

Maitrise d'Ouvrage

Paris Properties Développement
7 rue de l'Amiral d'Estaing
75 116 PARIS

Création d'un bâtiment d'activité logistique

Site de PROUDREED

Commune de WARLUIS (60 430)

Etude hydraulique
Dimensionnement de séparateur-hydrocarbure



Indice A - Version du 13/09/2022

Rédaction : M. THIANDOUME

Vérification : P. BONNET

SOMMAIRE

PARTIE 1 : ETUDE HYDRAULIQUE.....	3
1.1. CONTEXTE DE L'ÉTUDE.....	3
1.2. CONTRAINTES INITIALES.....	3
1.2.1. Documents de base et méthodologie.....	3
1.2.2. Contraintes réglementaires.....	3
1.2.3. Contraintes physiques du site.....	4
1.2.3.1. Géologie et perméabilité.....	4
1.2.3.2. Hydrogéologie.....	4
1.2.3.3. Topographie.....	5
1.2.3.4. Exutoire.....	5
1.2.4. Contrainte de traitement des eaux pluviales.....	5
1.3. GESTION DES EAUX PLUVIALES.....	6
1.3.1. Principes généraux de gestion des eaux pluviales.....	6
1.3.1.1. Découpage du site en bassins versants.....	6
1.3.1.2. Détermination des surfaces actives.....	6
1.3.1.3. Principe de gestion des eaux pluviales.....	8
1.4. DIMENSIONNEMENT DES OUVRAGES HYDRAULIQUES.....	9
1.4.1. Détermination du volume à stocker.....	9
1.4.2. Caractéristiques des ouvrages du site.....	10
1.4.2.1. Dimension des ouvrages.....	10
1.4.2.2. Equipements extérieurs du bassin de rétention.....	11
PARTIE 2 : DIMENSIONNEMENT DU SEPARATEUR- HYDROCARBURE.....	12
2.1. REGLEMENTATION.....	12
2.2. CARACTERISATION DE LA POLLUTION DES EAUX ENTRANTES DANS LE BASSIN.....	12
2.3. METHODOLOGIE DE DIMENSIONNEMENT.....	13
2.3.1. Nature des effluents à traiter.....	13
2.3.2. Débit maximum des eaux de pluies en entrée de séparateur.....	13
2.4. DIMENSIONNEMENT DU PRE-TRAITEMENT.....	15
2.4.1. Détermination des surfaces à collecter.....	15
2.4.2. Débit maximum en entrée de séparateur.....	15
2.4.5. Dimensionnement des séparateurs-hydrocarbures (SH).....	15
2.4.5.1. Volume utile du séparateur.....	15
2.4.5.2. Volume utile du débourbeur.....	16
2.4.5.3. Synthèse des TN et des volumes utiles des appareils.....	16
2.4.5.4. Equipements.....	16
ANNEXES.....	17
ANNEXE 1 : PLAN CADASTRAL ET VUE AERIENNE ACTUEL DU SITE.....	18
ANNEXE 2 : PLAN DE PRINCIPE DE GESTION DES EAUX PLUVIALES.....	19
ANNEXE 3. DETAIL DE CALCULS DU VOLUME UTILE DE STOCKAGE DES OUVRAGES HYDRAULIQUES.....	20
ANNEXE 4. DETAIL DE CALCULS DES TAILLES DES OUVRAGES DE TRAITEMENTS (SEPARATEURS-HYDROCARBURES).....	23

Partie 1 : Etude hydraulique

1.1. Contexte de l'étude

La société Paris Properties Développement souhaite construire un nouvel entrepôt logistique sur la commune de WARLUIIS (Oise – 60) au droit du site existant de PROUDREED. Une partie du terrain, représentant une surface de 57 817 m², sera libérée par PROUDREED et sera indépendante du site logistique actuel.

De ce fait, la nouvelle plateforme logistique disposera de son propre accès et de son propre réseau de fonctionnement (sec et humide) dont le réseau d'assainissement pluviale.

Dans le cadre d'une instruction ICPE en cours, la présente note a pour objectif de dimensionner et définir les caractéristiques des ouvrages de gestion des eaux pluviales. Elle détaillera également le dimensionnement du séparateur-hydrocarbure pour le traitement des eaux de voiries.

La première partie de la présente note a pour objectif de dimensionner les ouvrages de gestion des eaux pluviales conformément à la réglementation en vigueur et au souhait de la Maitrise d'Ouvrage.

La seconde partie présente le dimensionnement du séparateur-hydrocarbure.

1.2. Contraintes initiales

1.2.1. Documents de base et méthodologie

La présente note hydraulique s'appuie sur les informations recueillies à partir de :

- Plan masse du nouveau projet en format « dwg » (n°Dossier 1121 du 15/06/2022) transmis le 08/09/2022 ;
- Etude Hydrogéologique réalisée par le cabinet Atlas Géotechnique le 22/06/2021 (référence : *RAP ATLAS n°210187_V2 Etude Hydrogéologique NPHE*) ;
- Etude géotechnique datée du 02/04/2021 et réalisée par le cabinet Atlas Géotechnique (Référence : *RAP Atlas n°210187-Etude Géotechnique*).
- Courrier établi à l'attention de M. ALONSO Jorge par le cabinet Atlas Géotechnique le 20/04/2021, décrivant les préconisations en matière de gestion des eaux pluviales du nouveau projet au regard de de la perméabilité mesurée ;
- Dossier de demande d'enregistrement 1510 pour une ICPE, établi par COSTRATEGIC (version n°2 datée du 01/08/2022) et transmis le 08/09/2022 ;
- Relevé topographique réalisé par le cabinet Abscisse Géomètre-Expert le 23/09/2021 (Dossier : 215654).
- L'ensemble des pièces du PC transmis par le groupe FRANC, le 09/09/2022.

1.2.2. Contraintes réglementaires

La commune de WARLUIIS fait partie de la communauté d'agglomération du Beauvaisis dont le PLU a été approuvé le 02/12/2019. Le site se situe dans la zone UEb pour laquelle le PLU ne fait mention d'aucune réglementation quant à la gestion des eaux pluviales. La DREAL, après échange dans le cadre du dimensionnement des ouvrages de gestion des eaux pluviales de la plateforme logistique existante, impose l'application de la doctrine de la police de l'eau de l'Oise.

Par conséquent, nous retiendrons pour le nouveau projet, les données pluviométriques suivantes :

- Période de référence : 30 ans
- Coefficient de montana issu de la station météorologique de Beauvais-Tillé (détaillé dans la note de calcul) ;
- Débit de fuite : 1 l/s/ha (uniquement si rejet vers l'extérieur du périmètre du projet).

Par ailleurs, la réglementation ICPE précise que le projet doit prévoir un bassin étanche pour le stockage des eaux sinistrées en cas d'incendie dont le volume calculé est de 2 686 m³.

1.2.3. Contraintes physiques du site

1.2.3.1. Géologie et perméabilité

La perméabilité c'est-à-dire la capacité des sols à l'infiltration des eaux est fortement liée à la nature géologique des sols.

Les études géotechniques réalisées par le cabinet Atlas Géotechnique mettent en évidence les **Sables de Bracheux**, jusqu'à 8,0 et 10,5 m de profondeur, sous forme de sable plus ou moins argileux propice théoriquement à une bonne infiltration des eaux dans le sol.

Quatre essais de perméabilité de type MATSUO ont été réalisés entre 0 et 2,5 de profondeur au sud du site. La vitesse d'infiltration a été évaluée entre $2,84 \cdot 10^{-5}$ m/s et $4,99 \cdot 10^{-5}$ m/s, soit un sol perméable.

