

Maître d'Ouvrage

GROUPE HOSPITALIER ARTOIS-TERNOIS

Rapport d'étude Géotechnique

Etude Géotechnique
de Conception **G2AVP**

Projet

BAPAUME (62)

Réhabilitation EHPAD Henri Guidet

Date du rapport

07/05/2025

Référence du dossier

24.235.A.JS

Indice : **A**

Votre contact

Jérôme SABATIER

Co-gérant | Ingénieur Géotechnicien

j.sabatier@kamak-ing.fr

Mobile : 07 66 87 94 76

Bureau : 05 19 08 31 80



TABLEAU DE SUIVI DES INDICES DE REVISION

Indice	Date	Nom de l'édition – Modifications apportées	Ingénieur
A	07/05/2025	Rapport Initial G2AVP	JS

KAMAK Ingénierie se tient à la disposition du Maître d'Ouvrage, de l'équipe Maîtrise d'Oeuvre et des différents partenaires techniques de l'opération pour tout renseignement complémentaire relatif à la mission confiée et formalisée par le présent rapport.

Rédacteur du rapport



Jérôme SABATIER

Ingénieur POLYTECH | Co-gérant

Contrôleur interne du rapport



Michaël DELOMME

Ingénieur ENSIP | Co-gérant

Sommaire

1	Présentation mission Projet	5
1.1	Informations générales	5
1.1.1	Projet	5
1.1.2	Donneur d'ordre	5
1.1.3	Partenaires intervenants techniques	5
1.2	Présentation de la mission confiée à KAMAK Ingénierie	5
1.2.1	Entrants communiqués	5
1.2.2	Mission d'étude géotechnique de conception G2 phase AVP	6
1.3	Présentation du site de l'étude	7
1.3.1	Situation Emplacement	7
1.3.2	Etat existant Occupations des lieux	8
1.3.3	Données Géomètre Topographie	8
1.3.4	Contexte géotechnique hydrogéologique Enquête documentaire	8
1.3.5	Risques et aléas naturels Enquête documentaire	9
1.4	Données d'entrée du projet Phase AVP	12
1.4.1	Nature de l'ouvrage	12
1.4.2	Descentes de charges sur fondations Surcharges sur niveaux-bas	14
1.4.3	Terrassements Déblais-Remblais local poubelle	14
1.4.4	Définition de la ZIG Etat des lieux des avoisinants	15
2	Reconnaitances géotechniques	16
2.1	Positionnement des sondages	16
2.2	Sondages Essais géotechniques	16
2.2.1	Investigations de terrain	16
2.2.2	Essais en laboratoire	17
3	Exploitation et analyses des reconnaissances	18
3.1	Faciès géologiques	18
3.1.1	Formation 1 (F1) Couches de surface Remblais	18
3.1.2	Formation 2 (F2) Formations argileuses	20
3.1.3	Formation 3 (F3) Substratum cayeux	21
3.2	Modèles géomécaniques	21
3.2.1	Limite d'utilisation du modèle géomécanique	21
3.2.2	Règles adoptées pour l'élaboration des modèles géomécaniques	22
3.2.3	Modèles géomécaniques moyens caractéristiques	22
3.3	Hydrogéologie	23
3.4	Dégagement de fondations	23

3.4.1	Reconnaissance RF2 Ouvrage à démolir.....	23
3.4.2	Reconnaissances RF10 & RF11 Pignon Nord.....	24
3.4.1	Reconnaissances RF6 ; RF7 & RF20 Nouvelle entrée.....	25
3.4.2	Reconnaissance RF13 Poteau intérieur.....	25
3.5	Reconnaissances de dallage.....	26
3.6	Aléas et risques naturels.....	27
3.6.1	Paramètres sismiques.....	27
3.6.2	Potentiel de liquéfaction des sols.....	28
3.6.3	Risque cavités.....	29
3.7	Risques en relation avec l'activité humaine passée.....	29
4	Ingénierie géotechnique phase AVP.....	30
4.1	Cadre réglementaire Documents normatifs.....	30
4.2	Mouvements de terre Terrassements.....	30
4.2.1	Dévoisement des réseaux.....	30
4.2.2	Démolitions des ouvrages existants.....	30
4.2.3	Travaux de décapage.....	31
4.2.4	Sujétions et dispositions vis-à-vis de l'eau.....	31
4.2.5	Déblais.....	32
4.2.6	Remblais de reconstitution Hall d'entrée.....	33
4.2.7	Remblais contre le mur de soutènement.....	33
4.2.8	Plateforme Couche de forme sous rampe béton.....	34
4.3	Fondations superficielles Ouvrages neufs.....	35
4.3.1	Définition des paramètres dimensionnels.....	35
4.3.2	Type de fondation.....	35
4.3.1	Prédimensionnement.....	36
4.4	Fondations superficielles Réhabilitation intérieur.....	38
4.4.1	Travaux de renforcement.....	38
4.4.2	Type de fondation après réalisation du renforcement.....	38
4.4.3	Prédimensionnement.....	39
4.5	Reprise de charge par les fondations de l'existant Hall d'entrée.....	40
4.5.1	Prédimensionnement.....	40
4.6	Dispositions constructives Remarques diverses.....	41
4.7	Niveaux bas en structure souple Enrobé.....	42
4.7.1	Prédimensionnement couche de forme.....	42
4.7.1	Réception couche de forme.....	42
5	Aléas géotechniques résiduels.....	43
6	Enchaînement des missions géotechniques.....	43

1 Présentation mission | Projet

1.1 Informations générales

1.1.1 Projet

Désignation de l'opération	Réhabilitation EHPAD Henri Guidet
Adresse Localisation	55 rue de la République
Ville Commune (dépt)	BAPAUME (62)

1.1.2 Donneur d'ordre

Client Maître d'Ouvrage	Groupe Hospitalier Artois Ternois
Date consultation	18/12/2024
Date commande Référence	MC-2025-060 26/02/2025

1.1.3 Partenaires | intervenants techniques

Les partenaires de l'opération déclarés à KAMAK Ingénierie sont les suivants :

Maître d'Œuvre	Agence GUILLOU
B.E.T. structure	AELIA

1.2 Présentation de la mission confiée à KAMAK Ingénierie

1.2.1 Entrants communiqués

Les documents transmis dans le cadre de la mission confiée à KAMAK Ingénierie sont les suivants :

Documents	Emetteur	Indice	Date	Format
Plan topographique – plan parcellaire	BOGAERT&GOZE	/	16/04/2024	Pdf/dwg
Plan de masse – phase APS	/	/	/	pdf
Plan sous-sol de l'existant	/	/	/	pdf
Plans Rdc/R+1 et R+2 de l'existant	/	/	/	pdf

1.2.2 Mission d'étude géotechnique de conception G2 phase AVP

La mission est composée par un enchaînement de 2 phases.

Investigations et essais géotechniques

Cette première phase a pour objectif de :

- Définir un programme d'investigations géotechniques et de reconnaissance des sols adapté au contexte géologique attendu et aux caractéristiques du projet.
- Réaliser le programme défini, assurer son suivi et adapter si besoin les investigations de terrain au contexte géotechnique réellement rencontré sur site.
- Réaliser les essais en laboratoire permettant de définir les caractéristiques physiques des sols prélevés sur site.

Ingénierie géotechnique

A partir de l'ensemble des données disponibles sur le site, cette seconde phase a pour objectif d'établir une synthèse géotechnique du site de niveau G2AVP comprenant :

- La description des différentes formations géologiques rencontrées (natures et caractéristiques physiques/mécaniques).
- Le ou les modèles géotmécánicos moyens représentatifs du site.
- Le contexte hydrogéologique.
- Le recensement des risques (naturels et/ou anthropiques) et des aléas géologiques, y compris l'estimation des paramètres sismiques du site ainsi qu'une première approche des risques de liquéfaction des sols.
- Les contours de la Zone d'Influence Géotechnique (ZIG).

Cette synthèse géotechnique permettra d'établir les principes constructifs et prescriptions techniques niveau G2AVP des différents ouvrages du projet en abordant notamment :

- **Les terrassements :** Principes généraux de mise en œuvre, conditions de réalisation des déblais-remblais, de réutilisation des matériaux du site, traficabilité et amélioration des PST, gestion des venues d'eau, dispositifs de drainage et d'assainissement, estimation des déformations éventuelles, ...
- **Les fondations :** Modes de fondations envisageables (superficiel ou profond), niveau d'ancrage et d'encastrement, nature des sols d'assise, prédimensionnement avec définition des contraintes admissibles ELU/ELS, estimation des déformations pour les systèmes superficiels, calcul des capacités portantes ELU/ELS pour les systèmes profonds (terme de pointe et frottement latéral) ainsi que des longueurs de pieux correspondantes ...
- **Les assises de dallages et voiries :** épaisseur et nature des couches de formes, critères de réception, prédimensionnement des structures de chaussée VL/PL, ...
- **Les sujétions liées à l'existant :** conditions de stabilité des mitoyens et éventuelles reprises en sous-œuvre, conditions de terrassement, dispositifs de maintien provisoire ...

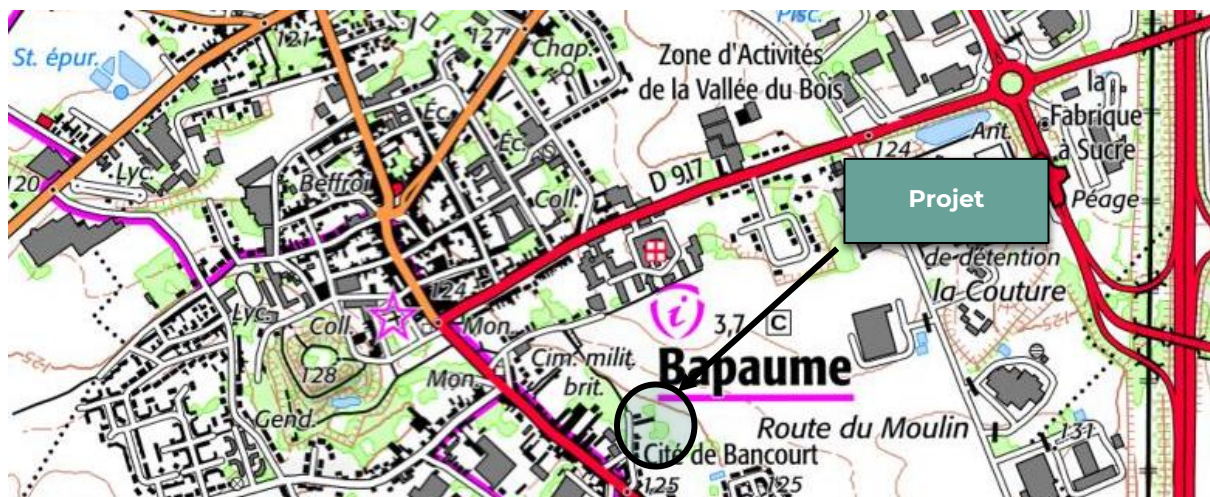
Les éventuels aléas géotechniques résiduels au terme de la mission G2AVP seront également indiqués.

La mission décrite ci-avant s'inscrit dans le cadre **d'une étude géotechnique de conception phase Avant-Projet (G2AVP)** selon la norme **NF P 94 500**.

1.3 Présentation du site de l'étude

1.3.1 Situation | Emplacement

Le terrain concerné par le projet est situé 55 rue de la République sur la commune de BAPAUME (62).



Il correspond à la partie Sud de la parcelle cadastrale AC n°223. La zone d'étude est limitée par :

- La rue du chemin blanc puis des champs côté Sud.
- Des bâtiments hospitaliers et des voiries côtés Nord et Ouest.
- Les jardins de pavillons côté Est.



1.3.2 Etat existant | Occupations des lieux

La zone d'étude est actuellement occupée par le bâtiment et des voiries qui seront conservés et réhabilités dans le cadre de la réalisation du projet.

1.3.3 Données Géomètre | Topographie

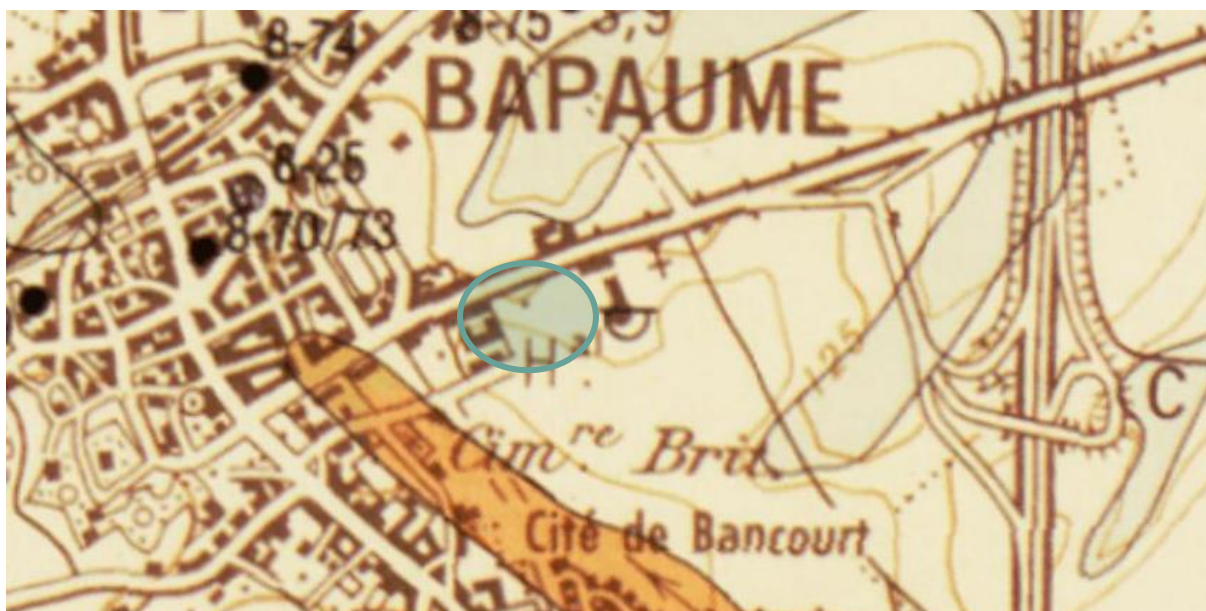
D'après le relevé GPS de nos points de sondages, l'altimétrie aux abords du bâtiment existant est comprise entre 127.6 NGF et 130.7 NGF.

1.3.4 Contexte géotechnique | hydrogéologique | Enquête documentaire

1.3.4.1 Données géologiques (site du BRGM)

D'après notre expérience locale et la carte géologique à l'échelle 1/50 000^{ème}, le site serait constitué des formations suivantes de haut en bas :

- Des remblais liés aux aménagements passés du site.
- Des limons des plateaux.
- Localement, des formations sableuses datant du Landénien.
- Des Calcaires crayeux.



1.3.4.2 Hydrogéologie | Inondation

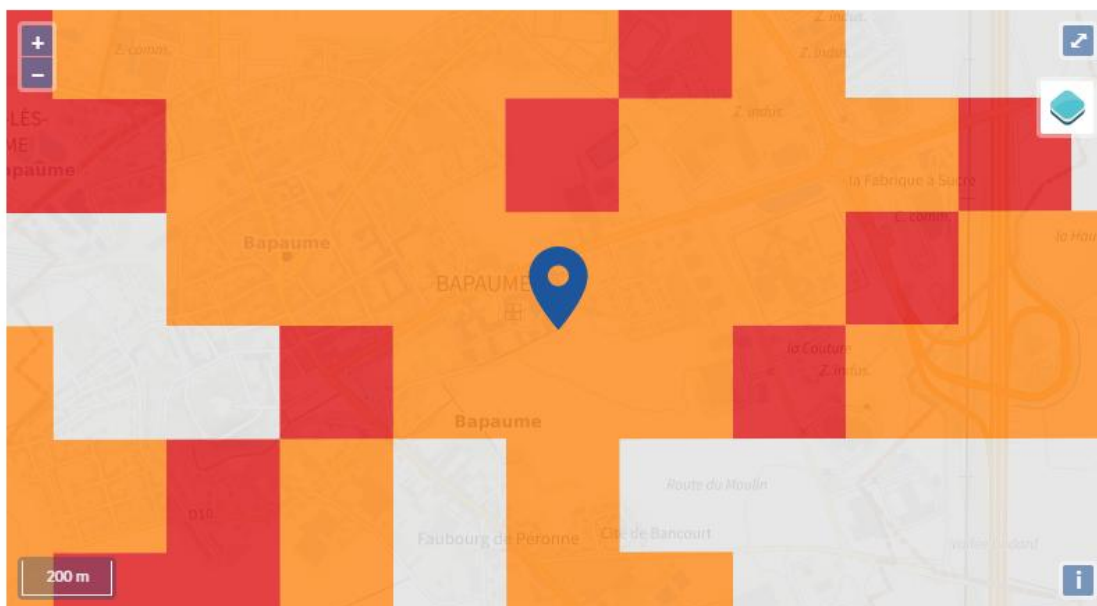
La consultation du site « Georisques.gouv.fr » indique les informations suivantes :



REMONTÉE DE NAPPES :

- Votre niveau d'exposition aux remontées de nappes est : Zones potentiellement sujettes aux inondations de cave.
- L'indication de fiabilité associé à votre zone est : MOYENNE

Risques liés aux remontées de nappe



Légende :

	Zones potentiellement sujettes aux débordements de nappe fiabilité FORTE		Zones potentiellement sujettes aux inondations de cave fiabilité FORTE		Pas de débordement de nappe ni d'inondations de cave fiabilité FORTE
	Zones potentiellement sujettes aux débordements de nappe fiabilité MOYENNE		Zones potentiellement sujettes aux inondations de cave fiabilité MOYENNE		Pas de débordement de nappe ni d'inondations de cave fiabilité MOYENNE
	Zones potentiellement sujettes aux débordements de nappe fiabilité FAIBLE		Zones potentiellement sujettes aux inondations de cave fiabilité FAIBLE		Pas de débordement de nappe ni d'inondations de cave fiabilité FAIBLE
	Zones potentiellement sujettes aux débordements de nappe fiabilité INCONNUE		Zones potentiellement sujettes aux inondations de cave fiabilité INCONNUE		Pas de débordement de nappe ni d'inondations de cave fiabilité INCONNUE

La commune de BAPAUME a fait l'objet de 2 classements pour catastrophe naturelle « Inondations et coulées de boue ».

Inondations et/ou Coulées de Boue : 2

Code national CATNAT	Début le	Fin le	Arrêté du	Sur le JO du
INTE0000391A	11/05/2000	11/05/2000	03/08/2000	23/08/2000
INTE9900627A	25/12/1999	29/12/1999	29/12/1999	30/12/1999

1.3.5 Risques et aléas naturels | Enquête documentaire

Les cartes des risques et aléas naturels sont consultables sur le site du Ministère de la Transition Ecologique et Solidaire (www.georisques.gouv.fr).

1.3.5.1 Sismicité

Pour le site étudié, la zone sismique est la suivante :

Zone sismique	Faible (2/5)
---------------	--------------



SISMICITÉ : 2/5

- 1 - très faible
- 2 - faible
- 3 - modéré
- 4 - moyen
- 5 - fort

Un tremblement de terre ou séisme, est un ensemble de secousses et de déformations brusques de l'écorce terrestre (surface de la Terre). Le zonage sismique détermine l'importance de l'exposition au risque sismique.



1.3.5.2 Argile

Pour le site étudié, la classe d'exposition à l'aléa argileux est la suivante :

Classe d'exposition

Faible (1/3)



ARGILE : 1/3

- 1 : Exposition faible
- 2 : Exposition moyenne
- 3 : Exposition fort

Les sols argileux évoluent en fonction de leur teneur en eau. De fortes variations d'eau (sécheresse ou d'apport massif d'eau) peuvent donc fragiliser progressivement les constructions (notamment les maisons individuelles aux fondations superficielles) suite à des gonflements et des tassements du sol, et entraîner des dégâts pouvant être importants. Le zonage argile identifie les zones exposées à ce phénomène de retrait-gonflement selon leur degré d'exposition.

Exposition faible : La survenance de sinistres est possible en cas de sécheresse importante, mais ces désordres ne toucheront qu'une faible proportion des bâtiments (en priorité ceux qui présentent des défauts de construction ou un contexte local défavorable, avec par exemple des arbres proches ou une hétérogénéité du sous-sol). Il est conseillé, notamment pour la construction d'une maison individuelle, de réaliser une étude de sols pour déterminer si des prescriptions constructives spécifiques sont nécessaires. Pour plus de détails :

<https://www.cohesion-territoires.gouv.fr/sols-argileux-secheresse-et-construction#e3>



La commune de BAPAUME n'a jamais fait l'objet de classement en catastrophe naturelle « Sécheresse ».

1.3.5.3 Radon

Pour le site étudié, le potentiel d'exposition à l'aléa radon est le suivant :

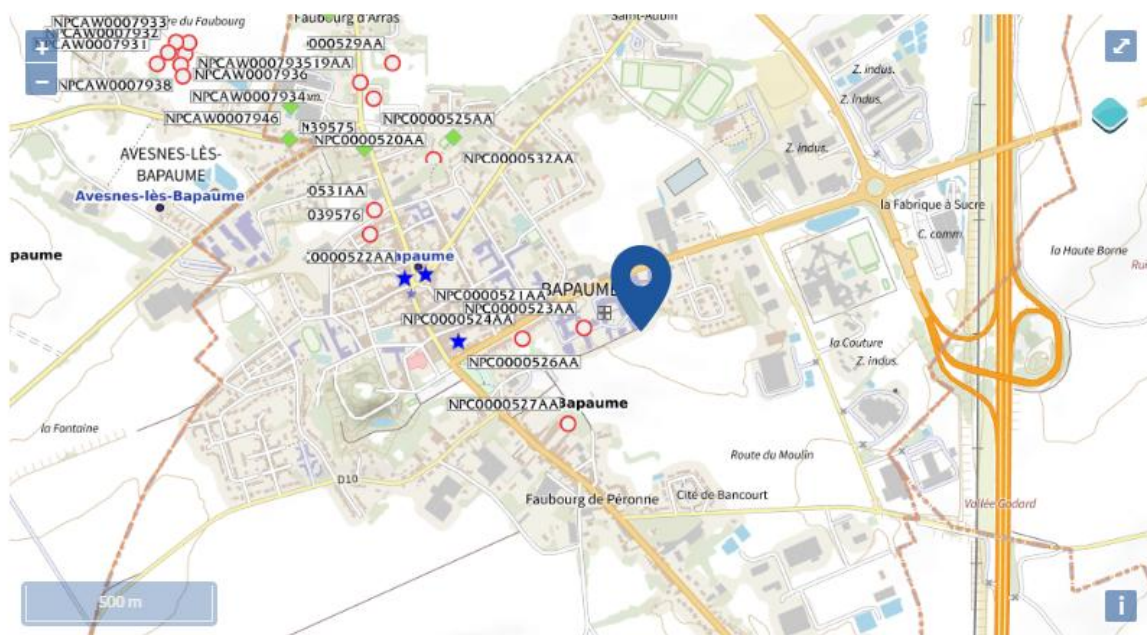
Potentiel radon	Catégorie 1
-----------------	-------------

1.3.5.4 Cavités souterraines

Pour le site étudié, le risque de cavité souterraine est le suivant :

Cavités souterraines	Présence d'ouvrage indéterminé dans un rayon de 500 m autour du site
----------------------	----------------------------------------------------------------------

Périmètre des servitudes d'utilité publique et localisation des cavités et indices de mouvements de terrain



Légende :

■ Cave	◆ Carrière	▲ Naturelle	○ Indéterminée
▲ Galerie	★ Ouvrage Civil	● Ouvrage militaire	★ Puits
● Souterrain	■ Glissement	▲ Erosion des berges	★ Effondrement
▲ Coulee	◆ Eboulement		

La commune de BAPAUME a fait l'objet d'un classement en catastrophe naturelle « Mouvement de Terrain ».

Mouvement de Terrain : 1

Code national CATNAT	Début le	Fin le	Arrêté du	Sur le JO du
INTE9900627A	25/12/1999	29/12/1999	29/12/1999	30/12/1999

1.3.5.5 Pollution des sols (500 m)

Les données relatives à la pollution des sols dans un rayon de 500 m autour du projet sont indiquées ci-après.

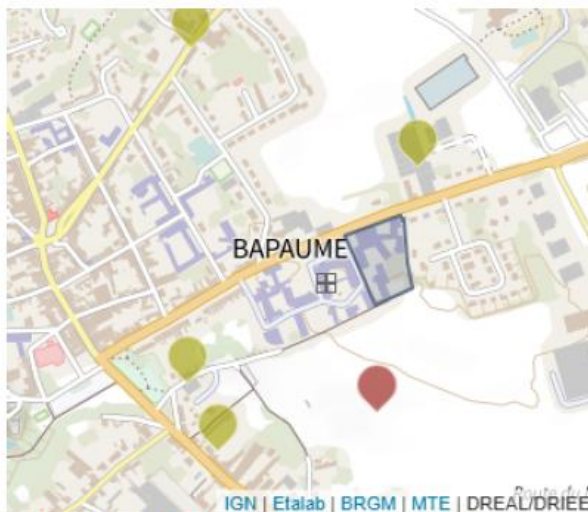


POLLUTION DES SOLS (500 m)

Les pollutions des sols peuvent présenter un risque sanitaire lors des changements d'usage des sols (travaux, aménagements, changement d'affectation des terrains) si elles ne sont pas prises en compte dans le cadre du projet.

