

PHALANGE BIO ENERGIES 32170 AUX-AUSSAT

Projet d'une unité de méthanisation

Modification de la gestion des eaux pluviales sur le site en projet

Table des matières

1. Présentation du projet :	3
1.1 Activité envisagée	3
1.2 Localisation du point de rejet	4
1.3 Description du sous bassin avant et après-projet.....	4
1.3.1 Le sous-bassin avant projet.....	4
1.3.2 Le sous-bassin après projet.....	6
2. Etude du site en projet.....	6
2.1 Etude de la zone 1.....	7
2.1.1 Détermination du coefficient de ruissellement.....	7
2.1.2 Calcul du débit de pointe selon la méthode rationnelle.....	8
2.1.3 Volume d’eaux pluviales à capter	9
2.1.4 Dimensionnement de l’ouvrage de rétention (méthode des pluies)	10
2.1.5 Conclusion.....	12
2.2 Etude de la zone 2.....	12
2.2.1 Détermination du coefficient de ruissellement.....	12
2.2.2 Volume d’eaux pluviales à capter	12
2.2.3 Conclusion.....	13
3. Conditions d’exploitations des ouvrages	13
4. Caractéristiques et capacité d’évacuation hydraulique du fossé de réception.....	13

1. Présentation du projet :

1.1 Activité envisagée

L'unité de méthanisation de la SAS PHALANGE BIO ENERGIES se trouvera à 300 m au nord-est de l'église d'Aux-Aussat, à 500 m de la route départementale D555 qui traverse le village d'Aux-Aussat (sur un axe est-ouest), le long de laquelle est concentré l'habitat du village.

L'activité de la SAS PHALANGE BIO ENERGIES est la production d'électricité de chaleur par cogénération. Le biogaz utilisé sera obtenu à partir d'intrants provenant exclusivement du GAEC de PHALANGE.

On distingue 3 types d'intrants : les déjections animales (fumier, lisier), les intrants d'origine végétale (CIVE, déchets de céréales, herbes récoltées sur les parcours, cannes de maïs) et les déchets d'abattoir et de l'unité de transformation (carcasses, grappes viscérales, ailes, pattes, sang).

Les déjections animales sont constituées :

- du fumier provenant des bâtiments d'élevage de canards prêt-à-gaver (phase d'élevage de 4 à 12 semaines), à raison de 200 tonnes par an
- du lisier provenant des canetonières (phase de démarrage de l'élevage de 1 jour à 21 jours), à raison de 1500 m³ par an,
- du lisier provenant des salles de gavage, à raison de 4375 m³ par an.

Les intrants d'origines végétales sont les suivants :

- des cannes de maïs broyées qui seront ramassées après la récolte du maïs grain, à raison de 600 tonnes de matière brute, récoltées sur 60 ha,
- du ray-grass implanté en culture intermédiaire à vocation énergétique à raison de 1900 tonnes de matière brute récoltées sur 102 ha avec un rendement de 4 tonnes de matière sèche par ha,
- les couverts implantés sur les parcours des canards prêt-à-gaver et récoltés avant l'arrivée d'une nouvelle bande de canards, à raison de 420 tonnes de matière brute sur la totalité des parcours soit, une surface de 32 ha (rendement prévisionnel de 12 TMB/ha),
- des déchets de céréales provenant du séchoir du GAEC, à raison de 100 tonnes par an.

Tous ces intrants proviendront des parcelles de l'exploitation uniquement et figurant au plan d'épandage du GAEC de PHALANGE mis à disposition pour la gestion des digestats de la SAS PHALANGE BIO ENERGIES.

Les déchets de l'abattoir et de l'unité de transformation sont les suivants :

- 40 tonnes par an de sang,
- 310 tonnes par an de carcasses, pattes et ailes, grappe viscérale,
- 150 tonnes de déchets gras par an pour 200000 canards transformés.

Tous ces déchets sont à consistance pâteuse (ou liquide épais) après hygiénisation.

La quantité totale à traiter représente **9595 tonnes** de matières.

La méthanisation de tous ces intrants (9595 tonnes de matières brutes) produira du biogaz d'une part et du digestat d'autre part.

La valorisation du biogaz se fera par cogénération (production d'électricité et de chaleur).

Le digestat subira une séparation de phase produisant ainsi une phase solide et une phase liquide. Ces deux produits seront épandus sur les parcelles du GAEC de PHALANGE.

