



Essais de sol et analyses
géotechniques

PROCES VERBAL D'ESSAI RAPPORT ES32599/26

DEMANDE PAR :

NVST SRL

Chemin du Carmel, 6b

4053 Embourg

POUR LE COMPTE DE :

NVST SRL

Chemin du Carmel, 6b

4053 Embourg

LIEU DES ESSAIS :

Rue Etoile Badin

4920 Nonceveux

DATE DU RAPPORT : 11/02/2026

BE Siège principal
LU Siège d'exploitation

Lenclos, 72C
Rue Charles Kieffer, 11

B-6740 Etalle
L-8389 Grass

T. +32 63 42 22 94
T. +352 20 60 08 67

Table des matières

1.	Présentation de la campagne	3
1.1.	Contexte hydrogéologique	3
1.1.1.	Cartes thématiques de la DGARNE sur WalOnMap : Aléas.....	3
1.1.2.	Cartes thématiques de la DGARNE sur WalOnMap : PASH.....	6
1.2.	Implantation et nivellement	8
2.	Essais de portance	10
2.1.	Description des machines et des essais statiques	10
2.2.	Interprétations des résultats statiques.....	11
2.3.	Niveau d'eau	13
2.4.	Caractéristiques mécaniques du sol	14
2.5.	Conclusions	15
3.	Essais d'infiltration de l'eau.....	16
3.1.	Méthodologie de l'essai de perméabilité	16
3.1.1.	Tests en surface.....	16
3.1.2.	Tests en profondeur	17
3.2.	Vitesse de percolation	18
3.2.1.	Tests en surface.....	18
3.2.2.	Test en profondeur.....	19
3.2.3.	Stratégies d'infiltration, de rétention et d'évacuation des eaux pluviales en fonction de la conductivité hydraulique.....	20
3.3.	Dimensionnement du système tampon	22

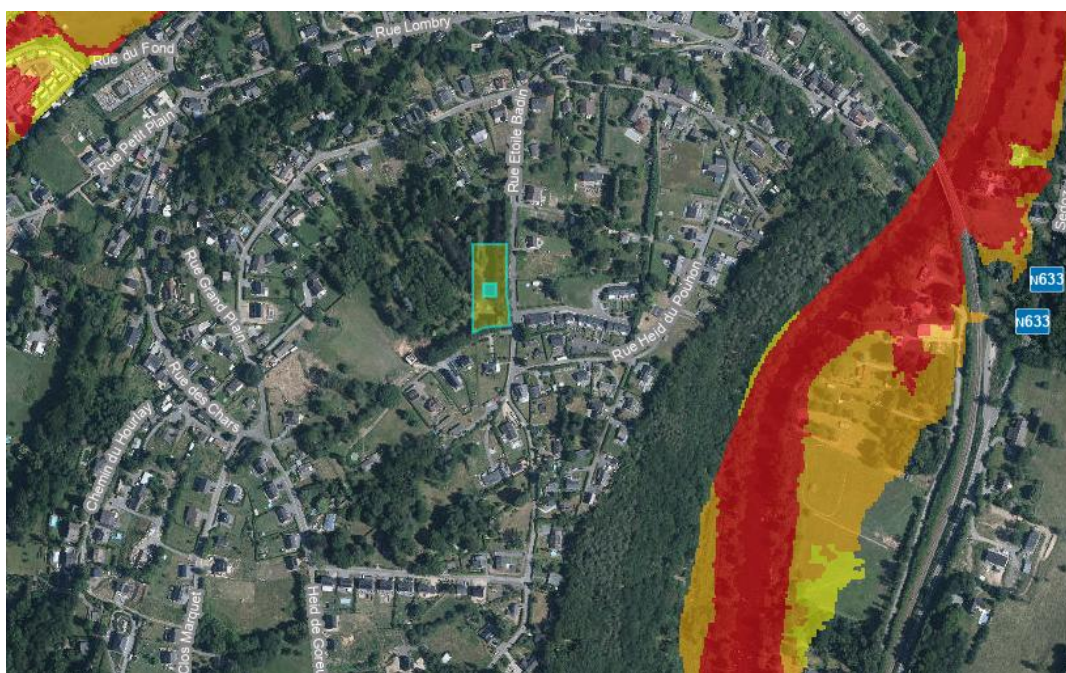
1. Présentation de la campagne

La campagne d'essais de sol que nous avons menée comprend :

- En partie 2 : des essais de portance visant à donner un avis sur le type de fondations à envisager suivant le projet du Maître de l’Ouvrage. Notre rapport comprend les résultats de ces essais permettant au Bureau d’Etudes de réaliser le dimensionnement des fondations.
- En partie 3 : des tests de percolation afin de concevoir le système d’évacuation des eaux pluviales en répondant aux exigences de la réglementation en vigueur tout en tenant compte du projet du Maître de l’Ouvrage.

1.1. Contexte hydrogéologique

1.1.1. Cartes thématiques de la DGARNE sur WalOnMap : Aléas



a) Aléa d'inondation

☒		A priori nul
☐		Aléa faible
☐		Aléa moyen
☐		Aléa élevé

b) Atlas du Karst wallon

☒		Sans objet
☐		Abri sous-roche
☐		Cavité
☐		Doline-Dépression
☐		Dépression paléokarstique
☐		Perte-Chantoir
☐		Pseudo-Doline
☐		Puits houiller
☐		Puits naturel
☐		Résurgence-Exsurgence
☐		Divers
☐		Substratum :

c) Zones de consultation de la DRIGM

☒		Sans objet
☐		Présence de carrières souterraines
☐		Présence de puits de mines
☐		Présence potentielle d'anciens puits de mines
☐		Présence de minières de fer
☐		Présence de karst

d) Concessions minières – nature des gisements

☒		Sans objet
☐		Concession de mines de houille
☐		Concession des mines métalliques
☐		Concession de mines de fer
☐		Concession de mines d'or
☐		Concession de mines de schistes alunifères
☐		Concession de mines de graphite
☐		Concession de mines de lignite
☐		Réservoir souterrain de stockage de gaz naturel

