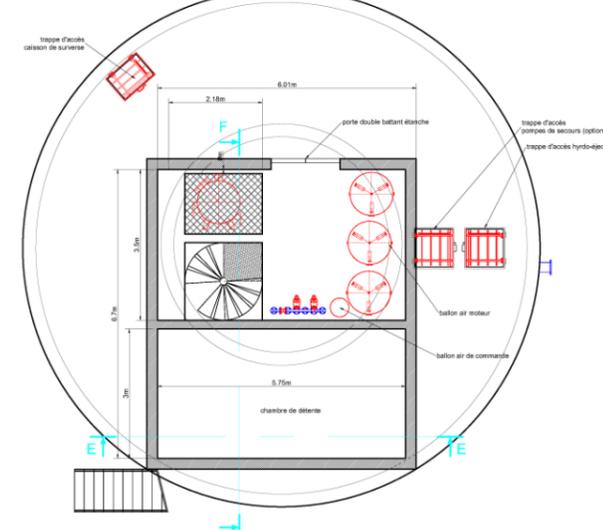


N° plan : 20-2	Indice : C	Date : 19/02/2021	Echelle : 1/100	Fichier : cck0000_pck_010.dwg	
C	09/02/2021	Modifications	MCT	A7R	IDE
B	19/02/2020	Modifications	MCT	A7R	IDE
A	07/02/2020	Projet d'édité	MCT	A7R	IDE
Index	Des	Modifications	Redacteur	Verificateur	Valideur

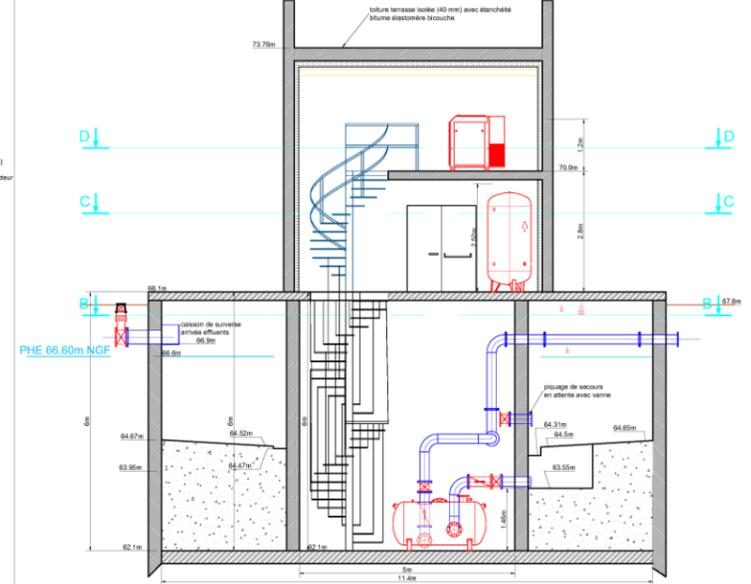
Vue en plan - éch : 1/50  
Coupe BB



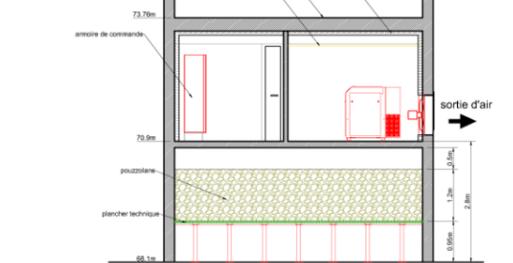
Vue en plan - éch : 1/50  
Coupe CC



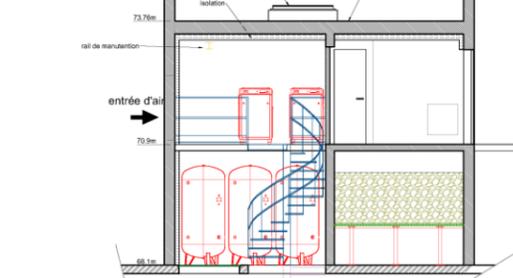
Coupe - éch : 1/50



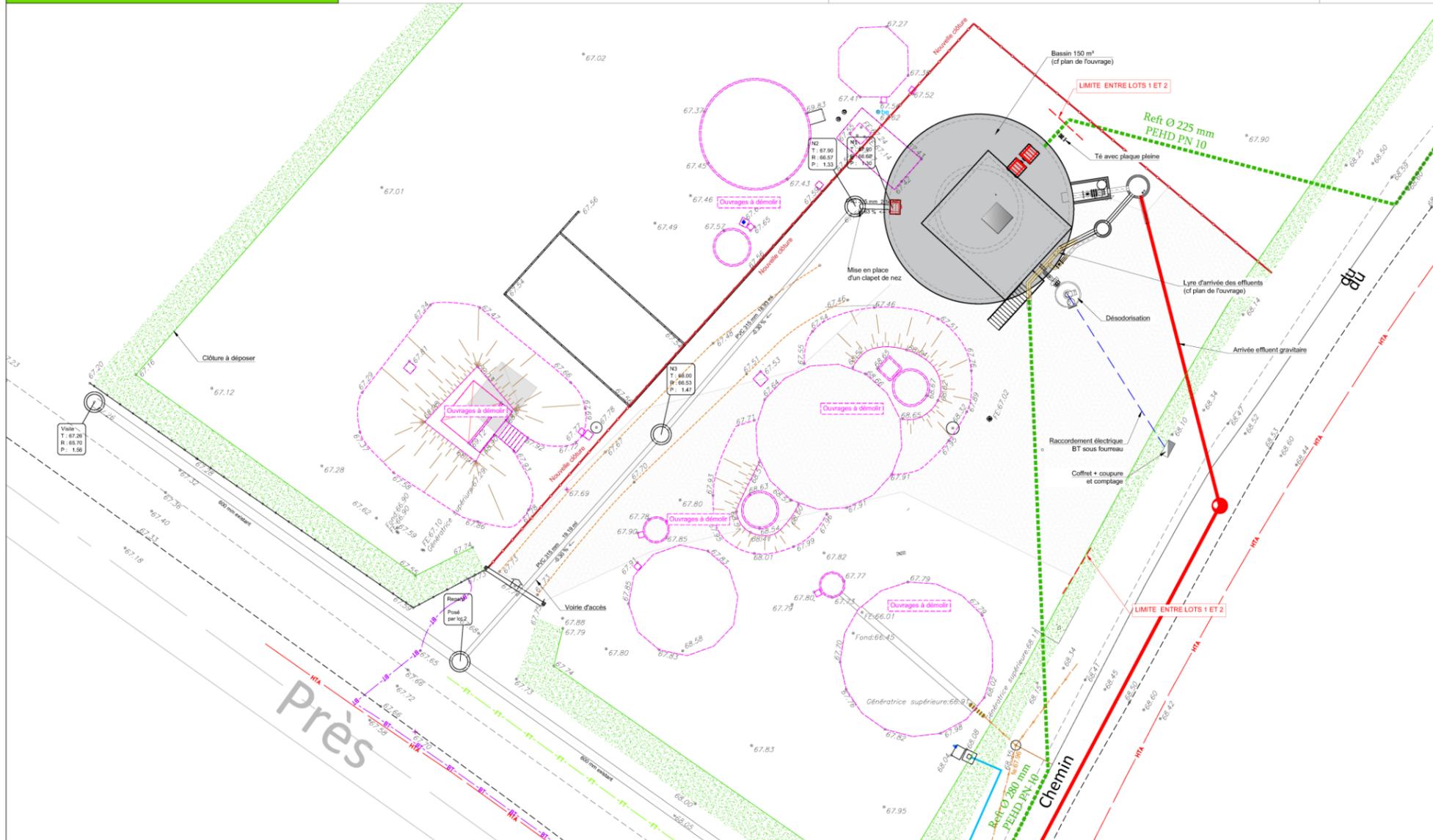
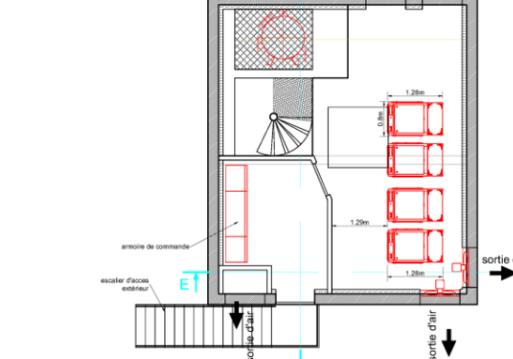
Coupe EE - éch : 1/50



Coupe FF - éch : 1/50



Vue en plan - éch : 1/50  
Coupe DD



#### 4.2.4.3 - Conduite de refoulement

L'intérêt du pneumatique est de pouvoir prolonger le refoulement jusqu'en amont de la station d'épuration (jusqu'à une distance de moins de 500 m de la station). Cela permettra de réduire les coûts d'investissement de la partie « réseaux » en minimisant le linéaire de réseau gravitaire.