La présente étude propose d'étudier l'aspect quantitatif de fortes pluies tombant sur des surfaces partiellement imperméabilisées et leur influence éventuelle étant donné le rejet des eaux pluviales dans un fossé.

L'étude hydraulique présentée ci-après est conduite selon le document « Les eaux pluviales dans les schémas d'aménagement - Constitution des dossiers d'autorisation et de déclaration au titre de la loi sur l'eau » édité en octobre 2007 par les services de l'Etat des régions Aquitaine et Poitou Charente.

1.2 Localisation du point de rejet

Les références cadastrales des parcelles prévues pour l'implantation du projet sont situées sur la commune d'Aux-Aussat, section B, parcelles n°195, 196, 197, 199, 201 et 202.

Les coordonnées Lambert 93 du point de rejet correspondant à la sortie de la canalisation regroupant la sortie de la zone de rétention aussi prévue pour la récupération des eaux pluviales, sont les suivantes :

- X = 478972
- Y = 6263972
- Z = 243 m.

1.3 Description du sous bassin avant et après-projet

La surface du sous-bassin étudié est de 1,6282 ha.

1.3.1 Le sous-bassin avant projet

Avant projet, la totalité du sous-bassin est constituée de parcelles en cultures. La parcelle se trouve sur le versant est d'une colline au nord du village d'Aux-Aussat. La pente moyenne de ce sous-bassin est de 8%. Quant à la pente du cheminement le plus long est de 8%.

L'ensemble des eaux superficielles du sous-bassin étudié s'écoule vers un fossé situé en limite des parcelles B196 et B197. Ce fossé rejoint une haie en bas de la parcelle (voir photo ci-après).

