

GROUPE HYDROGÉOTECHNIQUE



GÉAUPOLE

Bureau d'études spécialisé dans les domaines de l'eau, du sol,
du sous-sol et de l'environnement

Maîtrise d'Ouvrage



ÉLECTRICITÉ RÉSEAU DISTRIBUTION FRANCE

HYDRAULIQUE

PROJET D'EXTENSION DU POSTE ÉLECTRIQUE

DE SAINT MARCELLIN (38)

ÉTUDE HYDRAULIQUE

RELATIVE AUX EAUX PLUVIALES DU PROJET – Phase 1

(Mission G5)

N° de dossier	C.LY.H.16.023-PREOPP	
Date : 30 / 09 / 2016	Code DR : L	Indice : 1
Chargé d'étude	Chef de projet	Superviseur
Lilian LABARTHETTE	Romain GILLARD	-

Le présent rapport et ses annexes constituent un tout indissociable



6 rue Gaspard Monge – 38550 SAINT MAURICE L'EXIL - Tél. 04.74.85.67.67 - Fax 04.74.85.53.45
e-mail : contact@geaupole.com

SARL au capital de 50 000 Euros - Site : www.geaupole.com - Qualification OPQIBI
Siège social : RN6 – Z.A. "Les Ormeaux" – 3 Rue Paradon – 71150 FONTAINES - R.C.S. CHALON SUR SAONE B 753 024 090
SIRET 753 024 090 00015 - APE 3900Z - TVA FR 753 024 090 00015 – TVA SUR ENCAISSEMENTS





SOMMAIRE

1. INTRODUCTION	3
1.1.MISSIONS.....	3
1.2.RÉFÉRENTIELS	4
1.3.OBJECTIF DE L'ÉTUDE	4
1.4.CHANGEMENT D'IMPLANTATION OU D'IMPORTANCE DU PROJET	5
1.5.VALIDITÉ DES CONCLUSIONS.....	6
2. CARACTÉRISTIQUES GÉNÉRALES DU SITE.....	7
2.1.SITOLOGIE	7
2.2.GÉOMORPHOLOGIE ET TOPOGRAPHIE.....	7
2.3.GÉOLOGIE ET HYDROGÉOLOGIE	8
2.4.HYDROGRAPHIE, HYDROLOGIE ET INONDABILITÉ	12
2.5.PLUVIOMÉTRIE.....	16
3. PRÉSENTATION DU PROJET ET GESTION DES EAUX PLUVIALES DU PROJET	17
3.1.PRÉSENTATION DU PROJET	17
3.2.GESTION DES EAUX PLUVIALES DU PROJET (proposition).....	18
4. ÉTUDE HYDRAULIQUE (ÉTAT ACTUEL ET ÉTAT PROJETÉ).....	19
4.1.CALCULS DES DÉBITS D'EAUX PLUVIALES GÉNÉRÉS	19
4.2.PLAN DE PRINCIPE DU RÉSEAU PLUVIAL PROPOSÉ.....	20
4.3.PRÉ-DIMENSIONNEMENT DU DISPOSITIF D'INFILTRATION.....	21
4.4.DISPOSITIONS PARTICULIÈRES À INTÉGRER EN PHASE DE CONCEPTION DU DISPOSITIF D'INFILTRATION	25
4.5.ASPECT RÉGLEMENTAIRE DU PROJET	27

LISTE DES ANNEXES

ANNEXE 1	Plan de situation	(1 page)
ANNEXE 2	Vue aérienne et photographies du site	(2 pages)
ANNEXE 3	Extrait de plan cadastral.....	(1 page)
ANNEXE 4	Plan topographique.....	(1 page)
ANNEXE 5	Vues aériennes antérieures du site.....	(1 page)
ANNEXE 6	Données géologiques	(9 pages)
ANNEXE 7	Données hydrogéologiques	(8 pages)
ANNEXE 8	Photographie de plan avec réseau pluvial existant.....	(1 page)
ANNEXE 9	Schéma de principe du réseau pluvial état projeté – proposition.....	(1 page)





1. INTRODUCTION

1.1. MISSIONS

À la demande et pour le compte d'ERDF, le **Bureau d'études GÉAUPOLE** (Groupe HYDROGÉOTECHNIQUE) a été chargé de la réalisation d'une étude hydraulique relative aux eaux pluviales (EP) du projet d'extension du poste électrique de SAINT MARCELLIN (38).

Cette prestation est conforme aux détails de notre mission validée dans notre proposition référencée n° D.16.62002ind1-D.LY.H.16.026-ind1, convenue selon les préconisations du responsable du projet.

Cette étude s'inscrit dans le cadre de la norme 94-500 des missions types d'ingénierie géotechnique de l'AFNOR-USG (en date de novembre 2013), qui suivent les étapes d'élaboration et de réalisation de tout projet, à savoir :

- ÉTAPE 1 : études géotechniques préalables (G1)
 - Phase Étude de Site (ES),
 - Phase Principes Généraux de Construction (PGC).
- ÉTAPE 2 : étude géotechnique de projet (G2)
 - Phase Avant-Projet (AVP),
 - Phase Projet (PRO),
 - Phase DCE/ACT.
- ÉTAPE 3 : études géotechniques de réalisation (G3 et G4)
 - Étude et suivi géotechnique d'exécution (G3)
 - Phase Étude
 - Phase Suivi
 - Supervision géotechnique d'exécution (G4)
 - Phase Supervision de l'étude d'exécution
 - Phase Supervision du suivi d'exécution
- Étude d'éléments spécifiques géotechniques
 - **Diagnostic géotechnique (G5).**

Cette mission se termine à la remise du présent rapport. Elle correspond à une pré-étude d'opportunité de drainage au sens des règles RTE - ERDF.





La présente **mission G5** est **strictement d’ordre hydraulique**. Elle exclut :

- toute notion d’ordre géotechnique ;
- la caractérisation du niveau de pollution éventuelle ;
- la caractérisation de la densité et de l’importance des vestiges enterrés.

La présente étude a été réalisée par **Lilian LABARTHETTE**, Ingénieur en hydraulique et hydrogéologie, avec le contrôle de **Romain GILLARD**, Ingénieur en hydrogéologie et géothermie (chef de projet).

1.2. RÉFÉRENTIELS

Cette étude suit les prescriptions des référentiels suivants :

- CCTG-ES-poste de septembre 1996 et CCTG « Études de sols POSTES » Indice 1 en date du 26/02/03 (documents RTE) ;
- DTP 211 Aménagement des terrains et niveaux d’arasement :
 - DTP 211.4. DRAINAGE (document RTE) ;
- NFP 11-300, Septembre 1992 : Guide des Terrassements Routiers :
 - exécution des terrassements ;
 - classification des matériaux utilisables dans la construction des remblais et des couches de forme d’infrastructures routières ;
- Guide SETRA - LCPC : recommandation pour l’assainissement routier ;
- Instruction Technique relative aux réseaux d’assainissement des agglomérations (Ministères de l’Intérieur - 1977) ;
- Norme NF EN752-2 de novembre 1996, relative aux réseaux d’évacuation et d’assainissement à l’extérieur des bâtiments.