Dans les zones définies, la consultation de la Direction des Risques industriels, géologiques et miniers (DRIGM - geologie@spw.wallonie.be) est recommandée, sinon nécessaire, préalablement à tout projet.

e) Carte numérique des sols de Wallonie – Définition du type de sol

☐	Sans objet
☐	Carte non éditée
☒	Description : Sols limono-caillouteux à charge de silexite ou de gravier ou de conglomérat et à drainage naturel principalement favorable

Remarque(s) : /

1.1.2. Cartes thématiques de la DGARNE sur WalOnMap : PASH



a) Régime d'assainissement

☐		Sans objet
☒		Collectif
☐		Collectif hors zone urbanisable
☐		Autonome
☐		Transitoire

b) Eléments linéaires du réseau d'assainissement - Egouts

☐		Sans objet
☒		Egout gravitaire existant
☐		Egout sous pression

c) Éléments linéaires du réseau d'assainissement – collecteurs

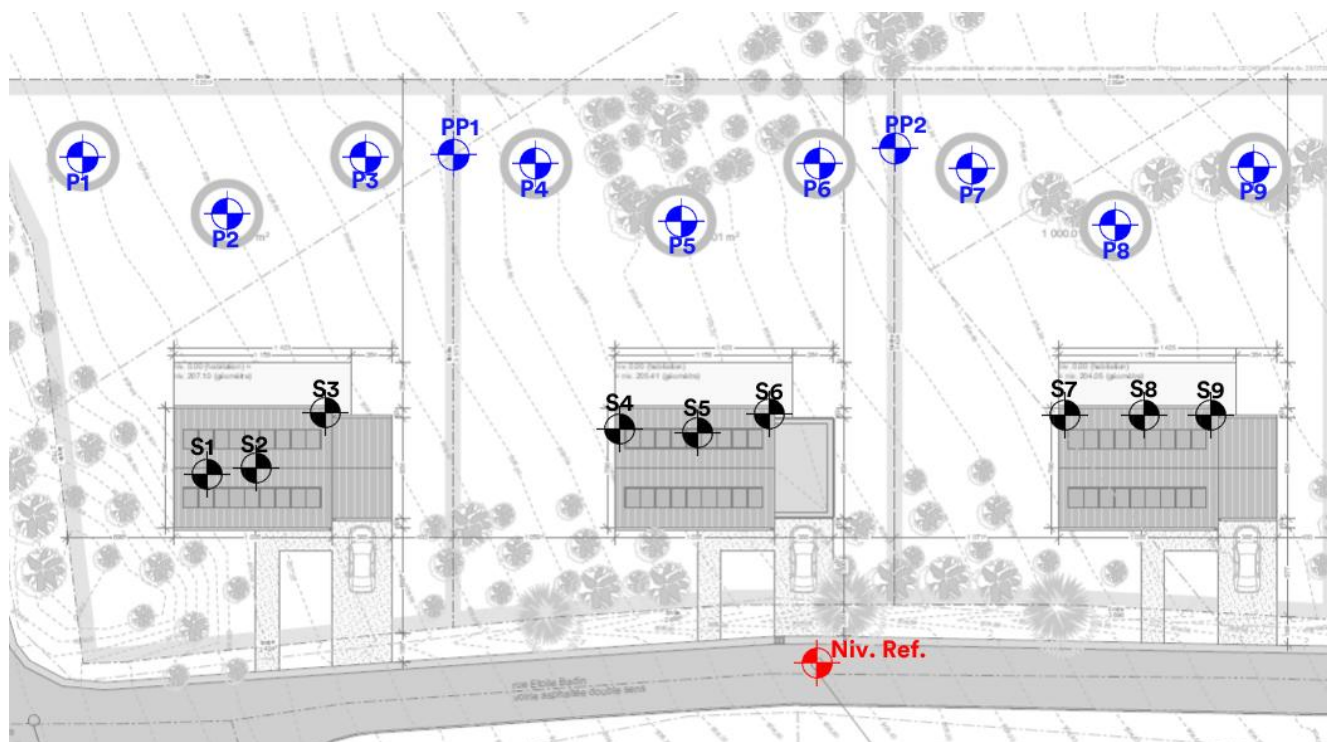
☒		Sans objet
☐	   	Collecteur gravitaire
☐	   	Collecteur sous-pression

d) Zones de protection des captages d'eau

☒		Sans objet
☐		Zone de surveillance
☐	 	Zone arrêtée
☐	 	Enquête en cours ou terminée
☐	 	Dossier à l'instruction
☐	 	Zone de prévention forfaitaire

1.2. Implantation et nivellement

Dans le cadre de la mission qui nous a été confiée nous avons réalisé 9 essais au pénétromètre statique (S), 9 tests de percolation en surface (P) et 2 tests de percolation en profondeur (PP) qui sont repérés sur le plan d'implantation ci-dessous.



Les cotes de niveau du terrain naturel au droit des essais ont été relevées par rapport au niveau repère 0,00m pris sur la taque en face du terrain.



Photo 1 : Niveau de référence

Point	X	Y	Z absolu	Z relatif [m]
REF	247.030.347	129.140.196	205,44	0,00
S1	247.018.217	129.101.616	207,45	+2,02
S2	247.017.731	129.103.197	207,29	+1,85
S3	247.013.305	129.108.508	206,77	+1,34
S4	247.012.852	129.126.198	205,75	+0,31
S5	247.013.409	129.132.571	205,42	-0,02
S6	247.013.386	129.136.740	205,17	-0,27
S7	247.013.111	129.155.039	204,30	-1,14
S8	247.013.131	129.161.426	203,74	-1,69
S9	247.013.175	129.166.797	203,77	-1,67
P1	246.998.014	129.095.100	207,15	+1,71
P2	247.001.633	129.105.587	206,62	+1,18
P3	246.998.967	129.112.279	206,27	+0,83
P4	247.000.169	129.122.556	205,77	+0,33
P5	246.995.568	129.132.424	205,05	-0,38
P6	246.996.413	129.141.253	204,58	-0,86
P7	246.995.165	129.150.159	204,26	-1,18
P8	247.002.263	129.161.826	203,75	-1,68
P9	246.995.181	129.170.564	203,32	-2,12
PP1	246.995.612	129.118.631	205,86	+0,42
PP2	246.997.693	129.144.014	204,54	-0,89

2. Essais de portance

2.1. Description des machines et des essais statiques

Les essais de pénétration statiques (cône mécanique CPT-M1) sont réalisés avec un pénétromètre lesté (jusqu'à 200 kN) selon la norme NBN EN ISO 22476-12 : 2009 - Reconnaissance et essais géotechniques - Essais en place - Partie 12 : Essai de pénétration statique au cône à pointe mécanique.