En effet, en l'absence de ventouse sur conduite de refoulement en pneumatique, et malgré le profil descendant, il sera possible d'avoir un point de rejet à une cote altimétrique plus basse que le point de départ de 3 ou 4 m : cela engendra une dépression possible avec une conduite en PEHD lors des phases d'arrêt.

De plus, le regard brise charge (voir § ci-dessous) pourra être implanté en domaine privé (enclave en limite du domaine public) avec une émergence afin de rehausser l'altimétrie du point de rejet.

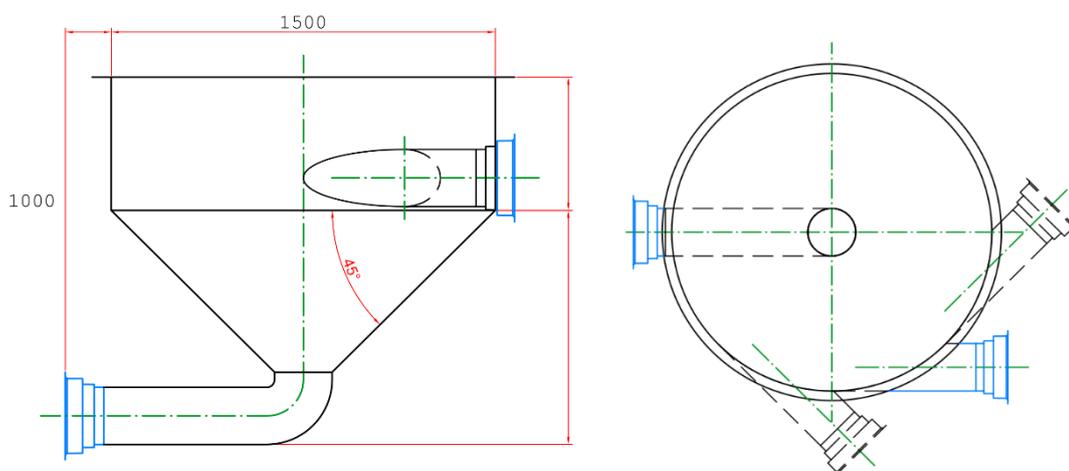
Le linéaire de refoulement retenu est de 3 400 ml.

Sur la base d'un débit de 35 m<sup>3</sup>/h, les pertes de charges sont estimées à 23 m. La HMT sera donc d'environ 19 à 20 m (h géo négative).

#### 4.2.4.4 - Brise charge

La conduite de transfert du pneumatique sera raccordée à un ouvrage brise charge avant rejet dans la partie gravitaire.

La conduite d'arrivée aboutira tangentiellement dans un regard de 1,5 m de diamètre et 1 mètre de hauteur utile. Les effluents seront ensuite acheminés du radier l'ouvrage vers la canalisation gravitaire allant à la future station d'épuration.

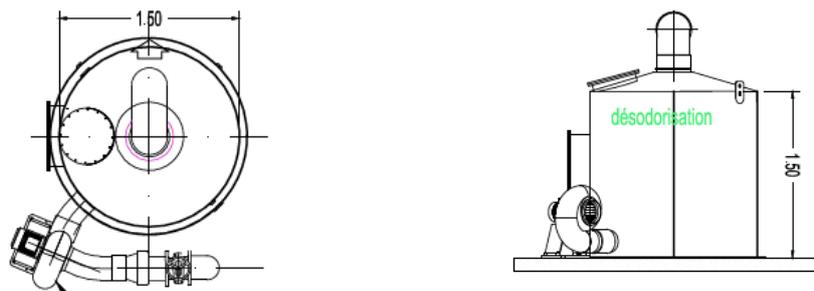
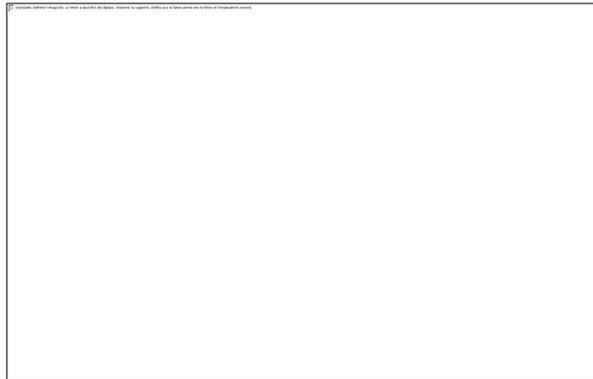


#### 4.2.4.5 - Désodorisation

L'ouvrage de mise à la pression atmosphérique sera équipé d'un dispositif de désodorisation à filtre de charbon actif. Ce filtre, interpose, entre le ciel gazeux de l'ouvrage et l'extérieur, une charge filtrante d'absorbants, opérant en filtration chimique par voie sèche.

Les parties de ces éléments en contact avec l'air à traiter devront être en un matériau résistant aux émanations acides.

Cuve, ventilateur et dispositif de chauffage devront être résistants aux intempéries.



SCHEMA DE PRINCIPE D'UNE DESODORISATION AU CHARBON ACTIF

## 4.2.5 - Dimensionnement hydraulique gravitaire

Pour les collecteurs à écoulement gravitaire libre, nous utiliserons la formule de Manning-Strickler pour déterminer la capacité en débit selon la pente.

$$Q_{\text{moyTS}} = S_{\text{mouillée}} \times K \times Rh^{2/3} \times \text{pente}^{1/2}$$

Avec  $Rh$  = rayon hydraulique = Surface mouillée / périmètre mouillé =  $f(\text{hauteur d'eau})$

$K$  = coefficient selon la nature du matériau (pris à 70 pour la fonte)

L'instruction technique de 1977 préconise pour les collecteurs d'eaux usées une section intérieure minimale de 200mm.

De même, le collecteur doit présenter une capacité d'autocurage pour le débit moyen journalier.

L'autocurage de la canalisation en système séparatif est obtenu lorsque les trois conditions suivantes sont respectées :

1. A pleine ou demi-section, un tuyau circulaire doit assurer une vitesse d'écoulement de 0,70m/s ou à l'extrême rigueur de 0,50m/s ;
2. Pour un remplissage égal aux 2/10 du diamètre, la vitesse d'écoulement doit être au moins égale à 0,30m/s ;
3. Le remplissage de la conduite au moins égal aux 2/10 du diamètre doit être assuré pour le débit moyen actuel.

Pour dimensionner le collecteur, nous partons des conditions d'autocurage pour le débit moyen de temps sec estimé à  $255 / 24 = 10,62 \text{ m}^3/\text{h}$ .

Considérant cet élément, et par application de la formule de MANNING-STRICKLER, nous obtenons les résultats suivants :

	Diamètre	DN200
Pente	Condition	2/10 x D = 4 cm
0,5 cm/ml	C1	0,76 m/s
	C2	0,47 m/s
	C3	4,62 cm

Nous constatons qu'un DN200 satisfait toutes les conditions d'autocurage lors du transit du débit moyen horaire de temps sec. Il n'y aura donc pas de risque de sédimentation des effluents.