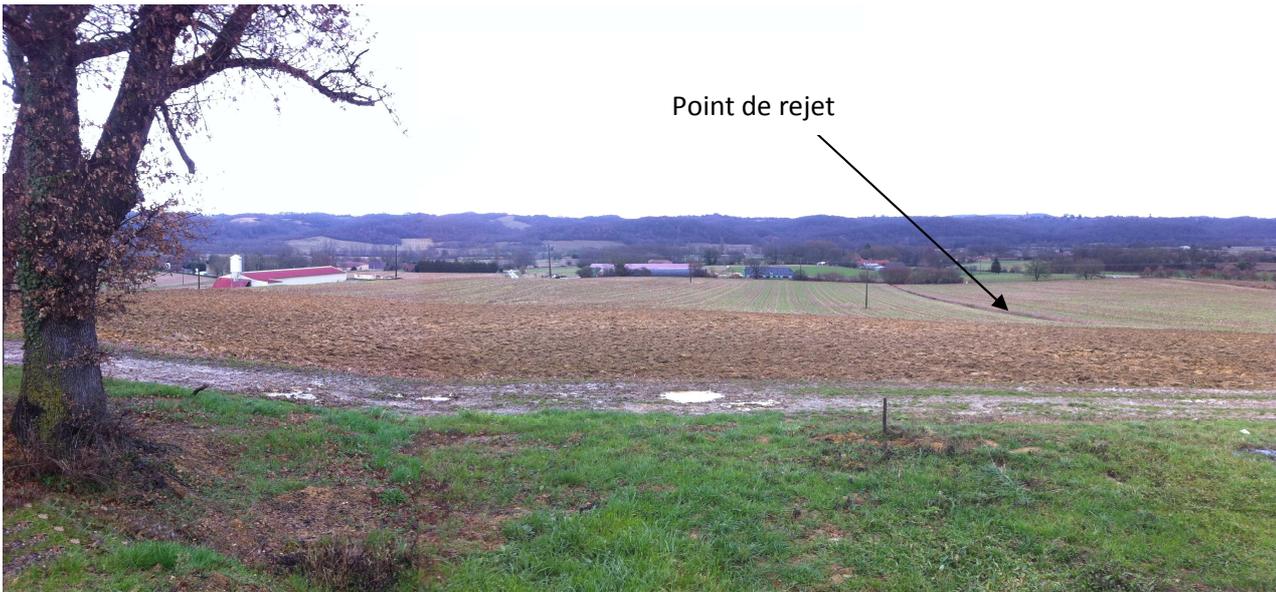
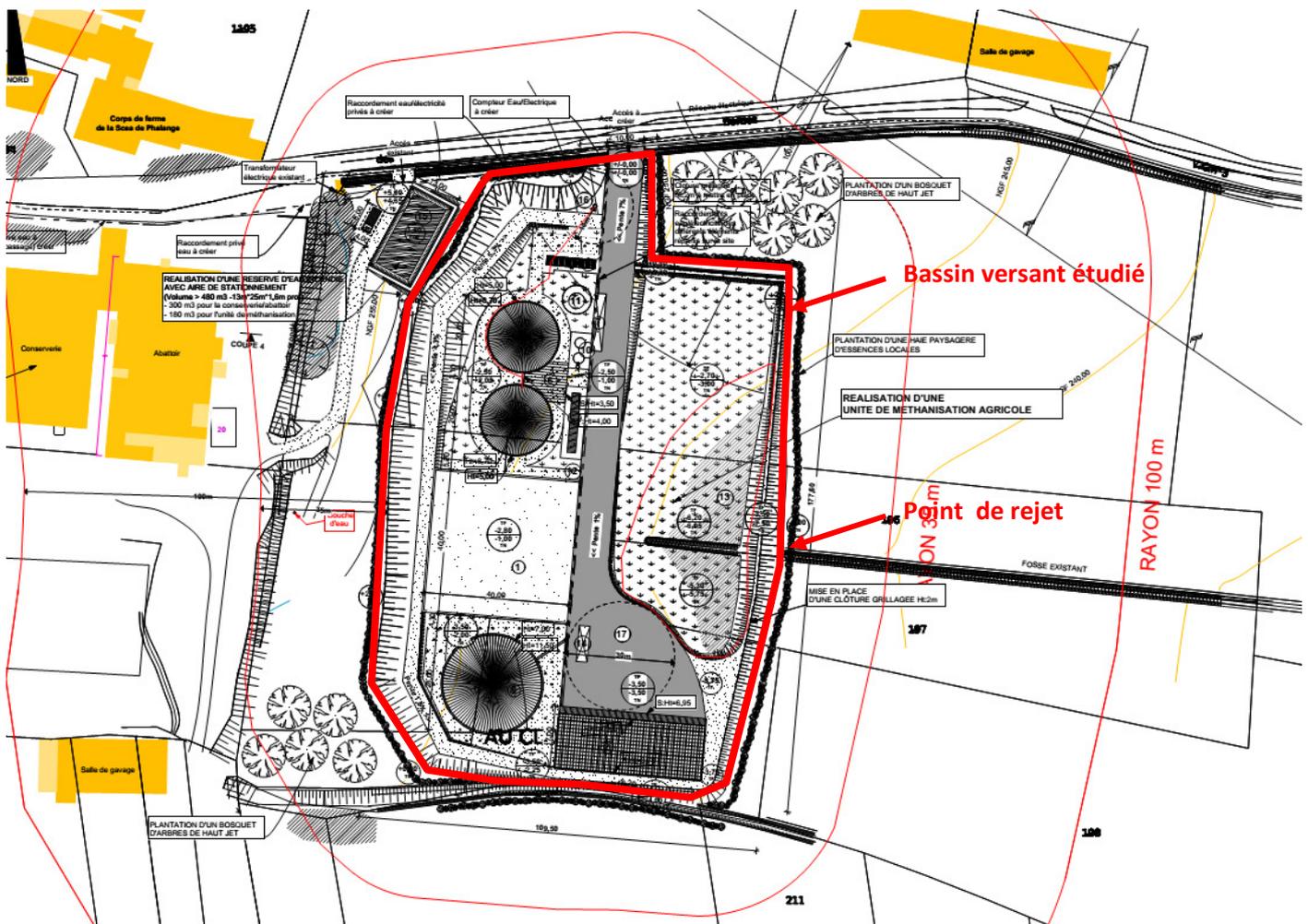


Photo de la parcelle depuis le haut de la parcelle B202.



