



## ÉTUDE GÉOTECHNIQUE DE CONCEPTION

### Mission G2 PRO

## RESTRUCTURATION DE L'IUT NANCY-BRABOIS

**INFRANEO Nancy**

T. : 09 73 79 48 35

15 rue de la Moussière

54210 VILLE-EN-VERMOIS

**Indice : B**

Objet : rapport du 12/06/2025

Rédacteur : S. PARISSET

Approbateur : J. FERREIRA

Nombre de pages : 50 + 4 annexes







## MISSION G2 PRO

### ETUDE GEOTECHNIQUE DE CONCEPTION

### PHASE PROJET

Ce dossier comprend :

- 1 rapport
- Annexe 1 : Conditions Générales de Vente et d'exécution des prestations
- Annexe 2 : Conditions Générales des Missions d'Ingénierie Géotechnique
- Annexe 3 : Schémas d'implantation des investigations in-situ
- Annexe 4 : Résultats des sondages et essais in-situ

Ind	Date	Rédacteur	Approbateur	Observations
A	28/05/2025	S. PARiset 	J. FERREIRA 	1 <sup>ère</sup> diffusion
B	12/06/2025	S. PARiset 	J. FERREIRA 	Ajout fondations pour la dalle mezzanine du Bâtiment H0



## SOMMAIRE

<b>1</b>	<b>PRESENTATION.....</b>	<b>6</b>
1.1	Définition de l'opération - Mission.....	6
1.1.1	Mission.....	6
1.1.2	Intervenants.....	7
1.1.3	Documents communiqués .....	7
1.2	Descriptions générales du site .....	8
1.2.1	Plan de situation et vue aérienne .....	8
1.2.2	Historique du site.....	9
1.2.3	Ouvrages existants.....	10
1.3	Caractéristiques du projet .....	10
1.3.1	Description du projet.....	10
1.3.2	Sollicitations d'exploitation du projet et trafics.....	12
1.4	Contexte géologique .....	14
1.5	Aléas et risques naturels.....	14
<b>2</b>	<b>RECONNAISSANCE DES SOLS.....</b>	<b>16</b>
2.1	Généralités.....	16
2.2	Sondages de reconnaissance .....	16
2.3	Essais mécaniques in-situ .....	18
2.4	Essais de perméabilité in situ .....	18
<b>3</b>	<b>RESULTATS DES INVESTIGATIONS.....</b>	<b>19</b>
3.1	Analyse géologique du site .....	19
3.2	Photographies du sondage carotté SC1 .....	20
3.3	Niveaux d'eau .....	21
3.4	Essais in-situ .....	22
3.4.1	Essais pressiométriques.....	22
3.4.2	Essais de perméabilité.....	22
3.5	Sismicité .....	23
3.5.1	Risque sismique et catégorie d'ouvrage .....	23
3.6	Fondations des bâtiments existants (Bâtiments H0) .....	23
<b>4</b>	<b>SYNTHESE GEOTECHNIQUE .....</b>	<b>27</b>
4.1	Synthèse lithologique .....	27
4.2	Synthèse et analyse géomécaniques.....	28



4.2.1	Synthèse .....	28
4.2.2	Analyse .....	28
<b>4.3</b>	<b>Hydrogéologie.....</b>	<b>29</b>
<b>4.4</b>	<b>Sols sensibles au retrait - gonflement.....</b>	<b>29</b>
<b>5</b>	<b>RECOMMANDATIONS GEOTECHNIQUES – Bâtiment H1 .....</b>	<b>30</b>
<b>5.1</b>	<b>Terrassements généraux et ponctuels.....</b>	<b>30</b>
5.1.1	Zone en déblai .....	30
5.1.2	Traficabilité en phase travaux .....	30
5.1.3	Terrassabilité des matériaux .....	30
5.1.4	Drainage en phase travaux.....	30
<b>5.2</b>	<b>Présence d'eau et protection envisagée .....</b>	<b>31</b>
<b>5.3</b>	<b>Principe de fondation .....</b>	<b>31</b>
<b>5.4</b>	<b>Justification des fondations superficielles .....</b>	<b>31</b>
5.4.1	Définition des fondations.....	31
5.4.2	Règlements utilisés .....	31
5.4.3	Etats limites de résistance du sol.....	31
5.4.4	Etats limites de résistance du sol.....	32
5.4.5	Vérification du dimensionnement des fondations.....	33
5.4.6	Vérification du dimensionnement des fondations (glissement).....	34
5.4.7	Sujétions particulières d'exécution.....	34
<b>5.5</b>	<b>Niveau bas.....</b>	<b>35</b>
5.5.1	Sol support – Couche de forme.....	35
5.5.2	Modèle pour les tassements .....	36
5.5.3	Approche des tassements admissibles.....	36
<b>5.6</b>	<b>Talus - Soutènement.....</b>	<b>36</b>
5.6.1	Talus.....	36
<b>5.7</b>	<b>Précautions particulières de conception et d'exécution .....</b>	<b>37</b>
5.7.1	Construction / Eléments de structure .....	37
<b>6</b>	<b>RECOMMANDATIONS GEOTECHNIQUES – Escalier Bât. H0 .....</b>	<b>38</b>
<b>6.1</b>	<b>Terrassements généraux et ponctuels.....</b>	<b>38</b>
6.1.1	Zone en déblai .....	38
6.1.2	Traficabilité en phase travaux .....	38
6.1.3	Terrassabilité des matériaux .....	38
6.1.4	Drainage en phase travaux.....	39
<b>6.2</b>	<b>Présence d'eau et protection envisagée .....</b>	<b>39</b>
<b>6.3</b>	<b>Reprise en sous-œuvre ou contre-œuvre et mitoyenneté.....</b>	<b>39</b>
<b>6.4</b>	<b>Principe de fondation .....</b>	<b>39</b>





<b>6.5</b>	<b>Justification des fondations superficielles .....</b>	<b>40</b>
6.5.1	Définition des fondations.....	40
6.5.2	Règlements utilisés .....	40
6.5.3	Etats limites de résistance du sol.....	40
6.5.4	Sol support – Couche de forme.....	41
6.5.5	Modèle pour les tassements .....	42
6.5.6	Tassements .....	42
6.5.7	Module de réaction verticale .....	43
<b>6.6</b>	<b>Précautions particulières de conception et d'exécution .....</b>	<b>43</b>
6.6.1	Fondations .....	43
6.6.2	Précautions de mise en œuvre .....	43
6.6.3	Éléments de structure .....	43
<b>7</b>	<b>RECOMMANDATIONS GEOTECHNIQUES – Mezzanine Bât. H0.....</b>	<b>44</b>
<b>7.1</b>	<b>Terrassements généraux et ponctuels.....</b>	<b>44</b>
7.1.1	Traficabilité en phase travaux .....	44
7.1.2	Terrassabilité des matériaux .....	44
<b>7.2</b>	<b>Reprise en sous-œuvre ou contre-œuvre et mitoyenneté.....</b>	<b>44</b>
<b>7.3</b>	<b>Principe de fondation .....</b>	<b>45</b>
<b>7.4</b>	<b>Justification des fondations superficielles .....</b>	<b>45</b>
7.4.1	Définition des fondations.....	45
7.4.2	Règlements utilisés .....	45
7.4.3	Etats limites de résistance du sol.....	45
7.4.4	Etats limites de résistance du sol.....	45
7.4.5	Vérification du dimensionnement des fondations .....	47
7.4.6	Vérification du dimensionnement des fondations (glissement).....	48
7.4.7	Sujétions particulières d'exécution .....	48
<b>8</b>	<b>ALEAS et RISQUES RESIDUELS .....</b>	<b>49</b>
<b>9</b>	<b>CONDITIONS CONTRACTUELLES.....</b>	<b>50</b>