#### 4.2.6 - Contrainte de tracé

Les principales contraintes observées sur le tracé du refoulement et du gravitaire :

- Fossés en eau et plans d'eau laissant présumer une contrainte de nappe



- Quelques entrées de champs et de particuliers (continuité d'accès en phase chantier) :



■ Passage du cours d'eau des Coulées :



■ Implantation du regard brise charge :



■ Passage en privé au niveau du Lycée de Narcé et du Château



■ Arrivée gravitaire (altimétrie) au niveau de la STEP



## 4.3 - Gestion des eaux pluviales

### 4.3.1 - Réglementation

#### 4.3.1.1 - SDAGE LB

Le Schéma Directeur d'Aménagement et de Gestion des Eaux (SDAGE 2022-2027) détaille les prescriptions suivantes :

- 3D-1 - Prévenir le ruissellement et la pollution des eaux pluviales dans le cadre des aménagements, les projets d'aménagement ou de réaménagement urbain devront autant que possible :
  - limiter l'imperméabilisation des sols,
  - privilégier l'infiltration lorsqu'elle est possible,
  - favoriser le piégeage des eaux pluviales à la parcelle,
  - faire appel aux techniques alternatives au "tout tuyau",
  - mettre en place les ouvrages de dépollution si nécessaire,
  - réutiliser les eaux de ruissellement pour certaines activités domestiques ou industrielles.
  
- 3D-2 - Réduire les rejets d'eaux de ruissellement dans les réseaux d'eaux pluviales. Le rejet des eaux de ruissellement résiduelles dans les réseaux séparatifs eaux pluviales puis dans le milieu naturel sera opéré dans le respect des débits acceptables par ces derniers et de manière à ne pas aggraver les écoulements naturels avant aménagement.
  
- Dans cet objectif, les SCoT ou, en l'absence de SCoT, les PLU et cartes communales comportent des prescriptions permettant de limiter cette problématique. A ce titre, il est fortement recommandé que les SCoT mentionnent des dispositions exigeant d'une part des PLU qu'ils comportent des mesures relatives à l'imperméabilisation et aux rejets à un débit de fuite limité appliquées aux constructions nouvelles et aux seules extensions des constructions existantes, et d'autre part des cartes communales qu'elles prennent en compte cette problématique dans le droit à construire. En l'absence de SCoT, il est fortement recommandé aux PLU et aux cartes communales de comporter des mesures respectivement de même nature.

À défaut d'une étude spécifique précisant la valeur de ce débit de fuite, le débit de fuite maximal sera de 3 l/s/ha pour une pluie décennale et pour une surface imperméabilisée raccordée supérieure à 1/3 ha.

- 3D-3 - Traiter la pollution des rejets d'eaux pluviales
- les eaux pluviales ayant ruisselé sur une surface potentiellement polluée par des macropolluants ou des micropolluants sont des effluents à part entière et doivent subir les étapes de dépollution adaptées aux types de polluants concernés. Elles devront subir à minima une décantation avant rejet,
- les rejets d'eaux pluviales sont interdits dans les puits d'injection, puisards en lien direct avec la nappe,
- la réalisation de bassins d'infiltration avec le lit de sable sera privilégiée par rapport à celle de puits d'infiltration.

#### 4.3.1.2 - Règlement assainissement d'Angers Loire Métropole

Les eaux pluviales ne sont pas directement concernées par le règlement assainissement d'Angers Loire Métropole.

Les réseaux d'assainissement eaux usées pris en charge par Angers Loire Métropole sont strictement séparatifs. Les eaux vannes, ménagères ou assimilées sont à raccorder au réseau de collecte des eaux usées. Les eaux usées de nature non domestique ne peuvent être acceptées que sur autorisation particulière. Toute demande d'autorisation de déversement doit donner lieu à une étude d'acceptabilité et de traitabilité. Cette étude, à réaliser par le demandeur, comprend la définition des caractéristiques qualitatives et quantitatives de l'effluent brut, ainsi que des éventuels prétraitements à mettre en œuvre. Tout raccordement fait l'objet d'une autorisation préalable ainsi que d'une convention spéciale de déversement entre le demandeur et Angers Loire Métropole.

**Les eaux pluviales ou de ruissellement, les eaux de drainage, de trop plein de puits ou de sources ne sont en aucun cas accepté au réseau d'assainissement eaux usées.**

La profondeur des branchements en limite du domaine privé, mesurée du niveau du trottoir ou de l'accotement au fil d'eau de la canalisation, sera comprise entre 0,60 mètre et 0,80 mètre. Le diamètre minimum d'un branchement doit être de 125 mm, avec une pente de 0,5%.

#### 4.3.1.3 - Règlement de voirie

Le document cité ci-dessous permet de définir des prescriptions en matière de gestion des d'eaux pluviales sur le Domaine Public Routier sur le territoire d'Angers Loire Métropole. Il permet de compléter les dispositions réglementaires, notamment celles du règlement de voirie d'Angers Loire Métropole, applicable depuis le 1er janvier 2018.

##### 4.3.1.3.1 - Provenance des eaux

Le réseau pluvial a vocation à recueillir des eaux de pluies et de ruissellement. Des autorisations spécifiques conclues avec Angers Loire Métropole pourront organiser au cas par cas, le déversement :

- Des eaux de rabattement de nappe lors des phases provisoires de construction, si :
  - Les effluents rejetés n'apportent aucune pollution bactériologique, physico-chimique et organoleptique dans les ouvrages et/ou dans le milieu récepteur,
  - Les effluents rejetés ne créent pas de dégradation aux ouvrages, ni de gêne dans leur fonctionnement.
- Des eaux issues des chantiers de construction ayant subi un prétraitement adapté, après autorisation et sous le contrôle du service gestionnaire.
- Des eaux issues d'un procédé industriel ayant subi un prétraitement adapté, après autorisation et sous le contrôle du service gestionnaire.

Tous les autres types d'eaux, eaux issues des chantiers de construction non traitées, **eaux de rabattement de nappes ne sont pas autorisées**. Dans ce cas particulier, les eaux de rabattement de nappe éventuelles lors des phases de construction devront être réinjectées dans le terrain.

De même, toute matière solide, liquide ou gazeuse susceptible d'être la cause directe ou indirecte d'un danger pour le personnel d'exploitation des ouvrages d'évacuation et de traitement, d'une dégradation de ces ouvrages, ou d'une gêne dans leur fonctionnement (rejets de produits toxiques, d'hydrocarbures, de boues, gravats, goudrons, graisses, déchets végétaux, ...) sont exclues. Elles devront être évacuées par des réseaux et moyens adaptés.

#### 4.3.1.3.2 - Conception des ouvrages de collecte des eaux pluviales

Les ouvrages de collecte (avaloirs, collecteurs enterrés ou à ciel ouvert, etc. ...) devront être dimensionnés et posés dans le respect des prescriptions techniques d'Angers Loire Métropole.

Le réseau principal sera implanté sous des parties communes (voies, pistes cyclable, ...) pour faciliter son entretien et ses réparations. A défaut, il sera établi des servitudes permettant l'accès nécessaire à l'entretien des ouvrages.

#### 4.3.1.3.3 - Le raccordement au réseau public

**Conformément au code civil, Angers Loire Métropole n'autorise pas le présent rejet eaux pluviales aux réseaux. La gestion des eaux pluviales devra être réalisée 100 % à la parcelle avec 0 rejet pour une pluie centennale.**

Les dispositions suivantes s'appliquent dans le cas d'un raccordement au réseau public.