Caractérisation du sous-bassin versant étudié

1.3.2 Le sous-bassin après projet

Après projet, le sous-bassin sera divisé en 2 zones :

Concernant la gestion des eaux pluviales, suite à une analyse d'un point de vue hydraulique, 2 zones ont été établies :

- Une zone propre (**zone n°1**) constituée de la voirie (voie d'accès depuis la voie communale + zone de manœuvre située devant les silos de stockage de CIVE), de la zone de stockage des CIVE (cette zone étant bâchée), la toiture du bâtiment (dédié au stockage de fumier et des déchets céréales), la dalle d'installation du local cogénération et l'ensemble des zones enherbées autour du site y compris les talus,
- Une zone sale (**zone n°2**) constituée de :
 - la voirie située devant la zone d'incorporation de la matière (voir n°5 sur le plan de masse),
 - La dalle bétonnée recevant l'incorporation de la matière voir n°5 sur le plan de masse),
 - De l'aire de dépotage des lisiers (voir n°7 sur le plan de masse)
 - De l'aire de lavage et de chargement du digestat (voir n°14 sur le plan de masse)
 - La dalle bétonnée recevant le système hygiénisation (voir n° 10 sur le plan de masse).

2. Etude du site en projet

La zone étudiée représente une surface de 1,6282 ha

Le site étudié après projet est constitué des types de surface suivants :

- toiture : hangar abritant les intrants solides + local cogénération + local technique,
- talus de rétention autour du digesteur, du post-digesteur, de la fosse de stockage du digestat,
- sol des zones de rétention (imperméabilité naturelle du sol argileux),
- zones stabilisées autour des équipements et des bâtiments,
- voiries « propres » en enrobée,
- zones « sales » correspondant aux aires de manœuvre devant le bâtiment, devant l'aire de stockage du digestat, l'aire de retournement et devant la trémie d'incorporation, imperméabilisées en enrobée.

La gestion des eaux pluviales sur le site a donc conduit à considérer 3 zones qui seront étudiées séparément :

- **zone 1** correspondant à l'ensemble des zones propres
- **zone 2** correspondant à la zone sale.

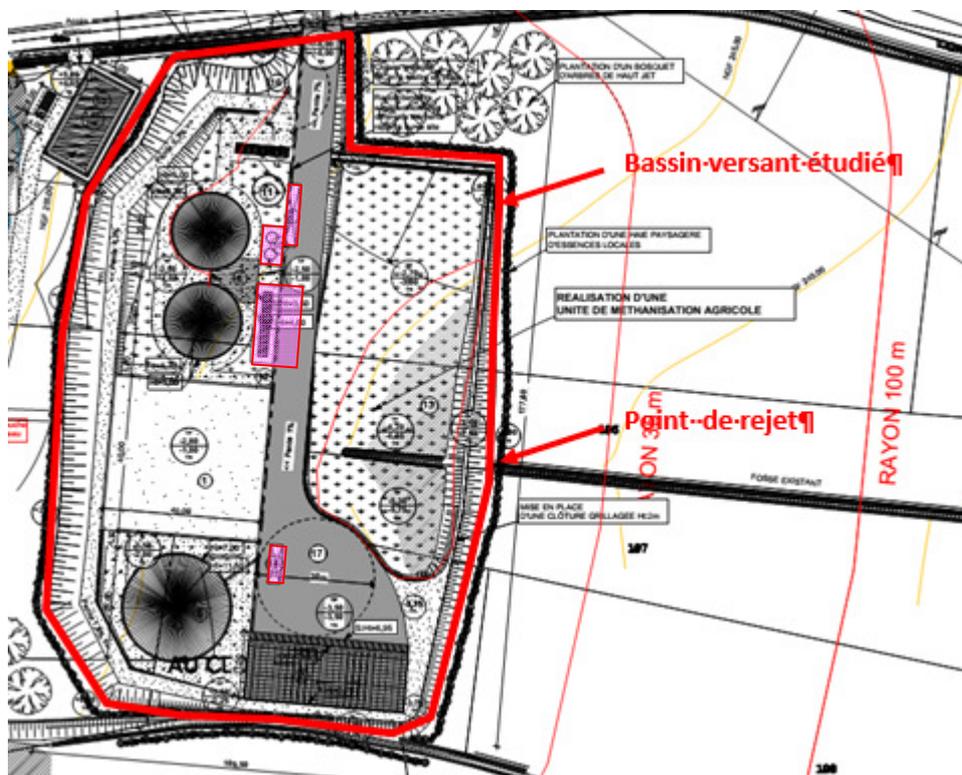
2.1 Etude de la zone 1

2.1.1 Détermination du coefficient de ruissellement

Ce coefficient de ruissellement (ou d'imperméabilisation) est défini à partir du type d'occupation du sol. Le tableau ci-dessous reprend les différentes occupations des sols de la zone dite propre :

Type de surface	surface en m ²	coefficient de ruissellement
bâtiment + dalles béton	2098	95
abords enherbés	7822	45
zone risberme + concassé	2322	50
voirie / zone enrobé	3682	95
	15924	56,6

Ainsi, pour la zone 1 le coefficient de ruissellement est de 56,6% pour une surface de 15 294 m².