1.3. OBJECTIF DE L’ÉTUDE

L’objectif de l’étude est :

- d’estimer les débits générés par les surfaces imperméabilisées du projet,
- d’appréhender la perméabilité des sols au moyen d’essais d’eau réalisés in-situ par HYDROGÉOTECHNIQUE SUD-EST ;





- d'évaluer la capacité des sols à infiltrer les eaux pluviales du projet, en fonction du contexte géologique et hydrogéologique,
- d'appréhender le principe d'assainissement pluvial existant aux abords du projet (sous réserve de fourniture d'un plan de récolement du réseau EP existant et sous réserve d'accessibilité et de possibilité de reconnaissance visuelle au droit des différents ouvrages),
- de définir le principe d'assainissement pluvial le mieux adapté au projet (infiltration et/ou rétention, rejet vers réseaux de collecte EP existants, etc...),
- et d'élaborer le plan de principe du réseau de collecte EP du projet (hors pré-dimensionnement et de pré-calage altimétrique du réseau).

Les calculs hydrauliques de pré-dimensionnement et de calage altimétrique du réseau de collecte EP seront réalisés dans l'étude d'opportunité de drainage (mission complémentaire, à venir), après validation par le Maître d'Ouvrage, du plan de principe proposé dans le présent rapport.

1.4. CHANGEMENT D'IMPLANTATION OU D'IMPORTANCE DU PROJET

La présente étude est menée sur la base des documents et éléments suivants, fournis par ERDF :

- le plan topographique du site, au 1/100, du 01/03/2016, référencé 160089, en dwg ;
- le plan d'implantation générale, au 1/100, indice 0 du 11/07/2016, référencé Plan projet V1.pdf ;
- le plan cadastral sans échelle, en pdf ;
- les plans de la fosse déportée, en pdf ;
- les plans des grilles HTA et des transformateurs, en pdf ;
- le plan de masse du projet sur fond topographique sans échelle, en pdf ;
- le plan de localisation du site sur vue aérienne sans échelle, en pdf ;
- des prises photographiques d'un plan sur lequel figure le réseau pluvial existant.

Elle s'appuie sur des prestations d'investigations géotechniques réalisées par HYDROGÉOTECHNIQUE SUD-EST ALPES-SUD (Cf. rapport de missions G1 et G2-AVP, référencé n°C.16.62003).





Le projet consiste en l'extension du poste électrique sur un terrain attenant au Sud-Est, qui comprendra :

- la construction d'un bâtiment de type RDC avec sous-sol, d'une emprise au sol d'environ 235 m², en partie Sud-Ouest de la parcelle (la profondeur du sous-sol ne nous ayant pas été précisée) ;
- la mise en place d'un groupe de 3 transformateurs en partie centrale de la parcelle, calés en profil rasant par rapport au terrain naturel actuel ;
- la création d'une fosse déportée prévue en partie Nord-Est de parcelle, enterrée de 2,60 m de profondeur environ ;
- et la réalisation de voiries (le reste de la plate-forme étant considéré en surface gravillonnée).

Tout changement d'implantation ou d'importance du projet par rapport aux hypothèses prises lors de l'établissement de ce rapport d'étude, doit nous être communiqué, ce changement pouvant modifier les conclusions de notre étude.

1.5. VALIDITÉ DES CONCLUSIONS

Les Maîtres d'Ouvrage et d'Œuvre vérifieront qu'il nous a bien été fourni les éléments suffisants et fiables pour la réalisation de notre mission.

En cas de changement, il sera nécessaire de nous confier une mission complémentaire pour permettre une mise à jour du présent rapport, en fonction des modifications apportées.

*

* *





2. CARACTÉRISTIQUES GÉNÉRALES DU SITE

2.1. SITOLOGIE

Le projet se situe dans le département de l'Isère (38), sur la commune de SAINT MARCELLIN, rue de la Camponnière (Cf. *Plan de situation en annexe 1*).

Le terrain d'assiette du projet, adjacent au poste électrique existant, correspond à un pré à végétation herbacée et quelques grands arbres aux angles Est et Ouest (Cf. *Vue aérienne et photographies du site en annexe 2*).

On note également la présence d'un support électrique à l'angle Ouest de la parcelle.

Le site est bordé par la rue de la Camponnière au Nord-Est, l'avenue de Romans (R.D.1092) au Sud-Est, une parcelle avec des bâtiments d'entreprises au Sud-Ouest et le poste électrique existant au Nord-Ouest.

Le projet s'inscrit sur les parcelles cadastrales référencées n° 138 et 217 (partiellement) de la section AE. (Cf. *Extrait de plan cadastral en annexe 3*).

La superficie du projet est de l'ordre de 1 620 m² (en limite de clôture).

2.2. GÉOMORPHOLOGIE ET TOPOGRAPHIE

De manière générale, le site s'inscrit dans un contexte géomorphologique de plaine ou terrasse, présentant une faible pente générale vers le Sud-Est.

Le poste électrique existant repose sur une plate-forme relativement plane et sensiblement horizontale, en contrebas par rapport à la rue de la camponnière.

Le terrain d'assiette du projet présente un relief en forme de légère cuvette, en contrebas par rapport à la rue de la Camponnière et à l'avenue de Romans (R.D.1092).





Selon le plan topographique fourni (Cf. **annexe 4**), l'altitude moyenne de la plate-forme du poste électrique existant se situe aux alentours de la cote 274.70 m NGF et celle du terrain d'assiette du projet varie entre les cotes 274.60 et 275.90 m NGF (Nivellement Général de la France).

Sur les prises de vues aériennes antérieures, datant des années 1998 et 2003 (Source : [géoportail.gouv.fr](http://geoportail.gouv.fr)), on note la présence de deux bâtiments à vocation probablement résidentielle (habitations individuelles) qui ont disparus de nos jours (Cf. **annexe 5**). Leur démolition laisse sous-entendre un éventuel remaniement des couches superficielles et la présence possible de vestiges de fondations et autres réseaux divers.

2.3. **GÉOLOGIE ET HYDROGÉOLOGIE**

2.3.1. **Géologie**

2.3.1.1. **Contexte géologique**

Selon l'extrait de carte géologique de VOIRON au 1/50 000, présenté en **annexe 6**, le site (sous les éventuels remblais anthropiques et les formations de surface et d'altération, non mentionnés) reposerait sur des alluvions anciennes (notées Fya), masquant le substratum molassique sableux (noté m2bS).