- Le pétitionnaire pourra choisir de ne pas se raccorder au réseau public (fossé ou réseau) ou au caniveau. Il devra alors se conformer aux prescriptions applicables définies à l'article 8.1 : en l'absence d'exutoire.
- Les ouvrages de déversement des eaux devront être construits de manière à permettre un écoulement conforme au débit imposé.
- Le rejet se fera dans des boîtes de branchement pour les réseaux enterrés.
- Le raccordement direct au collecteur est interdit.
- Le raccordement gravitaire d'une surface collectée dont l'altimétrie est inférieure à celle du tampon du regard de branchement sur le collecteur public est interdit. Un moyen de protection contre un possible reflux des eaux provenant des collecteurs publics devra être mis en œuvre (clapet anti-retour, pompe de relevage, ...). L'entretien de cet ouvrage reste à la charge du pétitionnaire.

Le branchement comportera :

- Un regard de visite (assure la démarcation entre domaine public et domaine privé)
- Une canalisation de branchement,
- Un regard de branchement,

La canalisation de branchement assure l'évacuation des eaux provenant du domaine privé. Son diamètre est déterminé par le débit de fuite du dispositif de rétention, auquel peut s'ajouter dans certains cas, un débit de surverse pour les pluies de périodes de retour supérieures à celles admises par ces ouvrages.

- Le diamètre de la canalisation de branchement sera inférieur à celui du collecteur public,
- Le branchement sera étanche, constitué de tuyaux conformes aux prescriptions techniques d'Angers Loire Métropole

Les branchements borgnes sont proscrits. Les raccordements seront réalisés sur les collecteurs, en aucun cas sur des grilles ou avaloirs.

#### 4.3.1.4 - Zonage eaux pluviales

En cas d'imperméabilisation nouvelle, le débit après l'urbanisation des parcelles ne doit pas dépasser le débit actuel.

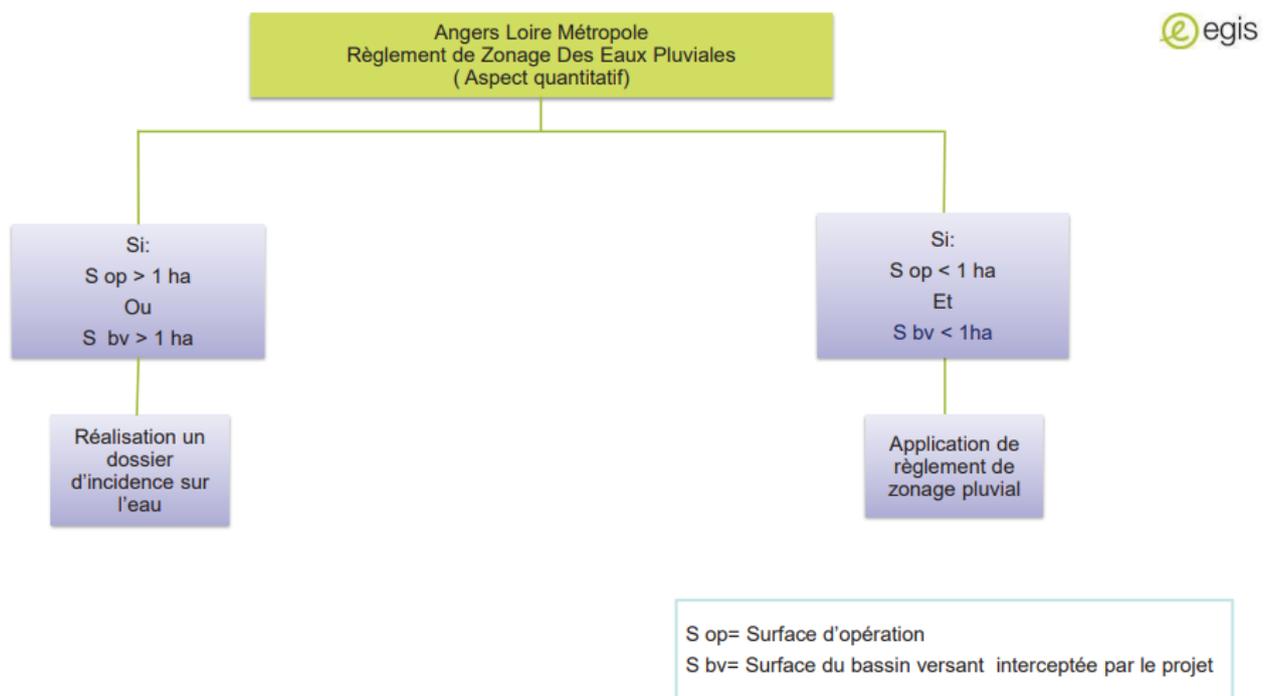
Il existe trois types de règlement pour les zones « U » et « AU » :

1. La superficie de l'opération < 2000 m<sup>2</sup> et la superficie du bassin versant interceptée par le projet < 1 ha,
2. 2000 m<sup>2</sup> < La superficie de l'opération < 1 ha et la superficie du bassin versant interceptée par le projet < 1 ha,
3. La surface d'opération ou la surface du bassin versant interceptée par le projet > 1 ha.

Si  $K > 10^{-7}$  => Infiltration par parcelle est fortement conseillée (sauf les eaux de voirie dans les périmètres de captage d'eau potable et sauf les tissus urbains denses)

Synthèse :

- Si  $S < 2000 \text{ m}^2$  et  $S_{bv} < 1 \text{ ha}$ , Débit rejeté au réseau public : de 10 à 30 l/s/ha (en fonction de la catégorie de la zone concernée),
- Si  $1 \text{ ha} > S > 2000 \text{ m}^2$  et  $S_{bv} < 1 \text{ ha}$ , débit rejeté au réseau public : de 2 à 10 l/s/ha.



L'aire d'étude du projet convergence intercepte des bassins versants eaux pluviales d'une superficie > 1 ha (cas du zonage = type 3).

**Type 3 : La superficie de l'opération > 1 ha ou la superficie du bassin versant interceptée par le projet > 1 ha :**

Dimensionnement des réseaux d'eaux pluviales et des ouvrages de rétention sera selon les Normes EN 752-2 + avis de la Police de l'eau (réalisation de dossier code de l'environnement).

La norme NF EN 752-2. :

En 1996, une nouvelle norme (NF EN 752-2) concernant la conception des réseaux d'assainissement est parue. Elle abandonne la notion de période de retour d'évènements pluvieux pour s'appuyer sur celle de période de retour de dysfonctionnement (mise en charge ou débordement).

Le tableau ci-dessous présente un résumé de cette norme :

Fréquence de mise en charge	Lieu	Fréquence d'inondation
<i>1 an</i>	Zones rurales	<i>1 tous les 10 ans</i>
<i>1 tous les deux ans</i>	Zones résidentielles	<i>1 tous les 20 ans</i>
<i>1 tous les 2 ans</i> <i>1 tous les 5 ans</i>	Centre-villes/zones industrielles ou commerciales <i>-si risque d'inondation vérifié</i> <i>-si risque d'inondation non vérifié</i>	<i>1 tous les 30 ans</i>
<i>1 tous les 10 ans</i>	Passages souterrains routiers ou ferrés	<i>1 tous les 50 ans</i>

Notre secteur est donc concerné par une période de protection **décennale**.

En termes de débit de fuite, il est pertinent de se rapprocher des prescriptions de la Mission Inter-Service de l'Eau et de la Nature (49) :

<b>DEBITS SPECIFIQUES UTILITAIRES (en l/s.ha ) DE FREQUENCE...</b>				
<b>COURS D'EAU</b>	<b>...Biennale</b>	<b>...Quinquennale</b>	<b>...Décennale</b>	<b>...Centennale</b>
<b>AUTHION</b>	1	1,5	2	4
<b>AUBANCE</b>	1	1,5	2	4
<b>BRIONNEAU</b>	1,5	2,5	3	6
<b>EVRE</b>	1,5	2,5	3	6
<b>ERDRE</b>	1	1,5	2	4
<b>HYROME</b>	2,5	4	5	10
<b>LAYON</b>	1	1,5	2	4
<b>LOIR</b>	1	1,5	2	4
<b>MAINE</b>	1	1,5	2	4
<b>MAYENNE</b>	1	1,5	2	4
<b>MOINE</b>	2	3	4	8
<b>OUDON</b>	1	1,5	2	4
<b>ROMME</b>	1,5	2,5	3	6
<b>SARTHE</b>	1	1,5	2	4
<b>THOUET</b>	2	3	4	8

Le débit de fuite à respecter représente donc **2l/s/ha** pour une pluie décennale.