Dans un rayon de 500 m autour de votre parcelle, sont identifiés :

- 1 site(s) référencé(s) dans l'inventaire des installations classées pour la protection de l'environnement (ICPE)
- 4 site(s) potentiellement pollué(s), référencé(s) dans l'inventaire des sites ayant accueilli par le passé une activité qui a pu générer une pollution des sols (CASIAS).



Parcelle(s) : 000-AC-223, 62450 BAPAUME

1.3.5.6 Vues aériennes anciennes

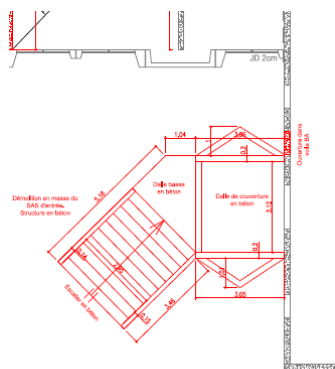
L'examen de vues aériennes anciennes prises dans la période 1945/2014 ne montre pas de travaux ou modifications majeures sur la parcelle concernée par le projet (construction/démolition de bâtiments, mouvements de terre significatifs en déblai/remblai, ...) autre que celle de la construction du bâtiment existant en 1976.

1.4 Données d'entrée du projet | Phase AVP

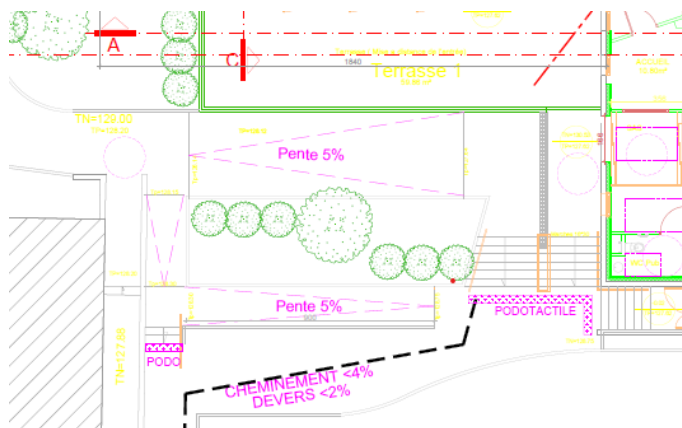
1.4.1 Nature de l'ouvrage

D'après les documents communiqués cités au paragraphe 1.2.1, le projet se présente comme suit :

- Création d'une nouvelle entrée principale après démolition du hall existant en RdC. Cette nouvelle entrée sera non plus au RdC mais au RdJ après création de nouvelles ouvertures et de nouveaux ouvrages extérieurs (rampe, escalier et petit mur de soutènement).

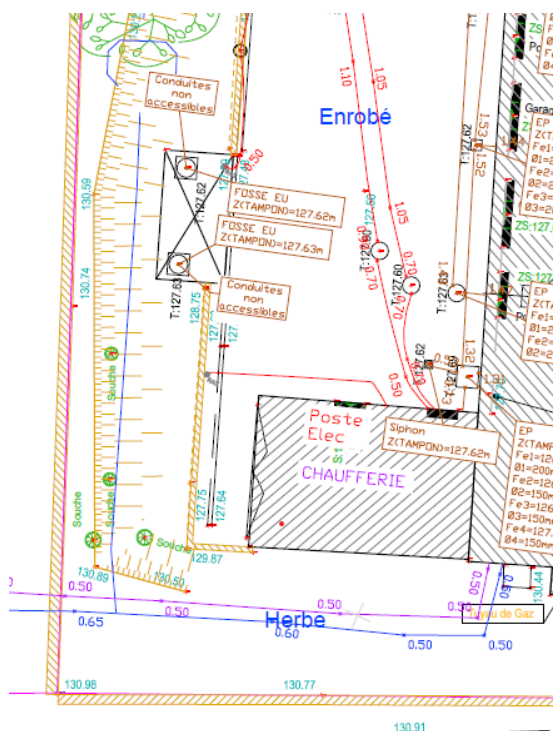


Plan démolition RdC

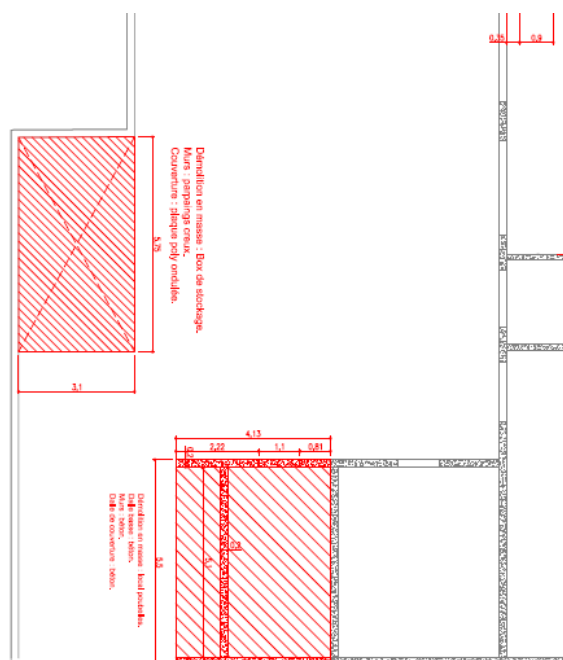


Plan projet RdJ

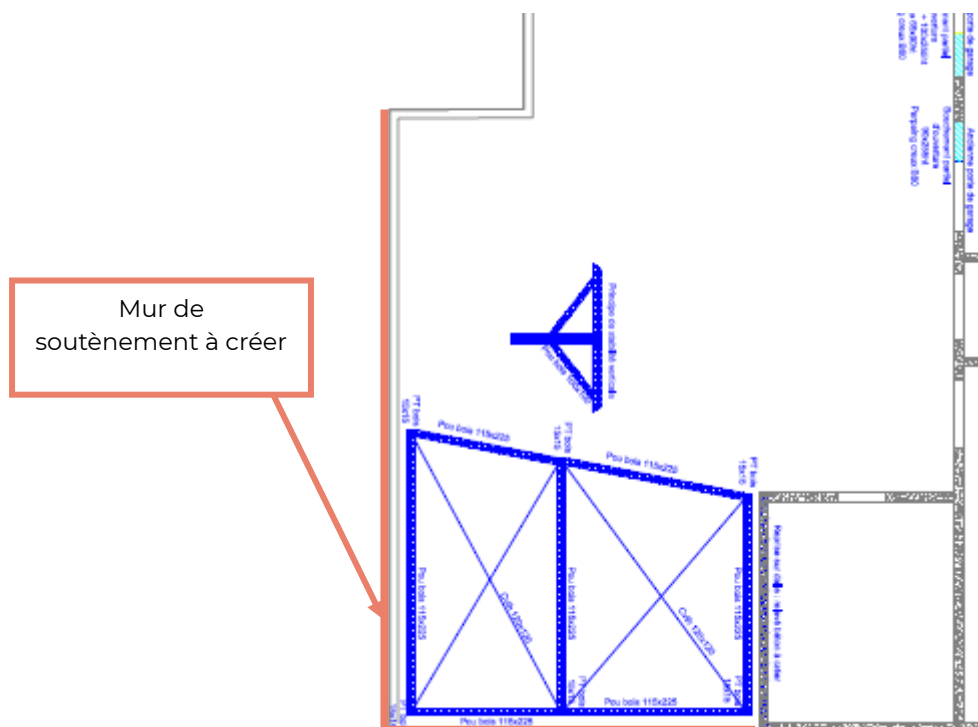
- Création d'un local poubelle/vélo/motos extérieur après démolition d'une partie des existants dont un mur de soutènement et un voile d'ouvrage servant de soutènement. Les soutènements seront reconstruits dans le cadre du projet. Le niveau bas RdC des nouveaux ouvrages est prévu en enrobé.



Etat existant

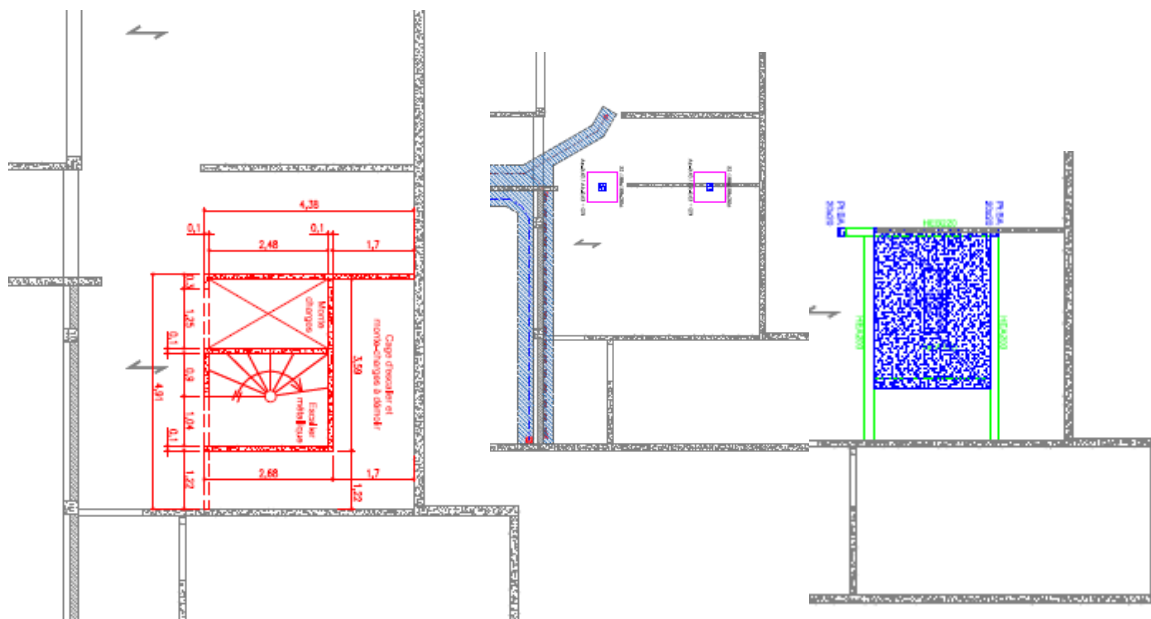


Plan des démolitions



Projet

- L'aménagement intérieur de l'ouvrage avec la création de réseaux au travers du dallage existant, la création de nouveaux appuis et la fermeture du plancher RdC après démolition de l'escalier.



Plan démolition escalier RdJ

Création plancher RdC et 2 poteaux au RdJ

1.4.2 Descentes de charges sur fondations | Surcharges sur niveaux-bas

1.4.2.1 Ouvrages neufs

En l'absence d'informations précises, les hypothèses retenues par KAMAK Ingénierie concernant les sollicitations aux ELS-QP sont les suivantes (estimations) :

- Charges verticales centrées sur appuis isolés : ≤ 150 kN.
- Charges verticales centrées sur appuis continus : ≤ 50 kN/ml.
- Surcharges d'exploitation uniformément réparties sur les niveaux bas : ≤ 4.0 kN/m².

1.4.2.2 Ouvrages existants

Aucune information ne nous a été transmise au stade AVP sur les compléments de charges apportées sur les fondations de l'existant dans le cadre du réaménagement de l'ouvrage. En phase G2PRO, ce point sera étudié plus en détail une fois le différentiel de charge existant/projeté étudié par le BET structure.

1.4.3 Terrassements | Déblais-Remblais | local poubelle

Sur la base du niveau fini de l'existant à 127.6 NGF et de la cote altimétrique du terrain au droit de la future entrée (127.7 à 130.5 NGF), le mouvement de terre prévisibles par rapport au niveau fini d'une plateforme estimée vers 127.6 NGF sont en déblais sur des hauteurs comprises entre 0 et 2.9 m. Ces hauteurs s'entendent hors surcreusement pour réalisation des couches de forme/plateformes de travail.

1.4.4 Définition de la ZIG | Etat des lieux des avoisinants

Les ouvrages projetés sont mitoyens de constructions existantes (plan de ces dernières non communiqués).

2 Reconnaissances géotechniques

2.1 Positionnement des sondages

L'implantation des sondages est indiquée sur le plan joint en annexes 1. Elle a été définie et réalisée par KAMAK Ingénierie en fonction :

- Du plan de masse du projet disponible au moment de l'intervention.
- Des nombreux réseaux enterrés présents dans le sol.

Les coordonnées des têtes de sondages ont été relevées en X, Y et Z au moyen d'un GPS TRIMBLE TDC600 ou TDC6. Elles sont récapitulées dans le tableau ci-après.

Nom du sondage	Coordonnées (CC50/NGF)		
	X	Y	Z
SP1	1689832,71	9211429,13	127,6
RF2	1689833,92	9211426,65	127,7
PD3	1689836,98	9211420,32	130,4
ST-PD4	1689836,27	9211434,04	127,6
ST5	1689831,13	9211443,2	127,7
SP6	1689822,43	9211466,19	128,8
PD7	1689832	9211470,21	130,5
ST-PD9	1689827,1	9211479,19	129,9
SP10/RF10	1689829,66	9211486,14	129,1
ST-PD11	1689844,06	9211489,78	128,2
RF11	1689842,86	9211489,72	128,3
SP-PD12	1689854,84	9211439,49	130,7
ST8	1689815,46	9211471,27	128,8
Seuil du RdJ RF-PD13 ST-PD14 RF6 RF7 RF20	/	/	127,6

2.2 Sondages | Essais géotechniques

2.2.1 Investigations de terrain

Les investigations géotechniques réalisées en mars 2025 sont les suivantes :

Type de Sondages	Réf.	Cote de tête (NGF)	Prof. (m)	Nombre d'essais	Observations
Sondage pressiométrique (NF P 94-110) Mode de forage : tarière continue	SP1	127.6	7.0	4	/
	SP6	128.8	15.0	10	
	SP10	129.1	7.0	4	
	SP12	130.7	21	13	

Type de Sondages	Réf.	Cote de tête (NGF)	Prof. (m)	Nombre d'essais	Observations
Sondage au pénétromètre dynamique Type : PAGANI PDM30	PD3	130.4	6.0	/	Arrêt
	PD4	127.6	8.0		Arrêt – étalonne ST4
	PD7	130.5	7.0		Arrêt
	PD9	129.9	7.1		Arrêt – étalonne ST9
	PD11	128.2	2.8		Refus – étalonne ST11
	PD12	130.7	6.0		Arrêt – étalonne SP12
	PD13	127.6	9.0		Arrêt
	PD14	127.6	6.0		Refus – étalonne ST14
Sondage à la tarière continue	ST4	127.6	6.0	/	Arrêt – étalonne PD4
	ST5	127.7	3.0		Arrêt
	ST8	128.8	3.0		Arrêt
	ST9	129.9	6.0		Arrêt – étalonne PD9
	ST11	128.2	6.0		Arrêt – étalonne PD11
Tarière à main	ST14	127.6	1.5	/	Arrêt – étalonne PD14
Dégagement manuel de fondations	RF6	127.6	0.9	/	Arrêt
	RF7	127.6	1.4		Arrêt
	RF13	127.6	1.1		Arrêt
	RF20	127.6	0.6		Arrêt
Dégagement de fondations à la mini-pelle	RF2	127.7	0.9	/	Arrêt
	RF10	129.1	2.2		Arrêt
	RF11	128.3	3.0		Arrêt

Les coupes des sondages et pénétrogrammes sont présentés en annexes 1.

2.2.2 Essais en laboratoire

Les essais réalisés sur les échantillons de sol remaniés prélevés dans les sondages sont les suivants :

Identification des sols	Nombre	Norme
Teneur en eau pondérale w_n	2	NF P94-050
Analyse granulométrique par tamisage	2	NF P94-056
Valeur au bleu du sol (VBS)	2	NF P94-068
Classification des sols (GTR)	2	NF P11-300

Les PV de résultats des essais de laboratoire sont joints en annexes 1.

3 Exploitation et analyses des reconnaissances

La profondeur des formations est donnée par rapport au niveau du terrain tel qu'il était au moment de la reconnaissance et noté Terrain Actuel (TA) dans la suite du rapport.

L'analyse et la synthèse des résultats des investigations réalisées ont permis de dresser la succession géotechnique représentative indiquée ci-après.

3.1 Faciès géologiques

3.1.1 Formation 1 (F1) | Couches de surface | Remblais

3.1.1.1 Nature des sols

Sous 0.1 m d'enrobé ou 0.1 à 0.2 m de Terre Végétale, les sondages ont rencontré des remblais composés de :

- sables gris ocre/vert
- sables ± argileux marron/ocre/gris/noir ± caillouteux et/ou à débris de brique.
- graves sableuses ± argileuses marron/ocre/rouge à débris de brique.

La base des sols rattachés à la formation 1 au droit des sondages se situe entre 0.4 et 4.2 m/TA soit entre moins de 125.3 et 127.2 NGF comme indiqué dans le tableau récapitulatif ci-après :

Sondage	Base de la formation 1 au droit des points de sondages	
	m/TA	NGF
SP1	0.9	126.7
RF2	0.7	127.0
PD3	3.7	126.7
ST-PD4	0.8	126.8
ST5	0.7	127.0
SP6	1.6	127.2
RF6	>0.9	<126.7
RF7	0.8	126.8
PD7	4.2	126.3
ST8	2.4	126.4
ST-PD9	3.3	126.6
RF10	>2.2	<126.9
SP10	3.8	125.3
RF11	>3.0	<125.3
ST-PD11	2.9	125.3

Sondage	Base de la formation 1 au droit des points de sondages	
	m/TA	NGF
SP-PD12	3.6	127.1
RF13	0.4	127.2
PD13	0.9	126.7
ST-PD14	0.4	127.2
RF20	>0.6	<127.0

Il est indiqué que les essais de pénétration dynamique non couplé à un sondage géologique sont des sondages dits « aveugles ». La géologie des terrains ainsi que les limites de couches sont interprétées ou extrapolées à partir des diagrammes de résistance et des valeurs de compacité des sols (pas d'identification visuelle des sols). En l'absence de sondages d'étalonnage (tarière ou pelle mécanique), ces limites sont donc indicatives et données sous toutes réserves (d'autant que certains refus prématurés ont également pu être obtenus sur des blocs).

3.1.1.2 Propriétés physiques

Les résultats des analyses en laboratoire sont consignés dans le tableau ci-après.

Formation / type de sol	Prof. (m) échantillon	w _n (%)	VBS	Tamiséat < 80 µm	Classe G.T.R.
F1 – Argile sableuse à débris de briques	0.5/1.5 m (ST8)	18	1.7	63	A1/F1

La courbe granulométrique qui figure en annexes 1 montre que l'échantillon testé est caractérisé par un passant à 80 microns de 63 %. Avec une VBS de 1.7, on se place dans la catégorie des sols de classe A1 GTR. Une dérive vers les classes voisines (A1/A2/B56) reste possible.

Les sols A1 GTR sont des matériaux peu plastiques mais néanmoins sensibles à l'eau et au remaniement. Par ailleurs, leur temps de réaction aux variations hydriques est relativement court du fait de la présence de la fraction sableuse en proportion significative dans le matériau.

3.1.1.3 Propriétés mécaniques

Les remblais sont de consistance très hétérogènes :

- Les Résistances dynamiques Rd déterminées en continu au pénétromètre montrent la plupart du temps des profils de résistance compris entre 0.6 et 2 MPa avec des pics pouvant atteindre 10/20 MPa et des chutes de résistances à des valeurs quasi nulles (enfoncement du pénétromètre sous son propre poids).
- Des pressions limites nettes pl* comprises entre 0.1 et 0.9 MPa.
- Des modules pressiométriques Em compris entre 2 et 9 MPa.

3.1.2 Formation 2 (F2) | Formations argileuses

3.1.2.1 Nature des sols

Sous les remblais de la formation 1, les sondages ont rencontré des dépôts argileux marron à marron-jaunâtre.

La base des sols rattachés à la formation 2 au droit des sondages se situe entre 7.5 et 10.8 m/TA, soit entre 119.8 et 120.1 NGF comme indiqué dans le tableau récapitulatif ci-après :

Sondage	Base de la formation 2 au droit des points de sondages	
	m/TA	NGF
ST-PD4	7.5	120.1
SP6	8.7	120.1
SP12	10.8	119.9
PD13	7.8	119.8

Les argiles identifiées en profondeur au droit des sondages SP12 et PD13 sont de consistance très faible. Cette anomalie de consistance peut être expliquée par :

- Des circulations d'eau non identifiées ayant déstructuré les matériaux.
- La présence d'une remontrée du toit du substratum marneux sous-jacent ayant également été déstructuré par des circulations d'eau.
- Une zone déstructurée suite à un effondrement du substratum crayeux sous l'effet d'une exploitation souterraine entropique.

3.1.2.2 Propriétés physiques

Les résultats des analyses en laboratoire sont consignés dans le tableau ci-après.

Formation / type de sol	Prof. (m) échantillon	w _n (%)	VBS	Tamiséat < 80 µm	Classe G.T.R.
F2 – Argile marron	0.8/6.0 m (ST4)	22	3.1	99	A2/F2

La courbe granulométrique qui figure en annexes 1 montre que l'échantillon testé est caractérisé par un passant à 80 microns de 99 %. Avec une VBS de 3.1, on se place dans la catégorie des sols de classe A2 GTR. Une dérive vers les classes voisines (A1/B5/B6) reste possible.

Les sols A2 GTR sont des matériaux moyennement plastiques mais néanmoins très sensibles à l'eau et au remaniement. Par ailleurs, leur temps de réaction aux variations hydriques est relativement court du fait de la présence de la fraction sableuse en proportion significative dans le matériau.

3.1.2.3 Propriétés mécaniques

Du point de vue géotechnique, les sols rattachés à la formation 2 peuvent être scindés en deux sous-ensembles. Un horizon de consistance moyenne (2a) rencontré au droit de l'ensemble des sondages et un horizon peu consistant (2b) rencontré uniquement en SP12 et PD13 entre 122.2 NGF et 119.8 NGF.

Dans les argiles de consistance moyenne (2a) :

- Les R_d sont comprises entre 1 et 4 MPa.
- Les pl^* sont comprises entre 0.2 et 0.9 MPa.
- Les Em sont compris entre 2 et 18 MPa.

Dans les argiles de consistance faible (2b) :

- On observe un enfoncement du pénétromètre sous son propre poids.
- Les pl^* sont comprises entre 0.1 et 0.9 MPa.
- Les Em sont compris entre 3 et 8 MPa.

3.1.3 Formation 3 (F3) | Substratum cayeux

3.1.3.1 Nature des sols

Sous les argiles de la formation 2, le substratum est représenté par une craie déstructurée à altérée/compacte de teinte blanchâtre.

La base de la formation 3 se situe au-delà de la profondeur maximale atteinte par les sondages, soit 21 m/TA.

3.1.3.2 Propriétés mécaniques

Les sols rattachés à la formation 3 sont de consistance moyenne à très bonne. Ils seront donc composés en trois sous-ensembles (3a, 3b et 3c).

Les pl^* varient de :

- 0.6 à 1.0 MPa dans sa frange déstructurée (3a) pour des modules Em de 10 à 12 MPa,
- 1.9 à 2.7 MPa dans sa frange altérée (3b) pour des modules Em de 17 à 56 MPa,
- 4.3 à plus de 5 MPa dans sa frange compacte (3c) pour des modules Em de plus de 80 MPa.

3.2 Modèles géomécaniques

3.2.1 Limite d'utilisation du modèle géomécanique

Les modèles géomécaniques qui suivent ont pour seul objet de préciser les hypothèses de calcul à retenir pour la justification des ouvrages géotechniques.

Aussi, la conception et l'exécution de ces ouvrages devront intégrer les adaptations inhérentes aux variations des limites de couches et aux hétérogénéités locales toujours possibles (notion d'aléas géologiques).

3.2.2 Règles adoptées pour l'élaboration des modèles géomécaniques

Les caractéristiques des modèles géomécaniques sont établies en fonction des essais les plus représentatifs pour chaque formation, si besoins écartés des valeurs minimales et maximales.

Par ailleurs, les règles suivantes sont adoptées :

- Pour la "cote de la base", il s'agit d'une valeur moyenne et à ce titre, des variations sont certaines en fonction de la localisation (cf. différences entre les sondages).
- Pour le module " E_m ", il s'agit de la moyenne harmonique des valeurs mesurées.
- Pour la pression limite nette " P_l^* ", il s'agit de la valeur minimale entre la moyenne géométrique des P_l^* et la P_l^* mini multipliée par un coefficient de 1.5.