2.3.1.2. **Lithologie**

Selon le rapport d'étude de sols établi par HYDROGÉOTECHNIQUE (Cf. *Plan d'implantation des sondages et coupes respectives en **annexe 6***) :

« L'analyse des coupes lithologiques des différents sondages permet de schématiser la lithologie de la manière suivante :

- présence en tête d'une **couche de « terre végétale » sableuse fine brune noire à galets et racines (couche 0a)**, sur 0,20 m à 0,40 m d'épaisseur dans les sondages PM1, PM2, PM4 et PM5 ;
- puis uniquement en PM3, une **couche de remblais constituée de blocs calcaires beiges (couche 0b)**, reconnue sur 0,55 m d'épaisseur ;
- puis de la **grave sableuse fine +/- limono-argileuse marron rougeâtre à blocs (Ømax = 250 mm) (couche 1)**, reconnue en PM1, PM4 et PM5 de 0,20/0,30 m de profondeur jusqu'à 0,60/0,90 m ;





- enfin de la **grave sableuse fine très légèrement limoneuse marron à blocs ($\varnothing_{\max} = 400 \text{ mm}$) (couche 2a)**, reconnue uniquement en PM2 et PM5 de 0,40/0,70 m de profondeur jusqu'à 1,50/2,05 m. La fouille PM2 a été menée au refus sur blocs et par éboulement des parois à 2,05 m de profondeur dans cette couche ;
- ou de la **grave sableuse gris marron à blocs ($\varnothing_{\max} = 400 \text{ mm}$) (couche 2b)**, reconnue uniquement en PM1, PM3, PM4 et PM5 de 0,55/1,50 m de profondeur jusqu'à 2,00/2,20 m. Ces fouilles ont toutes été menées au refus sur blocs et/ou par éboulement des parois à 2,00/2,20 m de profondeur.

On gardera à l'esprit que :

- compte tenu du nombre limité de points d'investigation, cette esquisse reste schématique et l'épaisseur des différentes couches n'est certaine qu'au droit des sondages ;
- les sondages destructifs et pressiométriques ont été réalisés en destructif et en petit diamètre (technique nécessaire à la réalisation d'essais pressiométriques), et les limites de couches sont donc approximatives, ces éléments étant déterminés par l'analyse des cuttings. De ce fait, la blocométrie des formations, et leur extension latérale n'ont pu être cernées précisément.

2.3.2. Hydrogéologie

2.3.2.1. Contexte hydrogéologique

Le site s'inscrit dans le périmètre de l'entité hydrogéologique dénommée « Alluvions anciennes des terrasses de l'Isère » et référencée sous le code 521AN00, dans la Base de Données des Limites de Systèmes Aquifères (Cf. Fiche signalétique n°521AN00 de la BDLisa en **annexe 7**). Il s'agit d'une unité sédimentaire aquifère à nappe libre (milieu poreux).

La masse d'eau souterraine correspondante, anciennement dénommée « Alluvions anciennes de la Plaine de Valence et terrasses de l'Isère » et référencée sous le code FRDG103 (Cf. Fiche signalétique de la masse d'eau souterraine FRDG103 en **annexe 7**) est aujourd'hui dénommée « Alluvions anciennes terrasses de Romans et de l'Isère » et référencée sous le code FRDG147.





Cette masse d'eau alluviale libre surmonte la masse d'eau souterraine dénommée « Molasses miocènes du Bas Dauphiné entre les vallées de l'Ozon et de la Drôme + complexes morainiques glaciaires + Pliocène » qui constitue l'aquifère majoritairement captif sous-jacent et qui est référencée sous le code FRDG219 (Cf. *Fiche signalétique de la masse d'eau souterraine FRDG219 en annexe 7*).

Les éventuels sols superficiels et autres dépôts anthropiques sont généralement dépourvus de ressource aquifère.

Toutefois, en période fortement pluvieuse, des circulations d'eau souterraines à faibles profondeurs ne sont pas exclues au sein de ces horizons, à la faveur d'intercalations de niveaux semi-perméables entre des niveaux imperméables. Ces infiltrations d'eaux météoriques peuvent conduire localement, à l'apparition temporaire et superficielle d'une frange d'imbibition des sols.

2.3.2.2. Piézométrie

Selon les données hydrogéologiques recensées à la Banque de Données du Sous-Sol (BDSS) du B.R.G.M, il n'existe pas d'ouvrage susceptible de donner des indications sur la piézométrie de la nappe phréatique, au droit du poste électrique, ni à proximité immédiate.

Selon le rapport d'étude de sols établi par HYDROGÉOTECHNIQUE :

« Lors des sondages à la pelle mécanique effectués le 09/06/2016, les couches étaient humides à partir de 0,55/0,90 m de profondeur respectivement en PM3 et PM1 dans la couche 2b.

Ces observations mettent en évidence des circulations erratiques et intermittentes alimentant une nappe de pied de versant dans les alluvions anciennes.

Les sondages de reconnaissance se font sur une période de courte durée et la présence d'eau indiquée dans le rapport ne reflète pas forcément une situation pérenne, ni le niveau maximum.

L'origine des fluctuations possibles est, soit naturelle (sécheresse, crue de nappe en relation avec la situation météorologique par exemple), soit due à des travaux ou une modification de l'environnement aux alentours immédiats (pompages, rejets, effets barrages, etc...).





On notera, par ailleurs :

- les risques d'effet « piscine » liés à la présence de matériaux perméables dans un environnement de matériaux peu perméables,
- des circulations d'eau fortement conditionnées par la météorologie et la saison. »

De plus, il existe trois puits sur le site, dont seulement deux sont accessibles. Ils se situent dans le secteur Nord-Est. Ces deux puits étaient secs (profondeurs respectives de 2.60 m/TA et 3.00 m/TN en fond), lors de notre visite de site.

Selon l'extrait de la carte des remontées de nappe présenté en **annexe 7** (Sources : BRGM – Ministère de l'Écologie, de l'Énergie et de la Mer), le projet s'inscrit dans un secteur à sensibilité « faible » au risque d'inondation par remontées de nappes, mais à proximité d'un secteur où la présence d'une « nappe sub-affleurante » (temporaire ou permanente) est signalée.

En l'état actuel des connaissances hydrogéologiques, il n'est cependant pas possible de définir précisément au droit du projet, le niveau des PHEC (Plus Hautes Eaux Connues) de la nappe, ni celui des PHEE (Plus Hautes Eaux Exceptionnelles).

Afin d'appréhender la présence d'eau dans les sols et les fluctuations des niveaux d'eau, il conviendra de procéder à un suivi piézométrique régulier au niveau du sondage géotechnique PR2 équipé en piézomètre (non prévu dans le cadre de la présente mission).

2.3.2.3. Perméabilité

La perméabilité des horizons de la couche 2 (C2a et C2b) a été testée par 3 essais d'infiltration de type Matsuo en injection à niveau variable dans les fouilles PM2, PM3 et PM4. À noter qu'en raison d'une infiltration rapide à travers ce faciès, les essais n'ont duré que quelques secondes pour les fouilles PM3 et PM4, une fois l'eau versée dans la fouille.