### 4.3.1.5 - Synthèse

La gestion des eaux pluviales devra être réalisée 100 % à la parcelle avec 0 rejet pour une pluie centennale.

L'infiltration des eaux sera la solution à retenir (rétention/régulation en amont des ouvrages d'infiltration possible).

**NB : les investigations géotechniques devront confirmer les possibilités et capacités d'infiltration du site. Les essais de perméabilité devront être réalisés en fonction du type d'ouvrages projetés (Matsuo, double anneau, forage, Porchet...).**

## 4.3.2 - Caractérisation de la pluviométrie

### 4.3.2.1 - Coefficients de Montana

Les coefficients de Montana utilisés sont :

- Station météorologique : Angers Beaucouzé
- Méthode d'édition des Montana : formule des hauteurs méthode du renouvellement,
- Période statistique : 1982 – 2018,
- Durées des pluies étudiées : 6min -24h.

**TABLEAU 1 – COEFFICIENTS DE MONTANA – STATION PLUVIOMETRIQUE D'ANGERS**

Durée de retour	a	b
5 ans	4.287	0.629
10 ans	4.871	0.616
20 ans	5.395	0.601
30 ans	5.638	0.59
50 ans	5.897	0.575
100 ans	6.16	0.552

Source : METEOFRANCE

Ces coefficients sont à utiliser avec la formule suivante :

$$h = a \times t^{1-b}$$

ou

$$l = a \times t^{-b}$$

Avec :

- t : durée de pluie (min)
- h : hauteur d'eau correspondante (mm)
- l : intensité pluie correspondante (mm/min)

### 4.3.2.2 - Pluies de projet retenue

Les pluies de projet retenues pour l'étude :

- 10 ans
- 100 ans

Il est rappelé qu'in-fine les dimensionnements devront permettre un zéro rejet pour une pluie centennale.

Le tableau ci-après présente les hauteurs des précipitations en fonction de la durée de la pluie et de la période de retour.

**TABLEAU 2 – HAUTEUR DES PRECIPITATIONS SELON LA DUREE DE PLUIE**

Durée de la pluie (h)	1	2	4	6	12	24
Hauteur précipitée (mm) DECENNALE	23,5	30,6	40,0	46,7	60,9	79,5
Hauteur précipitée (mm) CENTENNALE	38,6	52,6	71,8	86,1	117,4	160,2

### 4.3.3 - Calculs hydrauliques

#### 4.3.3.1 - Capacité des collecteurs

La capacité des collecteurs d'eaux pluviales, des ouvrages de transit des écoulements (buses) est calculée soit en écoulement libre mais pleine section.

Voici les formules qui sont utilisées :

#### **Calculs hydrauliques en surface libre :**

La formule de **Manning** est une formule empirique d'estimation de la vitesse moyenne d'un liquide s'écoulant en surface libre c'est-à-dire dans un conduit où le fluide ne remplit pas complètement la section ou dans un canal ouvert. Les écoulements à surface libre sont gouvernés par la gravité. Cette formule a été tout d'abord développée par l'ingénieur français Philippe Gauckler en 1867, pour être plus tard re-développée par l'ingénieur irlandais Robert Manning en 1890.

La formule de Manning-Strickler est utilisée :

$$Q=K*I^{1/2}*S*Rh^{2/3}$$

Avec :

- K : le coefficient de Strickler
- I : la pente
- S : la surface d'écoulement
- Rh : le rayon hydraulique

Le rayon hydraulique est une mesure de l'« efficacité » de l'écoulement dans un canal. La vitesse d'écoulement le long du canal dépend de la géométrie de la section de ce dernier. Le rayon hydraulique permet de caractériser cette géométrie. En faisant l'hypothèse d'une « contrainte de cisaillement constante aux limites », le rayon hydraulique est défini comme le rapport de la surface de la section d'écoulement sur le périmètre mouillé c'est-à-dire la longueur de périmètre en contact avec le fluide ce qui correspond à la couche limite :

$$R_h = \frac{S}{P}$$

- $R_h$  est le rayon hydraulique (m)
- $S$  est l'aire de la section transversale de l'écoulement (m<sup>2</sup>)
- $P$  est le périmètre mouillé (m).

Plus le rayon hydraulique est grand, plus l'efficacité du canal est grande et plus le débit de l'écoulement est important. Par exemple, pour un chenal d'une largeur donnée, le rayon hydraulique est supérieur lorsque la profondeur d'eau est plus importante.

Le coefficient de Strickler, souvent désigné par  $K_s$ , est un coefficient déterminé empiriquement, qui dépend de nombreux facteurs parmi lesquels la rugosité de la surface et la sinuosité.

**Béton avec  $K_s = 70$ , fossés avec  $K_s = 50$**

#### 4.3.3.2 - Calculs ces coefficient de ruissellement

Les différents types d'occupation du sol ont été identifiés à l'aide du cadastre. A ces occupations du sol ont été attribués des coefficients de ruissellement, aussi appelés coefficients d'apport, à savoir :

**TABLEAU 3 – COEFFICIENTS DE RUISSellement DES DIFFERENTES OCCUPATIONS DU SOL**

Coefficients de ruissellement	
Bâtiments	95%
Voiries	90%
Surfaces enherbées	10%

Rappel des emprises

- Périmètre de la DUP : 29 ha
- Périmètre hors centre pénitentiaire : 11,8 ha
- Périmètre centre pénitentiaire : 17,2ha
  - Surface voiries/parkings et cours = 3.25
  - Surface toitures = 3.99
  - Surface enherbée = 9.96

Le calcul du coefficient de ruissellement est détaillé ci-dessous :

**TABLEAU 4 – COEFFICIENT DE RUISSellement**

Occupation au sol	Voirie	Toitures	Surfaces enherbées
Coefficient de ruissellement (%)	90	95	10
Surfaces associées (ha)	3,25	3,99	9,96
Surface active (ha)	2,93	3,79	1,00
sous total emprise (ha)	17,20		
sous total surface active (ha)	7,71		
Coefficient de ruissellement moyen (%)	45		

**Le coefficient d'apport moyen est de 45 %.**

#### 4.3.3.3 - Calcul des temps de concentration

La détermination de la réaction à la pluie des différents sous-bassins versants repose sur les paramètres cités dans le tableau suivant :

**TABLEAU 5 – SOURCES DES CARACTERISTIQUES DES SOUS-BASSINS VERSANTS**

Paramètre	Source
Coefficient de ruissellement moyen du bassin	Cf. Partie précédente
Longueur hydraulique (plus long chemin hydraulique du bassin)	Analyse cartographique sur Autocad
Pente du bassin	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Longueurs hydrauliques déterminées précédemment</li> <li>▪ - Données topographiques (MNT IGN)</li> </ul>

La formule de calcul du temps de concentration utilisée est la formule de Desbordes, pour les bassins à profil urbain :

$$TC = 5.3 * S^{0.3} * P^{-0.38} * C^{-0.45}$$

Avec :

- C = Coefficient de ruissellement (en %) = 45 %
- P = Pente du sous-bassin versant (en m/m) = 1% (pour une longueur hydraulique de 600 m)
- S = Surface du sous-bassin versant (en ha) = 17.2 ha

**Le temps de concentration est ici de 18 minutes.**

#### 4.3.3.4 - Calculs des débits de pointe-Méthode rationnelle

Cette méthode de calcul permet de déterminer les débits de pointe consécutifs aux précipitations de nature orageuse en zone urbaine. Elle permet d'évaluer le débit de pointe des eaux de ruissellement pluvial à partir de données simples :

$$Q_p = C.I.A$$

avec :

- $Q_p$  : débit de pointe en m<sup>3</sup>/s,
- $C$  : coefficient de ruissellement (sans unité),
- $I$  : intensité de l'averse en m<sup>3</sup>/s/ha pour la fréquence d'occurrence retenue, calculé avec les coefficients de MONTANA fournis par METEO-FRANCE,
- $A$  : surface du bassin versant élémentaire en ha.