Vue de la zone n°2 (en mauve) et de la zone 1 (le reste de la parcelle)

2.1.2 Calcul du débit de pointe selon la méthode rationnelle

En appliquant la méthode rationnelle, qui donne le débit de pointe décennal (Q_{10}) selon la formule :

$$Q_{10} \text{ (m}^3\text{/s)} = 0.167 \times C_a \times I \times A$$

avec Q_{10} = débit décennal en $\text{m}^3\text{/s}$

C_a = coefficient d'apport = coefficient d'imperméabilisation pour un orage de fréquence décennale

I = intensité de la pluie sur le temps de concentration t_c en mm/minute

A = surface totale du bassin versant en hectares

t_c = temps de parcours de l'eau du point amont du BV au point de calcul en minutes

Pour estimer ce temps on utilise la formule de Ventura :

$$t_c = 0.763 \sqrt{A/p}$$

Avec A = surface totale du bassin versant en hectares

p = pente du cheminement le plus long en mlm

Pour la zone 1, A vaut 1,5924 ha et p vaut 10%, d'où un t_c égal à **3,04 minutes**.

D'après l'IT77, la formule de Montana est la suivante:

$$I(T) = a \cdot t^{-b}$$

où:

I : intensité de la pluie en mm/min

T : fréquence d'inondation (temps de retour) en années

t : durée de la pluie en minute

a et b : coefficients de Montana pour la fréquence donnée fournis par Météo France pour la station de Auch

La fréquence d'événement pluvieux à considérer pour une ICPE nouvelle est la trentennale.

Cependant, pour une fréquence d'inondation de 30 ans, les coefficients de Montana sont les suivants :

$$a = 10,738 \text{ et } b = 0,706$$

Finalement, $I(30\text{ans}) = 4,893 \text{ mm/min}$.

$$Q_{\max}(30 \text{ ans}) = 0,736 \text{ m}^3\text{/s}$$

Finalement, nous retiendrons un **débit de pointe Q_{30} de 736 litres/s.**

Avant projet, avec un coefficient de ruissellement pondéré de 0,45 (zone de culture), une pente initiale du terrain de 10%, la même démarche appliquée à cette surface de 15924 m^2 , conduit aux débits suivants :

$$Q_{\max}(30 \text{ ans}) = 0,585 \text{ m}^3\text{/s} \text{ soit } 585 \text{ litres/s}$$

Le tableau ci-après récapitule les débits de pointe pour l'état initial et après projet

Débits de pointe en l/s	état initial	après projet sans mesures compensatoires
Q30	585	736

On peut remarquer que sans mesures compensatoires les débits de pointe après projet ne sont que légèrement supérieurs à l'état initial. En effet, le Q_{\max} (30 ans) n'est supérieur que de l'ordre de 25%. En effet, l'enherbement des abords sur la moitié de la surface de cette zone n'entraîne qu'une légère augmentation du coefficient de ruissellement par rapport à la situation initiale où toute la parcelle était en culture.

2.1.3 Volume d'eaux pluviales à capter

Le volume V est donné par la formule suivante :

$$V = \text{Cumul de pluie (fonction de T)} \times \text{surface du BV à capter} \times \text{coeff. de ruissellement}$$

Où V est en m^3

Cumul de pluie est en m^3/ha

Surface du BV (Bassin Versant) est en ha.

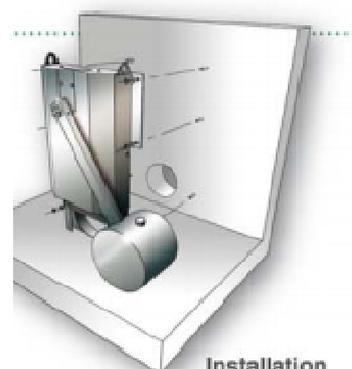
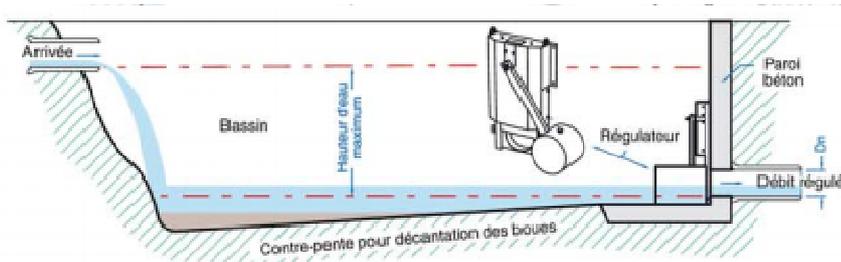
Pour des durées de 15, 60 et à 120 minutes, on obtient les résultats suivants :