Les résultats des essais sont consignés dans le tableau suivant :

Sondage	PM2	PM3	PM4
Couche testée	2a	2b	2b
Perméabilité K (en m/s)	$1,4 \cdot 10^{-4}$	$1,8 \cdot 10^{-3}$	$7,5 \cdot 10^{-4}$





Les procès verbaux des essais sont présentés en **annexe 7**.

Sur la base de ces résultats, la perméabilité est jugée :

- moyenne dans la grave sableuse fine très légèrement limoneuse marron à blocs (couche 2a), avec $k = 1,4 \cdot 10^{-4}$ m/s,
- et forte dans la grave sableuse gris marron à blocs (couche 2b), avec $7,5 \cdot 10^{-4}$ m/s $\leq k \leq 1,8 \cdot 10^{-3}$ m/s.

Afin de mieux appréhender les valeurs de perméabilité mesurées au droit du site, nous présentons ci-après un schéma de principe indiquant les capacités de drainage des sols (ou capacité d'infiltration du sol) en fonction du coefficient de perméabilité (exprimé en m/s).

Plage des perméabilités mesurées au droit du site

		Coefficient de perméabilité m/s (échelle logarithmique)											
		1	10 ⁻¹	10 ⁻²	10 ⁻³	10 ⁻⁴	10 ⁻⁵	10 ⁻⁶	10 ⁻⁷	10 ⁻⁸	10 ⁻⁹	10 ⁻¹⁰	10 ⁻¹¹
Propriétés relatives au drainage				Bon drainage				Faible drainage		Presque imperméable			
Types de sol		Graviers propres	Sables propres, mélanges de sables et de graviers propres			Sables très fins, silts organiques et inorganiques, mélanges de sables, de silt et d'argile, tills glaciaires dépôts d'argile stratifiés, etc.			Sols « imperméables » comme les argiles homogènes sous la zone d'altération				

Dans ces conditions, on peut conclure que **la perméabilité des sols testés est jugée favorable et permet d'envisager une évacuation des eaux pluviales du projet par infiltration au droit du site.**

2.4. HYDROGRAPHIE, HYDROLOGIE ET INONDABILITÉ

2.4.1. Contexte hydrographique

Le projet s'inscrit dans le bassin versant hydrographique de la Cumane (rivière). Ce cours d'eau se jette dans l'Isère (rivière), affluent du Rhône (Fleuve). Le projet s'inscrit donc dans le périmètre du Schéma Directeur d'Aménagement et de Gestion des Eaux (SDAGE) du bassin Rhône-Méditerranée et plus particulièrement dans celui du Schéma d'Aménagement et de Gestion des Eaux (SAGE) des Molasses miocènes du Bas-Dauphiné et alluvions de la plaine de Valence, en cours d'élaboration.





2.4.2. Contexte hydrologique

Le relevé visuel du réseau pluvial existant au droit du site et du poste électrique, a été réalisé (dans la limite d’accessibilité et de possibilité de reconnaissance visuelle des différents ouvrages) en se basant sur les indications figurant sur un plan d’archive présenté par l’exploitant lors notre visite de site.

La photographie du plan d’archive sur lequel figure le réseau pluvial existant, est présentée en **annexe 8**.

Les photographies des différents ouvrages pluviaux repérés visuellement lors de la visite de site sont présentées en **annexe 2**.

Signalons, tout d’abord, que le poste électrique existant, ainsi que le terrain d’assiette du projet, sont respectivement ceinturés par une clôture périphérique avec un soubassement en béton (*Cf. photos 1 et 2*) qui limite les échanges hydrauliques superficiels avec les abords extérieurs (pas d’écoulement depuis les parcelles adjacentes).

À l’état initial (actuel), en période pluvieuse, les eaux pluviales chues sur le terrain d’assiette du projet d’extension s’infiltrent préférentiellement à travers les sols perméables et ruissellent donc peu.

Les éventuels ruissellements s’effectuent en direction de la bordure Nord-Ouest de la parcelle, vers le point bas situé au niveau du portillon qui permet l’accès au poste électrique.

Au droit du terrain d’assiette du projet, on note la présence de 3 puits (servant à l’infiltration des eaux pluviales, a priori).

L’un d’eux est situé dans le secteur Nord-Ouest (*Cf. photo 3*), à proximité du portillon d’accès au poste électrique existant. Il n’est pas accessible, ni visitable (dalle bloquée). Au vu de sa proximité avec le bâtiment du poste électrique existant, il est probable que ce puits serve à l’infiltration des eaux pluviales issues d’une partie de sa toiture.

Il reviendra au Maître d’Œuvre et/ou d’Ouvrage de procéder à des investigations complémentaires avec des moyens adaptés (pour dégager et soulever la dalle du puits), afin de lever cette hypothèse.





Les deux autres puits (accessibles et visitables) sont situés dans le secteur Nord-Est de la parcelle (Cf. *photos 4 à 7*). Ils sont constitués de buses en béton perforées. Leur diamètre est d'environ 800 mm. Leurs profondeurs respectives sont de l'ordre de 2.60 m/TN et 3.00 m/TN. L'un d'entre eux présente des éléments divers en fond (bouteilles et autres détritiques).

Selon les annotations figurant sur le plan d'archive (Cf. **annexe 8**), il est probable que ces deux puits servent à l'infiltration des eaux pluviales issues d'une partie du domaine public, notamment des voiries adjacentes.

Lors de la visite de site, il n'a cependant pas été possible de mettre en évidence un quelconque raccordement sur ces puits. Mais il n'est pas exclu que d'éventuelles canalisations soient raccordées au niveau du massif drainant de ces puits (entourant les buses en béton) et ne soient donc pas visibles depuis l'intérieur des ouvrages, dans ce cas là.

Il reviendra au Maître d'Œuvre et/ou d'Ouvrage de se rapprocher du gestionnaire du réseau d'assainissement de la commune pour collecter les données manquantes et/ou de mener des investigations complémentaires avec des moyens adaptés (pour repérer ces éventuels réseaux), afin de lever cette hypothèse (prestation ne faisant pas l'objet de notre mission).

Dans le cas où les puits d'infiltration existants doivent être conservés, il conviendra de veiller à préserver une distance sécuritaire vis-à-vis de ces derniers, en vue de l'implantation éventuelle d'ouvrages d'infiltration des eaux pluviales du projet. De même, les contraintes géotechniques liées à la présence de ces puits d'infiltration existants devront être considérées (interférences projet/puits, risque de tassement par effondrement des puits, modifications des circulations d'eaux souterraines dues à l'infiltration des eaux pluviales via ces puits, etc...)

Dans le cas où les puits d'infiltration existants devaient être abandonnés, leur comblement devra être réalisé dans les règles de l'art et dans le respect du protocole défini dans la norme NF X10-999 Avril 2007 (Forage d'eau et de géothermie - Réalisation, suivi et abandon d'ouvrage de captage ou de surveillance des eaux souterraines réalisés par forages). Ces opérations de comblement sont à charge du Maître d'Ouvrage qui devra missionner une entreprise spécialisée pour réaliser ces travaux.