En faisant alors l'hypothèse d'une pluie uniforme pendant la durée des précipitations, on peut construire l'hydrogramme résultant de forme trapézoïdale.

Le débit obtenu, à l'exutoire du bassin versant considéré, est maximal lorsque la durée des précipitations correspond au temps de concentration du bassin versant.

**Le débit de pointe produit par le bassin versant pour une pluie décennale est de 1.1 m<sup>3</sup>/s.**

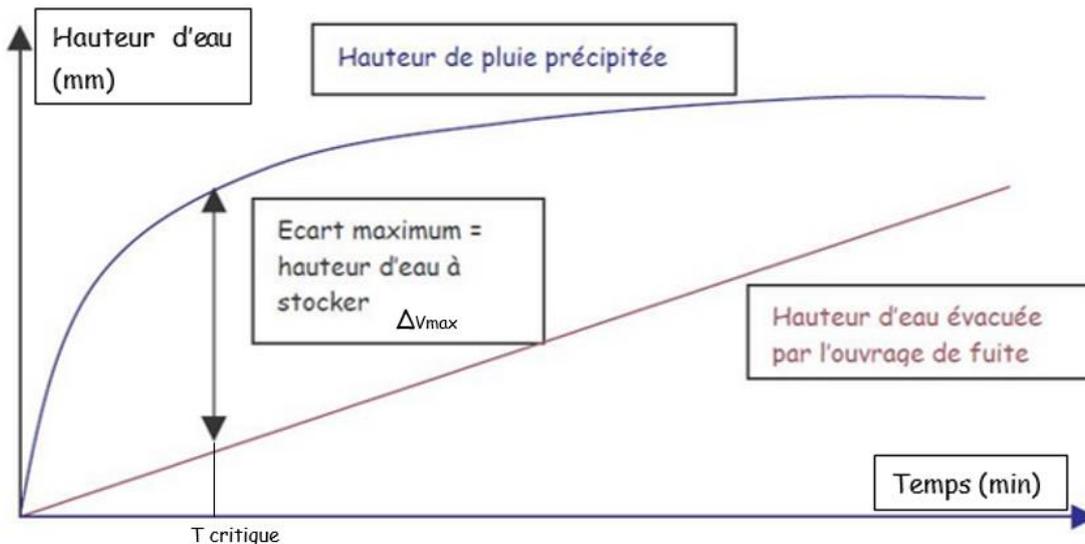
**Le débit de pointe produit par le bassin versant pour une pluie centennale est de 1.6 m<sup>3</sup>/s.**

#### 4.3.3.5 - Volume des bassins tampon

La méthode utilisée pour le dimensionnement de volume des bassins tampons est la méthode des pluies.

La méthode des pluies considère un évènement pluvieux d'une période de retour 10 ans pour des durées allant de 6min à 24h.

Cette méthode réalise une comparaison entre la courbe du volume produit par la pluie et celle du volume évacué par le bassin en fonction du temps. Cette comparaison permet de déterminer un temps critique où la différence entre ces deux courbes est alors la plus importante et correspond donc au volume maximal de stockage.



**FIGURE 25 : DIAGRAMME DE LA METHODE DES PLUIES**

Le volume d'eau précipité est calculé grâce à la formule suivante :

- $V_{entrant}(t) = Q(t).t$
- Où le débit  $Q(t)$  est calculé par la formule rationnelle :
- $Q(t) = C.i(t).A$

Avec :

- C : coefficient d'imperméabilisation du sol
- A : surface du bassin versant, en ha
- i : intensité de la pluie de durée t,
- $i(t) = a.t - b$  Avec a et b, les coefficients de Montana

Le volume d'eau évacué est donné par :

$$V_{\text{sortant}}(t) = Q(t).t$$

Avec  $Q_f$  est le débit de fuite constant retenu.

Les coefficients de Montana utilisés sont ceux de la station d'Angers.

**Le volume à gérer pour une pluie décennale et un débit de fuite de 2l/s/ha est de 3 500 m<sup>3</sup>(temps de vidange de 17h).**

**Le volume à gérer pour une pluie centennale et un débit de fuite de 2l/s/ha est de 9 500 m<sup>3</sup> (attention temps de vidange de 76 h).**

Il est rappelé que la gestion des eaux pluviales devra être réalisée 100 % à la parcelle avec 0 rejet pour une pluie centennale (cf. chapitre ci-après)

#### 4.3.3.6 - Capacité d'infiltration

Nous n'avons pas actuellement de retour des investigations géotechniques sur l'aire d'étude :

- Profil pédologique
- Contrainte de nappe
- Perméabilité des sols
- ...

Néanmoins au vu du contexte initial détaillé en début de rapport nous pouvons appréhender :

- Des fossés et des plans d'eau laissant présumer un toit de nappe proche du TN
- Une carte remontée de nappe corroborant les informations observées sur le terrain
- Un retrait/gonflement argile en risque fort
- Une emprise zones humides conséquente
- Un IDPR et une ZNS malgré tout favorable à l'infiltration

Le contexte géologique peut nous orienter sur une perméabilité allant de  $10^{-5}$  à  $10^{-7}$ .

Perméabilité k (m/s)		10	1	$10^{-1}$	$10^{-2}$	$10^{-3}$	$10^{-4}$	$10^{-5}$	$10^{-6}$	$10^{-7}$	$10^{-8}$	$10^{-9}$	$10^{-10}$	$10^{-11}$
		+										-		
Granulo- métrie	homogène	gravier pur			sable pur		sable très fin		silt		argile			
	variée	gravier gros et moyen		gravier et sable			sable et argile-limons							

Dans l'attente des résultats des investigations géotechniques nous proposons ici de partir sur une hypothèse **favorable** :

- Hauteur des massifs drainants = 0.5 m
- Ratio longueur/largeur de l'ouvrage = 4
- Surface d'infiltration prise en compte = radier uniquement
- Porosité du massif d'infiltration enterré= 35 %
- Perméabilité =  $1.10^{-5}$

Sur la base de ces hypothèses les caractéristiques projetées de l'ouvrage d'infiltration représenteraient :

- 270 m x 68 m – 1.8 ha
- Volume à stocker et infiltrer = 3 200 m<sup>3</sup>
- Durée de vidange du massif = 5 heures (à débit constant)

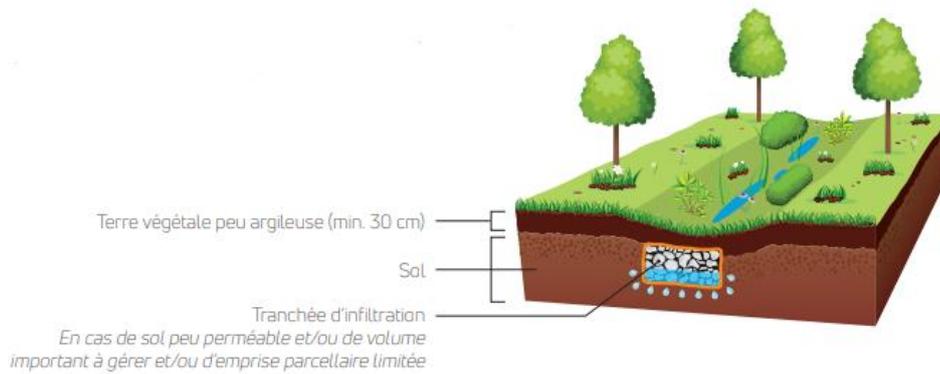
Au vu des emprises évoquées (1.8ha de massif drainant) des solutions alternatives peuvent être envisagées :