1.2.3.2. Hydrogéologie

- **Remontée de nappe**

D'après la carte de sensibilité aux remontées de nappe, le site de PROUDREED est situé dans une zone sensible aux inondations de cave, soit théoriquement à 2,5 voire 2,0 mètres de profondeur. Toutefois, en raison de l'échelle de lecture (1/100 000ème), des études complémentaires sont nécessaire afin d'évaluer la profondeur réelle de la nappe au droit du site et d'évaluer de possibles fluctuation.

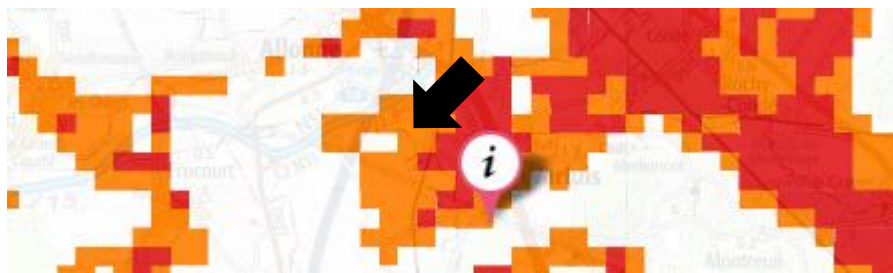


Figure 1 : Carte de sensibilité aux remontées de nappe établi par le BRGM (Source : géorisque)

- **Présence de la nappe**

Une étude hydrogéologique a été menée en juin 2021 par le cabinet Atlas géotechnique afin d'estimer la profondeur réelle de la nappe au droit du site.

Des relevés piézométriques daté du 24/03/2021 et du 15/06/2021 mettent en évidence l'absence de niveau d'eau au droit des piézomètres jusqu'à 8,5 mètres de profondeur (73,1 m NGF). Ainsi le cabinet géotechnique juge la première nappe, contenue dans la Craie du Campanien, suffisamment profonde au droit du site pour interférer avec le projet.

Par ailleurs une étude hydrogéologique concernant le battement de la nappe a été menée sur la base d'informations disponibles à savoir :

- La profondeur des nappes mesurée dans les ouvrages ou piézomètres de référence situés dans un contexte géologique et hydrogéologique similaire à celui du site,
- Les niveaux d'eaux mesurés au droit du site lors des études géotechniques,
- Le retour d'expériences du cabinet géotechnique.

Aussi, d'après le contexte géologique et hydrogéologique et les résultats des analyses statistiques concernant le battement de la nappe, il est retenu le Niveau des Plus Hautes Eaux suivant :

- NPHE occurrence annuelle : + 0,6 m soit 73,4 m NGF,
- NPHE occurrence décennale + 2,0 m soit 74,8 m MGF,
- NPHE occurrence centennale : + 3,0 m soit 75,8 m NGF.

Le terrain naturel au droit des futurs ouvrages de gestion des eaux pluviales est situé à une altitude avoisinant 80 m NGF, soit environ 4,2 m au-dessus du toit de la nappe lors de pluies exceptionnelles jusqu'à 6,6 m pour les pluies les plus fréquentes.

1.2.3.3. Topographie

Les zones d'implantation des ouvrages de gestion des eaux pluviales seront choisies de manière à privilégier une alimentation et un remplissage par voie gravitaire.

1.2.3.4. Exutoire

Les eaux de ruissellement générées sur l'opération de la nouvelle plateforme logistique seront intégralement infiltrées sur l'unité foncière du site.

SYNTHESE DES CONTRAINTES PHYSIQUES DU SITE

Le contexte topographique est favorable à la création d'un ouvrage en point bas de la parcelle permettant une alimentation en gravitaire.

Le contexte géologique et hydrogéologique ne présente aucune contrainte particulière et permet d'envisager une gestion des eaux pluviales par infiltration stricte. Néanmoins, le fil d'eau d'arrivée dans le bassin d'infiltration sera être étudié afin de s'assurer que la profondeur totale reste inférieure ou proche de 2,50 m et que les sols présentent la capacité d'infiltration mesurée précédemment. Dans le cas contraire, de nouveaux essais de perméabilité seront à réaliser dans la couche de sol retenue pour l'infiltration pour confirmer ou reprendre le dimensionnement du ou des ouvrages concernés.

Il sera retenu pour le dimensionnement des ouvrages :

- **la perméabilité mesurée la plus défavorable, à savoir la valeur obtenue la plus faible : $2,84 \cdot 10^{-5}$ m/s**
- **un niveau de nappe haute atteint pour une occurrence centennale soit 75,8 m NGF (au droit des bassins d'infiltration).**

1.2.4. Contrainte de traitement des eaux pluviales

Dans la mesure où les eaux de ruissellement issues des voiries doivent être traitées par un séparateur-hydrocarbure avant rejet au milieu naturel, le nombre d'ouvrages alimenté par les eaux de voiries doit être limité afin de minimiser le nombre de séparateurs-hydrocarbures sur le site. Aussi l'intégralité des eaux de voiries et parking sera gérée dans un unique ouvrage.

Le dimensionnement du séparateur est détaillé dans la partie 2 de la présente note.

1.3. Gestion des eaux pluviales

1.3.1. Principes généraux de gestion des eaux pluviales

1.3.1.1. Découpage du site en bassins versants

La gestion des eaux pluviales repose sur un découpage du site en 2 bassins versants tels que :

- Le BV1 comprend l'ensemble des toitures du bâtiment à créer ;
- Le BV2 comprend l'ensemble des voiries et une partie des espaces verts du site.