Au niveau du portail d'entrée du poste électrique existant, coté extérieur (rue de la Camponnière), on note l'existence d'un caniveau à grille présentant un état de comblement important et dont l'exutoire n'a pas pu être déterminé visuellement (*Cf. photo 8*).

À l'intérieur de l'enceinte clôturée, le poste électrique existant ne semble a priori pas disposer d'un réseau spécifique de collecte des eaux pluviales au droit des zones gravillonnées ou des surfaces imperméabilisées, à l'exception de l'allée située à l'arrière du bâtiment, coté Sud (où un regard à grille collecte les ruissellements : *Cf. photos 10 et 11*) et de la toiture du bâtiment (qui dispose de descentes pluviales visibles à l'intérieur des locaux : *Cf. photo 12*).

Selon le plan d'archive (*Cf. annexe 8*), le rejet des eaux pluviales collectées par ces réseaux se ferait dans un puits d'infiltration localisé en pied de la façade avant du bâtiment, coté Nord (*Cf. Photo 9*). Ce puits n'est cependant pas visible en surface à l'emplacement annoté sur le plan et il n'existe aucun regard de visite intermédiaire.

Par ailleurs, ce puits recevrait également les rejets des effluents d'eaux usées du bâtiment (fosse septique figurant sur le plan d'archive non visible en surface).

Il reviendra au Maître d'Ouvrage ou d'Œuvre de s'assurer de la nécessité (ou pas) de mettre en conformité le dispositif d'assainissement des eaux usées du bâtiment existant (mission ne faisant pas l'objet de notre prestation).

Concernant le reste du poste électrique existant, les eaux pluviales chues sur les surfaces imperméabilisées (enrobés et béton) ruissellent en direction des zones gravillonnées, où elles s'infiltrent majoritairement à travers les matériaux constitutifs de la plate-forme relativement perméables. Par ailleurs, on notera que la plate-forme est parcourue par un réseau de caniveaux à câbles électriques qui joue un rôle plus ou moins drainant.

2.4.3. Inondabilité

La définition du risque d'inondation du projet ne fait pas l'objet de notre mission. Il reviendra aux responsables du projet de se rapprocher des services compétents pour vérifier le caractère inondable du terrain d'étude et du projet.





Précisons que la commune de SAINT MARCELLIN ne dispose pas à ce jour et à notre connaissance, de Plan de Prévention des Risques Naturels (*Source : <http://www.isere.gouv.fr>*).

2.5. PLUVIOMÉTRIE

D'après la délimitation des régions de pluviométrie homogène, la commune de SAINT MARCELLIN, comme l'ensemble du département de l'Isère, s'inscrit dans la région 2 (*Source : Instruction Technique relative aux réseaux d'assainissement des agglomérations, de 1977*).

En ce qui concerne l'intensité des pluies décennales, les coefficients de Montana définis pour la région 2 sont les suivants :

a	b
6.7 ⁽¹⁾	- 0.55 ⁽¹⁾

D'après les données de Météo-France, les coefficients de Montana définis pour la station de SAINT ETIENNE DE SAINT GEOIRS (38), prise comme référentiel pour la pluviométrie représentative du secteur, sont les suivants :

Durée de pluie	T = 10 ans		T = 20 ans	
	a	b	a	b
de 30 minutes à 3 heures	5.457 ⁽¹⁾	- 0.568 ⁽¹⁾	4.535 ⁽¹⁾	- 0.474 ⁽¹⁾

⁽¹⁾ avec ces paramètres, l'intensité $i (= a \cdot t^b)$ est exprimée en mm/min et le temps t en minutes.

*

* *





3. PRÉSENTATION DU PROJET ET GESTION DES EAUX PLUVIALES DU PROJET

3.1. PRÉSENTATION DU PROJET

3.1.1. Surfaces imperméabilisées à l'état projeté

Les surfaces imperméabilisées du projet ne nous ont pas été communiquées.

On prendra comme hypothèses, les estimations suivantes (à vérifier par le Maître d'Ouvrage et/ou d'Œuvre).

Selon la configuration du projet, les surfaces imperméabilisées à l'état projeté devraient sensiblement se répartir de la manière suivante :

➤ Bâtiments et aires bétonnées	: S = 460 m ²	} = 1 620 m ²
➤ Voiries	: S = 350 m ²	
➤ Zones gravillonnées	: S = 810 m ²	

3.1.2. Coefficient de ruissellement moyen à l'état projeté

Les coefficients de ruissellement considérés respectivement pour chaque type de surface imperméabilisée, sont les suivants :

- Bâtiments et aires bétonnées : C = 0,95
- Voiries : C = 0,90
- Zones gravillonnées : C = 0,60

Au prorata des surfaces imperméabilisées, le coefficient de ruissellement moyen du projet d'extension est évalué à environ 0,76 :

$$C_{\text{projet}} = [(460 \times 0,95) + (350 \times 0,90) + (810 \times 0,60)] / 1\,620 = 0,76$$

On note que la réalisation du projet engendrera une augmentation du coefficient de ruissellement comparativement à l'état naturel actuel (considéré arbitrairement à 0,05 à l'état naturel initial).





3.2. GESTION DES EAUX PLUVIALES DU PROJET (proposition)

Compte tenu de :

- l'imperméabilisation partielle du site induite par le projet, qui générera une augmentation du débit de ruissellement par rapport à l'état naturel initial ;
- la nature des sols présents au droit du site jugée perméable et permettant d'orienter le principe d'assainissement pluvial du projet vers une solution par infiltration ;
- la présence des puits d'infiltration existant qui nécessite de prendre des dispositions particulières (distance de sécurité à respecter entre ces puits et les éventuels ouvrages d'infiltration du projet, adaptation du projet aux contraintes géotechniques liées à la présence de ces ouvrages, etc...) ;

nous proposons aux Maîtres d'Ouvrage et d'Œuvre d'orienter la solution d'assainissement des eaux pluviales du projet, vers le principe suivant :

- la collecte des rejets pluviaux de la fosse déportée, par un réseau étanche constitué d'une canalisation enterrée, raccordé en aval, sur une tranchée drainante d'infiltration, positionnée en bordure Sud-Est du projet ;
- la collecte des eaux pluviales du portail d'entrée par un caniveau à grille, raccordé en aval, sur une tranchée drainante d'infiltration, positionnée en bordure Nord-Ouest du projet (le long de la voirie) ;
- la collecte des eaux pluviales de la voirie interne par un réseau de tranchées drainantes d'infiltration positionnées en bordure de la voirie et en aval (cotés Nord/Ouest et Sud-Ouest) et raccordées en aval sur les tranchées différentes drainantes d'infiltration précédemment décrites ;
- la collecte des eaux pluviales du futur bâtiment par un réseau étanche constitué de descente EP et de canalisations enterrées raccordées en aval sur les tranchées différentes drainantes d'infiltration précédemment décrites.