- Stocker dans plusieurs massifs d'infiltration et non en un unique ouvrage ;
- Mettre en œuvre des SAUL (casiers enterrés) afin de bénéficier d'un coefficient de vide de 90 % et non de 35 % (cout à réviser en conséquence). Cela permet de gagner 0.7 ha d'emprise.
- Diffuser et infiltrer dans des ouvrages d'infiltration à ciel ouvert. Cela permet de gagner 0.8 ha d'emprise et surtout d'optimiser les couts.
  - 205 m x 50 m – 1.8 ha
  - Volume à stocker et infiltrer = 5 000 m<sup>3</sup>
  - Durée de vidange du massif = 14 heures (à débit constant)

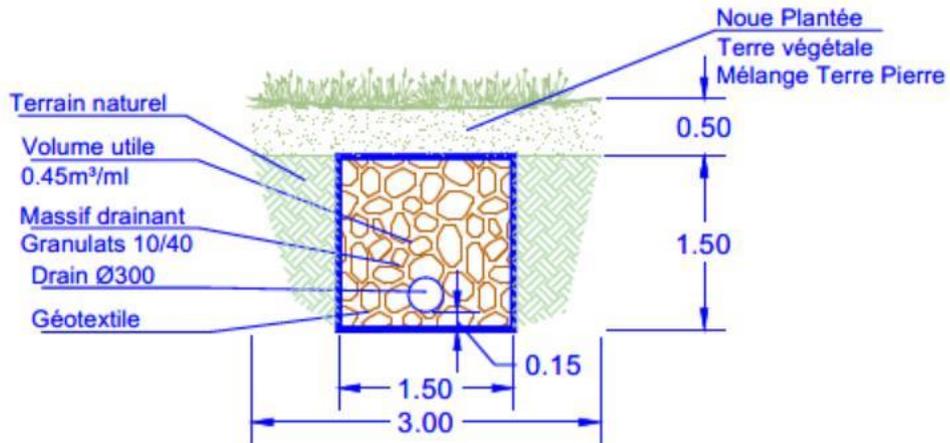
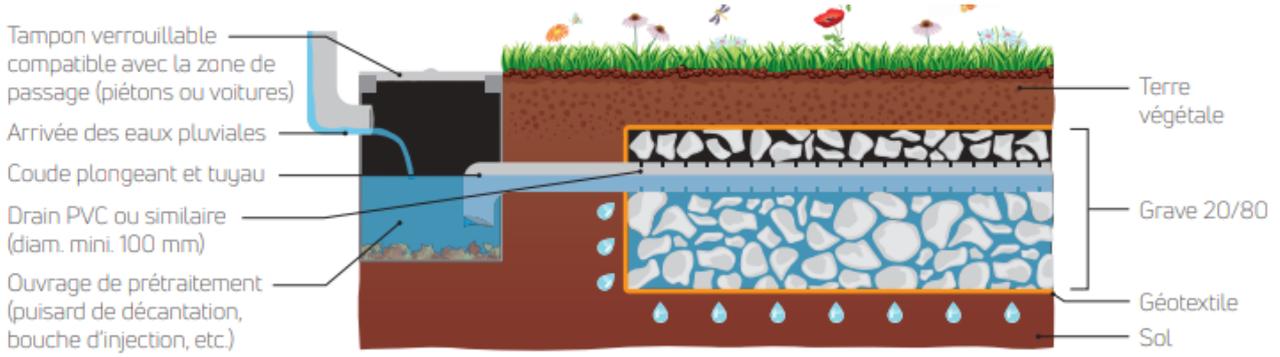
### 4.3.3.7 - Exemple de solutions à mettre en œuvre

En plus de solutions «classiques» de construction de bassin de rétention/régulation/infiltration, voici ci-dessous quelques exemples d'ouvrages pouvant être mis en œuvre sur l'aire d'étude afin de gérer les eaux pluviales :

- Noues simple et noue drainante périphériques



■ Tranchées drainantes



■ Parkings avec pavés drainants



## 5 - ESTIMATION DES CHARGES D'INVESTISSEMENT

### 5.1 - Préambule

Les estimations sont assorties de réserves. A ce stade, les éléments suivants ne sont pas pris en compte :

- Topographie terrestre réelle
- Géotechnique
- Présence et croisement des réseaux divers
- Présence ou non d'amiante / HAP dans les surfaces en enrobés
- L'implantation définitive des ouvrages sur le site pénitentiaire
- Equipement et conception spécifique à un site pénitentiaire

### 5.1 - Partie assainissement "eaux usées"

Nous avons chiffré ci-dessous les investissements relatifs à un pompage classique et un pompage pneumatique.

#### **Pompage classique :**

	Désignation	Quantité	Montant € HT
Périmètre géographique APIJ	Etudes d'exécution, installations de chantier, Essais, Mise en route, ...	1 Forfait	120 000,00
	Broyeur	2 U	55 000,00
	Dégrilleur automatique + compacteur + pesage	2 x 50m <sup>3</sup> /h	150 000,00
	Bassin tampon enterré	255 m <sup>3</sup>	875 000,00
	Poste de refoulement	1 + 1 secours	120 000,00
	Traitement préventif H <sub>2</sub> S	1	50 000,00
Périmètre géographique ALM	Conduite de refoulement	1 740ml	452 400,00
	Désodorisation	1 Forfait	15 000,00
	Canalisation gravitaire	1 890ml DN200 Grès	1 228 500,00
	<b>TOTAL € HT</b>		<b>3 065 900,00</b>
	<b>Aléas, divers 20%</b>		613 180,00
	<b>TOTAL € HT</b>		<b>3 679 080,00</b>

**Pompage pneumatique :**

	Désignation	Quantité	Montant € HT
	Etudes d'exécution, installations de chantier, Essais, Mise en route, ...	1 Forfait	150 000,00
	Broyeur	2 U	55 000,00
Périmètre géographique	Dégrilleur automatique + compacteur + pesage	2 x 50m <sup>3</sup> /h	150 000,00
	Bassin tampon enterré	255 m <sup>3</sup>	875 000,00
APIJ	Poste de refoulement pneumatique		400 000,00
	Traitement préventif H <sub>2</sub> S	NC	NC
Périmètre géographique	Conduite de refoulement	3 400 ml	884 000,00
	Désodorisation	1 Forfait	15 000,00
ALM	Canalisation gravitaire	200 ml DN200 Grès	100 000,00
		<b>TOTAL € HT</b>	<b>2 629 000,00</b>
		<b>Aléas, divers 20%</b>	525 800,00
		<b>TOTAL € HT</b>	<b>3 154 800,00</b>

## 5.2 - Partie assainissement "eau pluviale"

Désignation	Quantité	Montant € HT
Etudes d'exécution, installations de chantier, Essais, Mise en route, ...	1 Forfait	30 000,00
Canalisation gravitaire	400 ml DN500 BA	220 000,00
	800 ml DN300 BA	320 000,00
Bassin d'infiltration à ciel ouvert (marnage 0.5 m)	5 000 m <sup>3</sup>	1 250 000,00
<b>TOTAL € HT</b>		<b>1 820 000,00</b>
Aléas, divers 20%		364 000,00
<b>TOTAL € HT</b>		<b>2 184 000,00</b>

## 5.3 - Partie eau potable et incendie

Désignation	Quantité	Montant € HT
Canalisation d'adduction de la D347 à l'emprise du centre	DN 250 – 400 ml	228 000
Bâche eau potable*	2 x 150m <sup>3</sup>	360 000
Surpresseur	1	40 000
Bâche incendie*	1 x 500 m <sup>3</sup>	600 000
<b>TOTAL € HT</b>		<b>1 228 000</b>
Aléas, divers 20%		245 600
<b>TOTAL € HT</b>		<b>1 473 600</b>

\*hors équipements et réseau de desserte

## 5.4 - Synthèse

Désignation	Quantité	Montant € HT
Eaux usées - pneumatique	Forfait	3 154 800,00
Eaux pluviales	Forfait	2 184 000,00
Eau potable / incendie	Forfait	1 473 600
<b>TOTAL € HT</b>		<b>6 812 400,00</b>

## 6 - ESTIMATION DES CHARGES DE FONCTIONNEMENT

### 6.1 - ASSAINISSEMENT

#### 6.1.1 - Coûts énergétiques

Pour les coûts énergétiques d'exploitation, en particulier les coûts électriques, nous les avons calculés selon la puissance théorique du groupe de pompage établie par la formule suivante :

$$P_{abs} = (Q \times HMT \times 9,81) / \text{rendement global}$$

Avec

- Q en m<sup>3</sup>/s
- HMT en m
- P<sub>abs</sub> en kW
- Le rendement global est supposé de 60% (= rendement hydraulique x rendement moteur)

Cette puissance théorique ne correspond pas à la puissance réelle du groupe à créer, qui dépend du choix de pompe (et de la performance selon le fournisseur).