3.2.3 Modèles géomécaniques moyens caractéristiques

3.2.3.1 MG1 | Nouvelle entrée – sondages SP6/PD7/ST-PD9

Sur la base des résultats de la reconnaissance de sols, il est proposé dans cette zone du projet le modèle géomécanique représentatif récapitulé dans le tableau suivant :

Formation « Nature »	Cotes du toit		Cotes de la base		Epaisseur (m)	E_m (MPa)	p_l^* (MPa)	Coef. α
	(m/TA)	(NGF)	(m/TA)	(NGF)				
Formation 1 <i>Remblais</i>	0	128.8 à 130.5	2.3 à 4.0	126.5	2.3 à 4.0	2	0.2	2/3
Formation 2a <i>Argile consistante</i>	2.3 à 4.0	126.5	8.7 à 10.4	120.1	6.4	9	0.7	2/3
Formation 3a <i>Craie déstructurée</i>	8.7 à 10.4	120.1	10.5 à 12.2	118.3	1.8	11	0.8	2/3
Formation 3b <i>Craie altérée</i>	10.5 à 12.2	118.3	>15 à 16.7	<113.8	>4.5	30	2.0	1/2

3.2.3.2 MG2 | Local poubelle, mur de soutènement – sondages SP1, PD3 et ST-PD4

Sur la base des résultats de la reconnaissance de sols, il est proposé dans cette zone du projet le modèle géomécanique représentatif récapitulé dans le tableau suivant :

Formation « Nature »	Cotes du toit		Cotes de la base		Epaisseur (m)	E_m (MPa)	p_l^* (MPa)	Coef. α
	(m/TA)	(NGF)	(m/TA)	(NGF)				
Formation 1 <i>Remblais</i>	0	127.6	0.9	126.7	0.9	2	0.2	2/3
Formation 2a <i>Argile consistante</i>	0.9	126.7	>7.0	<120.6	>6.1	9	0.7	2/3

3.2.3.3 MG3 | Restructuration intérieure – sondages SP12, PD13 et ST-PD14

Sur la base des résultats de la reconnaissance de sols, il est proposé dans cette zone du projet le modèle géomécanique représentatif récapitulé dans le tableau suivant :

Formation « Nature »	Cotes du toit		Cotes de la base		Epaisseur (m)	E _m (MPa)	p _i * (MPa)	Coef. α
	(m/TA)	(NGF)	(m/TA)	(NGF)				
Formation 1 <i>Remblais</i>	0	127.6	0.9	126.7	0.9	2	0.2	2/3
Formation 2a <i>Argile consistante</i>	0.9	126.7	4.9	122.7	4.0	9	0.7	2/3
Formation 2b <i>Argile peu consistante</i>	4.9	122.7	7.8	119.8	2.9	2	0.2	2/3
Formation 3a <i>Craie déstructurée</i>	7.8	119.8	9.1	118.5	1.3	11	0.8	2/3
Formation 3b <i>Craie altérée</i>	9.1	118.5	11.9	115.7	2.8	30	2.0	1/2
Formation 3c <i>Craie compacte</i>	11.9	115.7	>17.9	<109.7	>6.0	100	5.0	1/2

3.3 Hydrogéologie

Les jours de notre intervention, les sondages n'ont pas rencontré d'arrivées d'eau ou de surface de suintement traduisant la présence d'une nappe phréatique établie dans la frange de sol reconnue. Il peut néanmoins y avoir des circulations d'eau saisonnières en relation avec l'infiltration des eaux météoriques, les variations granulométriques des couches de sol et notamment à l'interface « remblais/sol en place ».

3.4 Dégagement de fondations

Les coupes schématiques des fondations existantes sont consignées dans la partie annexes n°1.

3.4.1 Reconnaissance RF2 | Ouvrage à démolir

La fondation reconnue au droit de l'ouvrage qui sera démolie dans le cadre des travaux est constituée par une structure filante en béton qui présente visuellement l'aspect d'une fondation superficielle de type « semelle filante ».

L'arase supérieure de la fondation est à 0.52 m/TA (soit 127.2 NGF) et l'arase inférieure à 0.72 m/TA (soit 127.0 NGF). Son épaisseur est donc d'environ 0.2 m. Le débord extérieur de la fondation est de 17 cm.

La fondation est encastree dans les argiles de la formation 2.



3.4.2 Reconnaissances RF10 & RF11 | Pignon Nord

La fondation reconnue au droit du pignon Nord de l'ouvrage (sondages RF10 et RF11) est constituée par une structure filante en béton qui présente visuellement l'aspect d'une fondation superficielle de type « *semelle filante* ».

L'arase supérieure de la fondation est à 0.97 et 1.82 m/TA (soit 127.3 NGF) et l'arase inférieure à plus de 2.2 et 3.0 m/TA. Son épaisseur n'a pas pu être identifiée. Le débord extérieur de la fondation est compris entre 0.5 et 0.6 m.

La fondation est encastree dans les argiles de la formation 2.



3.4.1 Reconnaissances RF6 ; RF7 & RF20 | Nouvelle entrée

Ces reconnaissances ont été réalisées de manière manuelle depuis l'intérieur du bâtiment.

La fondation reconnue au droit du voile mitoyen à la nouvelle entrée (sondages RF6, RF7 et RF20) est constituée par une structure filante en béton qui présente visuellement l'aspect d'une fondation superficielle de type « *semelle filante* ».

L'arase supérieure de la fondation est entre 0.32 et 0.36 m par rapport au niveau du dallage intérieur existant (soit entre 127.2 et 127.3 NGF). Son épaisseur est de l'ordre de 0.25/0.26 m en RF6 et RF7, puis elle repose sur un gros béton. L'arase inférieure de la semelle RF7 sur gros béton est à plus de 1.4 m / dallage. Leur débord au niveau de la semelle est de 0.31 à 0.36 m. On contact avec le gros béton on constate un retrait de 6 à 10 cm. En RF20, le débord extérieur de la fondation est plus conséquent et atteint 0.4 m, l'arase inférieure de la semelle n'a pas été reconnue à 0.6 m/dallage.

La fondation est encastree dans les argiles de la formation 2.



3.4.2 Reconnaissance RF13 | Poteau intérieur

Cette reconnaissance a été réalisée de manière manuelle depuis l'intérieur du bâtiment dans la zone initialement prévue pour accueillir un nouvel escalier.

La fondation reconnue au droit de l'extrémité d'un mur de refend (sondage RF13) est constituée par une structure filante ou isolée en béton qui présente visuellement l'aspect d'une fondation superficielle de type « *semelle filante ou massif isolé* ». A la vue de la

dimension de la fondation, il n'a pas été possible de définir précisément le type de fondation.



L'arase supérieure de la fondation est à 0.58 m/dallage (soit 127.0 NGF) et l'arase inférieure à 0.89 m/Dallage (soit 126.7 NGF). Son épaisseur est de 0.3 m. Le débord extérieur de la fondation est de 1.1 m.



La fondation est encastree dans les argiles de la formation 2.



3.5 Reconnaissances de dallage

Les reconnaissances de fondations intérieures ont permis de mettre en évidence un dallage d'une épaisseur de 0.12 à 0.17 m. La couche de forme est composée d'un sable jaune pouvant être graveleux (F1). Son épaisseur est très variable et comprise entre 0.12 et plus de 0.8 m.






3.6 Aléas et risques naturels

3.6.1 Paramètres sismiques

Les ouvrages projetés sont à priori de catégorie III (cf. tableau ci-après – à valider par le concepteur).

Catégorie d'importance	Description
<div data-bbox="248 571 266 595">I</div> 	<ul style="list-style-type: none"> ■ Bâtiments dans lesquels il n'y a aucune activité humaine nécessitant un séjour de longue durée.
<div data-bbox="248 750 266 775">II</div> 	<ul style="list-style-type: none"> ■ Habitations individuelles. ■ Établissements recevant du public (ERP) de catégories 4 et 5. ■ Habitations collectives de hauteur inférieure à 28 m. ■ Bureaux ou établissements commerciaux non ERP, $h \leq 28$ m, max. 300 pers. ■ Bâtiments industriels pouvant accueillir au plus 300 personnes. ■ Parcs de stationnement ouverts au public.
<div data-bbox="248 938 266 960">III</div> 	<ul style="list-style-type: none"> ■ ERP de catégories 1, 2 et 3. ■ Habitations collectives et bureaux, $h > 28$ m. ■ Bâtiments pouvant accueillir plus de 300 personnes. ■ Établissements sanitaires et sociaux. ■ Centres de production collective d'énergie. ■ Établissements scolaires.
<div data-bbox="248 1142 266 1167">IV</div> 	<ul style="list-style-type: none"> ■ Bâtiments indispensables à la sécurité civile, la défense nationale et le maintien de l'ordre public. ■ Bâtiments assurant le maintien des communications, la production et le stockage d'eau potable, la distribution publique de l'énergie. ■ Bâtiments assurant le contrôle de la sécurité aérienne. ■ Établissements de santé nécessaires à la gestion de crise. ■ Centres météorologiques.

Dans ces conditions, le projet entre dans le champ d'application de la réglementation parasismique en vigueur, comme indiqué dans le tableau ci-dessous.

	I	II		III	IV	
						
Zone 1	aucune exigence					
Zone 2					Eurocode 8 ³ $a_{gr}=0,7 \text{ m/s}^2$	
Zone 3					PS-MI ¹ Eurocode 8 ³ $a_{gr}=1,1 \text{ m/s}^2$	Eurocode 8 ³ $a_{gr}=1,1 \text{ m/s}^2$
Zone 4					PS-MI ¹ Eurocode 8 ³ $a_{gr}=1,6 \text{ m/s}^2$	Eurocode 8 ³ $a_{gr}=1,6 \text{ m/s}^2$
Zone 5					CP-MI ² Eurocode 8 ³ $a_{gr}=3 \text{ m/s}^2$	Eurocode 8 ³ $a_{gr}=3 \text{ m/s}^2$

D'après la norme NF EN 1998-1 de décembre 2004/juillet 2009 « Eurocodes 8 – Calcul des structures pour leur résistance aux séismes – partie 1 » la classe de sol du site est E (cf. tableau ci-dessous).

Tableau 3.1 — Classes de sol (fin)

Classe de sol	Description du profil stratigraphique	Paramètres		
		$v_{s,30}$ (m/s)	N_{SPT} (coups/30 cm)	c_u (kPa)
E	Profil de sol comprenant une couche superficielle d'alluvions avec des valeurs de v_s de classe C ou D et une épaisseur comprise entre 5 m environ et 20 m, reposant sur un matériau plus raide avec $v_s > 800$ m/s			
S ₁	Dépôts composés, ou contenant, une couche d'au moins 10 m d'épaisseur d'argiles molles/vases avec un indice de plasticité élevé (PI > 40) et une teneur en eau importante.	< 100 (valeur indicative)	—	10 – 20
S ₂	Dépôts de sols liquéfiables d'argiles sensibles ou tout autre profil de sol non compris dans les classes A à E ou S ₁ .			

Dans ces conditions, l'aléa sismique est défini par les paramètres suivants :

Zone de sismicité	2
Magnitude	5
Accélération maximale de référence agr au niveau du rocher (m/s ²)	0,7
Catégorie d'importance du bâtiment	3
Coefficient d'importance γ_I	1,2
Accélération horizontale de calcul ag au niveau du rocher (m/s ²)	0,84
Rapport avg/ag (accélération verticale/accélération horizontale)	0,9
Classe de sol	E
Paramètre de sol S	1,8
Rapport $\alpha = a_g/g$ ($g =$ coefficient d'accélération de la pesanteur)	0,0856
Produit $\alpha \times S$	0,1541

Le Maître d'Ouvrage a la possibilité de recourir à des règles simplifiées pour la construction de bâtiments simples ne nécessitant pas de calculs de structures approfondis (règles PS-MI).

3.6.2 Potentiel de liquéfaction des sols

Le site étant classé en zone sismique 2 (faible), l'étude de la liquéfaction des sols n'est pas requise d'après l'EUROCODE 8.

3.6.3 Risque cavités

Aucune anomalie de type cavité n'a été identifiée dans les forages. L'anomalie relevée en SP12 et PD13 est interprétée comme un passage fortement décomprimé dans les argiles à l'interface avec la craie sous-jacente.

Bien qu'aucune anomalie n'ai été identifiée, il n'est pas exclure la présence de galerie entropique « catiche » à proximité ou au droit du projet.

3.7 Risques en relation avec l'activité humaine passée

Le site étant actuellement bâti et aménagé, des variations de la nature et de l'épaisseur des remblais restent possibles au droit des zones non reconnues par les sondages.

Des remaniements plus ou moins importants des sols de surface en relation avec ces travaux réalisés pour la construction des ouvrages existants pourront être rencontrés au moment des travaux.

4 Ingénierie géotechnique | phase AVP

4.1 Cadre réglementaire | Documents normatifs

Les principaux textes normatifs et documents de référence appliqués dans le cadre de cette étude sont les suivants (liste non exhaustive) :

- Eurocode 7 – Calculs géotechniques – Norme NF EN 1997-1.
- Eurocode 8 – Calculs des structures pour leur résistance au séisme – Norme NF EN 1998-1.
- Norme NF P94-261 – Calcul Géotechnique – Fondations superficielles (février 2017).
- NF P 11-211 – DTU 13.11 Fondations superficielles.
- NF P 11-213 – DTU 13.3 partie 3 – Dallages.
- Guide Technique SETRA-LCPC Réalisation des remblais et des couches de forme - Fascicule I « *Principes Généraux* » et Fascicule II « *Annexes Techniques* ».
- Normes AFNOR en vigueur concernant les travaux de sondages et essais in-situ ou de laboratoire.

4.2 Mouvements de terre | Terrassements

Les indications données dans les paragraphes suivants, qui sont fournies en estimant des conditions normales d'exécution pendant les travaux, devront forcément être adaptées aux conditions réelles rencontrées au moment du chantier (intempéries, matériels utilisés, provenance et qualité des matériaux, phasages, ...).

4.2.1 Dévoisement des réseaux

Avant tous travaux de terrassement en déblai, il conviendra de recenser la position de l'ensemble des réseaux enterrés et de veiller à leur neutralisation, à leur pontage ou à leur dévoisement (sauf cas particuliers à examiner aux stades PRO/EXE).

4.2.2 Démolitions des ouvrages existants

Les travaux de démolition des ouvrages existants devront permettre d'éliminer l'ensemble des infrastructures enterrées susceptibles d'interférer avec le futur projet aussi bien en phase provisoire de chantier (par exemple, lors de la réalisation des fondations) qu'en phase définitive (par exemple, points durs qui seraient conservés sous le futur bâtiment). Ces travaux devront être réalisés en toute sécurité vis-à-vis des avoisinants (contexte urbain).

Ces purges devront donc concerner toutes les structures de type revêtements de sol, murs et voiles enterrés, fondations, dalles, fosses, cuves, canalisations ou tout autre ouvrage enterré, en béton ou de quelques natures que ce soient (parpaings, moellons, etc...). Des moyens spécifiques comme le BRH pourront être utilisés pour réduire et fragmenter les structures BA qui seraient trop massives.

Sauf cas particuliers à examiner au stade projet, les réseaux existants qui seraient éventuellement situés dans l'emprise des futures constructions et qui seraient conservés dans le cadre du projet seront à dévier et à reconstruire hors des emprises à bâtir.

Des hors-profils plus ou moins importants pourront être générés par ces travaux de démolition et de purges. Des opérations de reconstitution de plateforme et de Partie Supérieure des Terrassements (PST) pourront de fait s'avérer nécessaires pour permettre d'obtenir un nivellement correct du terrain compatible avec la suite du chantier.

Le critère de portance visé en réception de ces travaux de reconstitution de PST est $Ev2 \geq 20/25$ MPa.

4.2.3 Travaux de décapage

Hors des zones de démolition, il conviendra de procéder au décapage des couches de sol de surface (TV, enrobé, remblais, matériaux mous et/ou saturés d'eau ...).

Dans les conditions de notre intervention, ce décapage porte sur une épaisseur minimale indicative de l'ordre de 0,3/0,4 m. Cette épaisseur pourrait toutefois s'avérer être plus importante en cas de conditions moins favorables que celles observées au moment de notre reconnaissance (notamment après et/ou pendant des périodes de pluies importantes et/ou prolongées).

Si des vestiges sont découverts lors de ces travaux (réseaux, infrastructures béton, radier, cuve, fondations, fosses ...), ils devront être purgés en totalité. En cas d'éléments volumineux et massifs, des moyens spécifiques comme le BRH pourraient être utilisés.

Une inspection visuelle des sols sera nécessaire une fois les cotes théoriques atteintes afin de juger de la nécessité ou non de procéder à des purges complémentaires (poches de remblais lâches, douteux ou évolutifs, matériaux impropres, sols mous ou saturés d'eau dans les conditions du chantier, etc ...).

Pour le critère d'arrêt du décapage et donc de réception des fonds de forme avant toute poursuite de travaux, un module $Ev2 \geq 20/25$ MPa est demandé. Une campagne d'essais à la plaque devra donc être menée par l'entreprise de terrassement avant tous travaux de remblaiement afin de s'assurer que cet objectif de portance est bien atteint et qu'il n'est donc pas nécessaire de procéder à des purges complémentaires ou à des adaptations spécifiques.

4.2.4 Sujétions et dispositions vis-à-vis de l'eau

4.2.4.1 Phase provisoire (chantier)

La fraction fine sablo-argileuse de classe A1 GTR des sols de la formation 1 ou argileuse de classe A2 GTR de la formation 2 présentera une grande sensibilité à l'eau et au remaniement. En fonction des épaisseurs de purge ou déblais, l'une ou l'autre de ces formations pourra constituer l'arase terrassement.

En fonction de la période du chantier et des conditions météorologiques avant et pendant le chantier, les sujétions liées à l'eau concernent principalement des chutes de portance de la Partie Supérieure des Terrassements (PST) par saturation de la fraction fine des sols en présence.

Les conséquences prévisibles en phase travaux sont des difficultés de traficabilité et d'évolution des matériels et engins de chantier, avec chute de portance de support.

Pour limiter au maximum les sujétions liées à l'eau, il est donc demandé :

- De travailler uniquement sous des conditions climatiques favorables (hors pluie et période de gel/dégel) et de laisser les sols se ressuyer, sans aucun trafic de chantier, après une période de pluies prolongées.
- De prévoir les aménagements nécessaires à l'évacuation des eaux de ruissellement (terrassement avec formes de pente de 3-4 % minimum, fossés périphériques drainants évacuant les eaux vers un point bas ou vers des puisards, ...) et au trafic des engins de chantier (chaussée provisoire, plateforme de travail, ...).

Le non-respect de ces recommandations pourrait conduire à des difficultés de chantier et donc à des adaptations des plannings (allongement des délais) et des méthodologies de mise en œuvre.

En cas d'exposition aux intempéries, les sols décomprimés devront être purgés et la surprofondeur rattrapée à l'aide de matériaux d'apport.

4.2.5 Déblais

4.2.5.1 Hall d'entrée

Sur la base d'un niveau fini RdJ existant à 127.6 NGF sur lequel viendra se raccorder l'entrée projetée et de la topographie du terrain au moment des sondages, les déblais au droit des de la future entrée sont estimés de l'ordre de 1.2 à 2.9 m au maximum hors surcreusement des couches de forme. Ils concerneront donc principalement les remblais de la formation 1.

Il est prévu dans cette zone de construire des rampes, des escaliers et des murs de soutènement. Il conviendra donc de prévoir la purge de l'ensemble des remblais.

Pour les hauteurs considérées (moins de 3 m), les talus provisoires coté terre pourront être taillés selon les pentes 2V/3H dans les sols de la formation 1 du coté parking et du bâtiment voisin. Du côté de l'existant, les talutages ne seront pas nécessaires étant donné la présence du voile du RdJ.

Les talus seront obligatoirement protégés des eaux météoriques par des bâches en polyane (correctement arrimées en pieds et en tête) afin d'éviter toute décompression ou altération mécanique par infiltrations et ruissellements des eaux météoriques.

4.2.5.2 Démolition mur de soutènement / Local poubelles vélos motos

Pour permettre la démolition du mur de soutènement existant et sa reconstruction, il conviendra :

- De prévoir le dévoiement provisoire des réseaux (Gaz, électricité, eau) présents entre le mur de clôture et le local chaufferie,
- Si possible, de prévoir la démolition reconstruction des murs de clôture/séparation ; à défaut au marché des entreprises, une remise en état en cas de déstabilisation de ces ouvrages se prévue.
- De décharger la tête de talus sur une hauteur de l'ordre de 0.5 m sans déchausser les fondations des deux murs de clôture.
- De réaliser le talus provisoire par passes alternées avec une pente de 1H/IV. La largeur des passes sera définie en phase G2PRO en fonction du dimensionnement du mur de soutènement, de l'emprise de terrassement disponible et de la longueur de mur à mettre en œuvre.

4.2.6 Remblais de reconstitution I Hall d'entrée

4.2.6.1 Généralités

Dans ce qui suit, le terme de « *Remblais* » désigne les matériaux qui seront mis en œuvre en élévation du Terrain Actuel après décapage des couches de surface ou déblais comme indiqué précédemment et jusqu'aux niveaux finis théoriques des arases inférieures des couches de forme/plateforme de travail.

Ces remblais seront mis en œuvre dans les zones de rattrapage altimétrique pour création des rampes suite à la purge des sols en place jusqu'au toit des argiles de la formation 2 (voir § 4.2.5.1).

4.2.6.2 Mise en œuvre

Les remblais seront réalisés avec un apport de matériaux extérieurs sains et de qualité. Il pourra par exemple s'agir d'un tout-venant de carrière ou GNT de granulométrie 0/D avec $D \leq 150$ mm. Le matériau mis en œuvre devra permettre le terrassement ultérieur des fouilles de fondation dans des conditions « normales » (stabilité des parois des fouilles, cohésion, taille des plus gros éléments, maîtrise des volumes de terrassement ...).

Les matériaux ainsi que les procédures de mise en œuvre devront satisfaire aux recommandations du GTR, une fois l'état hydrique apprécié au lancement du chantier.

Les remblais seront montés par couches successives dont l'épaisseur ne dépassera pas les valeurs limites indiquées dans le GTR, en tenant compte de la classe de sol et du type d'engin de compactage utilisé (prévoir en première approche 0,4/0,5 m d'épaisseur maximum). Les remblais seront profilés avec des formes de pente afin de limiter la stagnation et l'infiltration des eaux météoriques.

4.2.6.3 Critères de réception

Un contrôle régulier sera nécessaire au fur et à mesure de l'avancement de l'élévation des remblais. Ce contrôle est à prévoir toutes les 2 couches unitaires d'apport et au minimum tous les mètres.

Les critères de contrôle des remblais et de réception finale par essais à la plaque selon le mode opératoire LCPC porteront sur les paramètres suivants :

Module LCPC E_{v2} (MPa)	$\geq 35/40$
Rapport de compactage K	≤ 2

4.2.7 Remblais contre le mur de soutènement

En solution de base, le remblaiement le long des voiles des fouilles devra être réalisé avec des matériaux d'apport de qualité compactés dans les règles de l'art (tout-venant 0/D avec $D \leq 250$ mm).

Le compactage des matériaux dans les règles de l'Art devra permettre d'attendre les objectifs suivants :

Module LCPC E_{v2} (MPa)	$\geq 35/40$
Rapport de compactage K	≤ 2
Objectif de densification	q3

Pour l'estimation des poussées sur les voiles béton enterrés, il est proposé de retenir les paramètres géotechniques suivants :

- Densité : 19 kN/m³
- Cohésion : 0 kPa
- Angle de frottement : 33°

Si besoin, il conviendra d'adapter ces paramètres en phase PRO/EXE en fonction de la nature des matériaux qui seront réellement mis en œuvre.

4.2.8 Plateforme | Couche de forme sous rampe béton

Pour la réalisation des plateformes sous les rampes béton, il est proposé de mettre en œuvre sur les remblais de compensation altimétrique compactés, nivelés et réceptionnés positivement, un matériau d'apport de qualité compacté dans les Règles de l'Art (par exemple, GNT 0/60 fermée par GNT 0/31,5) sur une épaisseur de 0.3 à 0.4 m.