*

* *





4. ÉTUDE HYDRAULIQUE (ÉTAT ACTUEL ET ÉTAT PROJETÉ)

4.1. CALCULS DES DÉBITS D’EAUX PLUVIALES GÉNÉRÉS

Méthodologie

Les débits de ruissellements superficiels générés par site à l’état naturel initial et par le projet ont été calculés selon les méthodes suivantes (Source : *Instruction Technique de 1977*) :

- **méthode superficielle dite de CAQUOT**, en intégrant les coefficients d’intensité pluviométrique décennale, établis pour la région 2 ;
- **méthode rationnelle**, en intégrant les coefficients d’intensité pluviométrique décennale, établis pour la région 2 et pour la station de SAINT ETIENNE DE SAINT GEOIRS (*Cf. Chapitre 2.5*).

Paramètres

Les paramètres pris en compte sont résumés dans le tableau suivant :

Bassin versant considéré	Superficie (ha)	Coefficient de ruissellement	Pente moyenne (%)	Temps de concentration (min) ⁽¹⁾
Site (état naturel initial)	0.165	0.05	1 ⁽²⁾	3.7
Projet	0.165	0.76	1 ⁽³⁾	3.7

⁽¹⁾ évalué selon la méthode de Kirpich (formule n’intégrant pas de vitesse d’écoulement).

⁽²⁾ pente moyenne actuelle.

⁽³⁾ pente moyenne projetée, considérée arbitrairement en l’absence de plan de nivellement du projet.

Résultats pour une occurrence de pluie décennale

Les débits de pointe décennaux générés par le site à l’état naturel initial et par le projet sont résumés dans le tableau suivant :

	Méthode superficielle	Méthode rationnelle	
	Région 2	Région 2	St Etienne de St Geoirs
Site (état naturel initial)	3.8	5.1	4.1
Projet	98	78	62





Le débit décennal généré par le site à l’état naturel initial (avant toute construction) est évalué entre 3.8 l/s et 5.1 l/s, selon la méthode considérée.

Le débit décennal généré par le projet (après travaux) est évalué entre 62 l/s et 98 l/s, selon la méthode considérée.

On note que le projet génèrera une augmentation notable du débit décennal, par rapport au site considéré à l’état naturel initial.

Résultats pour des occurrences de pluies supérieures à 10 ans :

On appliquera un coefficient multiplicateur de 1,25 aux résultats précédents pour une pluie d’occurrence de 20 ans. Ce coefficient multiplicateur sera de 1,6 pour une occurrence de 50 ans et de 2 pour une pluie centennale.

4.2. PLAN DE PRINCIPE DU RÉSEAU PLUVIAL PROPOSÉ

Le plan de principe du réseau pluvial proposé est présenté en **annexe 9**.

Ce plan de principe a été conçu en tenant compte des ouvrages hydrauliques existants et de l’implantation du projet figurant sur le plan fourni.

Ce plan de principe a été conçu en l’absence de plan de nivellement du projet en considérant arbitrairement une pente moyenne de plate-forme de l’ordre de 1% vers l’Ouest.

Ce plan de principe a été conçu en l’absence de spécification particulière quant aux éventuelles contraintes liées à la présence de divers réseaux enterrés et/ou autres ouvrages souterrains (en l’absence des cotes altimétriques de ces éléments existants et/ou projetés).

Remarques importantes : Ce plan de principe est une proposition basée sur les informations connues et à notre disposition, au moment de l’élaboration de la présente étude. Il doit servir de base pour établir le plan travaux et devra intégrer impérativement les éléments nouveaux qui seront apportés au projet (installations électriques, réseaux souterrains divers ...etc).





Les calculs hydrauliques de pré-dimensionnement et de calage altimétrique du réseau de collecte EP projeté seront réalisés dans l'étude d'opportunité de drainage (mission complémentaire phase 2, à venir), après validation par le Maître d'Ouvrage, du présent plan de principe proposé.

4.3. PRÉ-DIMENSIONNEMENT DU DISPOSITIF D'INFILTRATION

4.3.1. Hypothèses et paramètres pris en compte

a) Période de retour de pluie

Précisons que le projet s'inscrit en secteur péri-urbain.

Compte tenu de cet élément, en application de la norme NF EN 752-2 de novembre 1996 relative aux « réseaux d'évacuation et d'assainissement à l'extérieur des bâtiments », il conviendrait de retenir, a minima, une fréquence d'inondation égale à 1 fois tous les 20 ans (période de retour vicennale), selon le tableau n°1 des fréquences recommandées pour les projets, présenté ci-après :

Localisation	Fréquence d'inondation
<i>Zones rurales</i>	<i>1 tous les 10 ans</i>
<i>Zones résidentielles</i>	<i>1 tous les 20 ans</i>
<i>Centres-villes, Zones industrielles ou commerciales</i>	<i>1 tous les 30 ans</i>
<i>Passages souterrains routiers ou ferrés</i>	<i>1 tous les 50 ans</i>

Par ailleurs, afin de répondre aux exigences imposées généralement par RTE-ERDF en matière de gestion pluviale des postes électriques, il convient de considérer une pluie d'intensité vicennale (20 ans) dans le cadre du projet.

Il reviendra au Maître d'Œuvre du projet de vérifier la validité de cette hypothèse auprès de l'autorité compétente en matière de Police de l'Eau. La prise en compte d'une période de retour de pluie différente rendrait caduque le calcul suivant.





b) Estimation du débit d'infiltration

La profondeur moyenne des tranchées d'infiltration sera de l'ordre de 1.50 m/TA, pour respecter un ancrage minimal d'environ 0.70 m au toit de la couche 2 et pour tenir compte des éventuels croisements de réseaux divers.

Seuls les fonds de tranchées et les parois latérales ancrés dans les formations 2a ou 2b, seront pris en compte en terme de surface d'infiltration efficace.

De plus, vu que les eaux pluviales à infiltrer proviennent pour partie de la voirie (donc sujettes au transport de matières en suspensions), il sera appliqué un coefficient de sécurité de 50% sur la surface d'infiltration. Ce coefficient permet de tenir compte du risque de colmatage inéluctable de l'ouvrage d'infiltration dans le temps. Signalons, par ailleurs, que le fond d'une tranchée d'infiltration est, de manière générale, davantage sujet au risque de colmatage que ses parois latérales.

La perméabilité moyenne retenue pour les horizons d'infiltration (couche 2) est de l'ordre de 2.10^{-4} m/s.

Enfin, on considèrera que l'ensemble des ouvrages hydrauliques, liés au projet (réseaux de collecte, dispositifs éventuel de traitement, de décantation et d'infiltration...) fera l'objet d'un suivi et d'un entretien régulier. De ce fait, il ne sera pas appliqué d'autre coefficient de sécurité visant à prendre en compte une éventuelle déficience d'un (ou de plusieurs) ouvrage(s) hydraulique(s) du projet.