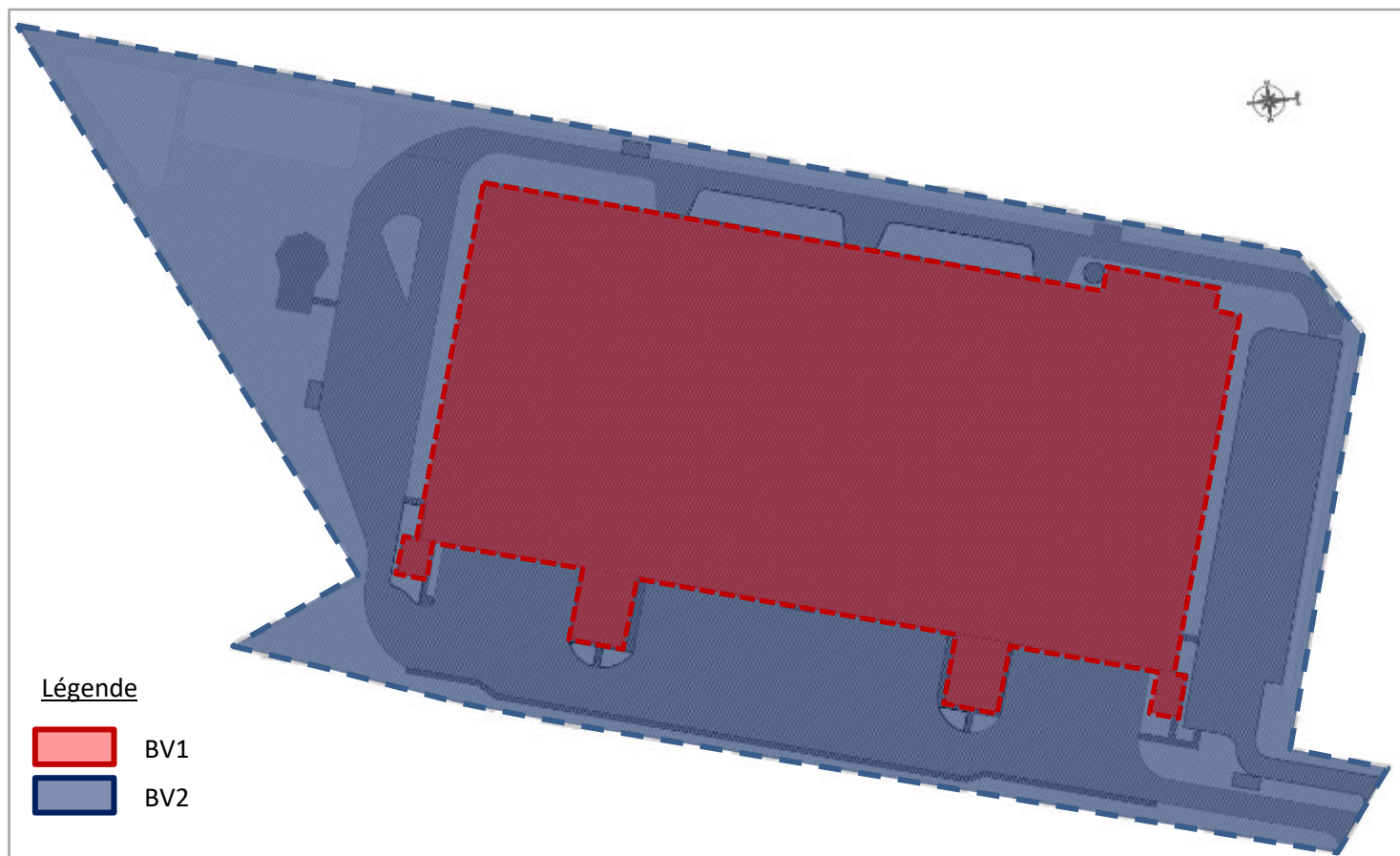


Figure 2 : Localisation des bassins versants identifiés sur le site (Source : SODEREF)

1.3.1.2. Détermination des surfaces actives

La surface active représente la surface réelle qui va générer le ruissellement des eaux. Elle correspond à la somme des surfaces pondérées par le coefficient de ruissellement.

L'identification des différentes surfaces présentes sur le site est illustrée en page suivante.

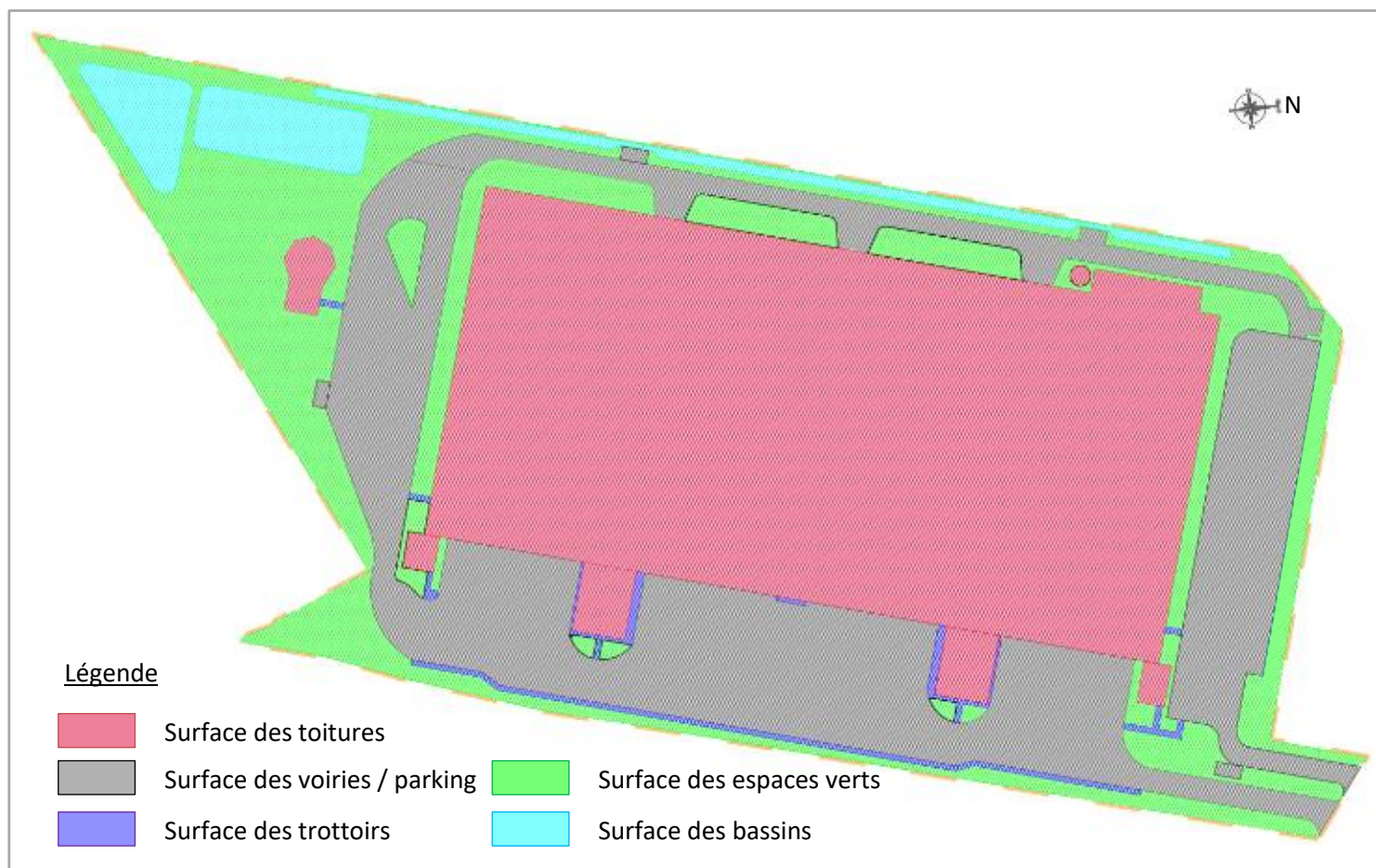


Figure 3 : Identification des types de surface mis en jeu sur l'opération (Source : SODEREF)

Les coefficients de ruissellement retenus pour les surfaces identifiées sont :

- Toitures de bâtiment : 100 %
- Voiries, trottoirs et parking : 95 %
- Espaces verts : 15 %
- Ouvrage hydraulique : 100 % correspondant soit au caractère étanche de l'ouvrage (infiltration nulle) soit à la situation la plus défavorable, à savoir lorsque l'ouvrage est en eau. A noter que l'ouvrage situé le long de la façade ouest du site est enterré et ne permet pas de collecter des eaux par ruissellement en surface. Il a été mis en évidence sur la figure 3 pour visualiser l'implantation.

La répartition des surfaces est établie comme suit pour chaque bassin versant :

Bassins versants	Type de surface et coefficient de ruissellement				Surface totale du bassin versant (m ²)	Surface active (m ²)	Coefficient d'imperméabilisation résultant
	Toiture	Voirie	Espaces verts	Ouvrages hydrauliques			
	100%	95%	15%	100%			
BV1 (Toitures)	25 562	0	0	0	25 562	25 562	100,0%
BV2 (Reste de la parcelle)	0	17 382	13 353	1 520	32 255	20 036	62,1%
TOTAL	25 562	17 382	13 353	1 520	57 817	45 598	78,9%

L'opération présente un taux d'imperméabilisation de 78,9 %, en considérant le coefficient d'imperméabilisation de 100 % du bassin d'infiltration bien qu'il soit enherbé.

1.3.1.3. Principe de gestion des eaux pluviales

Les ouvrages retenus pour la gestion des eaux pluviales sont dimensionnés pour une pluie trentennale.

Les eaux pluviales de toitures et de voiries sont gérées dans un réseau séparatif. Aussi, le principe de gestion des eaux pluviales répond au principe suivant :

Gestion des eaux de toitures

Les eaux de ruissellement générées par les toitures sont gérées dans deux réseaux distincts.