Pour une hypothèse de surcharge d'exploitation de 2.5 kPa (0,25 t/m²), les plateformes seront réceptionnées à leurs niveaux finis sur la base des paramètres géotechniques suivants :

Coefficient de Westergaard : k_w (MPa/m)	≥ 50
Module LCPC E_{v2} (MPa)	≥ 50
Rapport de compactage $K = E_{v2}/E_{v1}$	$\leq 2,2$

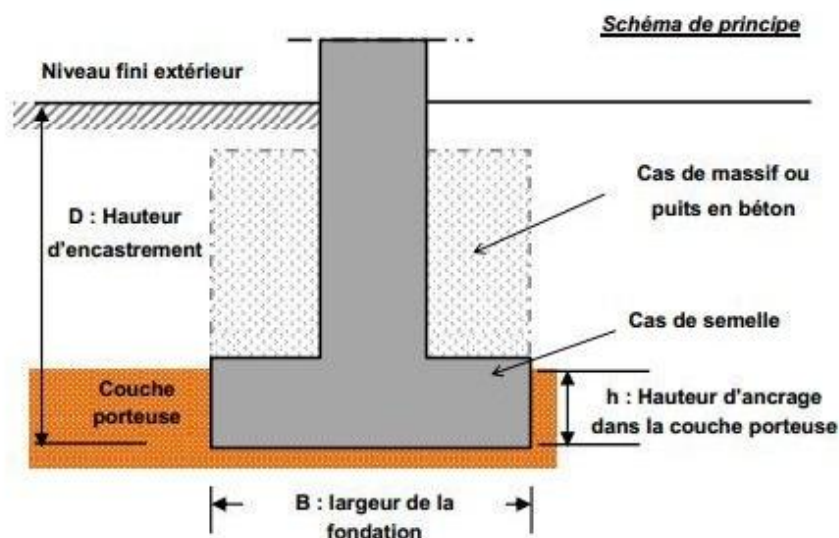
4.3 Fondations superficielles | Ouvrages neufs

Les ouvrages concernés par ces fondations sont :

- Le local poubelles/vélos/motos (appuis isolés).
- Le nouveau mur de soutènement à l'arrière du local poubelles/vélos/motos.
- Le mur de soutènement des rampes béton et escaliers bétons au droit du nouveaux hall d'entrée.

4.3.1 Définition des paramètres dimensionnels

La définition des termes encastrement « D » et ancrage « h » est indiquée sur le schéma ci-dessous :



4.3.2 Type de fondation

Compte tenu du contexte géotechnique mis en évidence par les sondages et de la nature des ouvrages (construction légère), il est proposé d'examiner au stade G2AVP une solution de fondations superficielles par semelles filantes ou isolées sur gros béton de rattrapage.

Pour la « conception/réalisation » des fondations, il est demandé de satisfaire les différents critères suivants :

- Ancrage minimum de 0.3 m dans les sols de la formation 2 (argile marron).
- Encastrement minimum de 1.0 m/TA.
- Encastrement minimum de 1.2 m/PF finies.

Sur la base de ces critères, les encastresments théoriques des fondations au droit des sondages sont les suivants :

Ouvrage	Cote PF finie (NGF)	Sondage	Base de la fondation (NGF)	Encastrement/PF finie (m)	Encastrement/TA (m)
Hall	127.6 à 128.8	SP6	126.9	1.9	1.9
		PD7	126.0	1.6	4.5
		ST-PD9	126.3	1.9	3.6

Ouvrage	Cote PF finie (NGF)	Sondage	Base de la fondation (NGF)	Encastrement/PF finie (m)	Encastrement/TA (m)
Local poubelles	127.6	SP1	126.4	1.2	1.2
		RF2	126.4	1.2	1.3
		PD3	126.4	1.2	4.0

Les encastresments des fondations devront être affinés au stade PRO et entérinés au stade EXE en fonction du calage altimétrique des plateformes à partir desquelles seront exécutées les fondations et aussi en fonction des sections minimales qui seront imposées par le calcul structure.

Compte tenu des critères d'encastrement donnés ci-avant, les conditions de mise hors-gel des fondations seront systématiquement satisfaites.

Le rattrapage entre la sous face théorique des semelles et la cote d'assise des fondations pourra être assuré par un béton maigre coulé à pleine fouille.

4.3.1 Prédimensionnement

4.3.1.1 Principes de justification

Le prédimensionnement des fondations niveau G2AVP propose de vérifier les états limites suivants :

- 1. Défaut de capacité portante, rupture par poinçonnement (ELS/ELU).
- 2. Rotations, tassements ou déplacement excessifs (ELS-QP).

Des vérifications complémentaires pourront être réalisées au stade G2PRO (par exemple, rupture par glissement ELU) en fonction des éléments qui seront communiquées en termes de descentes de charges et de sollicitations.

Il conviendra de vérifier les états limites structurels des fondations conformément aux recommandations de la norme NF EN 1992-1-1.

4.3.1.2 Géométries étudiées au stade avant-projet

Les géométries de fondations étudiées au stade G2AVP sont les suivantes :

- Semelles filantes de 0.5 m (SF1) et de 1.5 m de largeur (SF2).
- Semelles isolées de section carrée de 0.8 m (SI3).

4.3.1.3 Capacité portante

Le prédimensionnement des fondations niveau G2AVP est mené à partir des résultats pressiométriques, conformément à la norme NFP 94-261 de juin 2013 (Justification des ouvrages géotechniques – Normes d'application nationale de l'Eurocode 7 – Fondations superficielles) décrite dans l'annexe 2.

Pour chaque morphologie de fondation indiquée précédemment, une feuille de résultats est consignée dans la partie annexes 2.

Les modèles géomécaniques utilisées pour les vérifications sont :

- Le modèle MG1 pour les ouvrages du hall (mur, escalier).
- Le modèle MG2 pour le local poubelles et le mur de soutènement

A noter qu'il a été considéré des charges verticales centrées pour tous les cas de calcul. Ces valeurs devront être étudiées plus en détail en phase G2PRO notamment pour le dimensionnement du mur de soutènement.

Ainsi par application de la relation de l'annexe 2, les contraintes de rupture obtenues pour une charge verticale centrée sont alors les suivantes :

Cas	Formation d'ancrage	q_{net} (MPa)
Hall (MG1)	2	0.62
Local poubelle (MG2)	2	0.62

Il vient les contraintes maximales suivantes :

Cas	Formation d'ancrage	ELU (MPa)	ELS (MPa)
Hall (MG1)	2	0.37	0.22
Local poubelle (MG2)	2	0.36	0.22

Pour le prédimensionnement G2AVP et le calcul des tassements, il sera retenu les contrainte ELS suivantes :

Cas	Formation d'ancrage	σ_{ELS-QP} (MPa)
Hall (MG1)	2	0.2
Local poubelle (MG2)	2	0.2

Aux stades PRO/EXE, ces contraintes de calcul ELU/ELS devront être vérifiées en fonction du plan de fondations et de la géométrie réelle des appuis (section et encastrement).

Limite du prédimensionnement G2AVP

Dans le cas où les charges seraient inclinées, par exemple pour des semelles excentrées en limite de propriété, il conviendrait d'appliquer les coefficients minorateurs i_δ et i_β (cf. les recommandations de l'annexe D de la norme NFP 94-261).

4.3.1.4 Tassements théoriques

Sur la base des contraintes ELS-QP mentionnées précédemment (0,2 MPa), les tassements théoriques absolus des sections de fondations sont inférieurs au centimètre.

Si possible, il est conseillé d'aménager un joint de rupture entre les extensions et le bâtiment originel.

Limite du prédimensionnement G2AVP

Il est rappelé que les tassements sont dimensionnants pour les ouvrages. Aussi en fonction de l'admissibilité des tassements, une limitation de charge pourra s'appliquer.

4.4 Fondations superficielles I Réhabilitation intérieur

Ces recommandations concernent la réalisation des poteaux intérieurs au niveau des sondages RF13 et PD13.

Il est rappelé que la reconnaissance de fondation RF13 a mis en évidence la présence d'une fondation de 1.1 m de débord. Il conviendra de prendre en compte cet élément dans la conception des fondations pour reprendre le poids du plancher collaborant du RdC.

4.4.1 Travaux de renforcement

Les argiles décomprimées en profondeur de la formation 2 (contact avec le substratum crayeux de la formation 3) devront faire l'objet d'un renforcement au droit de cette zone d'étude. Pour ce faire, il est proposé des injections de résines afin d'homogénéiser et de consolider les caractéristiques mécaniques de ces sols.

Les injections devront être réalisées à partir de 5 m/A jusqu'à la base de la formation 2 soit jusqu'à une profondeur moyenne indicative de 8.0 m/TA (119.6 NGF).

Elles seront réalisées selon un maillage défini par l'entreprise spécialisée en charge des travaux. Ce maillage dépendra des techniques et des modes opératoires utilisés.

Une fois les injections effectuées, des sondages de contrôle au pénétromètre dynamique devront être réalisés dans l'inter-maille des points d'injection. Le critère de réception des injections est défini dans le tableau ci-après. Les valeurs de Rd devront être supérieures au critère sur tout le linéaire contrôlé. S'il s'avère que ces critères ne sont pas satisfaits, une nouvelle campagne d'injection complémentaire plus resserrée et donc dans l'inter-maille de la première devra être prévue.

Paramètres	Objectifs
Résistance dynamique Rd (MPa)	≥ 2

4.4.2 Type de fondation après réalisation du renforcement

Compte tenu du contexte géotechnique mis en évidence par les sondages et de la nature des ouvrages, il est proposé d'examiner au stade G2AVP une solution de fondations superficielles par semelles isolées sur gros béton de rattrapage.

Pour la « conception/réalisation » des fondations, il est demandé de satisfaire les différents critères suivants :

- Ancrage minimum de 0.3 m dans les sols de la formation 2 (argile marron).
- Encastrement minimum de 1.2 m/PF finies.

Sur la base de ces critères, la base théorique des fondations au droit des sondages RF-PD13 se situera aux environs de 126.4 NGF.

Les encastremements des fondations devront être affinés au stade PRO et entérinés au stade EXE en fonction du calage altimétrique des plateformes à partir desquelles seront exécutées les fondations et aussi en fonction des sections minimales qui seront imposées par le calcul structure.

Compte tenu des critères d'encastrement donnés ci-avant, les conditions de mise hors-gel des fondations seront systématiquement satisfaites.

Le rattrapage entre la sous face théorique des semelles et la cote d'assise des fondations pourra être assuré par un béton maigre coulé à pleine fouille.

4.4.3 Prédimensionnement

4.4.3.1 Géométries étudiées au stade avant-projet

La géométrie des fondations étudiées au stade G2AVP est la suivante :

- Semelle isolée de section carrée de 1.0 m (SI4).

4.4.3.2 Capacité portante

Le prédimensionnement des fondations niveau G2AVP est mené à partir des résultats pressiométriques, conformément à la norme NFP 94-261 de juin 2013 (Justification des ouvrages géotechniques – Normes d'application nationale de l'Eurocode 7 – Fondations superficielles) décrite dans l'annexe 2.

Pour chaque morphologie de fondation indiquée précédemment, une feuille de résultats est consignée dans la partie annexes 2.

Le modèle géomécanique utilisée pour la vérifications est le modèle MG3 pour les ouvrages intérieurs.

A noter qu'il a été considéré des charges verticales centrées pour tous les cas de calcul.

Ainsi par application de la relation de l'annexe 2, la contrainte de rupture obtenue pour une charge verticale centrée est alors la suivante :

$$q_{\text{net}} = 0.68 \text{ MPa.}$$

Il vient les contraintes maximales suivantes :

- A l'ELU, pour les situations durables et transitoires, une contrainte de 0.40 MPa.
- A l'ELS quasi-permanent et caractéristique, une contrainte de 0.25 MPa.

Pour le prédimensionnement G2AVP et le calcul des tassements, il sera retenu la contrainte ELS-QP suivante :

$$\sigma_{\text{ELS-QP}} = 0.2 \text{ MPa}$$

Aux stades PRO/EXE, ces contraintes de calcul ELU/ELS devront être vérifiées en fonction du plan de fondations et de la géométrie réelle des appuis (section et encastrement).

Limite du prédimensionnement G2AVP

Dans le cas où les charges seraient inclinées, par exemple pour des semelles excentrées en limite de propriété, il conviendrait d'appliquer les coefficients minorateurs i_s et i_β (cf. les recommandations de l'annexe D de la norme NFP 94-261).

4.4.3.3 Tassements théoriques

Sur la base des contraintes ELS-QP mentionnées précédemment (0,2 MPa), et moyennant l'injection des argiles décomprimées à la base de la formation 2, les tassements théoriques absolus des sections de fondations sont inférieurs au centimètre.

4.5 Reprise de charge par les fondations de l'existant I Hall d'entrée

4.5.1 Prédimensionnement

4.5.1.1 Géométries étudiées au stade avant-projet

Pour les vérifications de portance, on prendra comme hypothèse :

- Epaisseur du voile 0.2 m (à confirmer).
- Charge centrée, c'est-à-dire débord extérieur égale à celui mesuré à l'intérieur.
- Débords mesurés de 0.21 à 0.4 m.

Les géométries de fondations étudiées au stade G2AVP sont les suivantes :

- Semelles filantes de 0.6 m (RF6), 0.85 m (RF7) et 1.0 m de largeur (RF20)

4.5.1.2 Capacité portante

Le prédimensionnement des fondations niveau G2AVP est mené à partir des résultats pressiométriques, conformément à la norme NFP 94-261 de juin 2013 (Justification des ouvrages géotechniques – Normes d'application nationale de l'Eurocode 7 – Fondations superficielles) décrite dans l'annexe 2.

Pour chaque morphologie de fondation indiquée précédemment, une feuille de résultats est consignée dans la partie annexes 2.

Le modèle géomécanique utilisée pour la vérifications est le modèle MG1 pour les ouvrages du hall.

A noter qu'il a été considéré des charges verticales centrées pour tous les cas de calcul.

Ainsi par application de la relation de l'annexe 2, la contrainte de rupture obtenue pour une charge verticale centrée est alors la suivante :

$$q_{\text{net}} = 0.64 \text{ MPa.}$$

Il vient les contraintes maximales suivantes :

- A l'ELU, pour les situations durables et transitoires, une contrainte de 0.38 MPa.
- A l'ELS quasi-permanent et caractéristique, une contrainte de 0.23 MPa.

Limite du prédimensionnement G2AVP

Dans le cas où les charges seraient inclinées, par exemple pour des semelles excentrées en limite de propriété, il conviendrait d'appliquer les coefficients minorateurs i_s et i_b (cf. les recommandations de l'annexe D de la norme NFP 94-261).

Aux stades PRO/EXE, ces contraintes de calcul ELU/ELS devront être vérifiées en fonction de la descente de charges réelles une fois les fondations rechargées.

4.5.1.3 Tassements théoriques

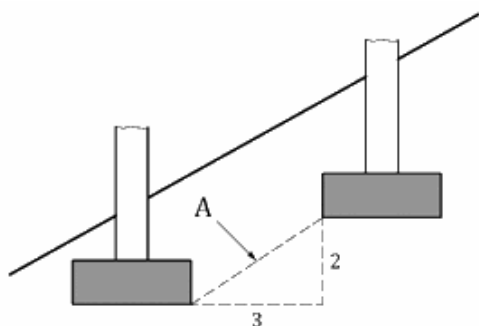
Les déformations complémentaires liées aux rechargements des fondations dépendront à la fois de la surcharge future mais également des charges actuelles. Ce point sera vérifié en phase G2PRO une fois les données transmises par le BET structure.

S'il s'avère que ces dernières ne sont pas compatibles avec le projet, il conviendra de prévoir soit une reprise en sous-œuvre avec élargissement des fondations, soit la réalisation de micropieux.

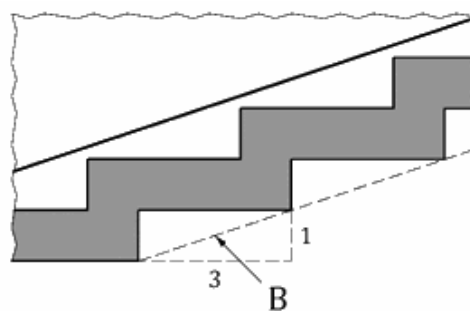
4.6 Dispositions constructives | Remarques diverses

Il est recommandé de ne pas descendre la largeur des fondations en dessous de 0,5 m pour des semelles continues et de 0,7 m pour des semelles ponctuelles pour des raisons de bonne exécution (cela permet d'assurer un enrobage correct des armatures standards).

Des fondations établies à des niveaux différents et à proximité de talus doivent respecter la règle des 3 de base pour 2 de hauteur entre arêtes de fondations et/ou pied de talus (NF P 94-261). Dans le cas de redans, la pente s'abaisse à 3 de base pour 1 de hauteur.



a) Décalage de niveau d'assise



b) Redans

Légende

- A Pente 3 pour 2
B Pente 3 pour 1

La « *conception/réalisation* » des fondations des différents ouvrages devra intégrer les sujétions relatives à la géométrie des fondations du bâtiment existant (débords importants et fort encastrement) et ce afin d'anticiper toute interaction au moment de l'exécution. Si besoin, des compléments de dégagement de fondations pourront être réalisés dans la phase de préparation des travaux et donc au moment des études EXE des entreprises (mission G3). Par ailleurs, toutes les précautions et dispositions techniques devront être prises au voisinage du bâtiment existant afin d'éviter toute déstabilisation de ses structures (fondations et dallage). Une technique visant à éloigner de l'existant l'axe des nouvelles fondations sera si possible privilégiée. Dans tous les cas, les fondations existantes ne devront pas être déchaussées lors de la réalisation des fouilles sauf à prévoir au préalable des dispositions techniques spécifiques visant à garantir leur stabilité (reprise en sous-œuvre, blindage-boutonnage, etc ...).

Il est demandé de prévoir une provision de béton maigre pour surseoir des adaptations locales en relation avec une anomalie géologique non rencontrée par les sondages.

Afin d'éviter toute décompression ou altération mécanique par les eaux météoriques, les fondations devront être coulées à l'avancement ou sinon être protégées par un béton de propreté mis en place dès la fin des travaux de terrassement. Par ailleurs, les fondations seront obligatoirement coulées à pleine fouille.

Si une anomalie non décelée par les sondages et/ou des variations géologiques significatives étaient observées à l'ouverture des fouilles (nature de sol différente, approfondissement significatif et/ou récurrent du toit de la couche d'ancrage, ...), il conviendrait de marquer un temps d'arrêt dans le chantier et de nous signaler aussitôt les difficultés rencontrées pour contrôle et adaptation éventuelle des fondations en accord avec les partenaires techniques de l'opération et ce dans le cadre d'une mission normalisée spécifique.

4.7 Niveaux bas en structure souple I Enrobé

4.7.1 Prédimensionnement couche de forme

Pour une plateforme de classe PF2 en long terme visée comme objectif, la couche de forme sous le niveau bas du local poubelles, mise en œuvre sur un fond de forme justifiant d'une portance E_{v2} minimale de 20/25 MPa, peut être constituée par l'apport d'une GNT (par exemple, matériaux R61 ou équivalent avec granulométrie 0/80 ou 0/60) sur une épaisseur minimale de 0.4 m.

4.7.1 Réception couche de forme

Après mise en œuvre de la couche de forme y compris son compactage dans les règles de l'art, on procèdera à une réception géotechnique par essais LCPC, sur la base des critères ci-dessous (classe de portance recherchée : PF2).

Module LCPC E_{v2} (MPa)	≥ 50
Rapport de compactage K	≤ 2

5 Aléas géotechniques résiduels

Aux termes de la présente mission G2AVP, les aléas géotechniques résiduels sont les suivants :

- Descente de charges existantes et projetées aux droits des fondations rechargées.
- Type et profondeur des fondations des murs de clôtures dans l'emprise des terrassements pour la réalisation du mur de soutènement.

Ces aléas devront être levés ou réduits aux stades ultérieurs de l'avancement du projet et notamment lors des missions G2PRO / EXE/G3.

6 Enchaînement des missions géotechniques

Cette étude a été menée dans le cadre d'une étude de conception G2AVP.

En accord avec la norme NF P94-500 de novembre 2013, l'enchaînement des missions géotechniques prévoit les phases suivantes :

Phase PRO	Etude géotechnique de conception phase projet G2PRO . <i>Cette mission a été commandée à KAMAK Ingénierie. Elle devra donc être réalisée ultérieurement.</i>
Phase EXE	Etudes géotechniques de réalisation G3 . Phases Etude et Suivi (mission pour le compte de l'Entreprise)
	Etudes géotechniques de réalisation G4 . Phases Etude et Suivi (mission pour le compte du Maître d'Ouvrage).