Le train de tige, muni à son extrémité du cône mécanique, avec un angle au sommet du cône de 60° et une section à la base de 10 cm², est poussé dans le sol via un vérin hydraulique avec une vitesse de pénétration constante de 2 cm/s. Par l'intermédiaire de tiges couissant dans les tubes-allonges, il est possible de faire avancer la pointe seule.

La résistance au cône et la résistance totale (résistance au cône + résistance au frottement latéral) sont mesurées tous les 2 cm. Les résultats présentés en annexe reprennent uniquement les mesures tous les 10cm afin d'alléger la lecture. Toutes les valeurs mesurées peuvent être transmises sur simple demande.

En fin d'essai, après extraction des tubes, le niveau d'eau est relevé au moyen d'une sonde électronique. Le niveau d'eau déterminé de cette façon peut être fort imprécis dans le cas de terrains peu perméables (argiles, limons), et être fort éloigné du niveau réel des eaux souterraines.

Les résultats des essais sont présentés sur les diagrammes en annexe. La résistance à la pointe (q_c) exprimée en kN/cm² (courbe noire) et la résistance au frottement latéral sommée (FI) en kN (courbe rouge) y sont représentés en fonction de la profondeur.



2.2. Interprétations des résultats statiques

Légende des symboles utilisés

Q_0 : la contrainte due au poids propre des terres [kg/cm^2]

q_c : la résistance à la pointe [kN/cm^2] (Remarque : $1 \text{ kN}/\text{cm}^2 = 10 \text{ Mpa} \approx 100 \text{ kgf}/\text{cm}^2$)

F_l : le frottement latéral total [kN] (Remarque : $1 \text{ kN} \approx 100 \text{ kgf}$)

ϕ_u : angle de frottement interne apparent [$^\circ$]

C : la constante de compressibilité [-]

P_{adm} : Pression de fondation admissible pour des semelles continues d'une largeur de 50cm, 70cm et 90cm [kg/cm^2].

Par application de la théorie du Professeur De Beer sur l'interprétation des essais de pénétration statique, il est possible de déduire, de la valeur de la résistance à la pointe, un angle de frottement apparent ϕ_u du sol aux différents niveaux de mesure.

Les hypothèses simplificatrices de base de cette théorie sont les suivantes :

- cohésion du sol nulle : $c = 0$ [kPa]
- poids volumique du sol au-dessus de la nappe : $\gamma = 16$ [kN/m^3] = 1600 [kg/m^3]
- poids volumique du sol immergé : $\gamma = 20$ [kN/m^3] = 2000 [kg/m^3]

L'angle de frottement apparent ϕ_u du sol est déterminé aux différents niveaux de mesure de la manière suivante :

- 1) L'essai de pénétration permet de calculer le rapport suivant :

$$N''_{q,d} = \frac{q_c}{\sigma'_{v'}} (1)$$

$$\text{Avec } N''_{q,d} = f(\phi', \phi_u) (2)$$

- 2) On postule $\phi' = 30^\circ$ et on déduit ϕ_u de la relation (2)
- 3) Si $\phi_u < 30^\circ$, on adopte la valeur trouvée ;
Si $\phi_u > 30^\circ$, on la rejette ; on admet dans ce cas que $\phi' = \phi_u$ et on recalcule l'angle de frottement apparent, considéré comme égal à l'angle de frottement interne.

A partir de la résistance à la pointe q_c , il est possible, moyennant certaines hypothèses, de disposer d'une valeur minimale de la constante de compressibilité C d'un sol :

$$C = \alpha \cdot \frac{q_c}{\sigma'_{v'}}$$

Avec α valant : 1,5 pour les couches de sable peu compactes et les couches faibles ;
2,0 pour les couches de sables compactes et les couches consolidées de cohésion normale ;
2,5 pour les couches rigides et sur-consolidées ;
0,5 à 0,7 pour les argiles organiques et la tourbe.

Nos calculs sont basés sur $\alpha = 1,5$ de manière à conserver une marge de sécurité pour la plupart des sols rencontrés. Pour une détermination exacte de ces valeurs de α , des essais en laboratoire doivent être effectués.

En général, plus la valeur de α est grande (et donc celle de C également), moins il y a de tassements.

Calcul des tassements

Les tassements sont calculés à l'aide de la formule de Terzaghi :

$$S = \frac{dh}{C} 2,3 \log \frac{P + Sz}{P}$$

Où :

S, le tassement [m]

Dh, l'épaisseur de la couche comprimée [m]

C, le coefficient de compressibilité [sans dimensions] (voir point 2)

P, la contrainte initiale dans le plan d'assise de la fondation [tonne/m²]

Sz, l'accroissement de la contrainte dans le plan d'assise en [tonne/m²]

Les calculs de tassement ont été réalisés en considérant les hypothèses suivantes :

- Les calculs s'arrêtent lorsque la contrainte appliquée sur le sol par les fondations correspond à la contrainte initiale du sol.
- Les tassements dépendent du niveau exact d'une éventuelle nappe phréatique. Dans nos calculs, le niveau d'eau utilisé est le niveau relevé directement dans les trous de sondage. Il peut donc y avoir quelques approximations.
- Ces calculs ne tiennent pas compte d'un éventuel gonflement du sol.
- Les tassements sont calculés dans la situation temporelle égale à la fin de la construction. Ces résultats ne sont plus valables en cas de variation des hypothèses (niveau d'eau, nouvelles constructions voisines, ...).
- Il est supposé que le tassement différentiel peut provoquer des dégâts seulement si :

$$\frac{dS}{L} > \frac{1}{500}$$

Où :

dS, le tassement différentiel entre deux points de support voisins [m]

L, la distance entre deux points de support [m]

En ce qui concerne la vérification des tassements admissibles, il convient de vérifier à la fois les tassements absolus et différentiels.