- Le premier situé sur la partie ouest du site alimente deux ouvrages installés en série. Aussi, les eaux s'écoulent ainsi dans une tranchée drainante d'une capacité de 500 m³, le volume excédentaire est quant à lui renvoyé par surverse vers le bassin d'infiltration situé en aval, au sud du site.
- Le second réseau, situé sur la partie Est du site, collecte les eaux de toitures issues des bureaux et locaux et les achemine directement vers le bassin d'infiltration.

Le volume d'eaux pluviales issu du second réseau et le volume d'eaux excédentaires évacué par la tranchée drainante totalise un volume cumulé de 473 m³.

L'intégralité des eaux de toitures (973 m³) est évacuée par infiltration stricte au droit de la parcelle.

Gestion des eaux de voiries

Les eaux de ruissellement de voiries, et plus généralement issues du BV2, (634 m³) sont acheminées dans le bassin de rétention étanche.

L'intégralité des eaux de voiries transite au préalable dans un séparateur-hydrocarbure, installé en amont dudit bassin, et dont le dimensionnement est détaillé dans la seconde partie de la présente note.

Les eaux traitées stockées sont ensuite évacuées au fur et à mesure vers le bassin d'infiltration via une pompe de relevage avec un débit régulé fixé à 10 l/s.

Prise en compte des eaux sinistrées

Le site doit prévoir un bassin étanche permettant de stocker un volume de 2 686 m³ d'eaux sinistrées.

Le bassin de stockage des eaux de voiries et des eaux sinistrées étant mutualisé, le volume à stocker (eaux de voirie / eaux sinistrées) le plus important a été retenu à savoir 2 686 m³, un volume qui inclut dans son calcul l'apport lié à l'impluvium sur les surfaces de drainage.

Prise en compte des eaux usées traitées

Les eaux usées générées sur le site seront traitées par une microstation de 90 EH (pas de raccordement à l'assainissement collectif). Les eaux épurées seront réinjectées dans le réseau d'assainissement pluvial des toitures pour rejoindre le bassin d'infiltration où elles seront infiltrées.

Le volume rejeté a été estimé à 13 m³/j environ par un bureau d'étude spécialisé « TPF ingénierie ».

Le plan de principe d'assainissement pluvial de la nouvelle plateforme logistique est joint à la présente note hydraulique en format A3 (Annexe 2).

1.4. Dimensionnement des ouvrages hydrauliques

1.4.1. Détermination du volume à stocker

Le dimensionnement du volume d'eaux pluviales à stocker est réalisé avec la méthode dite « des pluies » explicitée dans le guide technique : le Mémento technique 2017.

Le mode de gestion des eaux pluviales sera défini pour une pluie de fréquence de 30 ans avec un débit de fuite égal au débit d'infiltration pour un bassin perméable et 10 l/s pour le bassin étanche.

Evaluation du volume de stockage

La surface active (S_a) d'une opération est déterminée par la relation :

$$S_a = C \times S_t$$

Avec :

C : Coefficient d'imperméabilisation du bassin versant,

S_t : Surface totale du bassin versant (ha).

La hauteur équivalente du débit de fuite (H_q en mm) est calculée par la formule :

$$H_a = \frac{360 \times q}{S_a}$$

Avec :

q : Débit de fuite retenu (m^3/s),

q = débit d'infiltration ou 10 l/s pour le bassin étanche

La hauteur équivalente précipitée (H pluie), pour une période de retour donnée (30 ans), est calculée par la formule :

$$H_{pluie} = i \times t$$

Avec :

i : intensité de pluie de période de retour donnée (30 ans) estimée à partir de la formule de Montana en mm/h,

t : durée de l'évènement pluvieux.

Les coefficients de Montana du secteur sont retenus. La pluie ayant un volume maximum est retenue. La différence entre la hauteur équivalente précipitée (H pluie) et la hauteur équivalente du débit de fuite (H_q) correspond à la hauteur à stocker pour une durée t déterminée.

Le volume d'eau à stocker se détermine alors par la relation suivante :

$$V_r = 10 \times \Delta H_{\max} \times S_a$$

Où ΔH_{\max} est la hauteur totale à stocker.

Le temps de vidange de l'ouvrage (T_v) est directement dépendant du débit de fuite de l'ouvrage :

$$T_v = \frac{V_r}{3600 \times q}$$

Le détail des calculs du volume d'eau à stocker pour chacun des bassins versants sont détaillées en annexe de la présente note (Annexe 3).

1.4.2. Caractéristiques des ouvrages du site

1.4.2.1. Dimension des ouvrages

Les ouvrages retenus dimensionnés pour une pluie trentennale présentent les caractéristiques ci-dessous. Il a également été vérifié pour chaque ouvrage d'infiltration :

- La distance entre le fond de l'ouvrage et la cote des plus hautes eaux (> 1 mètre), soit une cote du radier supérieur ou égale à 76.8 m NGF ;
- la profondeur totale des ouvrages / TN pour valider l'utilisation de la valeur de perméabilité mesurée in situ, soit une profondeur maximale de 2,5 m.

Tranchée drainante :

- Volume utile : 500 m³
- Longueur : 281 m
- Largeur : 3 m
- Indice de vide : 0,35
- Hauteur totale de l'ouvrage : 1,69 m
- Q fuite infiltration stricte : 23,9 l/s
- Temps de vidange : 5,81 heures (< 24 heures)
- Génératrice inférieure de la TD : 77.94 (> 76.8 m NGF)
- Profondeur totale de l'ouvrage / TN : 2,32 m (< 2,5 m)

Nota : Le fond de l'ouvrage se situe à une profondeur < 2,5 m, et à 2,14 m au-dessus du toit de la nappe d'occurrence centennale.

Bassin d'infiltration :

- Volume utile : 486 m³
- Hauteur utile (estimée) : Environ 1 mètre
- Q fuite dimensionné : 11,2 l/s
- Q fuite réel : 21,2 l/s
- Temps de vidange : 12,05 heures (< 24 heures)
- Fe alim la plus basse du bassin : 78.58
- Cote du radier du bassin : 77,57 (> 76,8 m NGF)
- Profondeur totale de l'ouvrage / TN : 2,50 m

Nota : Le fond de l'ouvrage se situe à une profondeur équivalente à 2,5, et à 1,77 m au-dessus du toit de la nappe d'occurrence centennale.

Le bassin d'infiltration présente de par sa surface un débit de fuite de 21,2 l/s. Outre les eaux de toitures, le bassin accueille les eaux de voiries issues du bassin de rétention à hauteur de 10 l/s. Par conséquent, le temps de vidanges réel du bassin sera de 11,2 l/s et ceux jusqu'à ce que le bassin de rétention se vidange intégralement.

Aussi, la détermination du volume utile nécessaire pour le stockage du reliquat des eaux de toitures et le volume des eaux usées épurées a été calculée à partir du débit de fuite 11,2 l/s. L'arrivée des eaux de voirie devient donc transparente, soit 0 m³ (cf. note de calcul en annexe 3).

Bassin de rétention étanche :

- Volume utile :	2 686 m ³
- Hauteur utile (estimée)	2,70 m
- Q fuite vers bassin d'infiltration :	10 l/s
- Temps de vidange :	17,61 heures (< 24 heures)
- Fe alim bassin :	76.13
- Cote du radier du bassin :	73.43

Nota : le fond de l'ouvrage avoisine la cote de la nappe haute pour une occurrence annuelle (cf. « 1.2.3.2. Hydrogéologie »). Cette profondeur ne constitue pas une contrainte, dans la mesure où le bassin est étanche. Le projet devra prévoir un lestage du bassin.