# 1 PRESENTATION

## 1.1 Définition de l'opération - Mission

### 1.1.1 Mission

A la demande et pour le compte de l'UNIVERSITE DE LORRAINE, **INFRANEO** a reçu pour mission de réaliser, dans le cadre de la restructuration de l'IUT NANCY-BRABOIS, une étude géotechnique de conception (mission G2 phase PRO) au sein de l'IUT situé rue du Doyen Urion, sur la commune de VILLERS-LES-NANCY (54). ***Ce rapport ne traite que du nouveau bâtiment H1, de la création d'une zone d'escalier contre la façade Sud du bâtiment existant H0 et de la création d'une dalle mezzanine au sein du bâtiment H0 également.***

Cette mission a permis de définir :

- Le contexte géologique et hydrogéologique du site,
- Les hypothèses géotechniques à prendre en compte au stade du projet (valeurs caractéristiques des paramètres géotechniques),
- Les notes techniques correspondant aux choix constructifs des ouvrages géotechniques (terrassements, fondations, assise du dallage et les dispositions spécifiques vis-à-vis des nappes et des avoisinants, voiries, ...),
- Des notes de calcul de dimensionnement,
- Des avis sur les valeurs seuils.

Il s'agit d'une mission de type G2 phase PRO, selon la norme NF P 94-500 (Version de novembre 2013). Cette étude fait suite au diagnostic géotechnique G5 et à l'étude géotechnique G2 AVP, réalisée par nos soins et référencée IN-24-10262-A, en date du 28/03/2025.

De plus, plusieurs études ont déjà été menées par nos soins au sein de l'IUT pour d'autres projets (reconnaitances de fondations, rénovation et construction d'ascenseur) référencées NY21-0273 en date du 21/06/2021 et IN-23-09358 en date du 28/11/2023.

Elle ne comprend pas (liste non exhaustive) :

- Le diagnostic structurel de l'ouvrage existant ;
- L'étude de stabilité des talus et l'étude des ouvrages de soutènements éventuels ;
- L'évolution dans le temps de l'hydrogéologie locale et la détermination des NPHE ;
- Les études de pollutions éventuelles (sols et nappes) ;
- La reconnaissance des anomalies géotechniques situées en dehors de l'emprise des investigations (vides et/ou zones décomprimées notamment) ;
- Les études pyrotechniques du sous-sol ;
- La recherche de vestiges anthropiques sur le site.

Elle est par ailleurs limitée par les hypothèses du projet qui nous ont été transmises au démarrage de notre mission.



### 1.1.2 Intervenants

Au moment de notre étude, les intervenants étaient les suivants :

<b>Maitre d'Ouvrage</b>	UNIVERSITE DE LORRAINE
<b>Maîtrise d'Œuvre</b>	Agence JACQUET ARCHITECTE et EGIS Bâtiments Nord-Est

### 1.1.3 Documents communiqués

Pour cette étude, les documents suivants nous ont été communiqués :

Phase de l'étude	Doc	Document	Origine	Echelle	Date
G5 et G2AVP	1	Vue aérienne	UNIVERSITE DE LORRAINE	-	04/12/2024
	2	Extrait de plan cadastral		1/2500 <sup>ème</sup>	04/12/2024
	3	Vue d'ensemble – Plan de géomètre		1/500 <sup>ème</sup>	04/12/2024
	4	Vue d'ensemble – Plan de masse		1/500 <sup>ème</sup>	04/12/2024
	5	Plan des niveaux – Bat. H1		1/100 <sup>ème</sup>	04/12/2024
	6	Coupes du projet – Bât. H1		1/100 <sup>ème</sup>	04/12/2024
	7	Coupes des façades – Bât. H1		1/100 <sup>ème</sup>	04/12/2024
	8	Cahier des Charges – Mission d'ingénierie géotechnique	EGIS	-	31/07/2024
	9	Plan d'implantation prévisionnel des sondages	EGIS	1/200 <sup>ème</sup>	-
G2PRO	10	Plan de fondation et DDC – Bât. H1 (neuf)	EGIS	1/100 <sup>ème</sup>	28/04/2025
	11	Plan de fondation et DDC – Bât. H0 (escalier)	EGIS	1/100 <sup>ème</sup>	28/04/2025
	12	Plan de fondation – Bât. H0 (dalle mezzanine)	EGIS	1/100 <sup>ème</sup>	23/05/2025



## 1.2 Descriptions générales du site

### 1.2.1 Plan de situation et vue aérienne



Figure 1 : Localisation du projet (fond de carte topographique, source geoportail.gouv.fr)

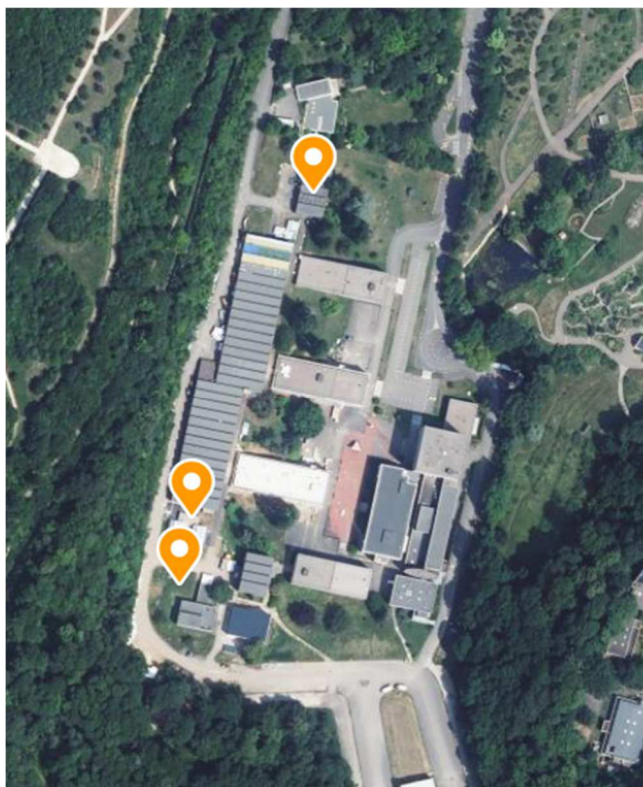
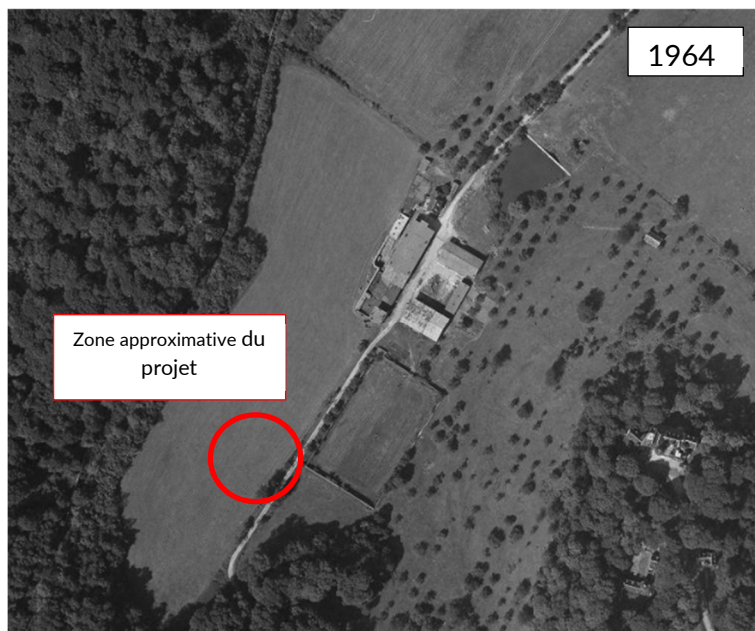


Figure 2 : Localisation du projet (vue aérienne, source geoportail.gouv.fr)



### 1.2.2 Historique du site

D'après l'étude des photographies aériennes (*remonterletemps.ign.fr*), le site général était anciennement occupé par quelques constructions de type hangar, un bassin rectangulaire, des champs +/- cultivés ainsi que des espaces boisés.