Les valeurs généralement retenues comme valeurs maximales de tassement absolu admissible (suivant EC7) pour les constructions neuves sont :

- Semelle filante ou isolée : 2cm
- Radier : 5cm

En conclusion, vu le nombre important d'hypothèses, le tassement calculé ne correspond pas au tassement réellement mesuré. Les valeurs des tassements calculés doivent donc être utilisées précautionneusement dans d'éventuels prises de décision et calculs.

Nature du sol

La nature du terrain ne peut être donnée qu'à partir d'un forage de reconnaissance ou d'un carottage et d'essais en laboratoire. Les valeurs données à partir des essais CPT ne revêtent qu'une valeur indicative.

Il n'est pas possible de se baser sur les résidus de terre trouvés sur les barres puisque plusieurs tubes de sondage ont parcouru différentes couches et que les particules se sont mélangées.

De manière générale, les valeurs suivantes peuvent être considérées :

Nature du sol	ϕ	C
Tourbe	Faible	3 - 10
Boue	Faible	5 - 8
Argile	4-14	10 - 20
Limon	20-28	20 - 50
Sable	28-35	50 - 400

2.3. Niveau d'eau

Essai	Profondeur du niveau d'eau [m] (*)	Profondeur d'éboulement [m] (*)
S1	/	5,31
S2	/	5,10
S3	/	4,66
S4	/	6,20
S5	/	4,68
S6	/	4,62
S7	/	3,96
S8	/	2,96
S9	/	1,92

(*) par rapport au terrain naturel en place lors des essais de sol.

La « profondeur d'éboulement » indique la profondeur à laquelle le trou de sondage s'est éboulé. Cette information indique qu'aucune présence d'eau n'a été relevée jusqu'à cette profondeur d'éboulement.

La valeur indiquée pour « la profondeur du niveau d'eau » se rapporte au niveau de la nappe d'eau souterraine mesuré dans le trou de sondage, immédiatement après avoir enlevé les tubes de sondage. Ces valeurs sont donc données à titre indicatif. Une bonne définition de la nappe d'eau souterraine n'est possible que lorsqu'on installe un piézomètre.

Rappelons également que le niveau de la nappe d'eau souterraine fluctue en fonction des conditions climatiques (saisons, pluviosité). En général, le niveau le plus élevé est atteint vers le 15 avril et le plus bas vers le 15 octobre (ce niveau peut varier de un à deux mètres en général).

2.4. Caractéristiques mécaniques du sol

Afin de garantir une profondeur de sondage la plus conséquente possible, un réducteur de frottement a été utilisé pour les essais 6 et 9. En utilisant le réducteur de frottement, seule la résistance à la pointe est mesurée.

Les raisons pour lesquelles les essais ont été arrêtés sont reprises dans le tableau suivant :

Essai	Capacité maximale totale atteinte ($Q_c + f_l$)	Capacité maximale du cône atteinte (~60kN)	Autre
S1	X	X	
S2	X	X	
S3		X	
S4	X	X	
S5			Pointe cassée
S6	X	X	
S7		X	
S8	X	X	
S9		X	

Sous la couche superficielle, aux 9 essais, le sol présente directement de bonnes caractéristiques mécaniques avec des valeurs de capacité portante de l'ordre de 0,10 MPa à 0,50 MPa. On peut cependant remarquer une couche avec des caractéristiques mécaniques moyennes à médiocres (valeurs de capacité portante variant entre 0,05 MPa et 0,09 MPa) :

- À l'essai 4 à une profondeur de 0,40m sur une épaisseur de 0,10m ;
- À l'essai 9 à une profondeur de 0,40m sur une épaisseur de 0,10m.

Le refus prématuré de la machine, aux essais 8 et 9 à une profondeur variant de 1,92m à 3,20m sous le terrain naturel laisse supposer la présence de débris rocheux voire de roche

2.5. Conclusions

Ne possédant pas toutes les données définitives de la construction (Niveau d'assise des fondations, portée des hourdis et de la toiture, matériaux utilisés, ...) les conclusions ci-dessous sont conservatives et établies de manière générale. Le système de fondation ainsi que la descente des charges sont propres à chaque construction. Il est par conséquent nécessaire de réaliser une étude complète de stabilité afin de dimensionner les éléments porteurs ainsi que les fondations de la construction.

Pour des données plus précises, nous restons à votre entière disposition.

Une habitation de gabarit classique (2 niveaux de hourdis) pourrait être fondée avec une assise sous la couche végétale, hors-gel, sous remblais éventuels et sous une profondeur minimum de 0,80m par rapport au terrain en place lors de la réalisation des sondages de sol sur **semelles filantes en béton armé** ; le taux de travail admissible est limité à 0,20 MPa.

On veillera à asseoir les fondations sur les couches de même compacité pour éviter les risques de désordre dus à des tassements différentiels. Par ailleurs, dans le cas de sols argileux, sensibles aux variations saisonnières de l'humidité du sol, nous recommandons de fonder l'assise des fondations à une profondeur supérieure à 1,50m suivant le CSTC-Buildwise. Pour une analyse précise de la nature du sol et donc du taux d'argile, il est nécessaire de réaliser des prélèvements et analyses en laboratoire. Il est également recommandé de placer toute végétation pouvant absorber de l'eau à une distance minimale de 10m (ou $>1,5.H_{arbre}$) par rapport aux fondations.