Pour un linéaire total des tranchées d'infiltration :

- de 100 m de longueur (L),
 - de 0.50 m de largeur (l),
 - de 1.50 mètre de profondeur moyenne (P),
 - de 0.70 m de hauteur utile de stockage (h), soit une revanche sécuritaire de 0.80 m,
 - et d'un volume de vide utile d'environ 30% (exemple : comblement en matériau de type graves propres roulées, inerte à l'eau),
- le volume utile de stockage de l'ouvrage d'infiltration est de l'ordre de $10,5 \text{ m}^3$;
- et le débit infiltré par un tel ouvrage, en régime établi, est évalué à environ 19 l/s (= Q infiltré).





Remarque importante : ce débit d'infiltration n'est atteint qu'en régime établi, c'est-à-dire lorsque la tranchée est considérée à pleine charge (remplissage sur toute la hauteur d'infiltration efficace).

4.3.2. Méthodologie de calcul

Le calcul du volume d'eaux pluviales à stocker a été réalisé selon la « méthode dite de la capacité de stockage » et la « méthode des pluies », décrites dans l'Instruction Technique relative aux réseaux d'assainissement des agglomérations (1977).

Méthode de la capacité de stockage :

Elle consiste à transformer le débit de fuite de l'ouvrage, en hauteur équivalente h (exprimée en mm/h), répartie sur la surface active à partir de la formule :

$$\text{➤ } h = (Q \cdot 3600 \cdot 10^3) / (C \cdot S \cdot 10^4)$$

Sur l'abaque Ab7 tiré de l'Instruction Technique de 1977, on détermine la hauteur spécifique de stockage h_a (en mm), correspondant à la valeur de h , pour la période de retour de pluie considérée, en région 2.

Le calcul du volume de stockage s'obtient par :

$$\text{➤ } V = 10 \cdot h_a \cdot S \cdot C$$

où S est la surface du bassin versant considéré (en hectares),
et C le coefficient moyen de ruissellement.

Méthode des pluies :

Elle est appliquée en utilisant les coefficients pluviométriques de la station de référence (SAINT ETIENNE DE SAINT GEOIRS dans le cas présent). À partir de la formule de Montana ($i = a \cdot t^b$), la courbe enveloppe des pluies est tracée (voir graphique présenté ci-après). Sur ce même graphique, le volume évacué est représenté par la droite partant de l'origine et ayant comme pente, le débit de fuite de l'ouvrage. La différence maximale entre les deux courbes Δh (mm) représente la hauteur d'eau à stocker répartie sur l'ensemble de la surface active.

Ainsi, le volume de stockage est donné par la formule suivante :

$$\text{➤ } V = 10 \cdot \Delta h \cdot S \cdot C$$

où S est la surface du bassin versant considéré (en hectares),
et C le coefficient moyen de ruissellement.



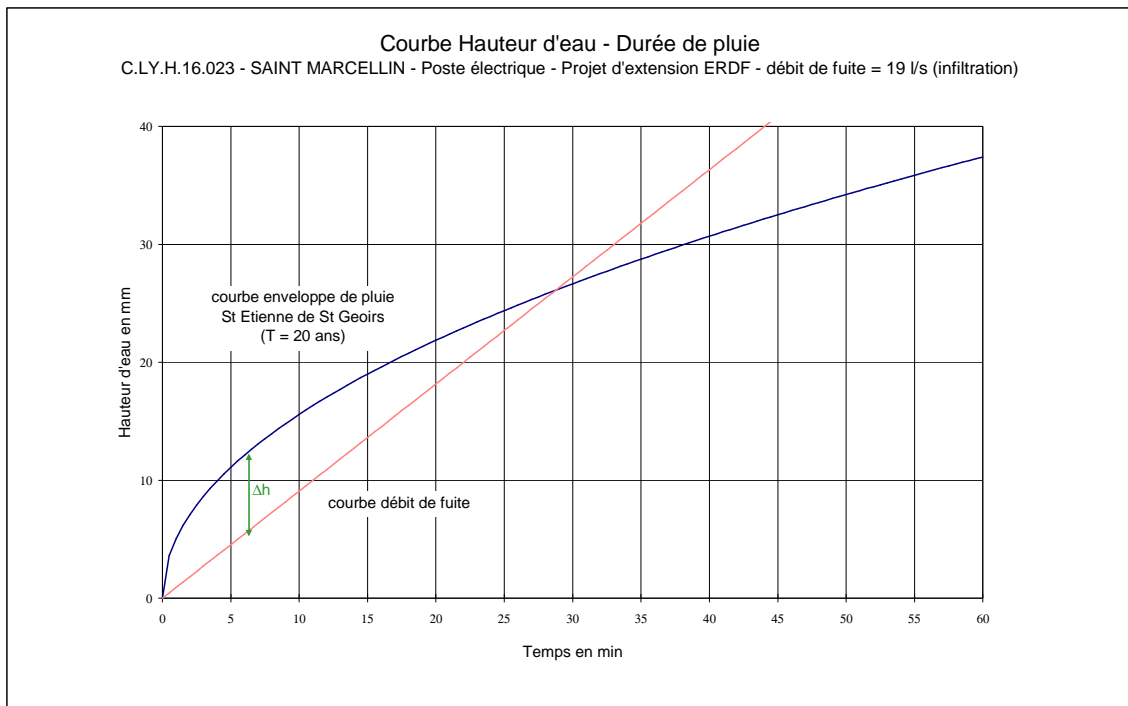


4.3.3. Résultats pour une période de retour de pluie vicennale (20 ans) :

Méthode de la capacité de stockage	Surface S (ha)	C	Débit de fuite (l/s)	ha (mm)	Volume V (m ³)
Région 2	0.162	0.76	19	13, 2 (*)	16,3

(*) hors du domaine de validé de l’abaque Ab7

Méthode des pluies	Surface S (ha)	C	Débit de fuite (l/s)	Δh (mm)	Volume V (m ³)
St Etienne de St Geoirs (données Météo-France)	0.162	0.76	19	6,7	8,3



Pour une période de retour de pluie vicennale (20 ans), dans le cas d’une évacuation par infiltration, le volume d’eaux pluviales à stocker est de l’ordre de **8,3 m³ à 16,3 m³**, selon la méthode considérée.

On remarque sur les coefficients pluviométriques de la région 2 ont tendance à sur-dimensionner le résultat (x 2) comparativement aux paramètres de la station de SAINT ETIENNE DE SAINT GEOIRS, plus représentatif du climat local. **On retiendra donc un volume d’eaux pluviales à stocker de 8,3 m³, dans le cadre du projet.**

Le volume utile de stockage du dispositif d’infiltration pré-dimensionné (10,5 m³) est légèrement supérieur au volume maximal d’eaux pluviales à stocker (8,3 m³). Ainsi on retiendra le volume sécuritaire pré-dimensionné de 10,5 m³.





4.4. DISPOSITIONS PARTICULIÈRES À INTÉGRER EN PHASE DE CONCEPTION DU DISPOSITIF D’INFILTRATION

Le dispositif d’infiltration sera constitué de tranchées drainantes sur lesquelles seront raccordés les différents collecteurs du réseau d’assainissement pluvial du projet (portail d’entrée, bâtiment et fosse déportée).