Nous n'avons aucune information sur les structures (typologie, présence de niveau sous-sol ou de niveau enterré), sur leurs modes de fondations, sur leurs vocations et sur leurs démantèlement (purge complète des fondations / des ouvrages enterrés / remblaiement éventuel).

Les travaux d'aménagements du site (terrassement) avec la construction des premiers bâtiment est visible dès l'année 1967 (Cf. photographies ci-dessous).

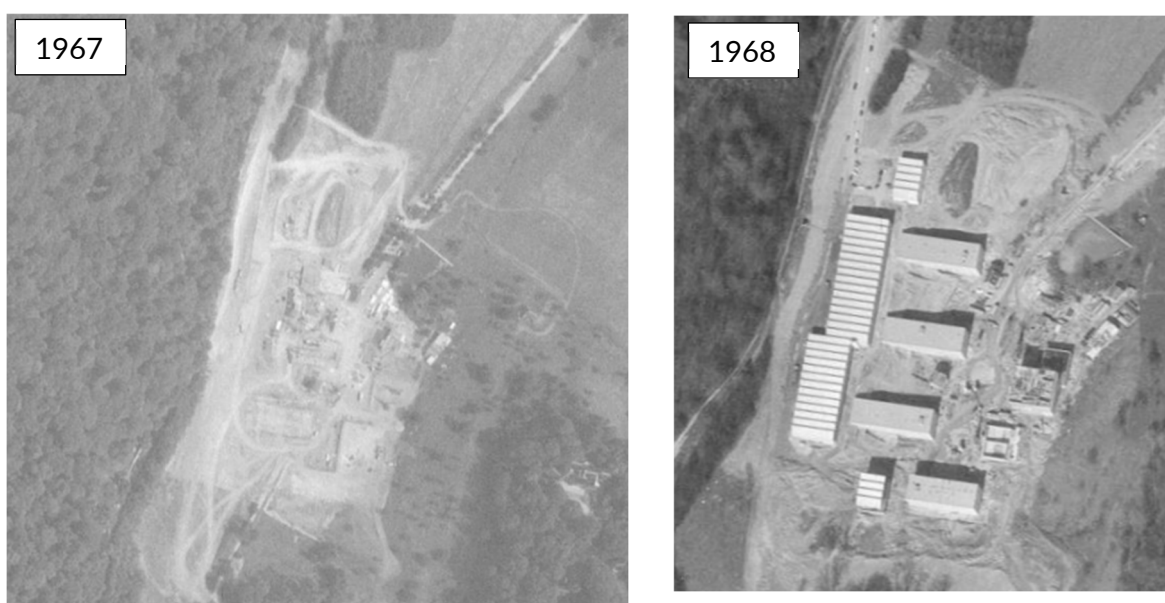


Figure 3 : Photographies aériennes du site (source [remonterletemps.ign.fr](http://remonterletemps.ign.fr))



### 1.2.3 Ouvrages existants

Le site d'étude est entouré de zones boisées et situé à l'Ouest du parc de Brabois. Le site s'inscrit dans une pente marquée de 12 % environ vers l'Est. De plus, il est situé en pied de versant.

La typologie du bâtiment existant, concerné par la présente étude est la suivante :

- Bâtiment H0 (escalier) : RdC « bas » partiel + RdC « haut ».

Au droit du projet de nouveau bâtiment H1 (bâtiment neuf), la zone d'étude est actuellement occupée par des espaces verts. Dans ce secteur, notons la présence (en contrebas, talus), d'un bâtiment existant nommé « Atelier GC-GP ».

Le reste du site est occupé par des espaces verts, des cheminements / voiries en enrobé, des dalles béton, ...

## 1.3 Caractéristiques du projet

### 1.3.1 Description du projet

D'après les informations extraites du Cahier des Charges, des plans/coupes du projet et des plans de fondations transmis, les travaux de restructuration de l'IUT donneront lieu aux aménagements et constructions suivantes :

- **Construction du nouveau bâtiment H1 (bâtiment neuf)** de typologie RdC + 2 niveaux avec une structure en béton armé (murs et dalles).

Le niveau de RdC est à altimétrie décalée pour s'adapter au terrain (variant entre les cotes 299.95 et 302.10 m NGF). Un sous-sol partiel à usage technique est également envisagé.

Avec la topographie actuelle du site, un niveau R-1 fixé à la cote de 299.55 m NGF (dalle du sous-sol) et un niveau RdC (dalle mécanique des fluides) fixé à la cote de 302.30 m NGF, des travaux de terrassements en déblais, d'au maximum 2.0 m de hauteur, sont attendus pour la création du sous-sol uniquement (extrême Est du projet).

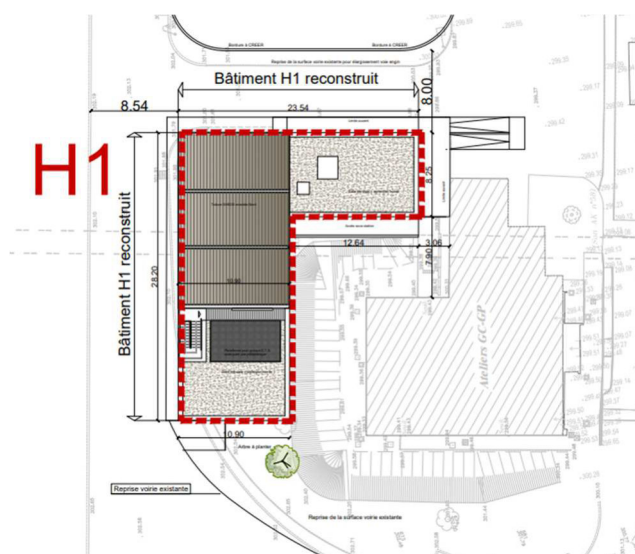


Figure 4 : Extrait du plan de masse du projet (source UNIVERSITE DE LORRAINE)





- Avec la topographie actuelle du site, des travaux de terrassements en déblais, d'au maximum 3.5 m de hauteur, sont attendus pour la création de cette zone.



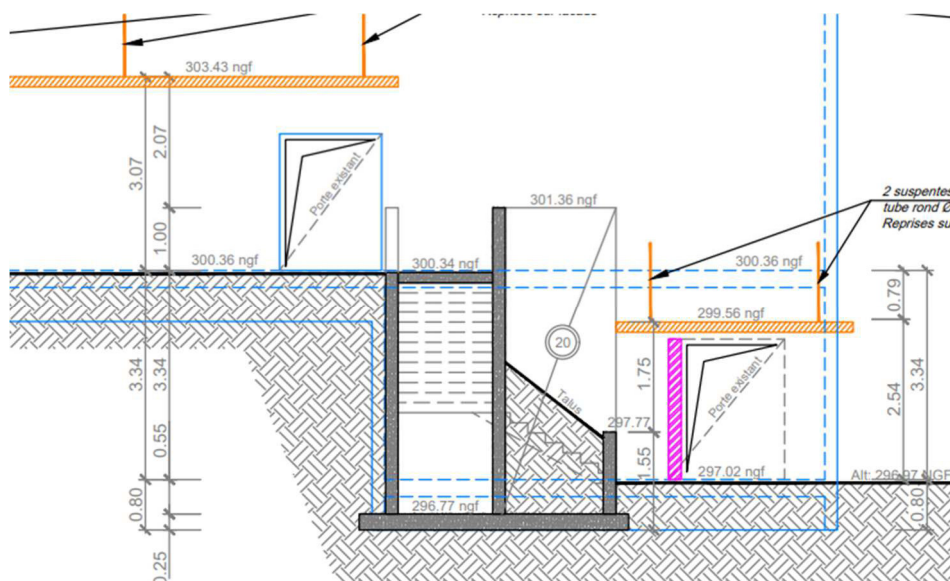


Figure 7 : Coupe du projet (source EGIS)

- Réhabilitation lourde du bâtiment H0 avec, à ce stade de l'étude, la **création de nouveaux appuis** pour supporter une nouvelle dalle de mezzanine.