Les résultats donnés dans ce rapport ne sont valables qu'aux endroits des tests réalisés. En conformité avec l'Eurocode 7 (ENV 1997), un contrôle visuel de la nature des couches sous-jacentes aux fondations doit être effectué lors des travaux de terrassements afin de déceler des éventuelles hétérogénéités locales. Si la présence de remblais ou de matière organique est constatée, il y a lieu d'en avertir le bureau d'études en charge du dossier afin de déterminer la suite des travaux. Nous recommandons toujours la réalisation de forages mécaniques afin de vérifier la nature du sol et l'absence de matières organiques sous les fondations qui pourraient créer des tassements.

3. Essais d'infiltration de l'eau

3.1. Méthodologie de l'essai de perméabilité

3.1.1. Tests en surface

La méthode utilisée afin de mesurer la vitesse d'infiltration in situ est la méthode décrite dans le guide pratique du SAIWE¹. Cette méthode est reconnue comme étant la plus appropriée car elle fournit des valeurs de vitesse d'infiltration proches des conditions réelles de fonctionnement.

La méthode comprend les étapes suivantes :

Un trou de 80 cm de profondeur pour le point 1-3-6-7, 70 cm pour le point 2, 60 cm pour le point 4, 56 cm pour le point 5, 76 cm pour le point 8 et 85 cm pour le point 9 avec un fond horizontal de 30 cm de diamètre est creusé ;

Le fond du trou est scarifié sur 1 cm d'épaisseur ;

Un tube de PVC (Ø200mm) est déposé sur le fond et au centre de la cavité ;

L'espace annulaire autour du tube est remblayé sur 20cm de hauteur en tassant la terre par petites fractions ;

Une couche de 5 cm de sable du Rhin sont déposés au fond du tube ;

Un niveau de 20 cm d'eau est maintenu dans le tube pendant plusieurs heures afin de saturer le sol. Ensuite, le niveau est ajusté une dernière fois à 15 cm au-dessus de la couche de sable du Rhin. La baisse de niveau est ensuite observée toutes les 30 minutes

Si la vitesse de percolation est importante (tube se vidant dans l'intervalle des 30 minutes), le relevé des niveaux d'eau est pris toutes les 10 minutes en réalimentant le tube en eau

Les dernières valeurs obtenues de chaque point sont divisées par 30 minutes, temps durant lequel les niveaux ont été relevés (on divise par 10 minutes, si les baisses ont été constatées dans ce délai). Cette valeur donne l'indication de la vitesse de percolation exprimée en cm/minute.

Une moyenne est ensuite établie en additionnant les résultats obtenus et en les divisant par le nombre de points.

Le nouveau résultat permet de dimensionner l'épandage souterrain.

¹ Système d'Assistance et d'Information Wallon pour l'Épuration autonome

3.1.2. Tests en profondeur

Préparation

Un forage jusqu'à une profondeur maximale de 4,00m est réalisé.

Un tube de PVC (Ø32mm) est placé avec une partie filtrante de 1 mètre sur le bas.

On remblaye autour du tube, sur 50cm de hauteur avec du gravier.

Le tube est rempli d'eau jusqu'à son bord.

Mesures

La baisse de niveau est ensuite observée toutes les minutes pendant les 5 premières minutes, puis toutes les cinq minutes pendant 40 minutes et une dernière fois une heure après la première mesure.

Résultats

Les tests de perméabilité sont réalisés dans un sol situé au-dessus de la nappe.

La perméabilité en mètres par seconde sera calculée par la formule :

$$k = \left(\frac{d}{F}\right) \cdot \frac{\ln \frac{h_1}{h_2}}{\Delta t}$$

Avec : K, la perméabilité [m/s] ;

D, le diamètre du tube valant 32 [mm] ;

F, la hauteur de la partie filtrante valant 1 [m] ;

h_1 , la hauteur de l'eau dans le tube au temps t_1 [m] ;

h_2 , la hauteur de l'eau dans le tube au temps t_2 [m] ;

$\Delta t = t_2 - t_1$ [s].

Une interpolation est ensuite établie sur base des dernières mesures (régime d'infiltration établi).

Le débit en mètres cube par seconde du puits d'infiltration sera calculé par la formule :

$$Q = m \cdot k \cdot H \cdot B$$

Avec : Q, le débit [m³/s] ;

K, la perméabilité du sol [m/s] ;

H, la différence entre le niveau de l'eau dans le puits et le niveau statique de la nappe [m] ;

B, le diamètre du puits [m] ;

$m = \min(m_1 ; m_2)$, un coefficient de forme [-].

$$m_1 = \frac{2 \cdot \pi \cdot \lambda}{\ln(\lambda + \sqrt{\lambda^2 + 1})}$$

$$m_2 = \frac{2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\lambda^2 - 1}}{\ln(\lambda + \sqrt{\lambda^2 - 1})}$$

Avec : λ , le rapport entre hauteur L et diamètre B de la cavité d'infiltration [-].

3.2. Vitesse de percolation

3.2.1. Tests en surface

Les résultats des essais de perméabilité réalisés figurent dans le tableau ci-dessous.

<i>Points</i>	<i>Vitesse de percolation (cm/min)</i>	<i>Vitesse de percolation (m/s)</i>
1	0,007	1,17E-06
2	0,007	1,17E-06
3	0,003	5,00E-07
4	0,013	2,17E-06
5	0,007	1,17E-06
6	0,00	0,00E+00
7	0,00	0,00E+00
8	0,00	0,00E+00
9	0,003	5,00E-07
MOYENNE	0,004	7,41E-07

Les essais présentent des résultats qui correspondent à un sol **très faiblement perméable**.