Annexes 1

Investigations et essais géotechniques

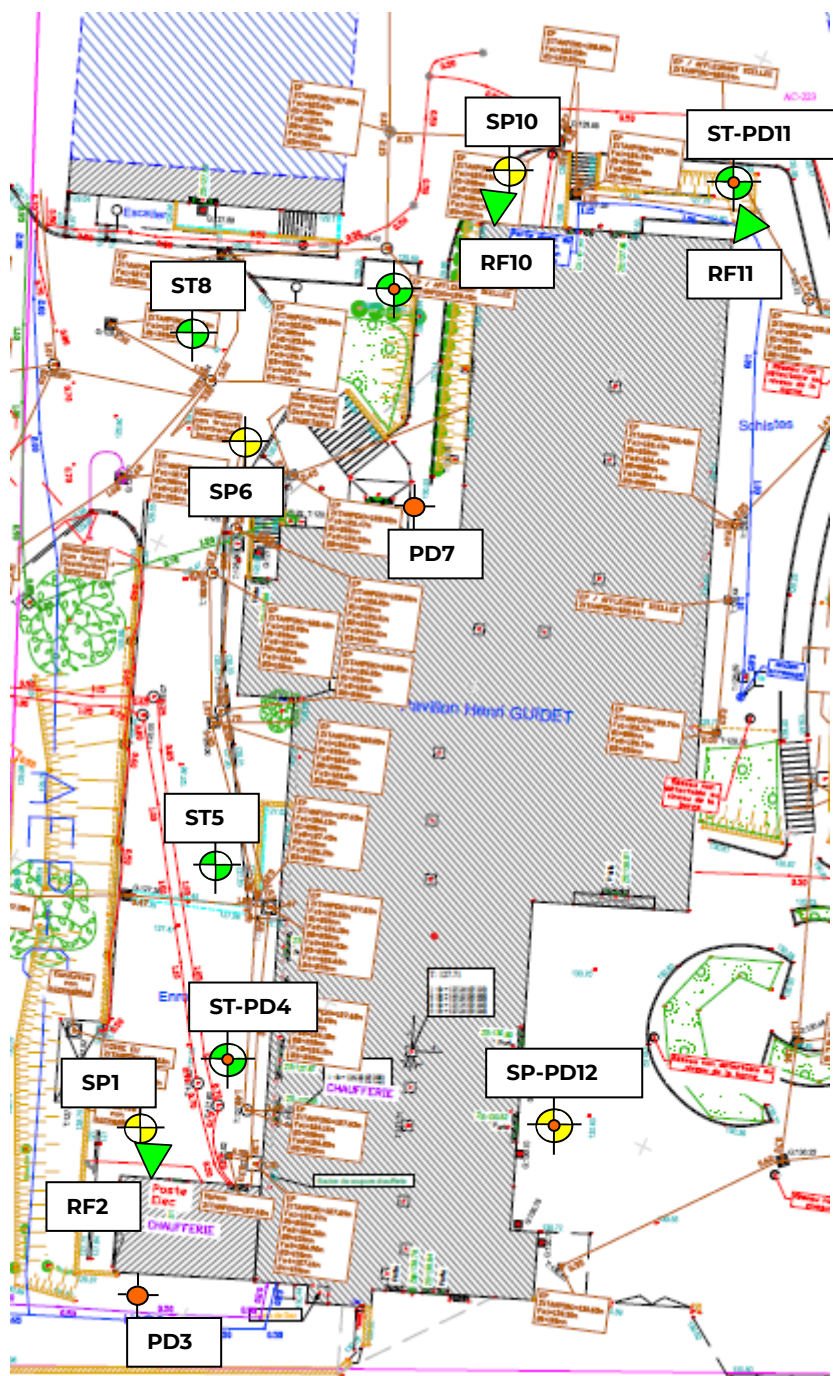
Schéma d'implantation des sondages

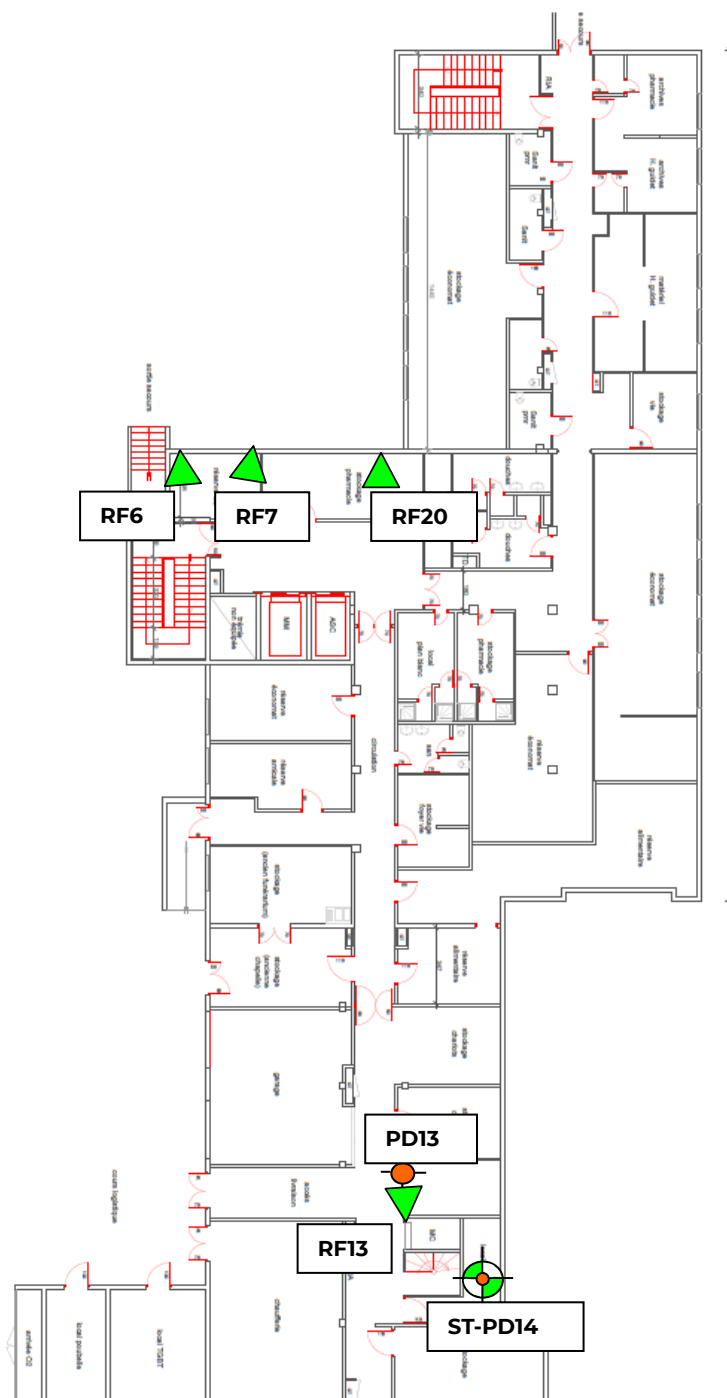
Coupes et diagrammes des sondages

PV des essais de laboratoire



SCHEMA D'IMPLANTATION DES SONDAGES EXTERIEUR









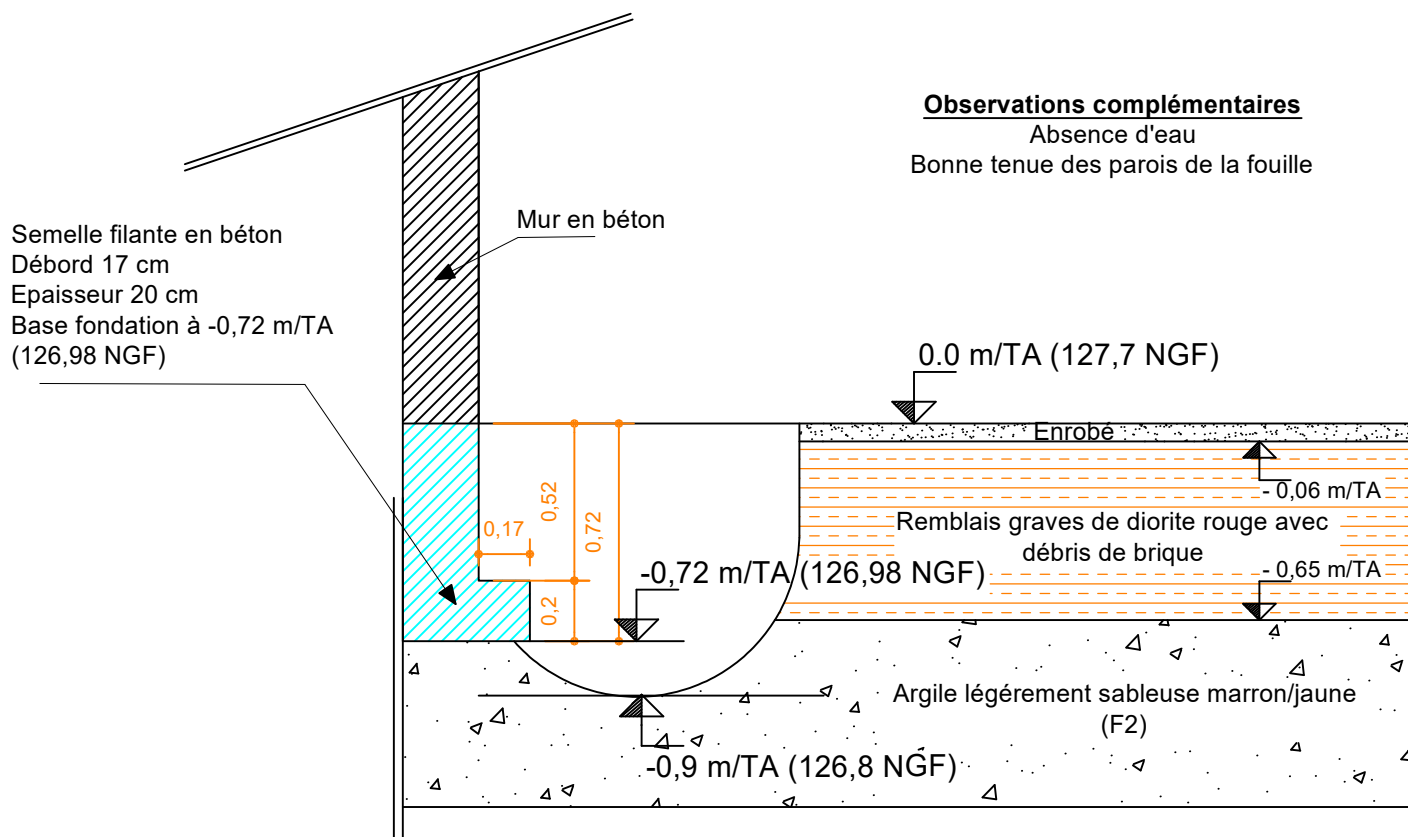
- | | |
|-------------------------------------------------------------------------------------|-----------------------------|
|  | Sondage pressiométrique |
|  | Sondage pénétrométrique |
|  | Sondage tarière |
|  | Reconnaissance de fondation |

Schéma d'implantation

RF2



Dégagement
de fondation
RF2

Format : A4

Réhabilitation EHPAD HENRI
GUIDET

Echelle : 1/25

BAPAUME (62)



Affaire N° : 24.235.A.JS
Indice : A
Date : 02/05/2025
Conçu : FM
Vérifié : JS

GHAT

REHABILITATION BATIMENT

BAPAUME (62)

24.235.A

PENETROMETRE DYNAMIQUE

PD3

Date : 27/03/2025

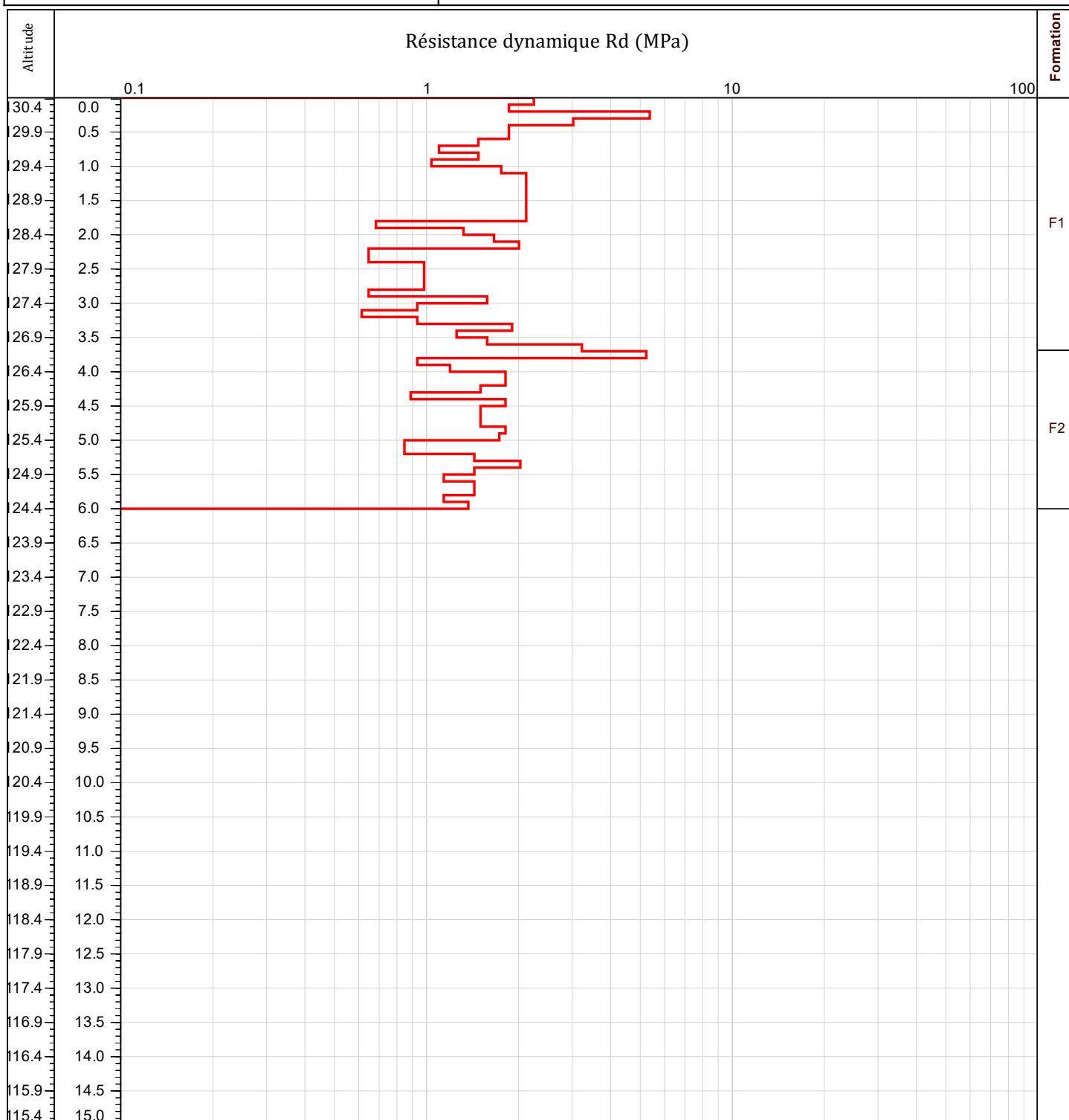
Profondeur : 6 m

Z : 130.40 m NGF

X : m

Y : m

Remarques : Arrêt pénétromètre 6.0 m/TA



GHAT
REHABILITATION BATIMENT
BAPAUME (62)
24.235.A

**SONDAGE A LA TARIERE MECANIQUE +
PENETROMETRE DYNAMIQUE**
ST-PD4

Date : 24/03/2025

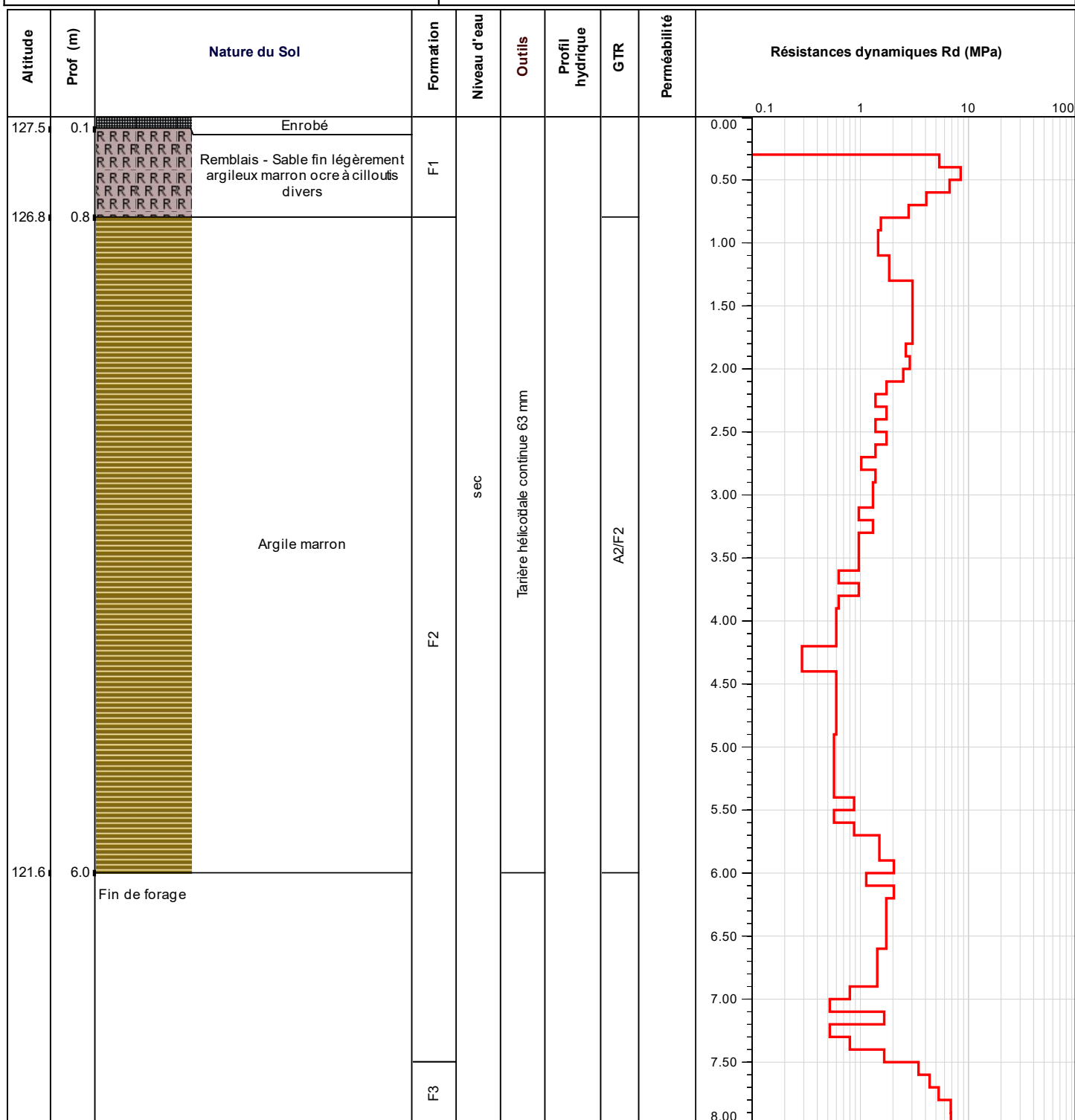
Profondeur : 8 m

Z : 127.60 m NGF

X : m

Y : m

Remarques : Arrêt sondage 6.0 m/TA - Arrêt pénétromètre à 8.0 m/TA

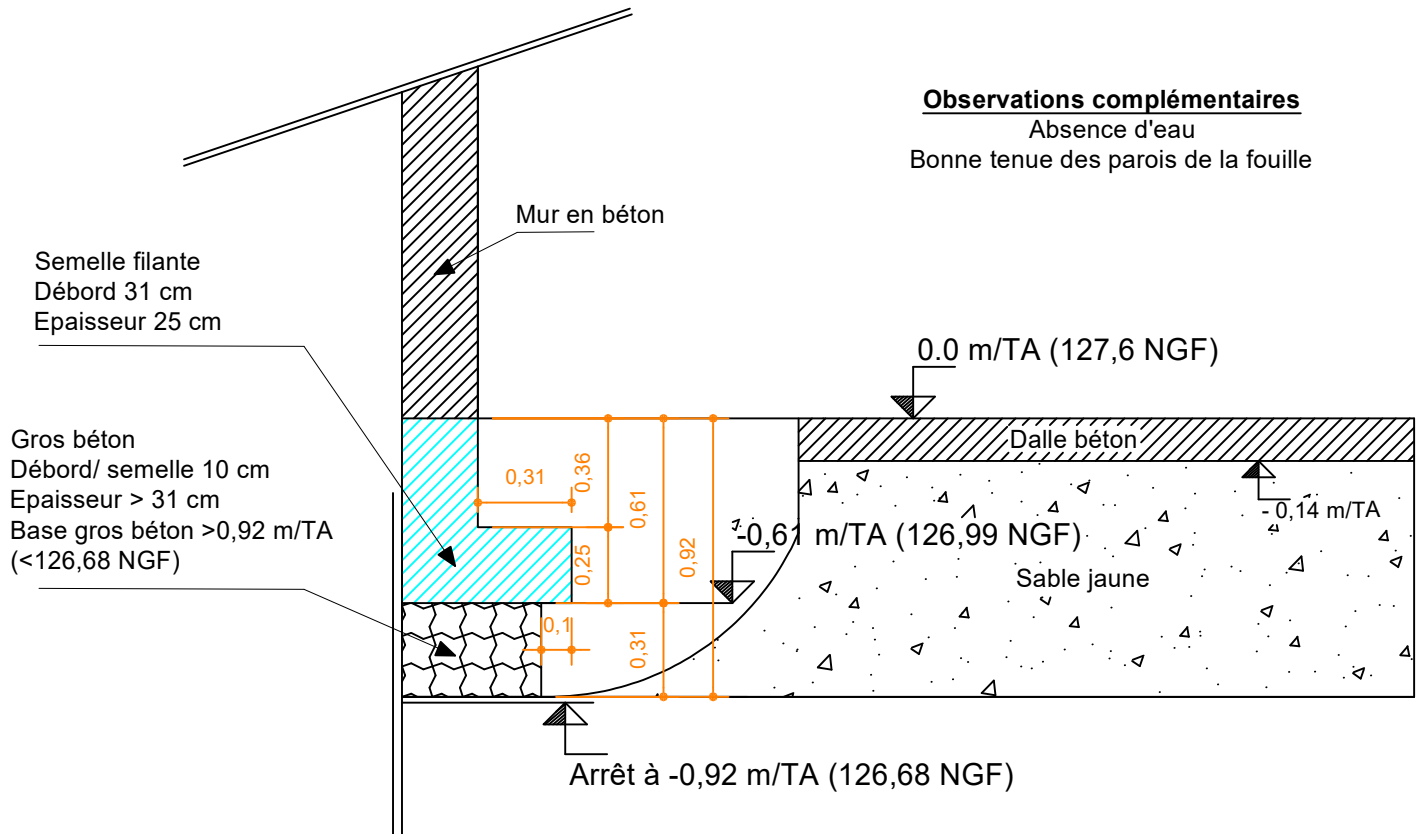


<div>GHAT</div> <div>REHABILITATION BATIMENT</div> <div>BAPAUME (62)</div> <div>24.235.A</div>	<div>SONDAGE A LA TARIERE MECANIQUE</div> <div>ST5</div> <div> <div>Date : 25/03/2025</div> <div>Profondeur : 3 m</div> <div>Remarques : Arrêt sondage 3.0 m/TA</div> </div> <div> <div>Z : 127.70 m NGF</div> <div>X : m</div> <div>Y : m</div> </div>
------------------------------------------------------------------------------------------------	---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------

Altitude	Prof (m)	Nature du Sol	Formation	Niveau d'eau	Outils	Profil hydrique	GTR	Perméabilité
127.6	0.1	Enrobé	F1	sec	Tarière hélicoïdale continue 63 mm			
127.4	0.3	Remblais - Sable fin ocre						
127.0	0.7	Remblais - Sable fin légèrement argileux marron ocre à cailloutis divers						
		Argile marron	F2					
124.7	3.0	Fin de forage						

Altitude	Prof (m)	Nature du Sol	Formation	Niveau d'eau	Outils	Tubage	Module pressiométrique Em (MPa)	Pression de Fluage Nette pf* (MPa)	Pression Limite Nette pl* (MPa)	Em/pl*
							1 10 100 1000	0 1 2 3 4 5 6	0 1 2 3 4 5 6 7 8	
128.7	0.1	Enrobé	F1							
127.2	1.6	Remblais - Sable et graves légèrement argileux marron ocre rouge à débris de brique	F1				9	0.6	0.9	10
							8	0.2	0.4	21
							15	0.4	0.9	17
		Argile marron	F2				7	0.3	0.7	10
							7	0.4	0.7	10
							11	0.4	0.7	15
120.1	8.7						12	0.6	1.0	12
							37	1.5	2.2	17
		Craie marneuse altérée blanche crème	F3				27	1.1	1.9	14
113.8	15.0						35	1.2	1.9	19

RF6



**Dégagement
de fondation
RF6**

Format : A4

**Réhabilitation EHPAD HENRI
GUIDET**

Echelle : 1/25

BAPAUME (62)



Affaire N° : 24.235.A.JS

Indice : A

Date : 02/05/2025

Conçu : FM

Vérifié : JS

GHAT

REHABILITATION BATIMENT

BAPAUME (62)

24.235.A

PENETROMETRE DYNAMIQUE

PD7

Date : 25/03/2025

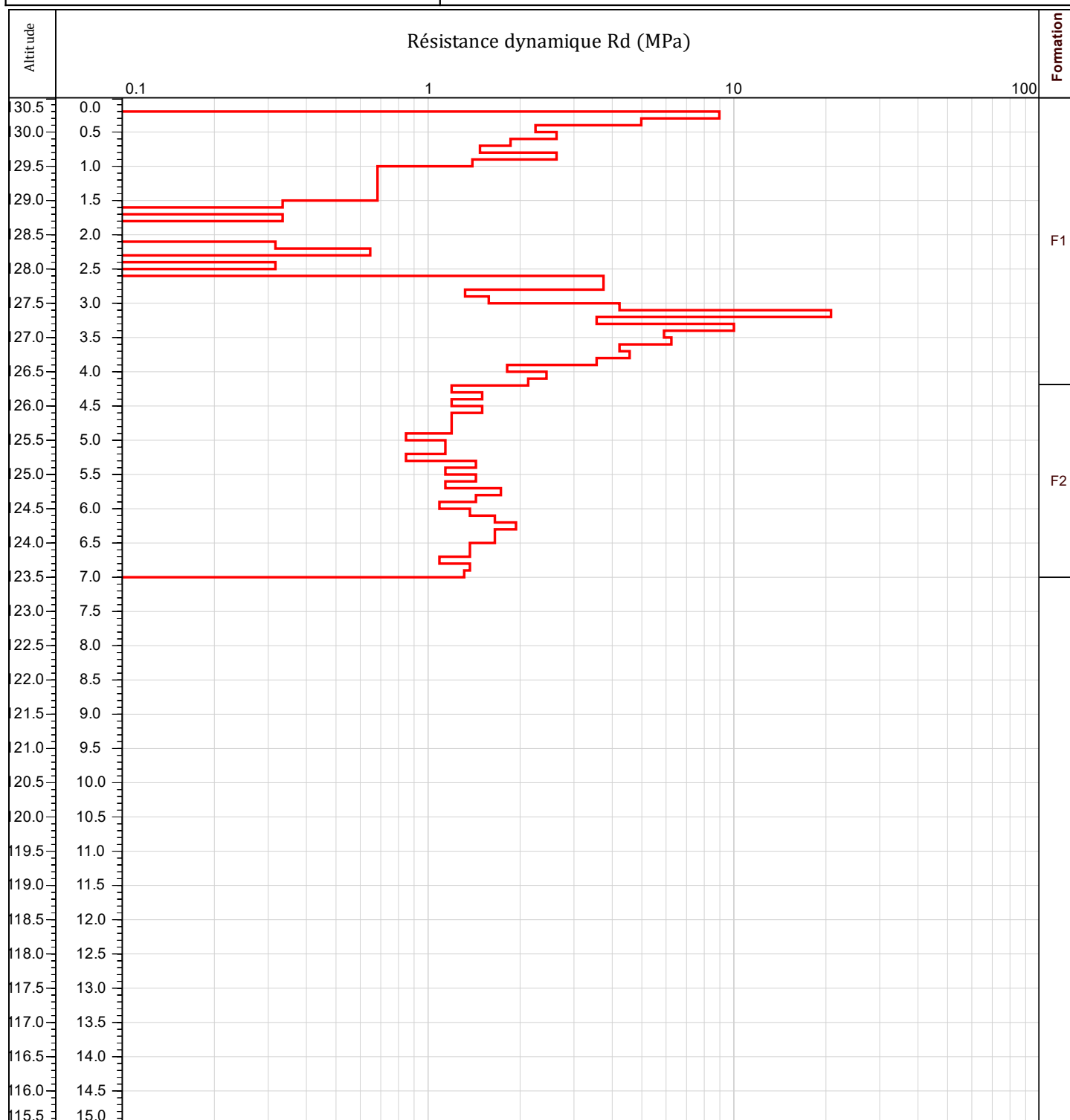
Profondeur : 7 m

Z : 130.50 m NGF

X : m

Y : m

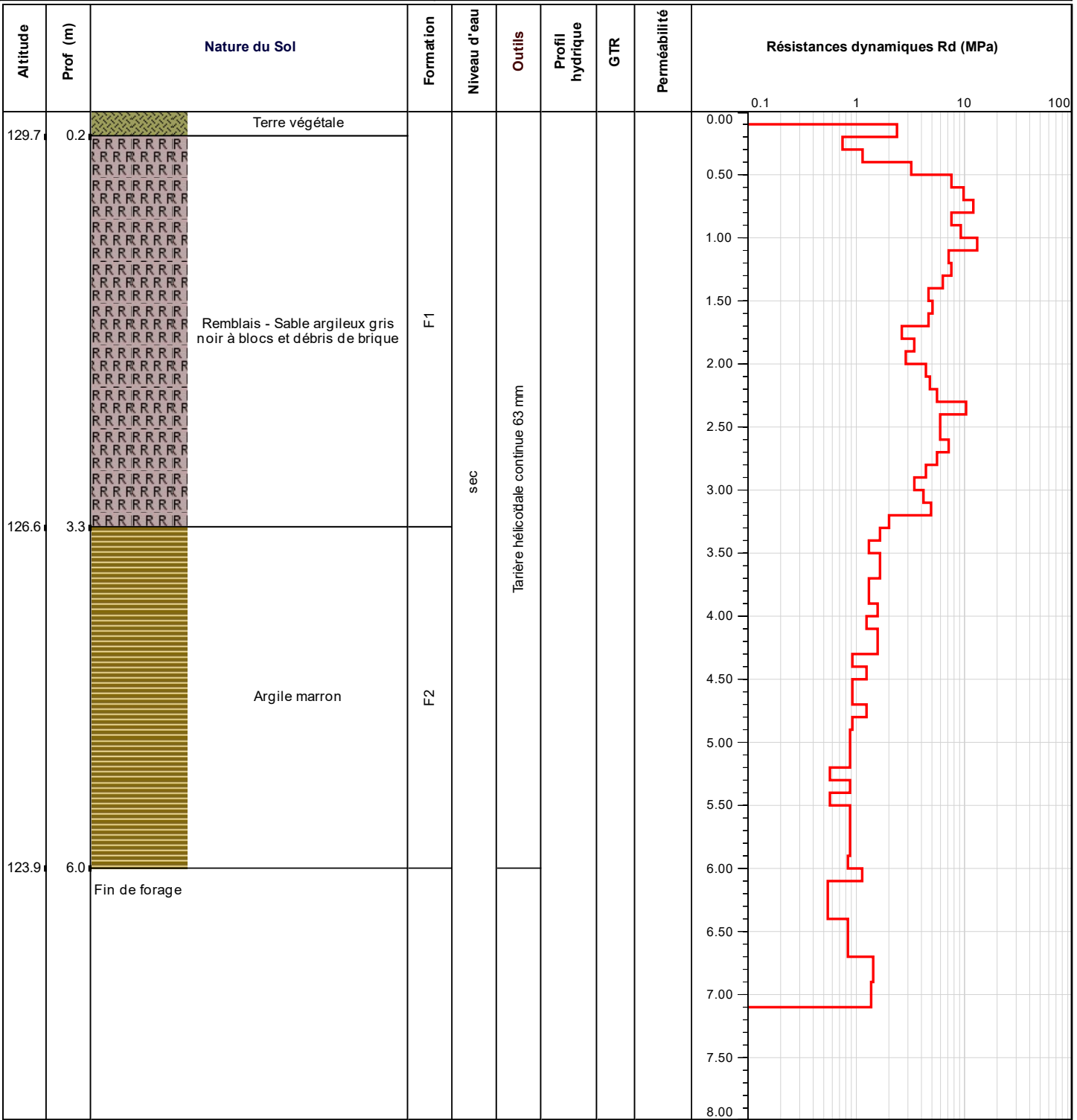
Remarques : Arrêt pénétromètre 7.0 m/TA



GHAT	SONDAGE A LA TARIERE MECANIQUE
REHABILITATION BATIMENT	ST8
BAPAUME (62)	Date : 26/03/2025
24.235.A	Profondeur : 3 m
	Remarques : Arrêt sondage 3.0 m/TA
	Z : 128.80 m NGF
	X : m
	Y : m