Cette zone d'étude se situe en limite Ouest du bâtiment. A ce stade du projet, nous n'avons pas d'informations sur le niveau fini de la mezzanine, ni sur les éventuels travaux de terrassements prévus pour sa réalisation.

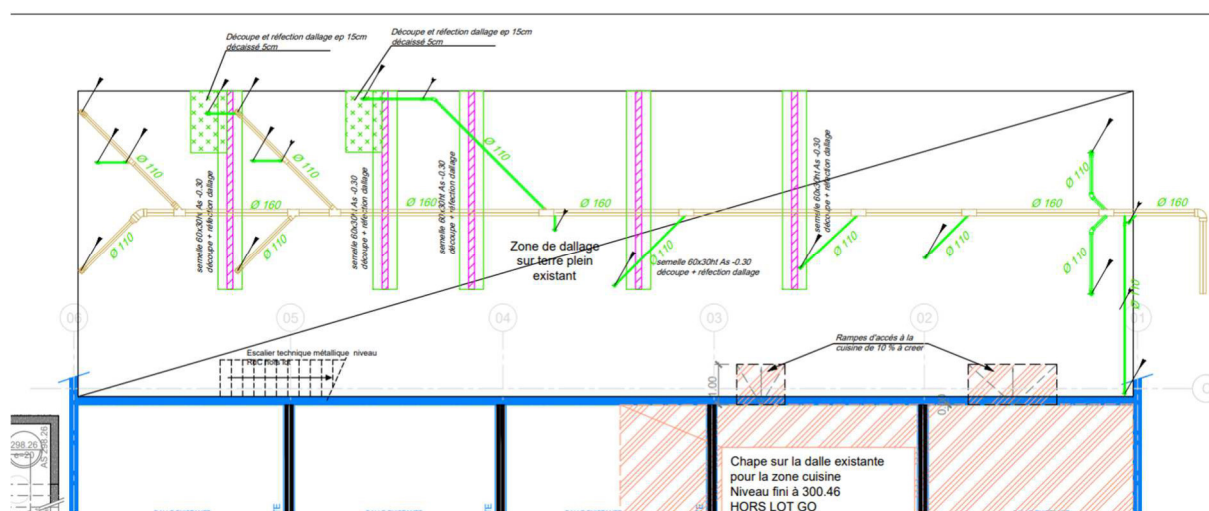


Figure 8 : Extrait du plan de fondation (source EGIS)

### 1.3.2 Sollicitations d'exploitation du projet et trafics

#### Nouveau bâtiment H1 (neuf) :

D'après le plan de fondation transmis, le projet prévoit de fonder le nouveau bâtiment H1 (neuf) sur un système de fondation superficiel, de type **semelles filantes**.



EGIS nous a transmis les descentes de charges, verticales et centrées, pour chaque typologie de semelles. Les charges communiquées étant bruts (non pondérées), les combinaisons retenues suivantes ont été calculées selon les EUROCODES 7 :

Repère de fondation	Dimensions	Vd aux ELS Car. (kN/ml)	Vd aux ELU Fond. (kN/ml)
SF50	Largeur 50 cm	66	90
SF60	Largeur 60 cm	140	194
SF80	Largeur 80 cm	176	243
SF110	Largeur 110 cm	240	335

***Ces charges devront être vérifiées par le BE structure ou l'Entreprise, et transmises à INFRANEO si elles diffèrent de celles prises ci-dessus.***

Aucuns efforts horizontaux ou moments ne nous ont été transmis sur les semelles.

Pour la charge répartie sur le dallage, sans informations complémentaires, nous partirons sur l'information transmise en phase AVP, soit 5.0 kN/m².

#### Bâtiment H0 - Zone d'escalier :

D'après le plan de fondation transmis, le projet prévoit de fonder la zone d'escalier (mitoyen de la façade Sud du bâtiment existant H0) sur **radier**. La charge globale sera reprise par un radier d'environ 26 m² et d'épaisseur 25 cm, avec une charge répartie à la base de l'ordre de 50 kN/m².

***Cette charge répartie devra être vérifiée par le BE structure ou l'Entreprise, et transmise à INFRANEO si elle diffère de celle prise ci-dessus.***

Des efforts horizontaux et des moments nous ont également été transmis mais ne seront pas vérifiés (hors de notre domaine de compétence). Il appartiendra au BE Structure ou à l'Entreprise en charge de l'ouvrage de prévoir une épaisseur suffisante et le ferrailage nécessaire pour reprendre ces efforts.

#### Bâtiment H0 - Zone mezzanine :

D'après les plans de fondation transmis, le projet prévoit de fonder la nouvelle dalle de la mezzanine sur un système de fondation superficiel, de type **semelles filantes** de largeur 60 cm.

En complément, EGIS nous a transmis la descente de charge pondérée maximale sur semelle de 20 kN/ml aux ELS.

Aucuns efforts horizontaux ou moments ne nous ont été transmis sur les semelles.



## 1.4 Contexte géologique

D'après la carte géologique de NANCY (éditée par le BRGM - Bureau de Recherches Géologiques et Minières, échelle 1/50 000) et notre expérience locale, la géologie attendue est la suivante :

### Pour le bâtiment H0 (secteur Nord) :

- J<sub>1a</sub> : Calcaire à marno-calcaire gréseux, marne et argile à intercalations calcaires (d'Age Bajocien) ;

### Pour le nouveau bâtiment H1 (secteur Sud) :

- I<sub>9</sub> : Calcaire (d'Age Aalénien) ;
- I<sub>8</sub> : Grès argileux à marnes (d'Age Toarcien).

Compte tenu de l'environnement remanié et construit du site, ces formations peuvent être surmontées par des remblais anthropiques.

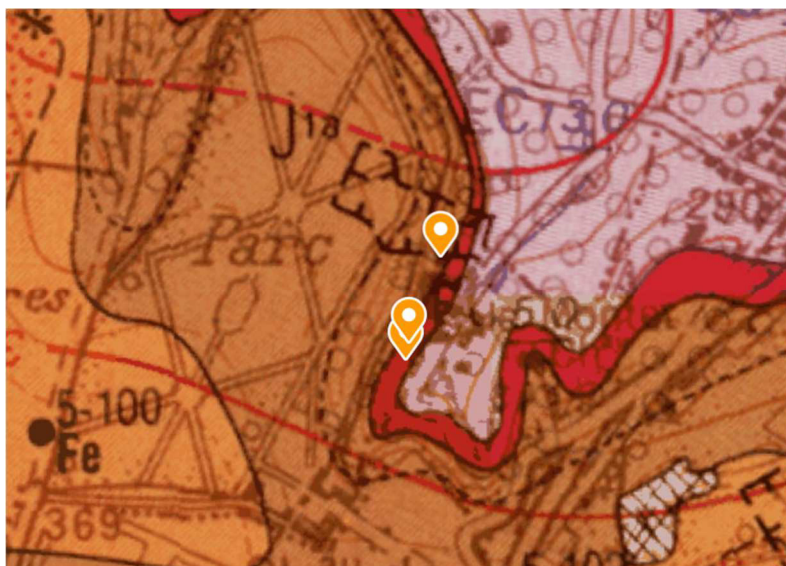


Figure 6 : Carte géologique (source infoterre.brgm.fr)

## 1.5 Aléas et risques naturels

Vis-à-vis de la prévention du risque sismique et au sens des décrets n° 2010-1254 et 2010-1255 du 22 octobre 2010, la zone d'implantation du projet se situe en zone 1, soit un **aléa très faible**.