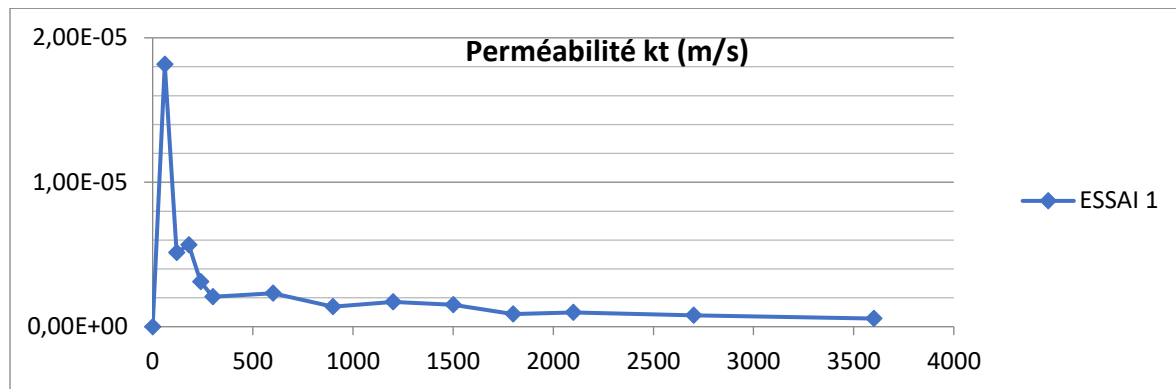


Photo 2 : Sol de nature argileuse (+ présence de sable avec des pierres)

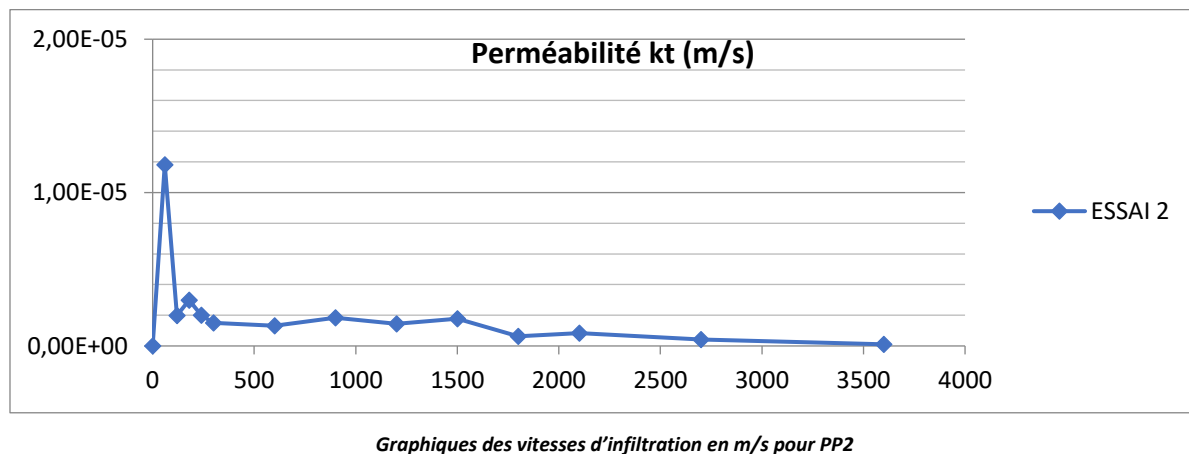
3.2.2. Test en profondeur

Points de test	Perméabilité [m/s]	Profondeur [m]
PP1	1,02 E-06	Entre 0,54m à 1,54m
PP2	8,25 E-07	Entre 0,57m à 1,57m
Moyenne	9,23 E-07	

A titre d'information, l'essai 1 a été réalisé à une profondeur de **1,54m** et a permis de relever une perméabilité de l'ordre de **1,02 E-06m/s**.



L'essai 2 a été réalisé à une profondeur de **1,57m** et a permis de relever une perméabilité de l'ordre de **8,25 E-07m/s**.



La moyenne des essais réalisés correspond à un sol très faiblement perméable.

Nous déconseillons en conséquence l'infiltration en profondeur via un puits perdant sauf si on rencontre des couches plus perméables en profondeur. Si on veut reconnaître les couches plus perméables en profondeur, il est nécessaire de réaliser des forages au moyen d'une machine plus puissante. Nous restons à votre disposition pour ces investigations complémentaires.

3.2.3. Stratégies d'infiltration, de rétention et d'évacuation des eaux pluviales en fonction de la conductivité hydraulique

Conductivité hydraulique du sol	Infiltration	Infiltration avec rétention et évacuation par trop-plein	Infiltration partielle avec rétention et évacuation à débit régulé	Imperméabilisation avec rétention et évacuation à débit régulé
$5 \cdot 10^{-6} - 5 \cdot 10^{-3}$ m/s Sable fin ou grossier (1)	✓✓✓	✓	✓	✗
$2,8 \cdot 10^{-6} - 5,6 \cdot 10^{-6}$ m/s Sable limoneux (2)	✓	✓✓✓	✓	✗
$2,8 \cdot 10^{-7} - 2,8 \cdot 10^{-6}$ m/s Sols argileux légers (3)	✗	✓	✓✓✓	✗
$< 2,8 \cdot 10^{-7}$ m/s Sols argileux lourds (3)	✗	✗	✓	✓✓✓

Tableau 1 : Stratégie d'infiltration ou de rétention en fonction de la conductivité hydraulique.

✓✓✓ Pertinent	✓ Moyennement pertinent	✗ Non pertinent
---------------	-------------------------	-----------------

(1) Un sol de type sable fin à une perméabilité de $5,6 \cdot 10^{-6}$ m/s. Un sable grossier aura une conductivité hydraulique de $1,4 \cdot 10^{-4}$ m/s. Migration rapide de la pollution à partir de $1 \cdot 10^{-5}$ m/s.

(2) $2,8 \cdot 10^{-6}$ m/s correspond à un sable limoneux

(3) Un sol argileux aura une conductivité hydraulique de $1,4 \cdot 10^{-7}$ m/s à $5,6 \cdot 10^{-7}$ m/s.