1.4.2.2. Equipements extérieurs du bassin de rétention

Séparateur-hydrocarbures : installés en amont du bassin de rétention afin de traiter les eaux avant rejet au milieu naturel. Son dimensionnement est présenté en partie 2 de la présente étude.

Poste de relevage installé en aval du bassin étanche pour renvoyer les eaux de voiries vers le bassin d'infiltration. Le poste sera également équipé d'une vanne motorisée asservie à l'alarme incendie afin de contenir les eaux sinistrées dans le bassin en cas d'incendie. Une seconde pompe de relevage sera également prévue en aval de microstation pour relever les eaux usées épurées vers le réseau d'assainissement pluvial de toitures.

Un limiteur de débit fixé à 10 l/s en aval du bassin de rétention afin de réguler le transfert des eaux de voiries vers le bassin d'infiltration.

Partie 2 : Dimensionnement du séparateur-hydrocarbure

La présente partie s'attache à rappeler la réglementation relative à l'installation de séparateur-hydrocarbures et à détailler le dimensionnement de l'ouvrage.

2.1. Réglementation

A ce jour, il n'y a pas de valeurs de traitement imposées sur le site.

Globalement, le séparateur à hydrocarbures est fortement conseillé pour réduire les risques de pollution du milieu naturel et l'endommagement des structures d'assainissement.

Le Code de la Santé Publique précise également dans l'article L1331-15 que "Les immeubles et installations existants, destinés à un usage autre que l'habitat et qui ne sont pas soumis à l'Autorisation ou à la Déclaration au titre de la loi sur l'eau ou de la loi sur les ICPE, doivent, avant le 4 janvier 1996, être doté d'un dispositif de traitement autre que domestique, adapté à l'importance et à la nature de l'activité et assurant une protection satisfaisante du milieu naturel".

Les valeurs de concentrations suivantes pour les rejets vers le milieu récepteur sont retenues :

- MES : 100 mg/l
- DCO : 125 mg/l
- DBO5 : 30 mg/l
- Hydrocarbures totaux : 5 mg/l

De plus, les eaux pluviales doivent respecter les conditions suivantes :

- L'effluent ne dégage aucune odeur ;
- L'effluent ne contient aucun produit très toxique et de substances dangereuses pour l'environnement.

2.2. Caractérisation de la pollution des eaux entrantes dans le bassin

Le bassin de rétention est alimenté uniquement par les eaux de ruissellement générées sur les surfaces découvertes, de type eaux de voiries et parking. Suite au lessivage des sols par ruissellement, ces eaux sont **chargées principalement en hydrocarbure, en matières en suspension et dans une moindre mesure en métaux.**

Aussi, l'intégralité de ces eaux transitera par un séparateur à hydrocarbures avant de se déverser dans le bassin de rétention.

Le séparateur à hydrocarbure est un dispositif de traitement de la pollution qui repose sur deux principes mécaniques combinés : la décantation et la flottation. Ainsi, il permettra successivement, grâce à deux compartiments :

- La séparation gravitaire pour des matières lourdes (les graviers, le sable, etc...),
- La flottation des liquides légers (hydrocarbures).

2.3. Méthodologie de dimensionnement

Le dimensionnement des séparateurs à hydrocarbures a été analysé en suivant la note de veille de 2012 du CNIDEP (Centre National d'Innovation pour le Développement durable et l'Environnement dans les Petites Entreprises) qui, elle-même suit les normes NF EN 858-1 et 858-2. La formule est la suivante :

$$TN = (QR + fx \cdot QS) \cdot fd$$

Avec :

- TN : taille nominale du séparateur calculée ;
- QR : Débit maximum des eaux de pluies en entrée du séparateur (l/s) ;
- Fx : Facteur relatif à l'entrave selon la nature du déversement ;
- QS : Débit maximum des eaux usées de production en entrée du séparateur (l/s) ;
- Fd : facteur relatif à la masse volumique des hydrocarbures concernés.

Les données à prendre en compte sont donc la **nature** et le **débit des effluents à traiter** qui dépend étroitement de l'intensité de la pluie, et la surface de voirie non couverte (espaces verts non inclus).

2.3.1. Nature des effluents à traiter

Les effluents qui transiteront dans les séparateurs à hydrocarbures seront essentiellement de nature pluviale. Aucun volume d'eau provenant de l'intérieur des bâtiments ne sera envoyé dans ces dispositifs.

De par la nature des effluents à traiter et l'exutoire, les séparateurs retenus seront de **catégorie a et de classe I** :

- Ils servent de traitements aux déversements des effluents des eaux de pluie contaminées par des hydrocarbures provenant des parkings et voiries.
- Ils doivent permettre un rejet maximal en hydrocarbures de 5 mg/L.

2.3.2. Débit maximum des eaux de pluies en entrée de séparateur

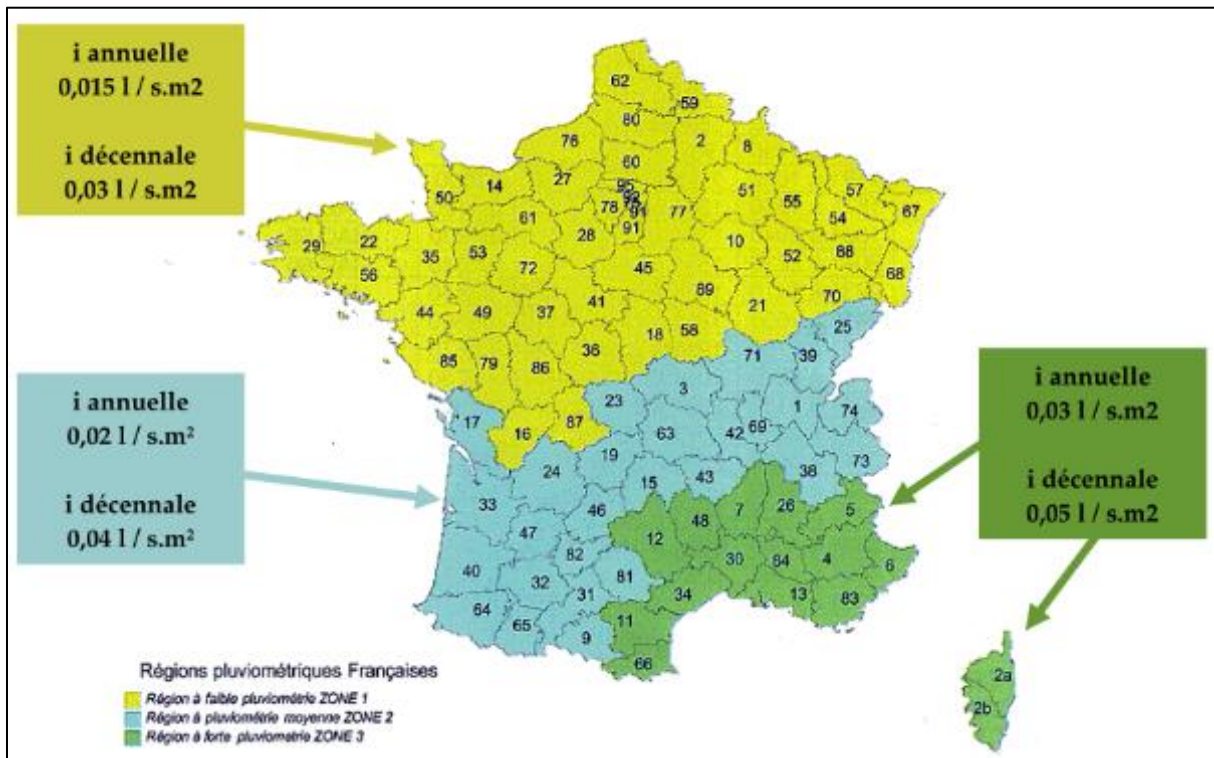
Le premier flot de ruissellement d'une pluie (20 à 30% du débit généré par la pluie) peut représenter jusqu'à 80 % de la pollution d'une eau de ruisselllements. Le reste de la pluie est considérée comme beaucoup moins polluée. Ainsi le débit en entrée du séparateur retenu est égal à 20 % du débit maximum.