Vis-à-vis du phénomène de retrait-gonflement des argiles, le site se trouve en zone d'**aléa fort** selon la carte d'aléa consultable sur le site [www.georisques.gouv.fr](http://www.georisques.gouv.fr).

Plusieurs cavités naturelles ont été répertoriées à environ 650 m au Sud-Est de la zone d'étude. Plusieurs mouvements de terrain, de type « glissement » ont été relevé entre 200 et 400 m à l'Est de la zone d'étude. De plus, le secteur d'étude est situé en zone d'**aléa faible à moyen**, selon la carte d'aléa du risque de mouvement de terrain sur la commune.





Il conviendra au Client/Concepteur du projet de s'informer auprès de la commune sur l'existence d'un plan de recensement officiel et de prendre le cas échéant les dispositions adéquates. **INFRANEO** reste à la disposition du client sur ce point particulier.

Vis-à-vis du phénomène de remontées des nappes, le site se trouve en zone de sensibilité à priori nulle selon la carte consultable sur le site [www.georisques.gouv.fr](http://www.georisques.gouv.fr). De plus, il est situé hors zone inondable.

Le substratum calcaire sous-jacent est sujet à la karstification dans ce secteur. Il est toujours possible, dans un tel environnement, de rencontrer des cavités vides ou remplies de sédiments divers qui n'auraient pas été mises en évidence par les sondages.

**Ce phénomène est assez connu en bordure du plateau calcaire, sur le pourtour de Nancy, où de nombreuses fractures ouvertes, comblées d'argile ou non, ont été mises en évidence.**

D'après les données consultables sur le site officiel de la prévention des risques majeurs, [www.georisques.gouv.fr](http://www.georisques.gouv.fr), la commune de VILLERS-LES-NANCY a fait l'objet des arrêtés de reconnaissance de catastrophes naturelles suivants :

Nombre d'arrêtés de catastrophes naturelles (CAT-NAT) : 15

Source : CCR

Sécheresse : 8

Code national CATNAT	Début le	Fin le	Arrêté du	Sur le JO du
INTE0400656A	01/07/2003	30/09/2003	25/08/2004	26/08/2004
INTE1914147A	01/07/2018	31/12/2018	21/05/2019	22/06/2019
INTE2014522A	01/01/2019	31/03/2019	17/06/2020	10/07/2020
INTE2014522A	01/07/2019	30/09/2019	17/06/2020	10/07/2020
INTE2118485A	01/07/2020	30/09/2020	22/06/2021	09/07/2021
INTE9200533A	01/08/1989	31/12/1991	24/12/1992	16/01/1993
IOME2308745A	31/12/2021	30/03/2022	02/04/2023	02/05/2023
IOME2308745A	30/06/2022	29/09/2022	02/04/2023	02/05/2023

Inondations et/ou Coulées de Boue : 5

Code national CATNAT	Début le	Fin le	Arrêté du	Sur le JO du
INTE1224863A	21/05/2012	22/05/2012	08/06/2012	14/06/2012
INTE9700555A	06/06/1997	06/06/1997	17/12/1997	30/12/1997
INTE9900614A	06/08/1999	06/08/1999	28/01/2000	11/02/2000
INTE9900627A	25/12/1999	29/12/1999	29/12/1999	30/12/1999
NOR19861211	18/08/1986	18/08/1986	11/12/1986	09/01/1987

Mouvement de Terrain : 2

Code national CATNAT	Début le	Fin le	Arrêté du	Sur le JO du
INTE9300656A	13/04/1992	13/04/1992	06/12/1993	28/12/1993
INTE9900627A	25/12/1999	29/12/1999	29/12/1999	30/12/1999



## 2 RECONNAISSANCE DES SOLS

### 2.1 Généralités

Les sondages et essais réalisés in situ sont présentés dans les tableaux suivants.

Nos investigations in situ se sont déroulées entre le 17/02 et le 05/03/2025.

Les sondages ont été réalisés avec deux machines de marque SOCOMAFOR, type 35 et 50.

Les fouilles ont été réalisés avec une pelle mécanique.

Les coupes de sondages ont été établies à partir du logiciel GEOVISION.

### 2.2 Sondages de reconnaissance

Les sondages de reconnaissance suivants ont été réalisés :

 Pour le nouveau bâtiment H1 :


Type de sondage*	N° de sondage	Profondeur atteinte (m/TN actuel)**	Cote altimétrique de la tête du sondage (NGF)***
Sondage semi-destructif à la tarière de Ø 63 mm	SP1	20.0	302.00
Sondage semi-destructif à la tarière de Ø 63 mm	SP2	20.0	302.35
Sondage semi-destructif à la tarière de Ø 63 mm	SP3	20.0	301.25
Sondage carotté rotatif et battu Ø 116 mm	SC1	15.0	302.10
Fouille à la pelle mécanique de 9 T	PM1	2.0	302.45

\*sondages implantés en tenant compte des conditions d'accès les jours de notre intervention et en fonction de la précision des plans qui nous ont été remis pour la campagne de reconnaissance géotechnique.

\*\*par rapport au niveau du sol les jours de notre intervention

\*\*\* relevés X, Y, Z effectués en CC49 -Altimétrie NGF reportés sur les coupes de sondages placées en annexes.



 Pour la réhabilitation du bâtiment existant (H0) :

Type de sondage*	N° de sondage	Profondeur atteinte (m/TN actuel)**	Cote altimétrique de la tête du sondage (NGF)***
Sondage semi-destructif à la tarière de Ø 63 mm	SPC	10.0	300.20
Sondage semi-destructif à la tarière de Ø 63 mm	SPD	10.0	297.15
Fouille pour reconnaissance de fondation (pelle 9 T)	RFC	2.7 (refus)	300.30
Fouille pour reconnaissance de fondation (pelle 9 T)	RFC'	3.4	300.05
Fouille pour reconnaissance de fondation (pelle 9 T)	RFD	3.0	297.65

\*sondages implantés en tenant compte des conditions d'accès les jours de notre intervention et en fonction de la précision des plans qui nous ont été remis pour la campagne de reconnaissance géotechnique.

\*\*par rapport au niveau du sol les jours de notre intervention

\*\*\* relevés X, Y, Z effectués en CC49 -Altimétrie NGF reportés sur les coupes de sondages placées en annexes.

Il est indiqué sur les coupes de sondages semi-destructifs, les éléments suivants :

- Coupe détaillée des sols ;
- Résultats des essais in situ.

Il est indiqué sur les puits de reconnaissance à la pelle, les éléments suivants :

- Coupe détaillée des sols ;
- Observations à l'ouverture du puits ;
- Photographie du puits ;
- Photographies des matériaux.

Il est indiqué sur les relevés des fouilles sur fondation, les éléments suivants :

- Coupe du sol ;
- Dimensions des fondations existantes reconnues sous forme d'un schéma illustré d'une photographie.