La valeur moyenne ramenée en m/s nous donne la conductivité hydraulique K.

Les essais présentent des résultats qui correspondent à un sol très faiblement perméable en surface et très faiblement perméable en profondeur.

La stratégie recommandée dans le cas présent en fonction de la conductivité hydraulique du sol est :

⇒ **Imperméabilisation avec rétention et évacuation à débit régulé**

En fonction des contraintes de la parcelle, les stratégies de gestion des eaux pluviales et de leur évacuation sont, par ordre prioritaire :

- Maximiser l'infiltration « in-situ »
- Combiner l'infiltration et la rétention en permettant de stocker provisoirement un certain volume d'eau pour les sols moyennement perméables (entre 10 et 20mm/h). Le déversement de l'excédent s'effectuera par trop-plein (au-dessus du niveau de stockage). Le débit d'évacuation pourra être régulé après temporisation ;
- Lorsque le terrain est peu infiltrant (entre 1 et 10mm/h), la rétention joue un rôle primordial. L'infiltration permet la gestion des pluies courantes sur l'année. L'évacuation se fera à débit régulé en fond de dispositif évitant ainsi la stagnation de l'eau dans le dispositif. Un dispositif d'évacuation par trop plein garantit le bon fonctionnement du dispositif ;
- Lorsque le terrain est pratiquement imperméable (<1mm/h), le volume de rétention doit être dimensionné pour reprendre l'ensemble des eaux pluviales collectées sur le site. L'évacuation se fera à débit régulé en fond de dispositif. Un dispositif d'évacuation par trop-plein est indispensable.

3.3. Dimensionnement du système tampon

Eaux usées

Suivant les cartes du PASH, le terrain est situé en zone d'assainissement collectif. L'infiltration des eaux usées épurées n'est donc pas envisagée dans le cas présent et un rejet différé des eaux pluviales à l'égouttage public est envisageable.

Eaux pluviales

GTI – Dimensionnement d'un ouvrage de rétention

J'ai vérifié que la présente fiche de calcul correspond bien à la dernière version disponible sur le site internet du Service public de Wallonie - https://inondations.wallonie.be/				1
Je déclare avoir lu et compris le guide technique (voir feuille "Infiltration seule")				1
Surf. de référence du projet [m²] :		1001	Ville ou Commune : AYWAILLE	
Surfaces incidentes par type d'occupation du sol				
	coeff. ruiss. [-]	surface [m²]	surface pondér. [m²]	(notes facultatives)
forêts, bois,...	0,05	0		
prairies, jardins, zones enherbées, pelouses, parcs,...	0,15	0		
champs cultivés, landes, broussailles, cimetières, dalles empierrement,...	0,25	0		
dalles gazon, toitures vertes >15cm,...	0,4	0		
terres battues, chemins de terre, toitures vertes <=15cm,...	0,5	0		
pavés à joints écartés, pavés drainants,...	0,7	0		
allées pavées, trottoirs pavés, parkings, terrains imperméabilisés,...	0,9	0		
toitures, routes, plans d'eau,...	1	110	110	
autre (à justifier)				
autre (à justifier)				
autre (à justifier)				
autre (à justifier)				
Coeff. ruiss. moyen et somme des surf		1,000	110	
Je confirme que le tableau ci-dessus reprend bien, en plus des surfaces affectées par le projet dont le coefficient de ruissellement après travaux est supérieur à celui d'une prairie, tous les terrains dont les eaux sont interceptées et passent par l'ouvrage de rétention à dimensionner.				1
J'atteste l'infiltration seule n'est pas possible et je joins en annexe toutes les preuves utiles (voir explications dans le guide technique)				1
Débit de fuite admissible	5	l/s/ha		
Période de retour - récurrence	30 ans			
Surface infiltrante du dispositif	0	m², soit : ...% de la surface de référence		
Coefficient d'infiltration K	0,00E+00	m/s		
RESULTATS :				
Intensité de la pluie de référence	21,0	l/s/ha		
Durée de la pluie de référence	500 minutes	Soit 8 h 20 min		
Débit entrant dans le dispositif	0,23	l/s		
Débit sortant par infiltration	0,00	l/s		
Débit de vidange total autorisé	0,055	l/s		
En pratique, une limitation à 0,1 l/s => (ou inférieure) est acceptable.				
Volume d'eau à maîtriser	5,3	m³		
Temps de vidange	26 h 46 min			
Fait à Etalle, le 10-02-26				
Titre et nom : Pour BNS SRL, Ing. HAMAIDE Antoine				

Suivant la feuille de calcul réalisée par le Groupe de Travail Inondations (GTI²), un **volume tampon de 5,3 m³** avec débit de fuite de **0,055 L/s** peut donc être mis en place avant rejet à la voie artificielle d'écoulement ou au ruisseau à proximité. **Le volume tampon dimensionné ci-dessus a à prévoir pour chaque habitation.**

Ce volume tampon peut être réalisé de plusieurs manière : bassin tampon aérien, enterré en S.A.U.L., enterré coulé sur place ou préfabriqué, ...

Dans le cas présent, **le débit d'ajutage vers l'égouttage public sera de 0,055 L/s** (110m²*5/10000). Pour des facilités de mise en œuvre, un débit de fuite de minimum 0,10 L/s est recommandé.

Le temps de vidange est de **26,77** heures.

Nous conseillons fortement la mise en place d'une chambre de visite pour contrôle du système d'ajutage, voire un système de détection (avec télésurveillance du fonctionnement du bassin). En cas de système de relevage (non gravitaire), nous conseillons également un système de détection et de télésurveillance.

Le présent rapport a pour objectif de donner les valeurs de perméabilité du sol et de donner des ordres de grandeur de différents ouvrages de rétention et d'infiltration (prédimensionnement). Les valeurs données ne sont valables qu'aux endroits réalisés, au moment des essais. Il se peut qu'elles évoluent au cours du temps. La mission de notre bureau de sondages de sol n'est pas une mission d'auteur de projets avec un suivi d'exécution. En conséquence, il est nécessaire de mener de manière plus approfondie l'étude du dispositif retenu (en fonction des autres terrassements du projet, des autres techniques enterrées, des contraintes topographiques et du ruissellement lié à celles-ci, des limites de propriété et d'utilisation du terrain, ...).