Le système disposera donc d'un déversoir d'orage d'où la formule suivante (d'après la veille normative du CNIDEP) :

$Qr = 0,2 (C(\text{imp}) \cdot i \cdot A)$
--

- C (imp) : Coefficient de ruissellement de la partie imperméabilisée considérée
- I : Intensité pluviométrique sur une région et une période statistique donnée
- A : Surface découverte de la zone de réception des eaux de pluie, mesurée horizontalement, en m² (on retire les surfaces non contaminées par les hydrocarbures : toitures).

Régions pluviométriques françaises



Le site se trouve dans la zone nord correspond pour laquelle l'intensité décennale s'élève à 0,03 l/s/m². Une comparaison de cette valeur a été réalisée avec l'intensité pluviométrique locale à partir de la formule de Montana. Elle permet de déterminer l'intensité des pluviométries local se manifestant pendant une certaine durée et selon la fréquence des évènements pluvieux.

$$i = a \cdot t^{-b}$$

Avec :

- i : intensité de la pluviométrie (mm/min)
- a et b les coefficients de Montana
- t : la durée de l'averse (min)

D'après les services de météo France, la station météorologique la plus proche est BEAUVAIS-TILLE qui a permis de fournir les coefficients de Montana pour une durée de pluie de 6 à 120 min lors d'une pluie décennale : $a = 5,308$ et $b = -0,626$.

En considérant ces données, l'intensité pluviométrique locale est donc comprise, pour une averse de 6 à 120 min entre 1,73 et 0,27 mm/min.

En considérant que 1 mm, équivaut à 1 L/m², l'intensité pluviométrique s'élève entre 0,03 L/s/m² et 0,004 L/s/m².

On retiendra donc l'intensité pluviométrique de la zone 1, soit 0,03 L/s/m².

2.4. Dimensionnement du pré-traitement

2.4.1. Détermination des surfaces à collecter

Dans la mesure où les réseaux de voiries et de toitures sont de type séparatif, seul le BV2 a été étudié. Par ailleurs, pour limiter la charge hydraulique, seules les surfaces contaminées aux hydrocarbures, zones de circulation ou parking, ont été comptabilisés ce qui permet également d'écarter les surfaces d'espaces verts majoritairement situées au sud du site.

Au regard de ces éléments, les nouvelles surfaces du bassin versant à prendre en compte sont les suivantes.

Surface des Bassins Versants (m ²)	Type de surface			Surface totale du bassin versant (m ²) (hors surface ouvrage)
	Toiture	Voirie	Espaces verts	
	100%	90%	15%	
BV2	0	17 382	0	17 382
TOTAL	0	17 382	0	17 382

NOTA : pour le calcul des débits maximum explicités ci-après, il est communément appliqué un coefficient de ruissellement de 0,90 pour les voiries.

2.4.2. Débit maximum en entrée de séparateur

Le débit maximum (Q en L/s) en entrée de séparateur se détermine par la formule suivante :

$$Q_r = 0,2 (C_{imp} \cdot I \cdot A)$$

Avec :

- 0,2 : les séparateurs seront équipés d'un déversoir d'orage, le débit des eaux de pluie traitées est de 20%.
- C_{imp} : Coefficient de ruissellement global du bassin versant considérée (hors ouvrage hydraulique et espaces verts)
- I : Intensité régionale pluviométrique (en l/s/m²)
- A : Surface découverte de la zone de réception des eaux de pluie, mesurée horizontalement (hors ouvrage hydraulique et espaces verts)

2.4.5. Dimensionnement des séparateurs-hydrocarbures (SH)

2.4.5.1. Volume utile du séparateur

Le détail de calcul des tailles des séparateurs est annexé à la présente étude (Annexe 4).

Conformément à l'article 5 de la norme NF EN 851-1 sur la conception des installations de séparation d'hydrocarbures, il est recommandé de choisir la taille TN immédiatement supérieure à l'issu du calcul.

Toutefois, chaque séparateur sera combiné avec un débourbeur. Pour ce type d'appareil, le volume utile total sera au minimum :

$$\text{Volume utile} = 190 \text{ secondes} \times \text{TN de l'appareil}$$

La valeur « 190 secondes », correspond à la vitesse de passage optimal des effluents dans le séparateur de manière à garantir la norme d'hydrocarbure inférieure à 5 mg/l au rejet. On retiendra pour chaque séparateur à hydrocarbures le volume utile total minimum suivant :

N°Séparateur	Bassin versant	Qr (L/s)	fd	TN initial	TN RETENU	Volume utile m3
1	BV2 (Voiries)	94	1	94	100	19,0

En deçà de ces valeurs, l'efficacité même du séparateur peut être remise en cause car les risques de relargage sont très élevés.

2.4.5.2. Volume utile du débourbeur

Le débourbeur, pour une quantité de boue faible attendue, se dimensionne par la formule suivante :

$$Volume\ utile = \frac{100 \times TN}{fd}$$

Le détail de calcul des tailles des séparateurs pour chaque variante est annexé à la présente étude (Annexe 4).

2.4.5.3. Synthèse des TN et des volumes utiles des appareils

BASSIN BV2	
SH1	
TN	100 l/s
Séparateur	Débourbeur
19,0 m3	10,0 m3

2.4.5.4. Equipements

Le séparateur-hydrocarbure sera équipé de :

- un by-pass déversoir d'orage permettant de traiter 20% du débit décennal et d'évacuer 5 fois le débit de traitement en cas de fort orage ;
- un compartiment débourbeur en amont du séparateur qui permet de piéger les matières lourdes ;
- un compartiment séparateur ;
- un système de coalescence afin d'améliorer le rendement épuratoire de l'appareil et atteindre un niveau de rejet inférieur 5 mg/l. L'écoulement turbulent favorise le rassemblement des fines gouttelettes d'hydrocarbures en suspension dans l'eau et augmente le volume pour favoriser leur flottation ;
- un dispositif d'obturation automatique positionné en aval de la chambre de séparation afin d'éviter tout rejet accidentel vers le milieu naturel. Il est équipé d'un coude siphonide associé à un flotteur taré selon la masse volumique des liquides légers à piéger. Son principe de fonctionnement repose sur la différence de densité entre l'eau et les liquides légers. Ainsi le flotteur de l'obturateur automatique flotte dans l'eau mais coule dans les hydrocarbures. Lorsque la couche d'hydrocarbures est suffisamment importante, la sortie du séparateur est obturée ;
- Un point d'échantillonnage afin de contrôler la qualité des eaux rejetées et de vérifier l'efficacité du séparateur.

Un dispositif d'alarme automatique (optique et/ou acoustique) obligatoire selon la norme NF EN 858- 1. Il permet de détecter le niveau de boue et d'hydrocarbures dans l'appareil.