durée en minute	15	60	120
I : intensité de pluie en mm/h	95,23	35,78	21,94
cumul de pluie en m^3/ha (fréquence trentennale)	238,06	357,85	438,74
coefficient de ruissellement	0,566	0,566	0,566
surface BV (ha)	1,5924	1,5924	1,5924
volume à capter (fréq trentennale) en m^3	214,52	322,45	395,34

Ainsi, le volume d'eaux pluviales à capter est de $322 m^3$ pour un orage de 60 minutes et $395 m^3$ pour un orage de 2 heures.

En fonctionnement normal, les eaux pluviales récupérées dans cette zone ne seront pas polluées et pourront être restituées sans traitement préalable (les concentrations en DCO DBO₅, MES, hydrocarbures et plomb seront négligeables voire nulles). Il n'y aura pas d'accumulation de boues dans ce bassin écrêteur.

Le projet consisterait construire un bassin d'une capacité de $395 m^3$. La vidange de ce bassin vers le fossé sera envisagée par la mise en place d'un équipement de régulation de type régulateur de débit à flotteur latéral ou frontal. Ce régulateur sera installé dans un regard en point bas de la zone de rétention. Le DN du régulateur sera de 100 et il sera complété par une grille de protection pour éviter tout colmatage de la canalisation en D50. Un programme de surveillance régulière sera mis en place afin de décolmater si nécessaire la grille de protection.



Installation à ciel ouvert

(Source TECHNEAU)

2.1.4 Dimensionnement de l'ouvrage de rétention (méthode des pluies)

Nous appliquerons la méthode des pluies à la zone 2 avec les hypothèses suivantes :

- coefficients de Montana de la Ville de Auch : $a = 8,63$ et $b = 0,706$ (pour une période de retour de 10 ans),
- application de la formule de Montana pour un pas de temps en minutes de 6, 15, 30, 60, 120, 180 ... jusqu'à 1080 minutes, valeur permettant de calculer la hauteur maximale à stocker,
- débit de fuite retenu de 3 l/s/ha.

Nous obtenons alors le graphique suivant pour en déterminer la hauteur maximale à stocker.



La hauteur maximale calculée est de 51,40 mm (valeur pour 12 h) pour une période de retour de 30 ans, d'où un volume d'eau à stocker, calculé avec la formule suivante :

$$V_{max} = 1,2 \times 10 \times \Delta h \times S_a$$

Avec V_{max} , volume d'eau à stocker (en m³)

Δh , hauteur maximale à stocker (en mm)