Pour les bassins tampons, nous préconisons la mise en place d'un déversoir (évacuant les eaux excédentaires des pluies ayant un temps de retour supérieur à 30 ans) vers une voie artificielle d'écoulement (fossé situé à proximité, égouttage public, ...) moyennant l'accord des gestionnaires et propriétaires de ces voies d'écoulement.

Le système tampon est dimensionné sur base des eaux provenant des surfaces de toitures communiquées. En fonction des bassins versants, des eaux de ruissellement, des configurations des parcelles voisines pouvant concentrer les ruissellements, et d'autres paramètres externes pouvant influencer le système tampon, nous préconisons dans tous les cas de réaliser un système de trop-plein au système. Ce trop-plein sera raccordé au système d'égouttage si ce dernier existe, moyennant l'accord du gestionnaire, ou à défaut sur un fossé ou autre exutoire situé à proximité.

² <https://inondations.wallonie.be/>

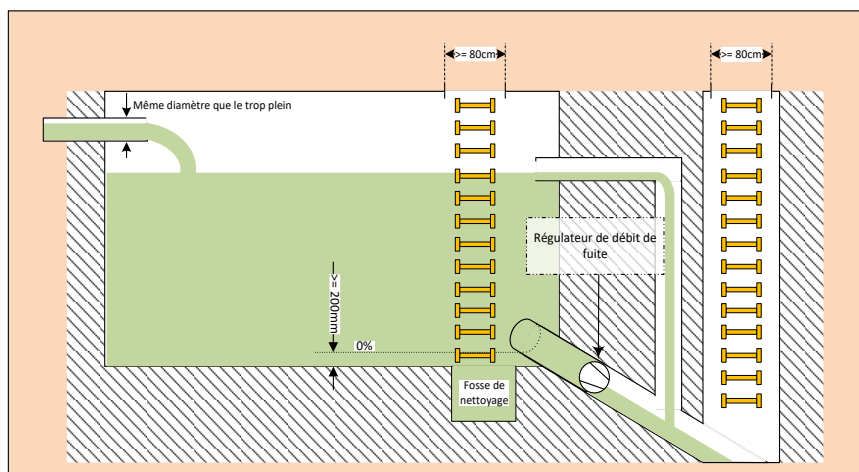


Figure 1 : Schéma de principe bassin gravitaire (<25m³)

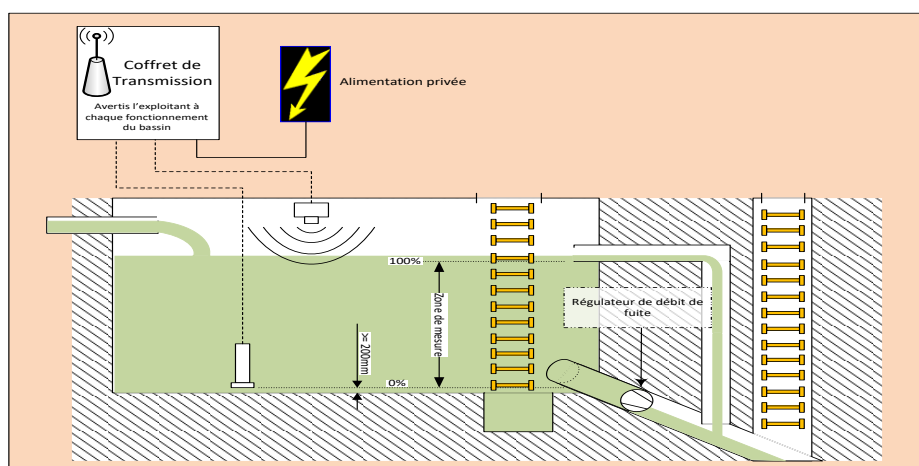


Figure 2 : Schéma de principe bassin gravitaire (>25 m³)

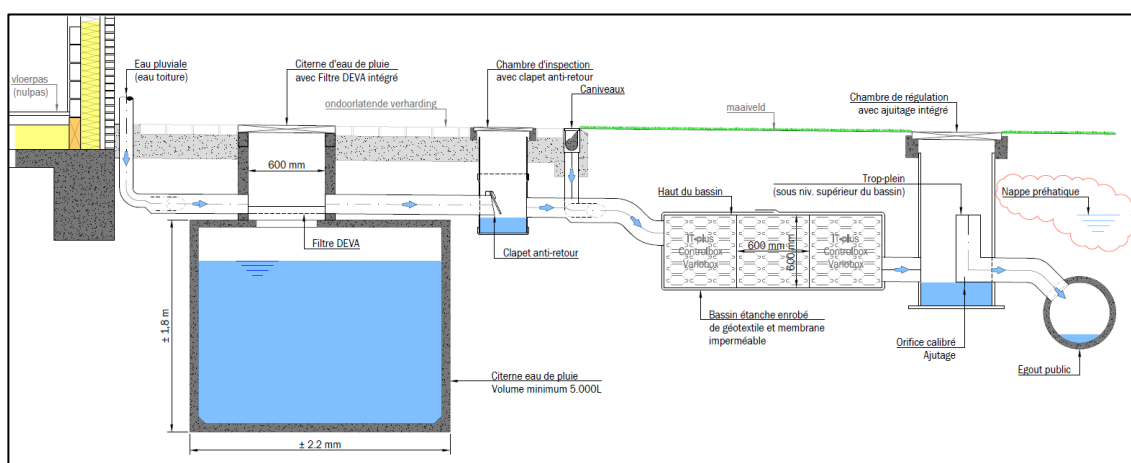


Figure 3 : Schéma de principe bassin en S.A.U.L. (Deschacht)

Ing. Nadin Franck

Ir. Gillet Grégory