L’implantation des tranchées drainantes d’infiltration devra tenir compte des contraintes techniques liées à la présence d’ouvrages enterrés au droit du site et au voisinage proche, afin de ne pas créer d’interférences hydrauliques souterraines et de désordres. Dans tous le cas, il conviendra de respecter impérativement un profil de 3 H / 1 V entre la base des fondations et le collecteur d’assainissement (drain ou canalisation étanche).

L’ouvrage d’infiltration devra être équipé, en amont de chaque point d’entrée, d’un système de décantation des EP, afin de piéger les éléments indésirables transportés par les eaux de ruissellement.

En première approximation, le linéaire total des tranchées drainantes d’infiltration sera d’environ 100 m, la largeur minimale sera de l’ordre de 0.50 m et chaque tranchée devra être descendue dans les alluvions graveleuses à une profondeur moyenne d’environ 1.50 m/TA.

Le drain de la tranchée d’infiltration sera englobé dans un matériau drainant (gravier propre roulé, inerte à l’eau et conforme un usage pour l’assainissement), qui sera lui-même emballé et protégé par un géosynthétique à fonction anti-contaminante, dont les propriétés hydrauliques et mécaniques devront être conformes aux normes en vigueur (pour un usage adapté aux « systèmes de drainage »). Le tout pourra être recouvert d’une couche de gravillons en surface.

La profondeur d’enfouissement du drain devra tenir compte des conditions minimales de mise hors gel du secteur et des cotes Fe des collecteurs pluviaux, afin d’éviter toute mise en charge du réseau en amont.

Des regards de visite seront mis en place à chaque extrémité et/ou à chaque point d’entrée et des événements seront prévus pour permettre à l’air de s’échapper lors du remplissage et de la mise en charge de l’ouvrage d’infiltration.





Afin de pallier un événement pluviométrique exceptionnel d'intensité supérieure à la pluie de référence considérée (vicennale), nous préconisons de prévoir une sur-verse de préférence vers un exutoire superficiel (à définir par les Maîtres d'Ouvrage et d'Œuvre : par exemple vers le réseau d'assainissement pluvial communal).

Cette sur-verse pourra être intégrée au niveau du regard le plus proche de l'exutoire potentiel. La cote de débordement en sur-verse sera définie de telle sorte que le volume utile maximal de stockage de l'ouvrage coïncide avec le volume de rétention minimal nécessaire au projet pour l'occurrence de pluie considérée (*Cf. Chapitre 5.1 ci-avant*). Lors d'un événement pluviométrique exceptionnel d'intensité supérieure à la pluie de référence considérée (vicennale) et au-delà de la capacité maximale de stockage, les eaux excédentaires seront évacuées par sur-verse vers l'exutoire superficiel retenu.

En cas de déficit de pente ne permettant pas d'assurer un écoulement gravitaire vers l'exutoire retenu, il conviendra de mettre en place un poste de relevage des eaux.

Le cas échéant (impossibilité de raccordement de la sur-verse vers un exutoire superficiel), le dispositif d'infiltration pourra être complété par un ou plusieurs puits d'infiltration en fonction de l'occurrence de l'évènement pluviométrique exceptionnel à retenir.

Rappelons que le dispositif d'infiltration n'aura pas vocation à assurer une quelconque fonction épuratoire. Toutefois, le principe d'infiltration par tranchée(s) permet d'apporter une fonction filtrante au moment du rejet qui permet un certain abattement des matières en suspensions sur lesquelles se fixent les éventuels polluants.

Du point de vue qualitatif, il conviendra de vérifier la nécessité de mettre en place un dispositif de traitement des eaux pluviales du projet, en tenant compte du risque de pollution potentiel et des enjeux environnementaux (vulnérabilité de l'aquifère alluvial et présence éventuelle de périmètre de protection de captage AEP).

Les dimensions et caractéristiques spécifiques des différents ouvrages projetés seront définitivement calculées dans l'étude de conception de ces ouvrages (phase PRO, ne faisant pas partie de notre présente mission).





Dans tous les cas, il conviendra de vérifier la faisabilité technique des différents ouvrages projetés par une étude géotechnique spécifique (notamment vis-à-vis des éventuels ouvrages avoisinants) et il conviendra de réaliser l'ensemble des ouvrages dans les règles de l'art.

De même, les travaux de terrassement et de pose de la (ou des) tranchée(s) devront être réalisés de manière soignée afin de veiller à ne pas colmater les sols encaissants.

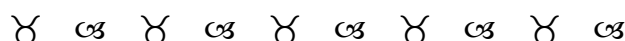
Il conviendra également de vérifier la présence et la continuité de l'horizon d'infiltration, au droit des emplacements projetés pour les tranchées. Le cas échéant, toute poche d'argile (ou de matériau de moindre consistance) présente au droit de l'ouvrage d'infiltration devra être purgée et substituée par un matériau drainant.

De plus, les différentes installations devront être protégées de tout risque de détérioration, mais devront être accessibles et visitables facilement afin de permettre un entretien aisé. Un entretien régulier des différents ouvrages et équipements associés (chenaux, regards, grilles, caniveaux, collecteurs, drains, régulateur de débit éventuel, sur-verse...) sera indispensable pour garantir le bon fonctionnement du système d'assainissement pluvial dans son intégralité. Des visites de contrôles seront prévues régulièrement pour juger de la nécessité de ces travaux d'entretien. Elles seront assurées par une entreprise spécialisée missionnée par le Maître d'Ouvrage.

On notera de manière générale que la pérennité d'un ouvrage d'infiltration dépend de son entretien, lequel doit éviter ou retarder un éventuel colmatage.

4.5. ASPECT RÉGLEMENTAIRE DU PROJET

Nous attirons l'attention des Maîtres d'Ouvrage et d'Œuvre du projet, sur le fait que les rejets pluviaux vers un exutoire superficiel, même par sur-verse (exemples : cours d'eau, fossé, collecteur d'assainissement pluvial public ou privé) nécessitent dans tous les cas l'accord préalable du propriétaire et/ou gestionnaire du réseau récepteur. Les démarches nécessaires à l'obtention de l'autorisation de rejet sont à la charge du Maître d'Ouvrage.





Notre mission, concernant **l’étude hydraulique relative aux eaux pluviales** du projet d’extension du poste électrique de SAINT MARCELLIN (38), objet de votre commande, se termine à la remise du présent rapport.

Nous restons à la disposition de la société **ERDF** et de tous les intervenants pour tous renseignements complémentaires, entrant dans le cadre de la présente mission.

Dressé par le chargé d’étude :

Lilian LABARTHETTE

Vérifié et approuvé par le chef de projet soussigné :

Romain GILLARD

∞ ∞ ∞ ∞ ∞ ∞ ∞ ∞ ∞ ∞