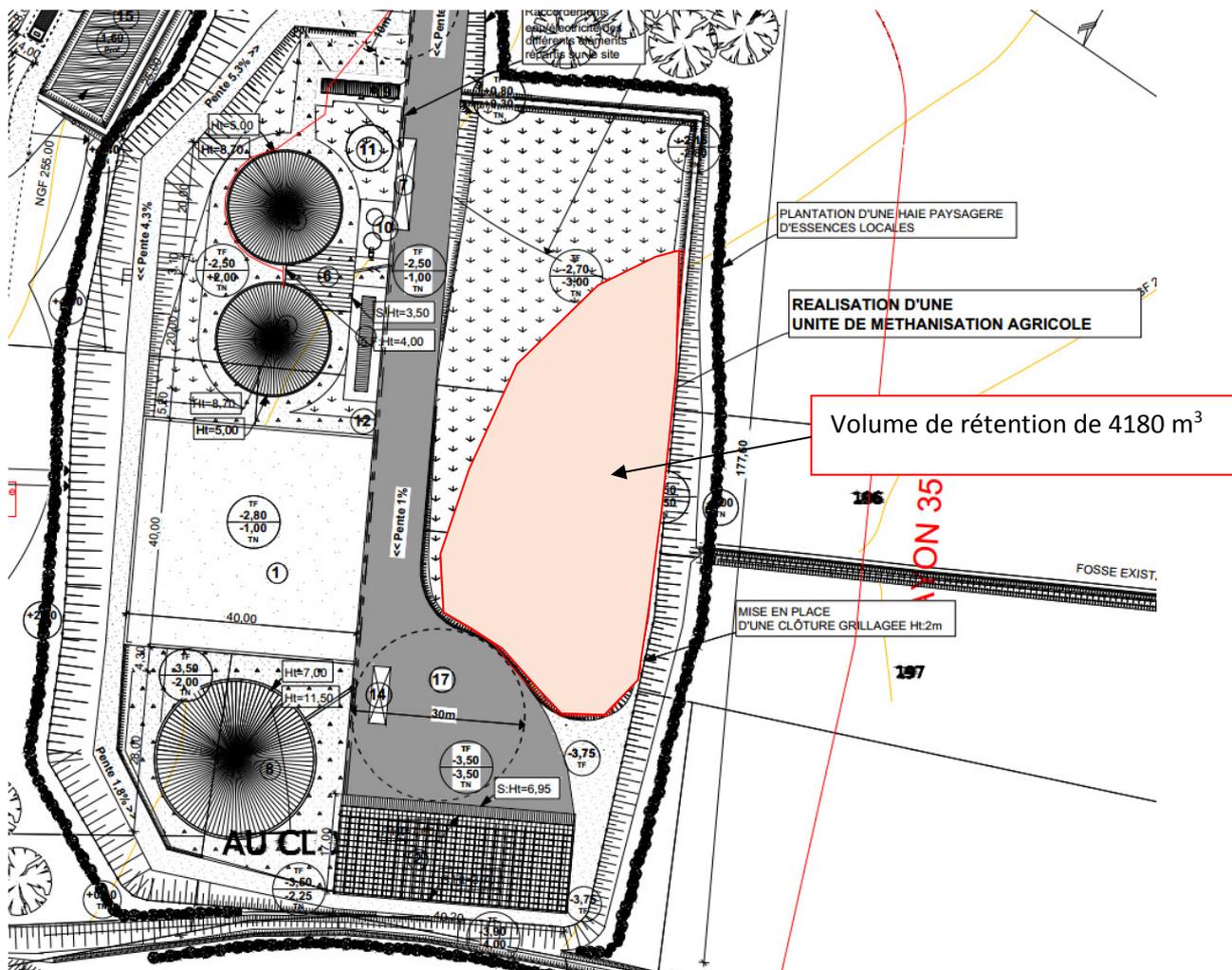
S_a , surface active (en ha)

On obtient alors $V_{max} = 556 \text{ m}^3$ pour une période de retour de 30 ans.

Finalement, il serait nécessaire de réaliser un **volume de rétention de 556 m³ pour une période de retour de 30 ans**

Or, le maître d'ouvrage a prévu la construction d'une zone de rétention globale du site qui permettrait le stockage de la plus grande cuve, à savoir 4153 m³.

Le volume de rétention est identifié sur le schéma ci-dessous :



2.1.5 Conclusion

La gestion des eaux pluviales de la zone 1 sera donc assurée dans la zone de rétention qui possède un volume de 4180 m³.

Un ouvrage de régulation de débit sera installé en point bas de la zone.

Une vanne d'isolement sera installée en sortie de la canalisation de vidange. Cette vanne sera fermée en cas de rupture de paroi d'une cuve sur le site (accident jugé très improbable mais à prendre en compte).

Une rupture de paroi d'un ouvrage de digestion ou de stockage de digestat serait détectée de la façon suivante : baisse de niveau rapide en l'absence de fonctionnement de pompe de transfert et/ou chute de la pression dans le cas des digesteurs.

2.2 Etude de la zone 2

2.2.1 Détermination du coefficient de ruissellement

Ce coefficient de ruissellement (ou d'imperméabilisation) est défini à partir du type d'occupation du sol.

Le calcul du coefficient de ruissellement moyen du site est réalisé en pondérant les coefficients de ruissellement par la surface. Le tableau ci-après présente chaque surface et son coefficient de ruissellement associé

Type de surface	surface en m ²	coefficient de ruissellement en %
Zone bétonnée + voirie sale	358	95
	358	95

Le coefficient de ruissellement de la zone 2 après projet est donc de 0,95

La totalité des eaux pluviales tombant sur cette zone sera récupérée et traité dans l'unité de méthanisation. Ces eaux seront récupérées gravitairement vers la fosse à lisier (voir n°11 sur le plan de masse).