ANNEXES

ANNEXE 1 : Plan cadastral et Vue aérienne actuel du site

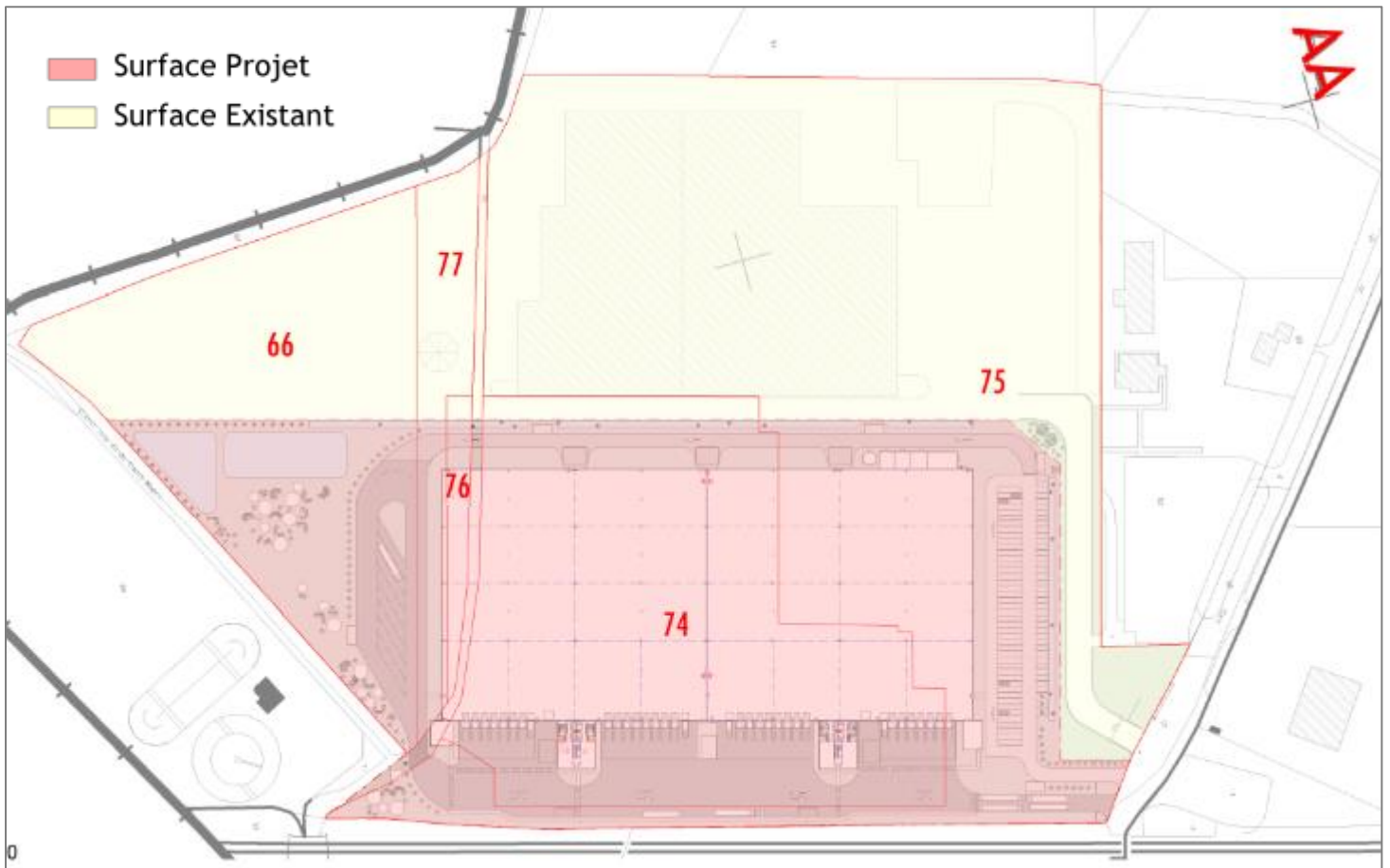
ANNEXE 2 : Principe de gestion des eaux pluviales du site

ANNEXE 3 : Détails des calculs du volume utile de stockage des ouvrages hydrauliques

ANNEXE 4 : Détails des calculs de la taille de l'ouvrage de traitement (séparateur - hydrocarbure)

ANNEXE 1 : Plan cadastral et Vue aérienne actuel du site

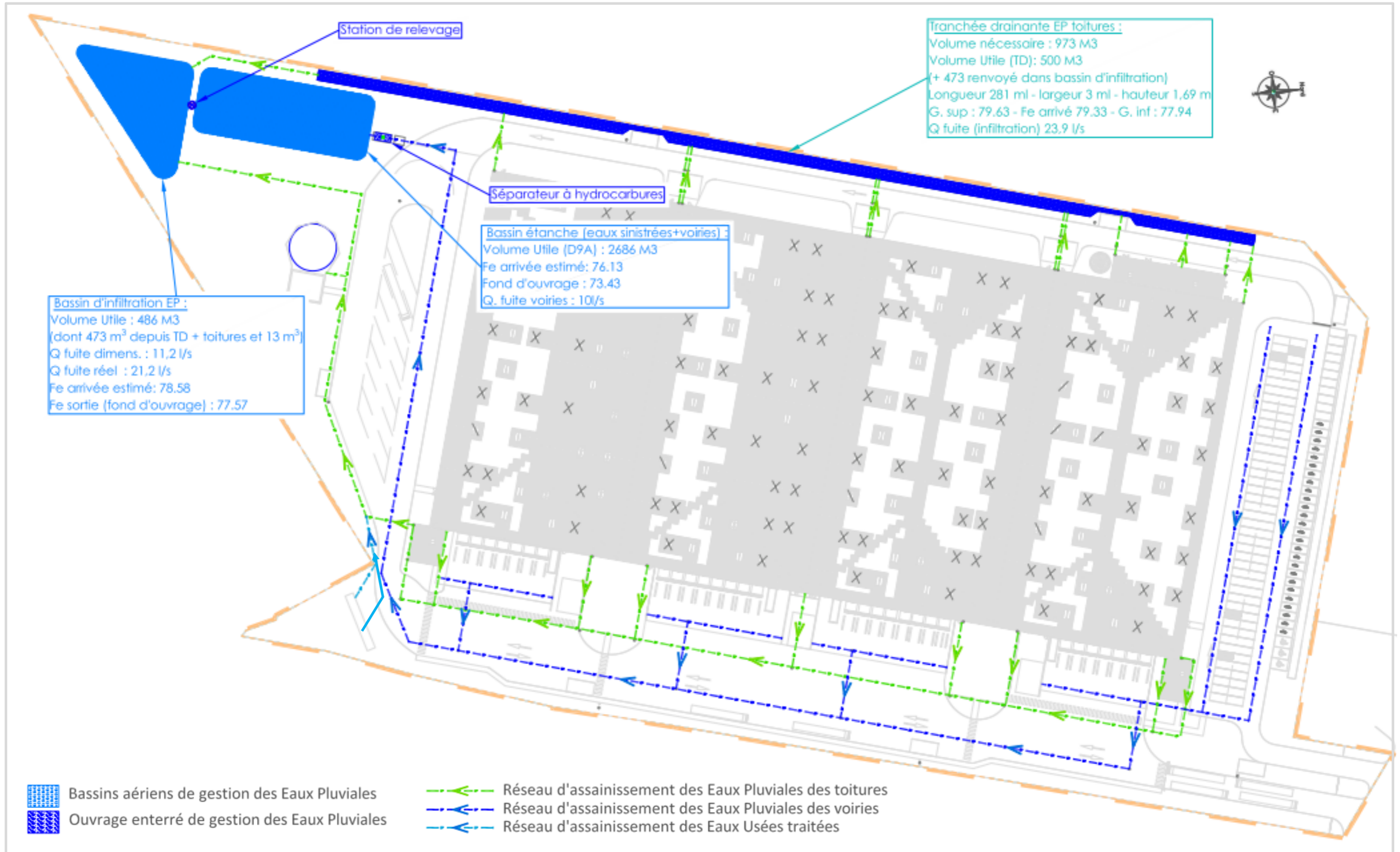
Plan cadastrale de la division du site de PROUDREED