Altitude	Prof (m)	Nature du Sol	Formation	Niveau d'eau	Outils	Profil hydrique	GTR	Perméabilité
128.7	0.1	Enrobé	F1	sec	Tarière hélicoïdale continue 63 mm		A1/F1	
128.3	0.5	Remblais - Sable fin gris noir						
		Remblais - Argile sableuse grise noire à blocs et débris de brique						
126.4	2.4	Argile marron	F2					
125.8	3.0	Fin de forage						

<div><div>GHAT</div><div>REHABILITATION BATIMENT</div><div>BAPAUME (62)</div><div>24.235.A</div></div>	<div><div>SONDAGE A LA TARIERE MECANIQUE + PENETROMETRE DYNAMIQUE</div><div>ST-PD9</div><div><div>Date : 24/03/2025</div><div>Profondeur : 7 m</div><div>Remarques : Arrêt sondage 6.0 m/TA - Arrêt pénétromètre à 7.1 m/TA</div></div><div><div>Z : 129.90 m NGF</div><div>X : m</div><div>Y : m</div></div></div>
--------------------------------------------------------------------------------------------------------	-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------

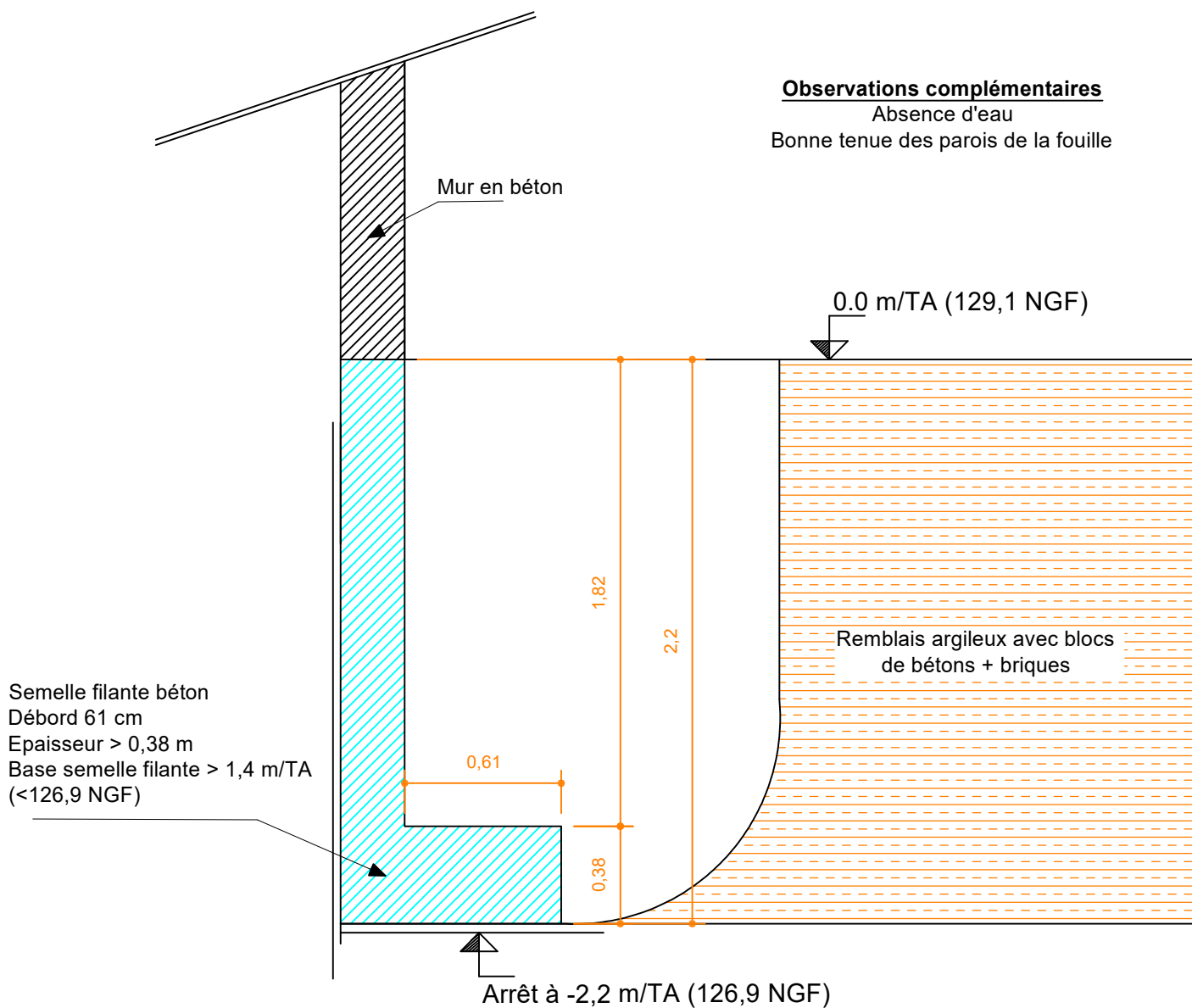


[illegible]

RF10

Observations complémentaires

Absence d'eau
Bonne tenue des parois de la fouille



Dégagement
de fondation
RF10

Format : A4

Réhabilitation EHPAD HENRI
GUIDET

Echelle : 1/25

BAPAUME (62)



Affaire N° : 24.235.A.JS
Indice : A
Date : 02/05/2025
Conçu : FM
Vérifié : JS

GHAT
REHABILITATION BATIMENT
BAPAUME (62)
24.235.A

**SONDAGE A LA TARIERE MECANIQUE +
PENETROMETRE DYNAMIQUE**
ST-PD11

Date : 26/03/2025

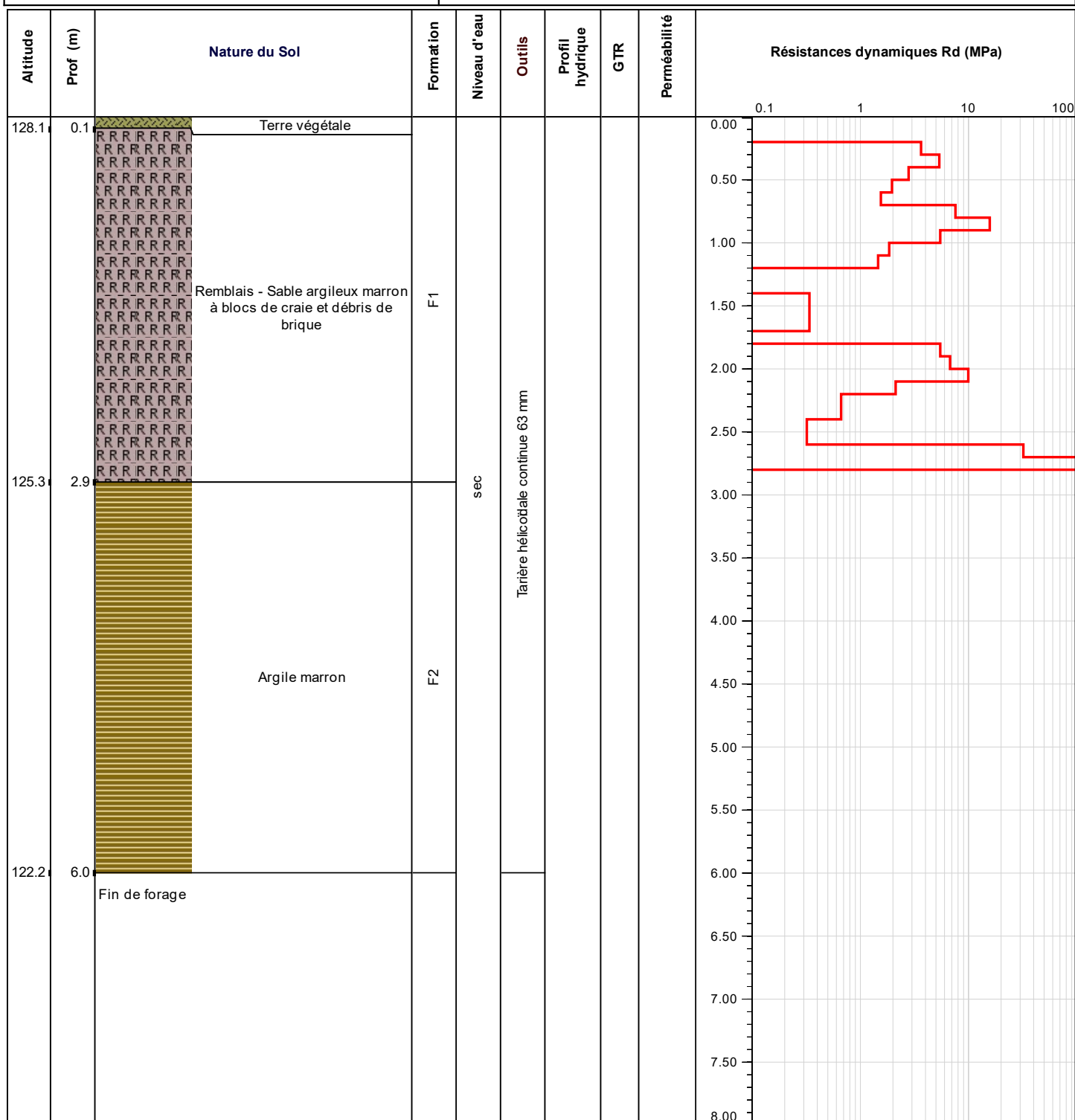
Profondeur : 6 m

Z : 128.20 m NGF

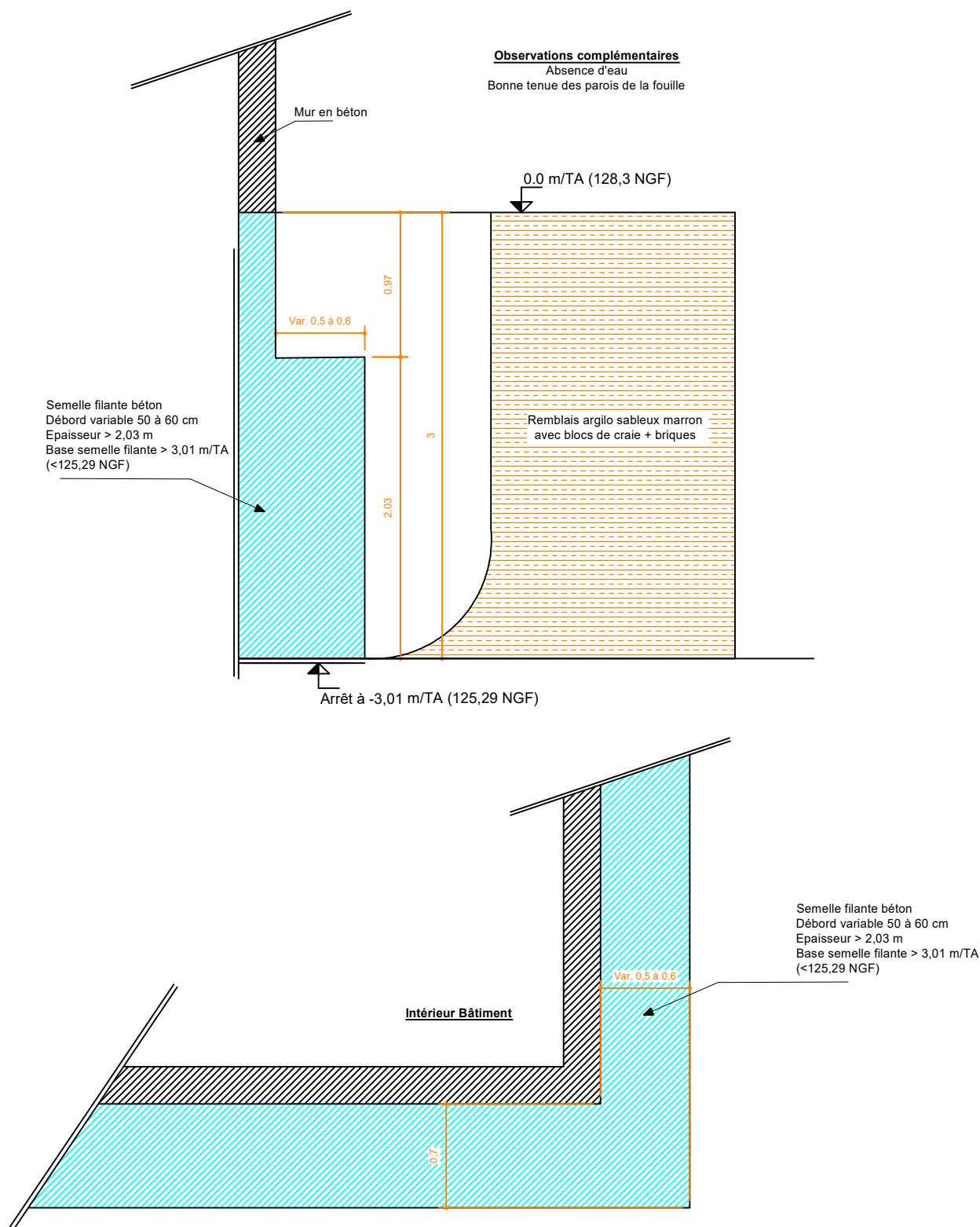
X : m

Y : m

Remarques : Arrêt sondage 6.0 m/TA - Refus pénétromètre à 2.8 m/TA



RF11



Dégagement
de fondation
RF11

Format : A4

Echelle : 1/40

Réhabilitation EHPAD HENRI
GUIDET

BAPAUME (62)



Affaire N° : 24.235.A.JS
Indice : A
Date : 02/05/2025
Conçu : FM
Vérifié : JS

24.235.A

Remarques : Arrêt sondage 21 m/TA

$$Y: \mathfrak{m}$$
[illegible]

GHAT
REHABILITATION BATIMENT
BAPAUME (62)
24.235.A

SONDAGE PRESSIOMETRIQUE
Norme NF EN 22476-4
SP12

Date : 26/03/2025



Profondeur : 21 m

Z : 130.70 m NGF

X : m

Y : m

Remarques : Arrêt sondage 21 m/TA

Altitude	Prof (m)	Nature du Sol	Formation	Niveau d'eau	Outils	Module pressiométrique Em (MPa)	Pression de Fluage Nette pf* (MPa)	Pression Limite Nette pl* (MPa)	Em/pl *	Piézomètre
						0.5 5 50 500	0.1 1 10 100	0.1 1 10 100		
109.7	21.0	 Craie marneuse altérée blanche crème	E3		Tarière à sec 63 mm	56	1.3	2.7	21	
						158	2.2	4.3	37	
						98	1.9	5.2	19	
						88	2.3	7.2	12	
		Fin de forage								

GHAT

REHABILITATION BATIMENT

BAPAUME (62)

24.235.A

PENETROMETRE DYNAMIQUE

PD12

Date : 27/03/2025

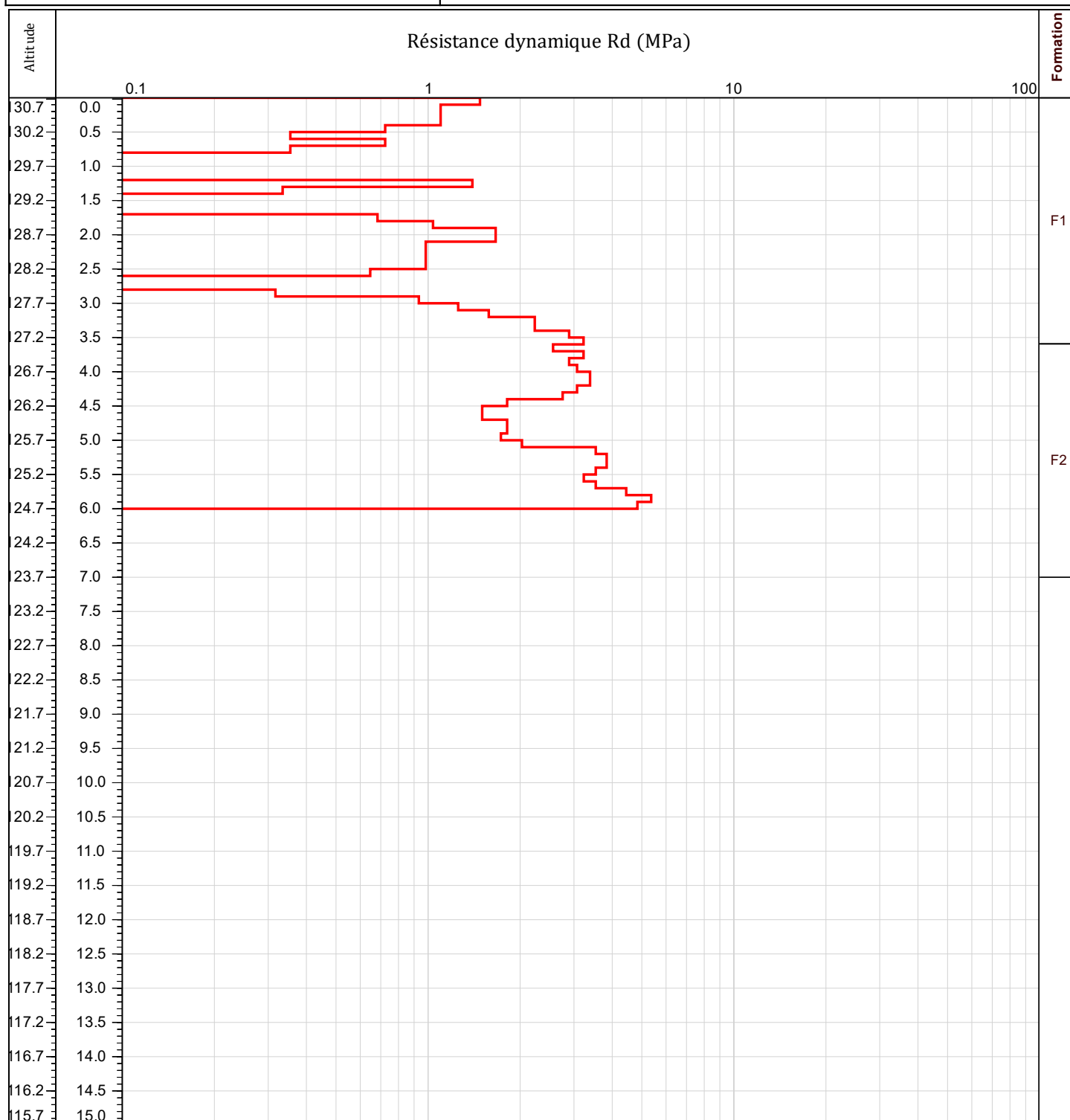
Profondeur : 7 m

Remarques : Arrêt pénétromètre 6.0 m/TA

Z : 130.70 m NGF

X : m

Y : m



GHAT

REHABILITATION BATIMENT

BAPAUME (62)