## 2.3 Essais mécaniques in-situ

En complément, les essais in situ suivants ont été réalisés :

Type d'essai mécanique in situ	N° de sondage	Nombre d'essais
Essai pressiométrique - norme NF EN 22476-4	SP1	11 unités
Essai pressiométrique - norme NF EN 22476-4	SP2	10 unités
Essai pressiométrique - norme NF EN 22476-4	SP3	6 unités
Essai pressiométrique - norme NF EN 22476-4	SPC	5 unités
Essai pressiométrique - norme NF EN 22476-4	SPD	4 unités

Les résultats des essais pressiométriques sont portés sur les coupes de forage, avec pour chaque essai :

- Module pressiométrique  $E_M$  (MPa) ;
- Pression limite nette  $pl^*$  (MPa) ;
- Pression de fluage nette  $pf^*$  (MPa) ;
- Rapport  $E_M/pl^*$ .

## 2.4 Essais de perméabilité in situ

Dans le cadre de la présente étude, des essais de perméabilité ont été réalisés sur le site. Le détail de ces essais est repris dans le tableau ci-dessous :

Type d'essai de perméabilité in situ	Sondage de référence	Dénomination	Profondeur (m)
Essai MATSUO	PM1	MAT1	1.25 à 2.00



### 3 RESULTATS DES INVESTIGATIONS

#### 3.1 Analyse géologique du site

##### Pour le nouveau bâtiment H1 :

L'ensemble des résultats permet de dresser la coupe géologique schématique ci-après (sous de la terre végétale remblayée d'épaisseur 30 à 50 cm environ) :

- H1 / des **éboulis calcaires constitués de blocs et cailloux calcaires à +/- de matrice argilo-limoneuse à sableuse brune**, reconnus jusqu'à des profondeurs variant entre 4.5 et 10.7 m par rapport au Terrain Actuel ;
- H2 / une **argile +/- calcaire grise (argilite)**, reconnue jusqu'à 11.5 et 20.0 m de profondeur par rapport au Terrain Actuel ;
- H3 / une **alternance de bancs d'argile +/- calcaire grise et de bancs calcaires**, reconnue uniquement au droit du sondage SP2, jusqu'à 20.0 m, profondeur d'arrêt du sondage.

##### Pour la réhabilitation du bâtiment existant (H0) :

L'ensemble des résultats permet de dresser la coupe géologique schématique ci-après (sous de la terre végétale remblayée d'épaisseur 20 à 50 cm environ) :

- H1 / des **éboulis calcaires constitués de blocs et cailloux calcaires à +/- de matrice argilo-limoneuse à sableuse brune**, reconnus jusqu'à 10.0 m, profondeur d'arrêt des sondages.

##### Remarques générales :

- L'épaisseur des différents horizons peut varier notablement d'un point à un autre du terrain étudié ;
- Il est fortement probable de rencontrer des remblais sur le pourtour et au droit du bâtiment existant, qui correspondraient à des matériaux de remblaiement lors de sa construction. Des surépaisseurs peuvent être rencontrés en tout point du site.
- Les remblais sont susceptibles de contenir des éléments de toute nature et des blocs de toute taille. Ces derniers pourront également contenir des vestiges de constructions (fondations, blocs, dalle béton, anciens réseaux) ;
- La description des terrains traversés et la position des interfaces comportent des imprécisions inhérentes compte-tenu de la méthode de forage en semi-destructif ;
- Le substratum calcaire sous-jacent est sujet à la karstification dans ce secteur. Il est toujours possible, dans un tel environnement, de rencontrer des cavités vides ou remplies de sédiments divers qui n'auraient pas été mises en évidence par les sondages.
- **Ce phénomène est assez connu en bordure du plateau calcaire, sur le pourtour de Nancy, où de nombreuses fractures ouvertes, comblées d'argile ou non, ont été mises en évidence.**
- Rappelons que les coupes de sols établies sur la base des sondages destructifs et semi-destructifs ne sont qu'indicatives en raison de leur mode d'exécution, et que seuls les sondages carottés permettent d'établir une coupe lithologique précise.





## 3.2 Photographies du sondage carotté SC1





### 3.3 Niveaux d'eau

Des niveaux d'eau ont été relevés au droit des sondages SP1 à SP3 entre 8.0 et 17.6 m de profondeur par rapport au Terrain Actuel, à l'issue de leurs réalisations en février 2025. Les sondages SPC et SPD sont restés secs jusqu'à la fin de notre intervention.

Compte-tenu du contexte hydrogéologique, ces niveaux d'eau correspondent à des circulations ponctuelles, évoluant au sein d'horizon perméables. De plus, on ne peut exclure l'apparition de circulations superficielles, notamment au sein des remblais et/ou à l'interface remblais / Terrain Naturel. Elles pourront être plus ou moins prononcées en fonction des conditions climatiques.

Ces relevés ayant un caractère ponctuel et instantané, ils ne permettent pas de statuer sur l'existence ou non d'une nappe permanente ou temporaire, ni de préciser l'amplitude des variations du niveau d'eau qui peut remonter fortement en période pluvieuse et suivant le marnage (si étude proche d'un fleuve).

Notons également que la topographie générale du site est favorable au phénomène de ruissellement.



### 3.4 Essais in-situ

#### 3.4.1 Essais pressiométriques


Le tableau qui suit résume, pour chaque faciès testé, les principaux résultats des essais pressiométriques reportés en annexe n°4.

Il convient de rappeler que des variations horizontales et/ou verticales inhérentes au passage d'un faciès à un autre sont toujours possibles mais difficiles à détecter en sondage. **De ce fait, les caractéristiques gardent un caractère représentatif, mais jamais absolu.**

 Pour le nouveau bâtiment H1 :

Horizon	Base de l'horizon (m/TN actuel)	Nombre d'essais	Pression Limite nette $p_l^*$ (MPa)				Module Pressiométrique $E_M$ (MPa)		
			Min	Max	$Moy_{ar}$	$\sigma$	Min	Max	$Moy_{ha}$
H1 – Eboulis calcaires	4.5 à 10.7	12	0.9	3.05	1.55	0.71	10.2	45.2	16.6
H2 – Argile +/- calcaire grise (argilite)	11.5 à > 20.0	12	1.28	5.35	2.50	1.30	15.2	136.1	34.4
H3 – Alternance de bancs d'argile et de bancs calcaires (SP2)	> 20.0	3	4.41	4.73	4.62	0.18	93.4	176.3	131.9

$Moy_{ar}$  : Moyenne arithmétique  $Moy_{ha}$  : Moyenne harmonique  $\sigma$  : Ecart type

 Pour la réhabilitation du bâtiment existant (H0) :

Horizon	Base de l'horizon (m/TN actuel)	Nombre d'essais	Pression Limite nette $p_l^*$ (MPa)				Module Pressiométrique $E_M$ (MPa)		
			Min	Max	$Moy_{ar}$	$\sigma$	Min	Max	$Moy_{ha}$
H1 – Eboulis calcaires	> 10.0	9	0.63	2.23	1.18	0.54	5.8	57.7	14.8

$Moy_{ar}$  : Moyenne arithmétique  $Moy_{ha}$  : Moyenne harmonique  $\sigma$  : Ecart type

#### 3.4.2 Essais de perméabilité

Les résultats des essais de perméabilité réalisés ainsi que leur interprétation sont repris dans le tableau suivant :

Sondage	Essai réalisé	Profondeur de l'essai (m/TN)	Nature du terrain testé	Perméabilités mesurées (m/s)	Perméabilité (mm/h)
PM1	MATSUO	1.25 à 2.00	Eboulis calcaires	$5,0 \cdot 10^{-4}$	1816



Il s'agit d'essais de perméabilité ponctuels, n'intéressant qu'un volume de sol limité à l'encaissant immédiat de la cavité d'essai. Seul un essai de pompage permettra d'estimer une perméabilité en grand du terrain.

La perméabilité étant principalement fonction de la charpente en éléments grossiers, celle-ci peut varier d'un point à l'autre du site au sein des éboulis calcaires. Nous recommandons donc de réaliser un essai de perméabilité au droit même de la future zone d'infiltration retenue pour confirmer la mesure.