Vue aérienne du site actuel du PROUDREED



ANNEXE 2 : Plan de principe de gestion des eaux pluviales



ANNEXE 3. Détail de calculs du volume utile de stockage des ouvrages hydrauliques

- **BASSIN VERSANT 1** : Tranchée drainante

Pour une pluie trentennale (pluie de référence)

1. HYPOTHESES DE DIMENSIONNEMENT

Détermination de la surface active :

Bilan	Surface totale (ha)	C moyen	Surface active (ha)
		2,556	1,000

Pluviométrie :

$$i(t) = a \cdot t^b$$

Période de retour	30 ans
Station météorologique retenue	Beauvais

Coefficients de Montana retenus		
Pas de temps	a	b
6-60 min	5,696	-0,576
60-360 min	6,523	-0,628
360-1440 min	18,572	-0,863

2. MODELE DE CALCUL

Débit de fuite :

Surface d'infiltration (m ²)	843
INFiltration (l/s)	K (m ³ /m ² /s)= 2,84E-05
Débit de fuite totale (l/s)	23,9

Détermination du volume de stockage et temps de vidange :

temps (h)	0,5	1	2	3	4	5	6	8
i (mm/h)	48,18	32,32	19,36	15,01	12,53	10,89	9,71	5,41
H pluie (mm)	24,09	32,32	38,72	45,03	50,12	54,45	58,26	43,28
Hfuite (mm)	1,68	3,37	6,73	10,10	13,46	16,83	20,20	26,93
Volume à stocker (m3)	572,80	739,96	817,66	892,81	937,03	961,57	972,81	417,91

temps (h)	10	12	14	16	18	20	22	24
i (mm/h)	4,46	3,81	3,34	2,97	2,69	2,45	2,26	2,10
H pluie (mm)	44,60	45,72	46,76	47,52	48,42	49,00	49,72	50,40
Hfuite (mm)	33,66	40,39	47,13	53,86	60,59	67,32	74,06	80,79
Volume à stocker (m3)	279,63	136,23	-9,46	-162,05	-311,07	-468,26	-622,13	-776,77

Volume utile total à stocker (m3)	973,00
Volume stockée dans la TD (m3)	500,00
Volume stocké dans le bassin (m3)	473,00
Temps de vidange en heure de la TD	5,81

- **BASSIN VERSANT 2** : Bassin d'infiltration

Pour une pluie trentennale (pluie de référence)

1. HYPOTHESES DE DIMENSIONNEMENT

Détermination de la surface active :

Bilan	Surface totale (ha)	C moyen	Surface active (ha)
	3,226	0,621	2,004

Pluviométrie :

$$i(t) = a \cdot t^b$$

Période de retour	30 ans
Station météorologique retenue	Beauvais

Coefficients de Montana retenus		
Pas de temps	a	b
6-60 min	5,696	-0,576
60-360 min	15,444	-0,832
360-1440 min	18,572	-0,863

2. MODELE DE CALCUL

Débit de fuite :

Débit spécifique (l/s/ha)	0,00
Surface (ha)	3,2255
SUPER ficiel (l/s) maximum calculé	0,00
SUPER ficiel (l/s) maximum retenu	0,00
Débit de fuite totale (l/s)	10,0

Détermination du volume de stockage et temps de vidange :

temps (h)	0,5	1	2	3	4	5	6	8
i (mm/h)	48,18	32,32	17,26	12,32	9,70	8,05	6,92	5,41
H pluie (mm)	24,09	32,32	34,52	36,96	38,80	40,25	41,52	43,28
Hfuite (mm)	0,90	1,80	3,59	5,39	7,19	8,98	10,78	14,37
Volume à stocker (m3)	464,73	611,62	619,84	632,66	633,46	626,65	616,03	579,36

temps (h)	10	12	14	16	18	20	22	24
i (mm/h)	4,46	3,81	3,34	2,97	2,69	2,45	2,26	2,10
H pluie (mm)	44,60	45,72	46,76	47,52	48,42	49,00	49,72	50,40
Hfuite (mm)	17,96	21,56	25,15	28,74	32,34	35,93	39,52	43,11
Volume à stocker (m3)	533,87	484,17	433,06	376,35	322,24	261,92	204,41	146,09

Volume utile BV2 (m3)	634,00
Volume D9A retenu pour le bassin (m3)	2686,00
Temps de vidange en heure (BV2)	17,61

- **BASSIN VERSANT 2** : Bassin d'infiltration

2. MODELE DE CALCUL

Débit de fuite :

Surface d'infiltration (m²)		748
INFiltration (l/s)	K (m³/m²/s)= ▼	21,2
	2,84E-05	
Débit de fuite totale réel (l/s)		21,2
Q fuite bassin étanche (l/s)		10,0
Débit de fuite retenu pour déterminer le volume utile de stockage du reliquat des eaux de toitures + V eaux usées épurées (Q fuite totale - Q fuite bassin étanche (l/s))		11,2

Détermination du volume de stockage et temps de vidange :

Le bassin d'infiltration accueille le reliquat des eaux de toitures et le volume journalier des eaux usées épurées.

Volume utile total nécessaire	486,00
Volume excédentaire de la TD + eaux de toitures des bureaux et locaux	473,00
Volume issu du bassin de rétention	0,00
Volume eaux usées traitées (m ³ /j)	13
Temps de vidange en heure	12,05

ANNEXE 4. Détail de calculs des tailles des ouvrages de traitements (Séparateur-hydrocarbure)

Annexe 4 : Dimensionnement des séparateurs à hydrocarbures (selon NF EN 858-1 et 858-2)

oooo

Calcul de taille nominale du séparateur

$$TN = (Qr + fx * Qs) fd$$

	Type d'effluent		b
Qr	Débit maximum des eaux de pluie en entrée du séparateur (en L/s)		
fx	Facteur relatif à l'entrave selon la nature du déversement	fx =	0
Qs	Débit maximum des eaux usées de production en entrée du séparateur (en L/s)	Qs =	0
fd	Facteur relatif à la masse volumique des hydrocarbures concernés	fd =	1

1) Calcul de Qr

$$Qr = 0,2 (C(imp) * i * A)$$

	C imp	Coefficient de ruissellement global du Bassin versant considéré (hors ouvrage hydraulique)
	A	Surface découverte de la zone de réception des eaux de pluie, mesurée horizontalement (hors ouvrage hydraulique)
méthode 1	i	Intensité régionale pluviométrique (en L/s/m ²) ici : i=0,03 L/s/m ²

Bassin versant	Cimp	i (L/s/m ²)	A (m ²)	Q (L/s)	A (ha)
BV2 (Voiries)	0,90	0,03	17 382,0	94	1,74

2) Calcul de TN du séparateur

$$TN = Qr * fd$$

Conformément à l'article 5 de la norme NF EN 851-1 sur la conception des installations de séparation d'hydrocarbures, il est recommandé de choisir la taille TN immédiatement supérieure à l'issu du calcul.

1 ; 3 ; 5 ; 6 ; 10 ; 15 ; 20 ; 30 ; 40 ; 50 ; 65 ; 80 ; 100 ; 125 ; 150 ; 200 ; 300 ; 400 et 500

En tenant compte de la vitesse de passage optimale des effluents de 190 s, pour garantir les normes de rejet inférieur à 5 mg/l d'hydrocarbures :

N°Séparateur	Bassin versant	Qr (L/s)	fd	TN initial	TN RETENU	Volume utile m ³
1	BV2 (Voiries)	94	1	94	100	19,0

3) Calcul du volume minimal du déboureur

$$Vs = (TN * 100) / fd$$

N°Séparateur	Bassin versant	TN	fd	Vs initial (en L)	Vs RETENU (m ³)
1	BV2 (Voiries)	100	1	10000	10,00