24.235.A

PENETROMETRE DYNAMIQUE

PD13

Date : 25/03/2025

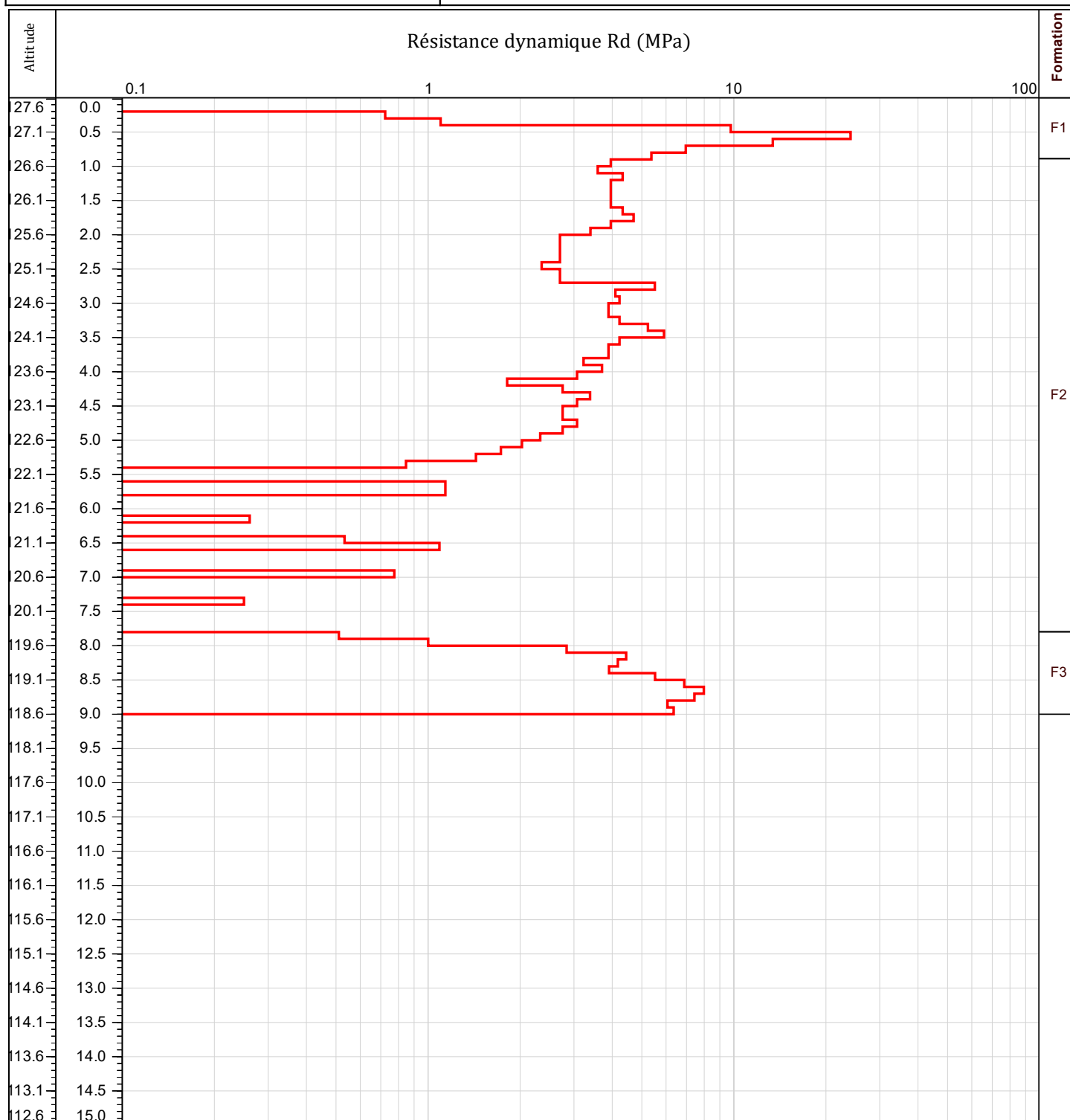
Profondeur : 9 m

Z : 127.60 m NGF

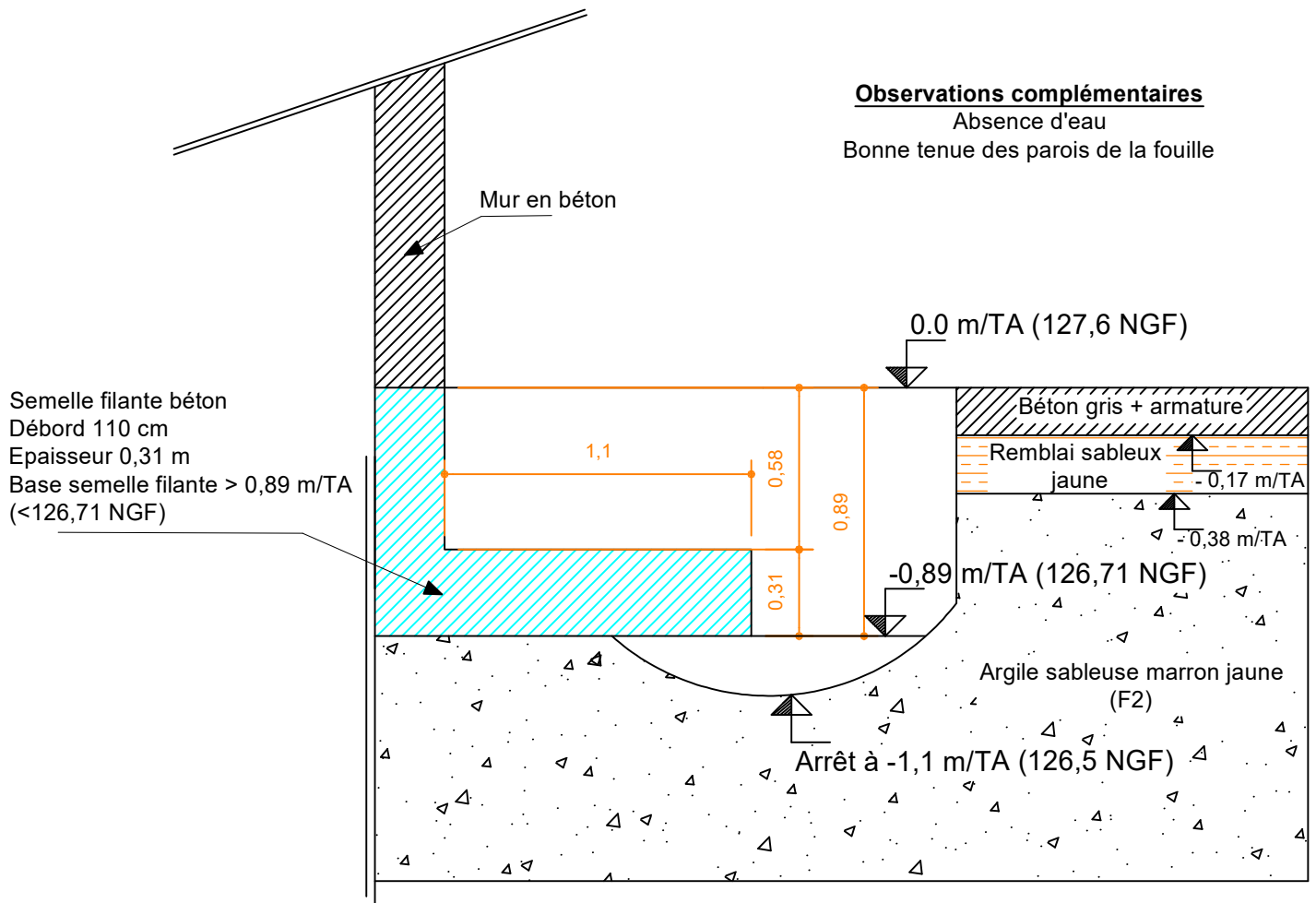
X : m

Y : m

Remarques : Arrêt pénétromètre 9.0 m/TA



RF13



Dégagement
de fondation
RF13

Format : A4

Réhabilitation EHPAD HENRI
GUIDET

Echelle : 1/40

BAPAUME (62)



Affaire N° : 24.235.A.JS

Indice : A

Date : 02/05/2025

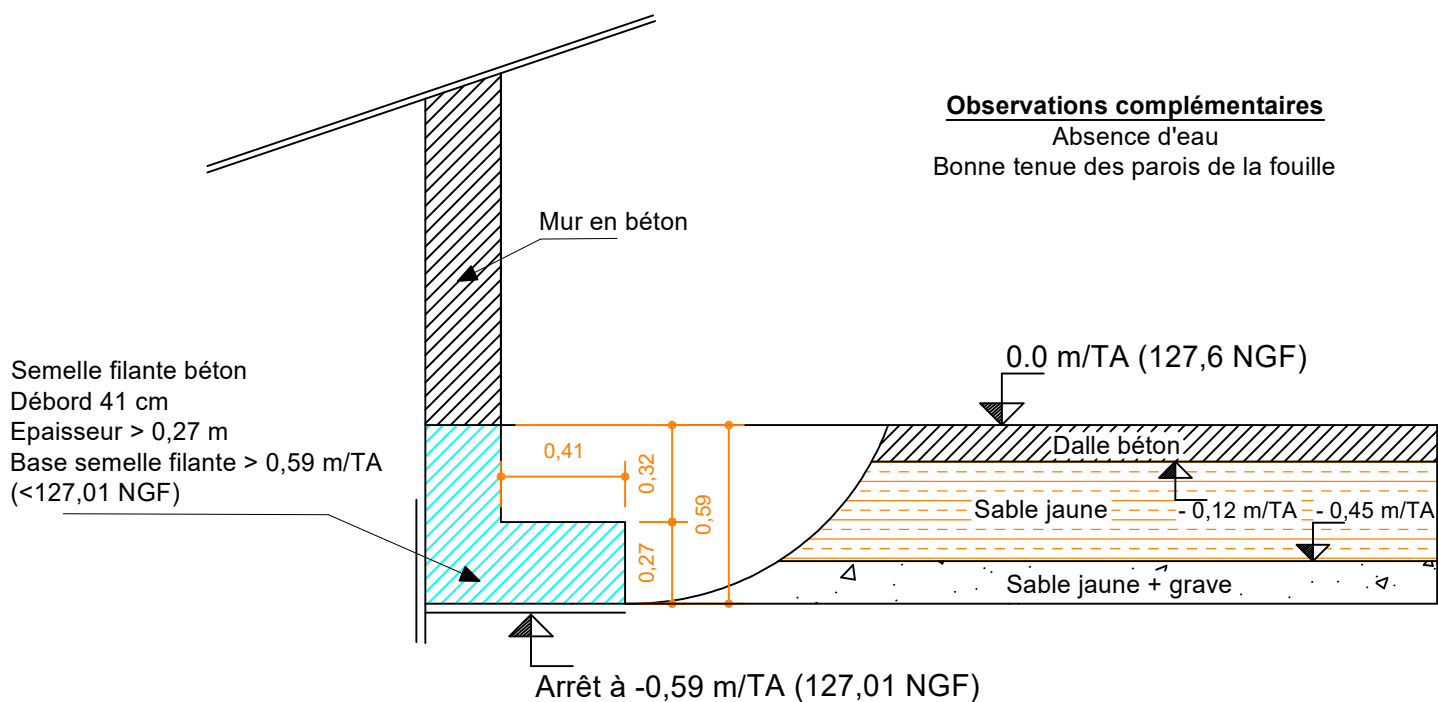
Conçu : FM

Vérifié : JS

<div>GHAT</div> <div>REHABILITATION BATIMENT</div> <div>BAPAUME (62)</div> <div>24.235.A</div>	<div>SONDAGE A LA TARIERE MECANIQUE + PENETROMETRE DYNAMIQUE</div> <div>ST-PD14</div> <div> <div>Date : 25/03/2025</div> <div>Profondeur : 5.8 m</div> <div>Remarques : Arrêt sondage 1.5 m/TA - Arrêt pénétromètre à 6.0 m/TA</div> </div> <div> <div>Z : 127.60 m NGF</div> <div>X : m</div> <div>Y : m</div> </div>
------------------------------------------------------------------------------------------------	----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------

Altitude	Prof (m)	Nature du Sol	Formation	Niveau d'eau	Outils	Profil hydrique	GTR	Perméabilité	Résistances dynamiques Rd (MPa)
127.4	0.2	Dalle béton	F1	sec	Tarière à main continue 63 mm				<div> 0.1111111111111111 1111111111111111 1010101010101010 1001001001001001 </div>
127.2	0.4	Remblais - Sable jaune							
		Argile sableuse marron jaune	F2						
126.1	1.5	Fin de forage							

RF20



Dégagement
de fondation
RF20

Format : A4

Réhabilitation EHPAD HENRI
GUIDET

Echelle : 1/40

BAPAUME (62)



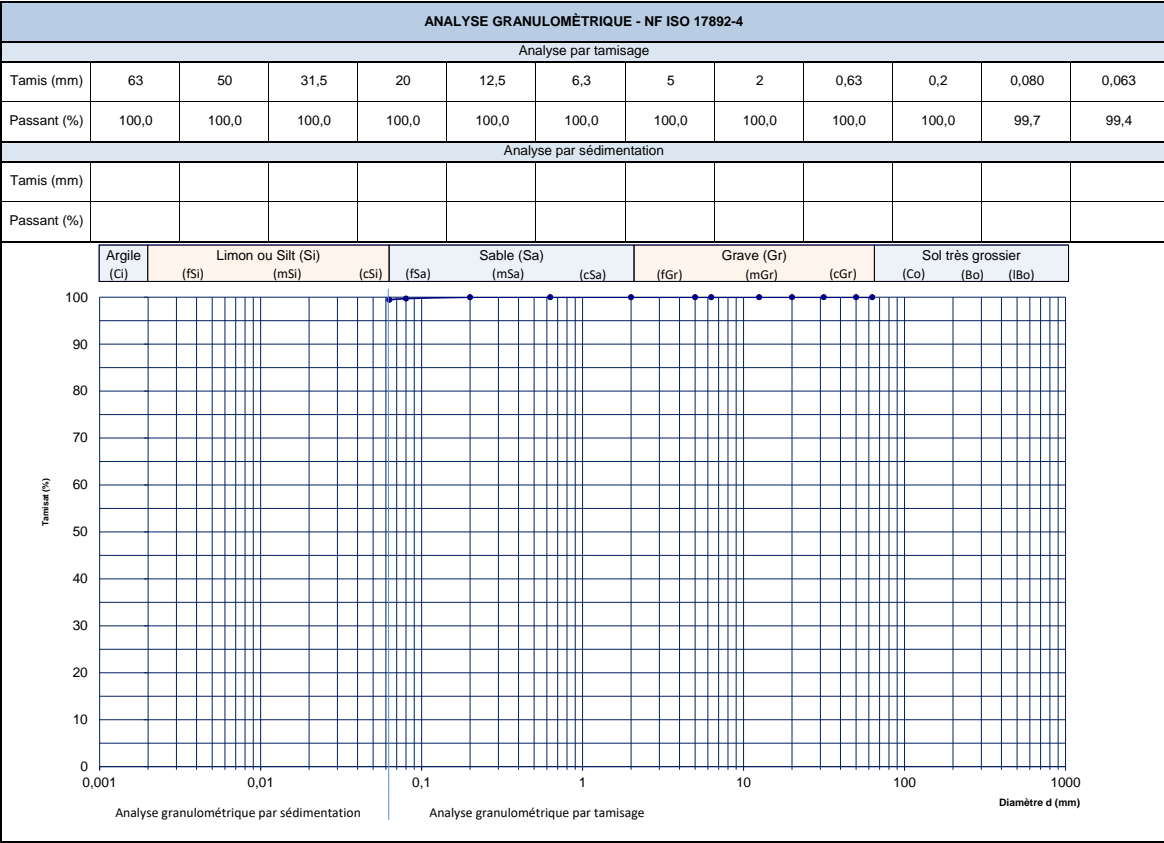
Affaire N° : 24.235.A.JS
Indice : A
Date : 02/05/2025
Conçu : FM
Vérifié : JS



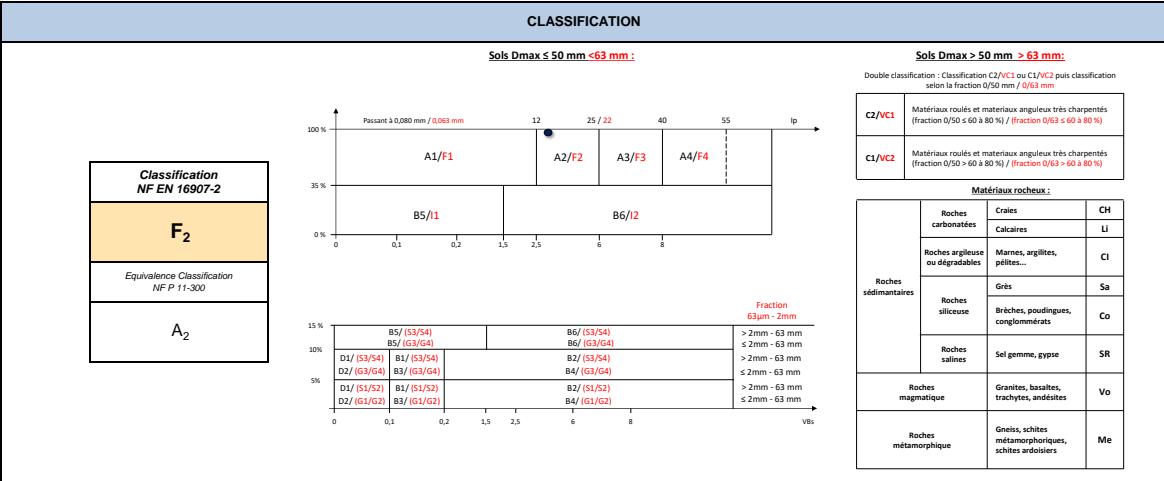
CLASSIFICATION DES MATÉRIAUX

NF EN 16907-2

Opération : BAPAUME **Sondage:** ST4 **Prélèvement effectué par :** KAMAK
Demandeur : KAMAK Ingénierie **Profondeur :** 0,8/6,0 m **Date de prélèvement :** 27/03/25
N°Dossier : 24235A **Nature visuelle :** Limon marron **Date des essais :** avr.-25



PARAMETRES DU MATERIAU												
Teneur en eau (%)	Dmax (mm)	Passant à 63 µm (%)	VBS (g/100g)	Coefficient conformité Cu	Limites d'Atterberg				IPI	Mass volumique sèche fraction 0/20 mm	Fraction 63 µm - 2 mm	Fraction 2 mm - 63 mm
22,3	\	99,4	3,14	\	W _L (%)	W _P (%)	I _p (%)	I _c	\	\	0,99	1,00
NF EN ISO 17892			NF EN 17542-3	NF P 94-052-1	NF EN ISO 17892-12				NF P94-078	NF P 94-078	NF EN ISO 17892-4	



REDACTEUR :	C.PEREDO	APPROBATEUR :	C.THEULEAU
DATE :	15 avril 2025	DATE :	15 avril 2025



Essai au bleu de méthylène - VBS

NF EN 17542-3

Opération : BAPAUME**Sondage:** ST4**Prélèvement effectué par :** KAMAK
Ingénierie**Demandeur :** KAMAK Ingénierie**Profondeur :** 0,8/6,0 m**Date de prélèvement :** 27/03/25**N°Dossier :** 24235A**Nature visuelle :** Limon marron**Date des essais :** avr.-25

Mesure de la capacité d'absorption de bleu de méthylène d'un sol

PRINCIPE DE L'ESSAI

Cette méthode d'essai consiste à mesurer par dosage la quantité de bleu de méthylène pouvant être absorbée par un matériau de fraction 0/5 mm, mis en suspension dans l'eau. Cette quantité est ensuite rapportée par proportionnalité directe à la fraction 0/50 mm du sol. La valeur de bleu du sol est directement liée à la surface spécifique des particules constituant le sol ou le matériau rocheux.

Cet essai permet d'apprécier l'argilosité du matériau testé : plus la valeur de bleu est élevée, plus le matériau est argileux.

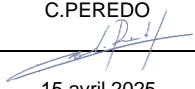

METHODOLOGIE DE L'ESSAI

Le dosage s'effectue en ajoutant successivement différentes quantités d'une solution de bleu de méthylène dans une solution de matériau, et en contrôlant l'absorption de bleu par le matériau après chaque ajout. Pour ce faire, on prélève une goutte de la suspension que l'on dépose sur un papier filtre, ce qui provoque la création d'une tâche permettant d'apprécier l'absorption du bleu par le matériau.

Essais à la tâche

Caractéristiques naturelles du matériau	Résultats de l'essai
D _{max} : \	Masse sèche de la prise d'essai : 38,2 g
Passant au tamis 50 mm : 100,0 %	Masse de bleu introduite (solution à 10 g/l) : 120,0 g
Passant au tamis 5 mm : 100,0 %	VBS : 3,14
Teneur en eau sur fraction 0/5 mm : 22,3 %	

Observations: \

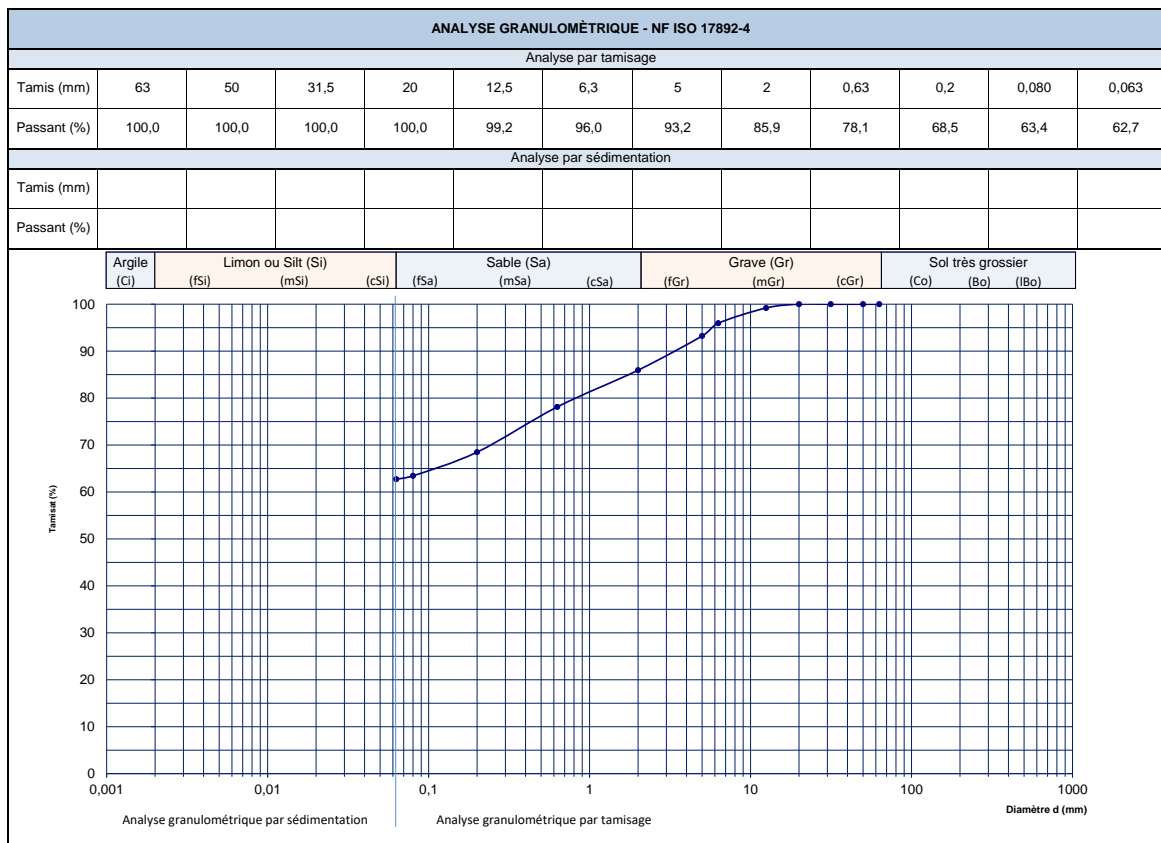
REDACTEUR :	C.PEREDO 	APPROBATEUR :	C.THEULEAU 
DATE :	15 avril 2025	DATE :	15 avril 2025



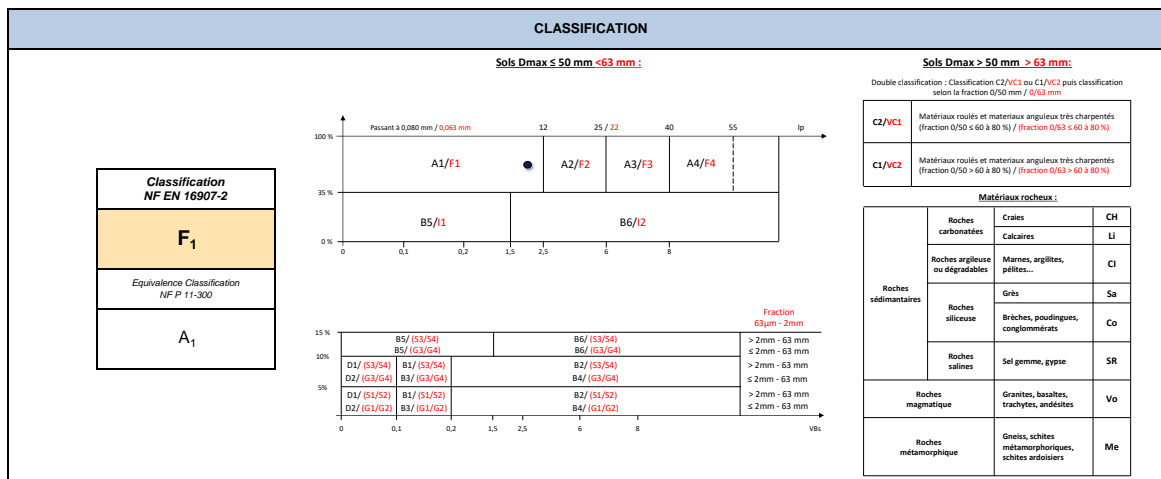
CLASSIFICATION DES MATÉRIAUX

NF EN 16907-2

Opération :	BAPAUME	Sondage:	ST8	Prélèvement effectué par :	KAMAK
Demandeur :	KAMAK Ingénierie	Profondeur :	0,5/1,5 m	Date de prélèvement :	27/03/25
N°Dossier :	24235A	Nature visuelle :	Remblais limoneux brun	Date des essais :	avr.-25



PARAMETRES DU MATERIAU												
Teneur en eau (%)	Dmax (mm)	Passant à 63 µm (%)	VBS (g/100g)	Coefficient conformité Cu	Limites d'Atterberg				IPI	Masse volumique sèche fraction 0/20 mm	Fraction 63 µm - 2 mm	Fraction 2 mm - 63 mm
					W _L (%)	W _P (%)	I _p (%)	I _c				
17,9	5,8	62,7	1,71	\	\	\	\	\	\	\	0,73	0,86
NF EN ISO 17892			NF EN 17542-3	NF P 94-052-1	NF EN ISO 17892-12				NF P94-078	NF P 94-078	NF EN ISO 17892-4	



REDACTEUR :	C.PEREDO	APPROBATEUR :	C.THEULEAU
DATE :	15 avril 2025	DATE :	15 avril 2025



Essai au bleu de méthylène - VBS

NF EN 17542-3

Opération : BAPAUME**Sondage:** ST8**Prélèvement effectué par :** KAMAK
Ingénierie**Demandeur :** KAMAK Ingénierie**Profondeur :** 0,5/1,5 m**Date de prélèvement :** 27/03/25**N°Dossier :** 24235A**Nature visuelle :** Remblais limoneux brun**Date des essais :** avr.-25

Mesure de la capacité d'absorption de bleu de méthylène d'un sol

PRINCIPE DE L'ESSAI

Cette méthode d'essai consiste à mesurer par dosage la quantité de bleu de méthylène pouvant être absorbée par un matériau de fraction 0/5 mm, mis en suspension dans l'eau. Cette quantité est ensuite rapportée par proportionnalité directe à la fraction 0/50 mm du sol. La valeur de bleu du sol est directement liée à la surface spécifique des particules constituant le sol ou le matériau rocheux.