Le coût théorique de la consommation électrique est déterminé comme suit :

$$\text{Coût énergétique} = [(P_{abs} \times V) / Q] \times \text{coût du kWh}$$

Avec

- Q en m<sup>3</sup>/h
- V en m<sup>3</sup>/an (volume transférer)
- Coût du kWh en €.HT
- Coût énergétique en €.HT/an

Désignation	Journée type
Puissance (kW)	3
Prix du kW/h en €.HT	0,11
Coût électrique (€.HT/j)	2.41
<b>Coût électrique arrondi (€.HT/an)*</b>	<b>880</b>

\*hors abonnement auprès du fournisseur

#### 6.1.2 - Entretien préventif

##### 6.1.2.1 - Généralités

Pour la surveillance et l'entretien usuels du poste de refoulement, nous considérons :

- deux lavages annuels de la bache : 300 €.HT/an ;
- entretien spécifique des broyeurs et dégrilleur: 2000 €.HT/an
- entretien et vérification périodique des pompes : 80 €.HT/an/pompe ;
- vérification périodique des armoires : 80 €.HT/an ;
- un nettoyage hebdomadaire du dégrilleur : 35 €.HT/semaine ;

Soit pour un poste de refoulement, un coût annuel d'entretien de 4 3600 €.HT, arrondi à **4 500 €.HT**.

Pour la surveillance et l'entretien préventif des canalisations gravitaires, nous considérons :

- un hydrocurage : 100 % du réseau gravitaire de 250 ml par an à 150 €.HT/h (rendement 90ml/h ; soit 450 € / an

### 6.1.2.2 - Synthèse

**Le cout global d'entretien préventif lié à l'assainissement représente environ 5000 € HT / an.**

## 6.2 - EAU POTABLE

### 6.2.1 - Coûts énergétiques

A ce stade, les coûts énergétiques ne peuvent être estimés faute de connaître le dimensionnement de la surpression et des éventuels autres équipements électriques associés à la distribution d'eau potable et de défense incendie.

### 6.2.2 - Entretien préventif

A ce stade, le coût de l'entretien ne peut être estimé faute de connaître les équipements de la surpression et des éventuels autres équipements associés à la distribution d'eau potable et de défense incendie.

En eau potable, pour la surveillance et l'entretien usuels des sites, nous considérons :

- un lavage annuel des cuves de stockage (2€.HT/m<sup>3</sup>) ;
- entretien des pompes et vérification périodique sur site : 5 500 €.HT (tous les 5 ans par pompe);
- vérification périodique des équipements et des pressions : 500 €.HT/site/an ;
- Analyse et contrôles sanitaires (6 analyses D1 /an) : 35 €.HT/analyse ;
- Télésurveillance des sites (accompagnement d'un opérateur et intervention sur alarme) : 500 €.HT/site/an ;
- Suivi d'exploitation : 1h/semaine/site (20 € brut/h pour un agent d'exploitation) ;
- Maintenance électrique/automatisme : 500 €.HT/an/groupe de pompage ;
- Métrologie/mesures : 500 €.HT/an/site ;

## 6.3 - Amortissement

Pour l'amortissement des équipements et des ouvrages, nous suggérons les durées suivantes :

- Génie civil : 60 ans ;
- Equipement : 15 ans ;
- Canalisation : 60 ans ;

Ces durées doivent être intégrées dans le plan de financement.

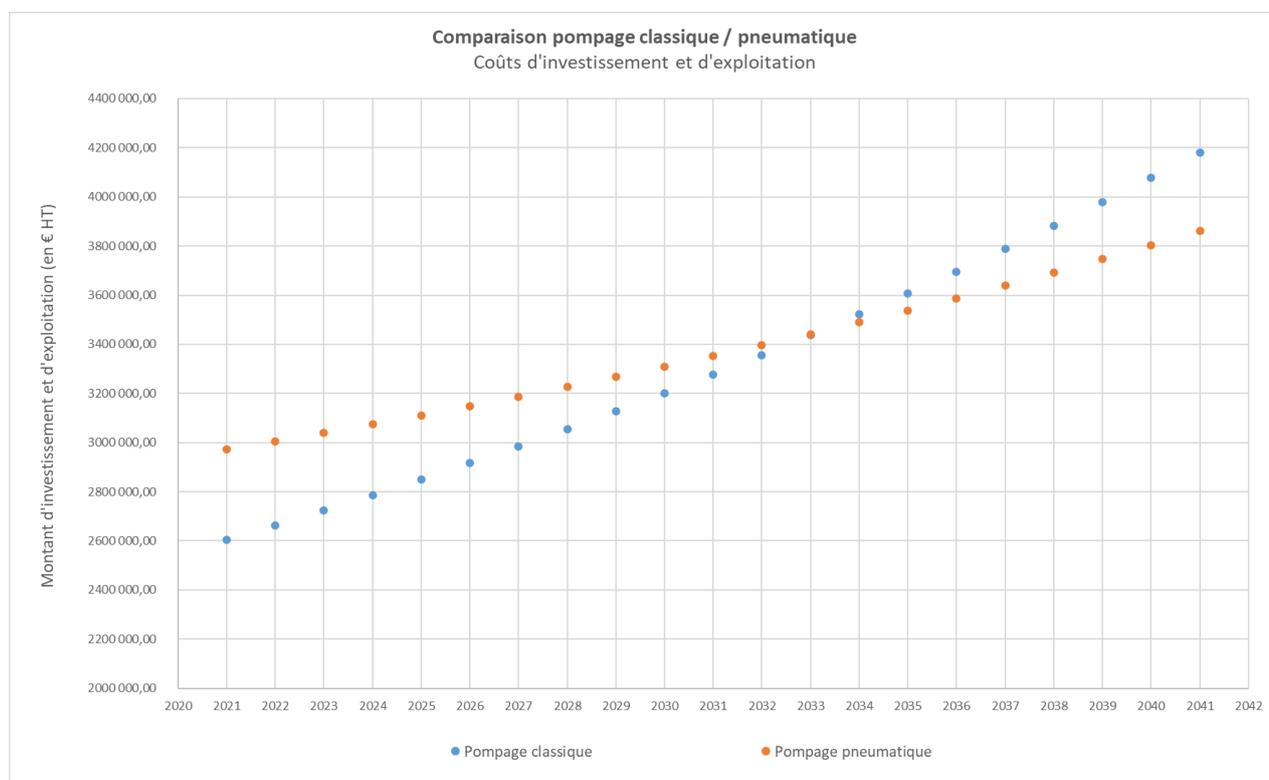
## 7 - ANNEXES – POSTE PNEUMATIQUE

### 7.1 - Exemple Plan Guide Equipé

### 7.2 - Exemple Fiche Equipements

### 7.3 - Exemple photographies de réalisation EGIS

### 7.4 - Exemple comparaison CAPEX/OPEX pompage classique vs pompage pneumatique



EGIS Eau

[www.egis-group.com](http://www.egis-group.com)