### 3.5 Sismicité

#### 3.5.1 Risque sismique et catégorie d'ouvrage

Les exigences sur le bâti neuf à risque normal dépendent de la zone de sismicité, de la date de dépôt du permis de construire, et de la catégorie d'importance du bâtiment (à définir par le maître d'ouvrage ou ses conseils).

Dans le cadre du décret 2010-1254 du 22 octobre 2010 relatif à la prévention du risque sismique, et suivant le décret 2010-1255 du 22 octobre 2010 portant délimitation des zones de sismicité du territoire français, décrets qui sont entrés en application le 1er mai 2011, la commune de VILLERS-LES-NANCY se trouve en zone de sismicité 1 (aléa très faible).

Compte-tenu de la catégorie d'importance du projet (catégorie III – à confirmer par le Maître d'Ouvrage), aucune exigence spécifique n'est donc à prévoir dans le cadre constructif suivant la réglementation en vigueur (Eurocode 8).

### 3.6 Fondations des bâtiments existants (Bâtiments H0)

#### ↳ **Bâtiment H0 - Fouille RFC (angle Nord-Ouest) :**

La fouille notée RFC, a permis de mettre en évidence un plot béton isolé de 0.45 m d'épaisseur environ reposant sur un massif en béton (puits ?) reconnu jusqu'à 2.7 m de profondeur minimum (refus). L'ensemble présente un premier débord (plot) de 0.35 m environ par rapport au nu extérieur du mur puis un second débord (massif) de 0.60 m environ par rapport au nu extérieur du mur.

La fondation est donc ancrée à un minimum de 2.7 m de profondeur par rapport au Terrain Actuel. La profondeur exacte de l'assise ainsi que la nature du terrain n'ont pas pu être relevés du fait du refus de creusement de la pelle en fond de fouille (banc rocheux), de la faible tenue des parois (terrains bouillant de nature sablo-graveleuse) et de la présence d'une cuve à fuel à proximité immédiate de l'appui (Cf. photographies ci-dessous).

Les terrains extraits lors de la fouille sont exclusivement de nature anthropique (sables et graviers).

Aucune venue d'eau n'a été observée dans la fouille stoppée à 2.7 m de profondeur/TA.





### ↳ **Bâtiment H0 - Fouille RFC' (partie centrale de la façade Nord) :**

La fouille notée RFC', a permis de mettre en évidence un poteau en béton de 3.4 m d'épaisseur environ, reposant sur un massif dont la partie supérieure a été estimée à cette même profondeur. Le massif présente un débord d'environ 0.4 m par rapport au nu extérieur du poteau (estimation visuelle), à partir de 3.4 m de profondeur/TA.

Compte-tenu de la profondeur du massif, nous n'avons pas pu reconnaître son épaisseur, sa profondeur d'ancrage ni le terrain d'assise.

Notons la présence d'un vide-sanitaire sous la partie Ouest du bâtiment (RdC « haut »).

Aucune venue d'eau n'a été observée dans la fouille stoppée à 3.4 m de profondeur/TA.







### ↳ **Bâtiment H0 - Fouille RFD (angle Nord-Est) :**

La fouille notée RFD, a permis de mettre en évidence un plot béton isolé de 0.50 m d'épaisseur environ, reposant sur un massif en béton (puits ?) reconnu jusqu'à 3.0 m de profondeur minimum par rapport au Terrain Actuel.

L'ensemble présente, dans un premier temps (plot) un débord de 15 cm par rapport au nu extérieur du mur entre 0.0 et 0.2 m de profondeur puis un débord de 40 cm par rapport au nu extérieur du mur entre 0.2 et 0.5 m de profondeur.

Dans un second temps, le massif présente lui aussi des débords mais variables (non mesurable), notamment entre 0.5 et 1.8 m de profondeur par rapport au Terrain Actuel.

La fondation est donc ancrée à un minimum de 3.0 m de profondeur par rapport au Terrain Actuel. La profondeur exacte de l'assise ainsi que la nature du terrain n'ont pas pu être relevés du fait de la profondeur de la fouille.

Aucune venue d'eau n'a été observée dans la fouille stoppée à 3.0 m de profondeur/TA.





### ↳ Remarques générales :

La géométrie précise des fondations mises en évidence figure en annexe 5.

Nous rappelons que les reconnaissances sont faites de manière ponctuelle et ne peuvent présager de l'homogénéité des structures enterrées sur les linéaires concernés en rapport avec celles mises en évidence au droit des zones ouvertes lors des investigations. Par ailleurs, notre mission n'inclut pas de vérification de sur la capacité structurelle des fondations (résistance du béton, ferrailage) et la solidité des structures en élévation.

D'après les informations transmises par EGIS, le bâtiment H0 serait fondé sur des puits de diamètre 1.20 m (profondeur d'assise non définie). **Compte-tenu de la profondeur des fondations (supérieures à 2.5 m) et de la difficulté à réaliser des fouilles stables (présence de réseaux, de cuve à fuel, terrains sablo-graveleux boulant, ...), nous ne sommes pas en mesure de confirmer le type (massif circulaire) et le diamètre des fondations (1.2 m ?).**



## 4 SYNTHÈSE GEOTECHNIQUE

### 4.1 Synthèse lithologique

 Pour le nouveau bâtiment H1 :

Le tableau suivant regroupe l'ensemble des données pour chaque sondage et par zone d'homogénéité :

Horizon / Sondage		SP1	SP2	SP3	SC1
H1 – Eboulis calcaires	P	0.00	0.00	0.00	0.00
	C	302.00	302.35	301.25	302.10
	E	4.50	5.70	10.70	7.00
H2 – Argile +/- calcaire grise (argilite)	P	4.50	5.70	10.70	7.00
	C	297.50	296.65	290.55	295.10
	E	> 15.50	5.80	> 9.30	> 8.00
H3 – Alternance de bancs d'argile et de bancs calcaires	P		11.50		
	C	-	290.85	-	-
	E		> 8.50		

 Pour la réhabilitation du bâtiment existant (H0) :

Le tableau suivant regroupe l'ensemble des données pour chaque sondage et par zone d'homogénéité :

Horizon / Sondage		SPC	SPD
H1 – Eboulis calcaires	P	0.00	0.00
	C	300.20	297.15
	E	> 10.0	> 10.0
H2 – Argile +/- calcaire grise (argilite)	P		
	C	-	-
	E		
H3 – Alternance de bancs d'argile et de bancs calcaires	P		
	C	-	-
	E		

P : profondeur du toit de la couche en m

C : cote NGF du toit de la couche

E : épaisseur de la couche en m

Il convient de rappeler que des variations horizontales et/ou verticales inhérentes au passage d'un faciès à un autre sont toujours possibles mais difficiles à détecter en sondage. **De ce fait, les caractéristiques gardent un caractère représentatif, mais jamais absolu.**






## 4.2 Synthèse et analyse géomécaniques

### 4.2.1 Synthèse

Les caractéristiques qui pourront être retenues dans les calculs au stade de l'avant-projet sont présentées dans le tableau suivant :

 Pour le nouveau bâtiment H1 :

Horizon	Base de l'horizon	Pression Limite nette $p_l^*$ (MPa)	Module Pressiométrique $E_M$ (MPa)	Coefficient rhéologique $\alpha$
	m/TN actuel			
H1 – Eboulis calcaires	4.5 à 10.7	1.1	16.5	2/3
H2 – Argile +/- calcaire grise (argilite)	11.5 à > 20.0	1.8	34.0	2/3
H3 – Alternance de bancs d'argile et de bancs calcaires (SP2)	> 20.0	4.5	131.5	1/2

 Pour la réhabilitation du bâtiment existant (H0) :

Horizon	Base de l'horizon	Pression Limite nette $p_l^*$ (MPa)	Module Pressiométrique $E_M$ (MPa)	Coefficient rhéologique $\alpha$
	m/TN actuel			
H1 – Eboulis calcaires	> 10.0	0.9	14.5	2/3

Pour la pression limite, il a été retenu la moyenne géométrique diminuée d'un demi-écart type arrondie, limitée à 1.5 fois la plus petite valeur.