Cet essai permet d'apprécier l'argilosité du matériau testé : plus la valeur de bleu est élevée, plus le matériau est argileux.

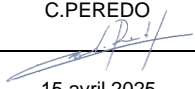

METHODOLOGIE DE L'ESSAI

Le dosage s'effectue en ajoutant successivement différentes quantités d'une solution de bleu de méthylène dans une solution de matériau, et en contrôlant l'absorption de bleu par le matériau après chaque ajout. Pour ce faire, on prélève une goutte de la suspension que l'on dépose sur un papier filtre, ce qui provoque la création d'une tâche permettant d'apprécier l'absorption du bleu par le matériau.

Essais à la tâche

Caractéristiques naturelles du matériau	Résultats de l'essai
D _{max} : 5,8 mm	Masse sèche de la prise d'essai : 54,4 g
Passant au tamis 50 mm : 100,0 %	Masse de bleu introduite (solution à 10 g/l) : 100,0 g
Passant au tamis 5 mm : 93,2 %	VBS : 1,71
Teneur en eau sur fraction 0/5 mm : 17,9 %	

Observations: \

REDACTEUR :	C.PEREDO 	APPROBATEUR :	C.THEULEAU 
DATE :	15 avril 2025	DATE :	15 avril 2025

Annexes 2

Ingénierie géotechnique

Annexes techniques de justifications des ouvrages

Notes de calcul FOXTA



1 Méthode de justification

Conformément à la norme NF P 94-261, le dimensionnement des fondations doit être effectué en vérifiant les états limites suivants :

- 1. Défaut de capacité portante, rupture par poinçonnement (ELS/ELU).
- 2. Rupture par glissement (ELU).
- 3. Rotations, tassements ou déplacement excessifs (ELS-QP).

Sous sollicitations sismiques, les états limites à vérifier conformément à la norme NF EN 1998-5 sont les suivants :

- 4. Rupture par perte de capacité portante.
- 5. Rupture par glissement.

Nota : il conviendra de vérifier les états limites structurels des fondations conformément aux recommandations de la norme NF EN 1992-1-1.

2 Paramètres géotechniques

2.1 Facteur de portance

Le facteur de portance pressiométrique est déterminé par les formules suivantes :

$$k_{\frac{B}{p, L}} = k_{p0} + \left(a + b \frac{D_e}{B} \right) \left(1 - e^{-\frac{D_e}{B}} \right)$$

Les paramètres a, b, c, k_{p0} prennent les valeurs indiquées dans le tableau suivant :

Catégorie de sol – Courbe de variation du facteur de portance		Expression de k_p			
		a	b	c	k_{p0}
Argiles et limons	Semelle filante Q1	0,2	0,02	1,3	0,8
	Semelle carrée Q2	0,3	0,02	1,5	0,8
Sables et graves	Semelle filante Q3	0,3	0,05	2	1
	Semelle carrée Q4	0,22	0,18	5	1
Craies	Semelle filante Q5	0,28	0,22	2,8	0,8
	Semelle carrée Q6	0,35	0,31	3	0,8
Marnes et marno-calcaires Roches altérées	Semelle filante Q7	0,2	0,2	3	0,8
	Semelle carrée Q8	0,2	0,3	3	0,8

2.2 Coefficient de réduction lié à l'inclinaison de chargement

Le coefficient de réduction lié à l'inclinaison δ_d de la résultante de la charge appliquée aux fondations est déterminé à partir des formules suivantes et en fonction du type de comportement :

- Un comportement de sols purement cohérent

$$i_{\delta;c;D_e/B} = \left(1 - \frac{2\delta_d}{\pi}\right)^2$$

- Un comportement de sols purement frottant

$$i_{\delta;f;D_e/B} = \left(1 - \frac{2\delta_d}{\pi}\right)^2 - \frac{2\delta_d}{\pi} \left(2 - 3 \frac{2\delta_d}{\pi}\right) e^{-D_e/B} \quad \text{pour } \delta_d < \pi/4$$

$$i_{\delta;f;D_e/B} = \left(1 - \frac{2\delta_d}{\pi}\right)^2 - \left(1 - \frac{2\delta_d}{\pi}\right)^2 e^{-D_e/B} \quad \text{pour } \delta_d \geq \pi/4$$

- Un comportement de sols intermédiaires :

$$i_{\delta;cf;D_e/B} = i_{\delta;f;D_e/B} + \left(i_{\delta;c;D_e/B} - i_{\delta;f;D_e/B}\right) \left(1 - e^{-\frac{\alpha c}{\gamma B \tan(\phi)}}\right)$$

Avec :

δ_d : Inclinaison de la résultante de la charge : $\delta_d = \arctan\left(\frac{H_d}{V_d}\right)$

H_d : Valeur de calcul de la composante horizontale de calcul ;

V_d : Valeur de calcul de la composante verticale de calcul ;

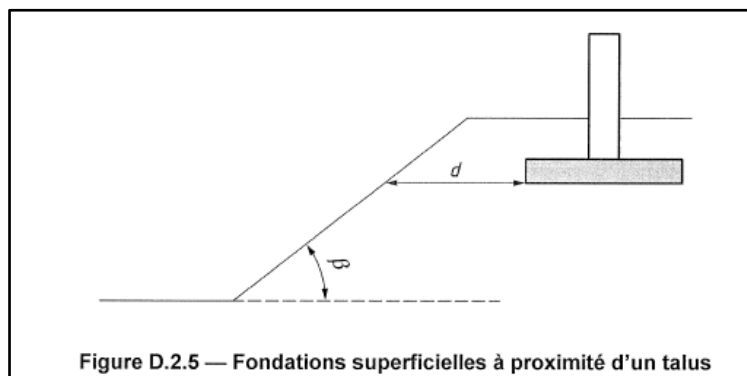
C : Cohésion effective ;

ϕ : Angle de frottement interne ;

D_e : Encastrement équivalent ;

B : Largeur de la fondation.

2.3 Coefficient de réduction lié à la présence d'un talus de pente β



Le coefficient de réduction lié à la présence d'un talus de pente β est déterminé à partir des formules suivantes et en fonction du type de comportement de sols intermédiaires :

- Un comportement de sols purement cohérent

$$i_{\beta;c;\frac{D_e}{B}} = 1 - \frac{\beta}{\pi} \left(1 - \frac{d}{8B}\right)^2 \text{ pour } d < 8B$$

- Un comportement de sols purement frottant

$$i_{\beta;f;\frac{D_e}{B}} = 1 - 0.9(\tan\beta)(2 - \tan\beta) \left(1 - \frac{d + \frac{D_e}{\tan(\beta)}}{8B}\right)^2 \text{ pour } 1 + \frac{D_e}{\tan\beta} < 8B$$

- Un comportement de sols purement cohérent

$$i_{\beta;cf;\frac{D_e}{B}} = i_{\beta;f;\frac{D_e}{B}} + \left(i_{\beta;c;\frac{D_e}{B}} - i_{\beta;f;\frac{D_e}{B}}\right) \left(1 - e^{\left(-\frac{\alpha c}{\gamma B \tan(\varphi)}\right)}\right)$$

3 Vérification aux états limites durables et transitoires

3.1 Etat limite de capacité portante

A l'état limite ultime, on doit vérifier :

$$V_d - R_0 \leq R_{v,d}$$

Avec :

V_d : Valeur de calcul de la charge transmise au terrain ;

R_0 : Valeur du poids de volume de sol constitué du volume de la fondation sous le terrain ;

$R_{v,d}$: Valeur de calcul de la résistance nette du terrain sous la fondation superficielle ;

La valeur de calcul de la résistance nette du terrain est déduite de la valeur caractéristique de résistance nette $R_{v,k}$ de la manière suivante :

$$R_{v,d} = \frac{R_{v,k}}{\gamma_{R,v}} = \frac{A' q_{net}}{\gamma_{R,v} \gamma_{R;d,v}}$$

Avec :

A' : Surface effective de la semelle ;

q_{net} : Contrainte associée à la résistance nette du terrain sous la fondation ;

$\gamma_{R,v}$: Coefficient partiel de calcul de la portance à l'ELU = 1,4 ;

$\gamma_{R;d,v}$: Coefficient de méthode associé à la méthode pressiométrique, soit 1,2.

La surface effective des fondations est déterminée comme suit :

- Fondations filantes :

$$A' = A \left(1 - 2 \frac{e_B}{B}\right)$$

- Fondations rectangulaires :

$$A' = A \left(1 - 2 \frac{e_B}{B}\right) \left(1 - 2 \frac{e_L}{L}\right)$$



Avec :

- A : Aire de la fondation ;
- e_B : Excentrement du chargement (suivant B) ;
- e_L : Excentrement du chargement (suivant L) ;
- B : Largeur de la fondation ;
- L : Longueur de la fondation.

Les valeurs de q_{net} sont déterminées à partir de la formule suivante :

$$q_{net} = k_p p_{le}^* i_\delta i_\beta$$

3.2 Etat limite de glissement

A l'état limite ultime, il convient de vérifier l'inégalité suivante :

$$H_d \leq R_{h,d} + R_{p,d}$$

Avec :

- H_d : Valeur de calcul de la composante horizontale de la charge transmise au terrain ;
- $R_{h,d}$: Valeur de calcul de la résistance au glissement de la fondation sur le terrain ;
- $R_{p,d}$: Valeur de calcul de la résistance frontale ou tangentielle de la fondation, négligée ici ;

La résistance ultime au glissement est déterminée comme suit :

$$R_{h,d} = \frac{V_d \tan \delta_{a,k}}{\gamma_{R,h} \gamma_{R,d,h}}$$

Avec :

- V_d : Valeur de calcul de la composante verticale de la charge transmise au terrain ;
- $\delta_{a,k}$: Valeur caractéristique de l'angle de frottement à l'interface entre la base de la fondation et le terrain, prise égale à la valeur de l'angle de frottement interne du sol porteur ;
- $\gamma_{R,h}$: Facteur partiel pour la résistance au glissement, valant 1,1 ;
- $\gamma_{R,d,h}$: Coefficient de modèle pour la résistance au glissement, valant 1,1.

3.3 Limitation de l'excentrement

Pour les situations durables et transitoires, le critère de limitation d'excentrement suivant est à vérifier :

$$\left(1 - \frac{2e_B}{B}\right) \left(1 - \frac{2e_L}{L}\right) \geq \frac{1}{15}$$



4 Vérifications des états-limites de service

4.1 Limitation de la charge

La vérification du critère de limitation de la charge à l'ELS consiste à vérifier la même inégalité que celle permettant la vérification de la capacité portante à l'ELU, avec un coefficient $\gamma_{R,v}$ prenant la valeur de 2.3.

4.2 Limitation de l'excentrement

Aux états limites de service, les critères de limitation d'excentrement suivant sont à vérifier :

- ELS caractéristique :

$$\left(1 - \frac{2e_B}{B}\right) \left(1 - \frac{2e_L}{L}\right) \geq \frac{1}{2}$$

- ELS quasi-permanent :

$$\left(1 - \frac{2e_B}{B}\right) \left(1 - \frac{2e_L}{L}\right) \geq \frac{2}{3}$$

5 Tassements des fondations

Le tassement final s des fondations calculé suivant les règles pressiométriques (formules de MENARD) est la somme d'un terme de consolidation s_c et d'un terme déviatorique s_d qui sont donnés par les relations suivantes :

$$s_c = \frac{\alpha}{9 E_c} (\sigma - \gamma D) \lambda_c B \quad \text{et} \quad s_d = \frac{2}{9 E_d} (\sigma - \gamma D) B_0 \left(\lambda_d \frac{B}{B_0}\right)^\alpha$$

Avec :

E_c : Module de déformation de la zone à tendance sphérique ;

E_d : Module de déformation de la zone à tendance déviatorique ;

σ : Contrainte totale aux E.L.S Quasi-Permanent ;

α : Coefficient rhéologique dépendant de la nature du sol ;

λ_c : Coefficient de forme fonction du rapport L/B ;

B : Largeur de la fondation ;

B_0 : Longueur de référence pressiométrique = 0.6 m ;

Annexes 3

Norme NF P94-500

Tableau d'enchaînement des missions géotechniques

Contenu détaillé des missions géotechniques



Enchaînement des missions G1 à G4	Phases de la maîtrise d'œuvre	Mission d'ingénierie géotechnique (GN) et Phase de la mission		Objectifs à atteindre pour les ouvrages géotechniques	Niveau de management des risques géotechniques attendu	Prestations d'investigations géotechniques à réaliser
Étape 1 : Étude géotechnique préalable (G1)		Étude géotechnique préalable (G1) Phase Étude de Site (ES)		Spécificités géotechniques du site	Première identification des risques présentés par le site	Fonction des données existantes et de la complexité géotechnique
	Étude préliminaire, esquisse, APS	Étude géotechnique préalable (G1) Phase Principes Généraux de Construction (PGC)		Première adaptation des futurs ouvrages aux spécificités du site	Première identification des risques pour les futurs ouvrages	Fonction des données existantes et de la complexité géotechnique
Étape 2 : Étude géotechnique de conception (G2)	APD/AVP	Étude géotechnique de conception (G2) Phase Avant-projet (AVP)		Définition et comparaison des solutions envisageables pour le projet	Mesures préventives pour la réduction des risques identifiés, mesures correctives pour les risques résiduels avec détection au plus tôt de leur survenance	Fonction du site et de la complexité du projet (choix constructifs)
	PRO	Étude géotechnique de conception (G2) Phase Projet (PRO)		Conception et justifications du projet		Fonction du site et de la complexité du projet (choix constructifs)
	DCE/ACT	Étude géotechnique de conception (G2) Phase DCE / ACT		Consultation sur le projet de base / Choix de l'entreprise et mise au point du contrat de travaux		
Étape 3 : Études géotechniques de réalisation (G3/G4)		À la charge de l'entreprise	À la charge du maître d'ouvrage			
	EXE/VISA	Étude et suivi géotechniques d'exécution (G3) Phase Étude (en interaction avec la phase Suivi)	Supervision géotechnique d'exécution (G4) Phase Supervision de l'étude géotechnique d'exécution (en interaction avec la phase Supervision du suivi)	Étude d'exécution conforme aux exigences du projet, avec maîtrise de la qualité, du délai et du coût	Identification des risques résiduels, mesures correctives, contrôle du management des risques résiduels (réalité des actions, vigilance, mémorisation, capitalisation des retours d'expérience)	Fonction des méthodes de construction et des adaptations proposées si des risques identifiés surviennent
	DET/AOR	Étude et suivi géotechniques d'exécution (G3) Phase Suivi (en interaction avec la phase Étude)	Supervision géotechnique d'exécution (G4) Phase Supervision du suivi géotechnique d'exécution (en interaction avec la phase Supervision de l'étude)	Exécution des travaux en toute sécurité et en conformité avec les attentes du maître d'ouvrage		Fonction du contexte géotechnique observé et du comportement de l'ouvrage et des avoisinants en cours de travaux
À toute étape d'un projet ou sur un ouvrage existant	Diagnostic	Diagnostic géotechnique (G5)		Influence d'un élément géotechnique spécifique sur le projet ou sur l'ouvrage existant	Influence de cet élément géotechnique sur les risques géotechniques identifiés	Fonction de l'élément géotechnique étudié

L'enchaînement des missions d'ingénierie géotechnique (étapes 1 à 3) doit suivre les étapes de conception et de réalisation de tout projet pour contribuer à la maîtrise des risques géotechniques. Le maître d'ouvrage ou son mandataire doit faire réaliser successivement chacune de ces missions par une ingénierie géotechnique. Chaque mission s'appuie sur des données géotechniques adaptées issues d'investigations géotechniques appropriées.

ÉTAPE 1 : ÉTUDE GÉOTECHNIQUE PRÉALABLE (G1)

Cette mission exclut toute approche des quantités, délais et coûts d'exécution des ouvrages géotechniques qui entre dans le cadre de la mission d'étude géotechnique de conception (étape 2). Elle est à la charge du maître d'ouvrage ou son mandataire. Elle comprend deux phases :

Phase Étude de Site (ES)

Elle est réalisée en amont d'une étude préliminaire, d'esquisse ou d'APS pour une première identification des risques géotechniques d'un site.

- Faire une enquête documentaire sur le cadre géotechnique du site et l'existence d'avoisinants avec visite du site et des alentours.
- Définir si besoin un programme d'investigations géotechniques spécifique, le réaliser ou en assurer le suivi technique, en exploiter les résultats.
- Fournir un rapport donnant pour le site étudié un modèle géologique préliminaire, les principales caractéristiques géotechniques et une première identification des risques géotechniques majeurs.

Phase Principes Généraux de Construction (PGC)

Elle est réalisée au stade d'une étude préliminaire, d'esquisse ou d'APS pour réduire les conséquences des risques géotechniques majeurs identifiés. Elle s'appuie obligatoirement sur des données géotechniques adaptées.

- Définir si besoin un programme d'investigations géotechniques spécifique, le réaliser ou en assurer le suivi technique, en exploiter les résultats.
- Fournir un rapport de synthèse des données géotechniques à ce stade d'étude (première approche de la ZIG, horizons porteurs potentiels, ainsi que certains principes généraux de construction envisageables (notamment fondations, terrassements, ouvrages enterrés, améliorations de sols).

ÉTAPE 2 : ÉTUDE GÉOTECHNIQUE DE CONCEPTION (G2)

Cette mission permet l'élaboration du projet des ouvrages géotechniques et réduit les conséquences des risques géotechniques importants identifiés. Elle est à la charge du maître d'ouvrage ou son mandataire et est réalisée en collaboration avec la maîtrise d'œuvre ou intégrée à cette dernière. Elle comprend trois phases :

Phase Avant-projet (AVP)

Elle est réalisée au stade de l'avant-projet de la maîtrise d'œuvre et s'appuie obligatoirement sur des données géotechniques adaptées.

- Définir si besoin un programme d'investigations géotechniques spécifique, le réaliser ou en assurer le suivi technique, en exploiter les résultats.
- Fournir un rapport donnant les hypothèses géotechniques à prendre en compte au stade de l'avant-projet, les principes de construction envisageables (terrassements, soutènements, pentes et talus, fondations, assises des dallages et voiries, améliorations de sols, dispositions générales vis-à-vis des nappes et des avoisinants), une ébauche dimensionnelle par type d'ouvrage géotechnique et la pertinence d'application de la méthode observationnelle pour une meilleure maîtrise des risques géotechniques.

Phase Projet (PRO)

Elle est réalisée au stade du projet de la maîtrise d'œuvre et s'appuie obligatoirement sur des données géotechniques adaptées suffisamment représentatives pour le site.

- Définir si besoin un programme d'investigations géotechniques spécifique, le réaliser ou en assurer le suivi technique, en exploiter les résultats.
- Fournir un dossier de synthèse des hypothèses géotechniques à prendre en compte au stade du projet (valeurs caractéristiques des paramètres géotechniques en particulier), des notes techniques donnant les choix constructifs des ouvrages géotechniques (terrassements, soutènements, pentes et talus, fondations, assises des dallages et voiries, améliorations de sols, dispositions vis-à-vis des nappes et des avoisinants), des notes de calcul de dimensionnement, un avis sur les valeurs seuils et une approche des quantités.

Phase DCE / ACT

Elle est réalisée pour finaliser le Dossier de Consultation des Entreprises et assister le maître d'ouvrage pour l'établissement des Contrats de Travaux avec le ou les entrepreneurs retenus pour les ouvrages géotechniques.

- Établir ou participer à la rédaction des documents techniques nécessaires et suffisants à la consultation des entreprises pour leurs études de réalisation des ouvrages géotechniques (dossier de la phase Projet avec plans, notices techniques, cahier des charges particulières, cadre de bordereau des prix et d'estimatif, planning prévisionnel).
- Assister éventuellement le maître d'ouvrage pour la sélection des entreprises, analyser les offres techniques, participer à la finalisation des pièces techniques des contrats de travaux.

ÉTAPE 3 : ÉTUDES GÉOTECHNIQUES DE RÉALISATION (G3 et G 4, distinctes et simultanées)

ÉTUDE ET SUIVI GÉOTECHNIQUES D'EXECUTION (G3)

Cette mission permet de réduire les risques géotechniques résiduels par la mise en oeuvre à temps de mesures correctives d'adaptation ou d'optimisation. Elle est confiée à l'entrepreneur sauf disposition contractuelle contraire, sur la base de la phase G2 DCE/ACT.

Elle comprend deux phases interactives :

Phase Étude

- Définir si besoin un programme d'investigations géotechniques spécifique, le réaliser ou en assurer le suivi technique, en exploiter les résultats.
- Étudier dans le détail les ouvrages géotechniques : notamment établissement d'une note d'hypothèses géotechniques sur la base des données fournies par le contrat de travaux ainsi que des résultats des éventuelles investigations complémentaires, définition et dimensionnement (calculs justificatifs) des ouvrages géotechniques, méthodes et conditions d'exécution (phasages généraux, suivis, auscultations et contrôles à prévoir, valeurs seuils, dispositions constructives complémentaires éventuelles).
- Élaborer le dossier géotechnique d'exécution des ouvrages géotechniques provisoires et définitifs : plans d'exécution, de phasage et de suivi.

Phase Suivi

- Suivre en continu les auscultations et l'exécution des ouvrages géotechniques, appliquer si nécessaire des dispositions constructives prédéfinies en phase Étude.
- Vérifier les données géotechniques par relevés lors des travaux et par un programme d'investigations géotechniques complémentaire si nécessaire (le réaliser ou en assurer le suivi technique, en exploiter les résultats).
- Établir la prestation géotechnique du dossier des ouvrages exécutés (DOE) et fournir les documents nécessaires à l'établissement du dossier d'interventions ultérieures sur l'ouvrage (DIUO)

SUPERVISION GÉOTECHNIQUE D'EXECUTION (G4)

Cette mission permet de vérifier la conformité des hypothèses géotechniques prises en compte dans la mission d'étude et suivi géotechniques d'exécution. Elle est à la charge du maître d'ouvrage ou son mandataire et est réalisée en collaboration avec la maîtrise d'œuvre ou intégrée à cette dernière. Elle comprend deux phases interactives :

Phase Supervision de l'étude d'exécution

- Donner un avis sur la pertinence des hypothèses géotechniques de l'étude géotechnique d'exécution, des dimensionnements et méthodes d'exécution, des adaptations ou optimisations des ouvrages géotechniques proposées par l'entrepreneur, du plan de contrôle, du programme d'auscultation et des valeurs seuils.

Phase Supervision du suivi d'exécution

- Par interventions ponctuelles sur le chantier, donner un avis sur la pertinence du contexte géotechnique tel qu'observé par l'entrepreneur (G3), du comportement tel qu'observé par l'entrepreneur de l'ouvrage et des avoisinants concernés (G3), de l'adaptation ou de l'optimisation de l'ouvrage géotechnique proposée par l'entrepreneur (G3).
- donner un avis sur la prestation géotechnique du DOE et sur les documents fournis pour le DIUO.

DIAGNOSTIC GÉOTECHNIQUE (G5)

Pendant le déroulement d'un projet ou au cours de la vie d'un ouvrage, il peut être nécessaire de procéder, de façon strictement limitative, à l'étude d'un ou plusieurs éléments géotechniques spécifiques, dans le cadre d'une mission ponctuelle. Ce diagnostic géotechnique précise l'influence de cet ou ces éléments géotechniques sur les risques géotechniques identifiés ainsi que leurs conséquences possibles pour le projet ou l'ouvrage existant.

- Définir, après enquête documentaire, un programme d'investigations géotechniques spécifique, le réaliser ou en assurer le suivi technique, en exploiter les résultats.
- Étudier un ou plusieurs éléments géotechniques spécifiques (par exemple soutènement, causes géotechniques d'un désordre) dans le cadre de ce diagnostic, mais sans aucune implication dans la globalité du projet ou dans l'étude de l'état général de l'ouvrage existant.
- Si ce diagnostic conduit à modifier une partie du projet ou à réaliser des travaux sur l'ouvrage existant, des études géotechniques de conception et/ou d'exécution ainsi qu'un suivi et une supervision géotechniques seront réalisés ultérieurement, conformément à l'enchaînement des missions d'ingénierie géotechnique (étape 2 et/ou 3).



KAMAK Ingénierie

Zone iParc | Rue Auguste Sutter
Immeuble Passerelle

86 130 JAUNAY-MARIGNY

www.kamak-ing.fr