2.2.2 Volume d'eaux pluviales à capter

Ce volume V est donné par la formule suivante :

$V = \text{Cumul de pluie (fonction de T)} \times \text{surface du BV à capter} \times \text{coeff. de ruissellement}$

Où V est en m³

Cumul de pluie est m³/ha

Surface du BV (Bassin Versant) est en ha.

Pour des durées de 15, 60 et à 120 minutes, on peut reprendre les données du paragraphe 2.1.3. On obtient les résultats suivants :

durée en minute	15	60	120
I : intensité de pluie en mm/h	95,23	35,78	21,94
cumul de pluie en m ³ /ha (fréquence trentennale)	238,06	357,85	438,74
coefficient de ruissellement	0,566	0,566	0,566
surface BV (ha)	0,0358	0,0358	0,0358
volume à capter (fréq trentennale) en m³	8,10	12,17	14,92

Ainsi, le volume d'eaux pluviales à capter est de 15 m³ pour un orage de 2 heures.

En fonctionnement normal, la totalité de ces eaux pluviales récupérées dans cette zone sera traitée par l'unité de méthanisation. Aucun rejet vers le milieu extérieur n'est possible. La fosse à lisier possède un volume utile de 138 m³. Cette capacité est largement suffisante pour récupérer un orage de 2 heures.

2.2.3 Conclusion

L'ensemble des eaux tombant sur les zones sales seront collectées dans la fosse de réception du lisier.

3. Conditions d'exploitations des ouvrages

Le bassin de régulation de la zone 1 fera l'objet d'un entretien régulier des abords et des berges pour les maintenir en bon état, éviter l'accumulation de débris à l'intérieur du bassin.

Un ramassage régulier des flottants, un faucardage éventuel avec enlèvement des végétaux, évitera l'engorgement du bassin et donc la diminution du volume stockable.

4. Caractéristiques et capacité d'évacuation hydraulique du fossé de réception

Le fossé de réception possède une forme trapézoïdale avec un fond de 25 cm environ, une ouverture de 130 cm en moyenne et une profondeur moyenne de 95 cm. Le fond constitué par le sol est recouvert de végétation à la fois sur son fond et sur ses parois inclinées (bief non entretenu). Le coefficient de rugosité est alors de 20.



Vue du fossé recevant les eaux pluviales du site

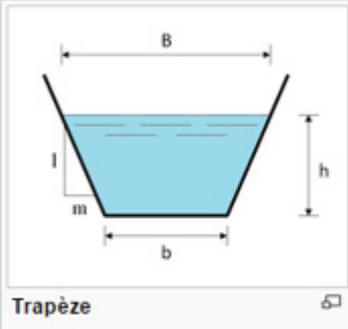
Le débit capable (Q_P) du fossé peut être calculé à partir de la formule de Manning Strickler :

$$Q_P \text{ (m}^3\text{/s)} = K \times I^{0.5} \times R_h^{2/3} \times S$$

Avec

- K : coefficient de Manning-Strickler lié à la rugosité de l'ouvrage (K=10 si fossé encombré, K=20 à 30 si fossé propre),
- I : pente du radier de l'ouvrage en écoulement permanent et uniforme (m/m),
- R_h : rayon hydraulique (m),
- S : surface mouillée (m²).

Sur la base d'une pente moyenne de 5% de l'ouvrage, en appliquant les formules suivantes avec les mesures de terrain présentées ci-avant, à savoir $h = 0,95$ m ; $m = 0,55263$ et $b = 0,25$ m :

	
Largeur, B	$b + 2 \times mh$
Surface, S	$(b + mh) \cdot h$
Périmètre mouillé, P	$b + 2 \cdot h \cdot \sqrt{1 + m^2}$
Rayon hydraulique, R_h	$\frac{(b + mh) \cdot h}{b + 2h \cdot \sqrt{1 + m^2}}$
Profondeur hydraulique, D_h	$\frac{(b + mh)h}{b + 2 \times mh}$

Pour $K = 20$, on obtient ainsi un débit de 1489 l/s pour une hauteur utile totale (égale à la profondeur du fossé).

Ce débit est largement supérieur au débit de pointe à évacuer de la zone de rétention (zone 1 uniquement) à savoir 736 litres/s.

Ce fossé permet donc d'évacuer les eaux du site.