Pour le module pressiométrique, il a été retenu la moyenne harmonique arrondie.

### 4.2.2 Analyse

- ↳ Les sols du site comportent des remblais qui, compte tenu de leur qualité, constituent un sol pouvant être considéré comme évolutif et compressible. Ils sont impropres à toute construction (à la réalisation du projet), sauf dispositions spéciales.
- ↳ L'Horizon H1 présente des caractéristiques mécaniques moyennes à bonnes.
- ↳ L'Horizon H2 présente des caractéristiques mécaniques bonnes à élevées.
- ↳ L'Horizon H3 présente des caractéristiques mécaniques élevées.



- ↳ Les sols sont sensibles aux variations hydriques en termes de portance et peuvent poser des problèmes de traficabilité en phase travaux.
- ↳ Le terrain est susceptible de présenter des vides de dissolution de taille variable, très difficilement détectables.
- ↳ Les sols du site comportent des matériaux sensibles aux phénomènes de retrait gonflement qui obligent à rechercher une adaptation de l'ouvrage, prenant en compte ce risque de mouvements dus aux variations hydriques.

### 4.3 Hydrogéologie

Des niveaux d'eau ont été relevés au droit des sondages SP1 à SP3, entre 8.0 et 17.6 m de profondeur par rapport au Terrain Actuel, à l'issue de leurs réalisations en février 2025. Les sondages SPC et SPD sont restés secs jusqu'à la fin de notre intervention.

Compte-tenu du contexte hydrogéologique, ces niveaux d'eau correspondent à des circulations ponctuelles, évoluant au sein d'horizon perméables.

Bien qu'il ne semble pas s'agir d'une véritable nappe, ces venues d'eau peuvent provoquer des sujétions particulières lors de l'exécution des travaux (instabilité des parois, débousses, venues d'eau en fond de fouille) pouvant nécessiter des adaptations.

### 4.4 Sols sensibles au retrait - gonflement

Les argiles rencontrées sur le site risquent d'appartenir à la catégorie des sols gonflants et/ou rétractables.

Il conviendra, le cas échéant, de rechercher les dispositions constructives suivantes :

- ↳ **Rigidification** du niveau bas (la rigidité maximale dans le sens de la plus grande pente),
- ↳ **Coulage** des fondations **à pleine fouille sur toute la hauteur** et protection des longrines,
- ↳ Mise **hors dessiccation** du sol de fondation à assurer par un encastrement suffisant par rapport aux niveaux finis extérieur (1.5 m minimum). On notera que la profondeur de la dessiccation est une donnée très approximative au stade actuel des connaissances scientifiques,
- ↳ Eviter tout épandage d'eau à proximité de la construction,
- ↳ Réaliser un étanchement périphériques de surface suffisamment large pour éviter les infiltrations jusqu'au niveau des fondations (en particulier par les remblais),
- ↳ Aucun arbre de haute tige ne sera planté à une distance du bâtiment inférieure à 1.5 fois la hauteur de l'arbre adulte.



## 5 RECOMMANDATIONS GEOTECHNIQUES – Bâtiment H1

### 5.1 Terrassements généraux et ponctuels

Avec la topographie actuelle du site, un niveau R-1 fixé à la cote de 299.55 m NGF (dalle du sous-sol) et un niveau RdC (dalle mécanique des fluides) fixé à la cote de 302.30 m NGF, des travaux de terrassements en déblais, d'au maximum 2.0 m de hauteur, sont attendus pour la création du sous-sol uniquement (extrême Est du projet)

#### 5.1.1 Zone en déblai

- ↳ La couche H1 à savoir les éboulis calcaires : blocs, cailloux à +/- de matrice argilo-limoneuse à sableuse sera partiellement décapée.

#### 5.1.2 Traficabilité en phase travaux

D'après les résultats de nos investigations sur site, les terrains superficiels sont principalement de nature argilo-limoneuse avec +/- d'éléments grossiers (blocs, cailloux). Il s'agit donc de sols sensibles à l'eau.

En fonction des conditions rencontrées au moment des travaux, leur état hydrique peut varier sensiblement et les conditions d'utilisation de ces matériaux peuvent évoluer fortement.

Au droit du futur bâtiment, l'état de la plate-forme au niveau prévu sera de qualité médiocre voire totalement décomprimé en cas d'intempéries ce qui posera d'importants problèmes de traficabilité. Des aménagements particuliers du fond de forme pourront s'avérer nécessaire (cloutage du fond de forme et mise en place d'une couche de forme épaisse à l'avancement, drainage, ...).

#### 5.1.3 Terrassabilité des matériaux

La réalisation des déblais concernant l'horizon H1 ne présentera pas de difficulté particulière d'extraction. Les déblais pourront être extraits par des engins à lame ou au godet.

Cependant, en cas de découverte de blocs volumineux ou de bancs calcaires pluri-décimétriques il pourra être nécessaire de prévoir l'emploi d'engins ou de procédés spéciaux (éclateur, marteau pneumatique).

Dans tous les cas, l'entreprise veillera à utiliser une méthodologie et des moyens matériels adaptés à l'environnement des ouvrages et réseaux enterrés situés à proximité.

#### 5.1.4 Drainage en phase travaux

En principe le terrain doit être sec. Cependant les venues d'eau pouvant apparaître exceptionnellement en cours de terrassement seront collectées en périphérie et évacuées en dehors de la fouille (captage). On veillera à aménager des pentes de 4 % pour évacuer les eaux de ruissellement vers des fossés / tranchées drainantes.





Les dispositions spécifiques prévisibles seront adaptées au cas par cas pour assurer à tout moment la mise au sec de la plate-forme.

Toute zone décomprimée fera l'objet d'un traitement spécifique, si elle doit recevoir un élément de l'ouvrage à porter (purge, compactage).

## 5.2 Présence d'eau et protection envisagée

Des niveaux d'eau ont été relevés au droit des sondages SP1 à SP3, entre 8.0 et 17.6 m de profondeur par rapport au Terrain Actuel, à l'issue de leurs réalisations en février 2025.

S'agissant de circulations ponctuelles, il sera nécessaire de protéger les parties enterrées du projet (sous-sols, galeries techniques, ...) contre les eaux infiltrées qui circulent de façon anarchique dans les terrains superficiels, de prévoir un système de drainage périphérique collectant ces eaux et les évacuant vers un exutoire existant ou à construire (D.T.U. 20.1 murs enterrés de sous-sol), sous réserve de l'accord des services compétents concernés.

Dans tous les cas, le Maître d'Ouvrage devra accepter les sujétions liées à la surveillance et l'entretien des équipements mis en place.

## 5.3 Principe de fondation

D'après le plan de fondation transmis, le projet prévoit de fonder le nouveau bâtiment H1 (neuf) sur un système de fondation superficiel, de type **semelles filantes**.

## 5.4 Justification des fondations superficielles

### 5.4.1 Définition des fondations

Compte-tenu des résultats de nos investigations, il est possible d'envisager un système de **fondations superficielles de type semelles continues** ancrés de 0.30 m minimum dans l'Horizon H1, à partir de 0.8 m/TN et encastrées au minimum de 1.5 m par rapport au terrain fini extérieur.

### 5.4.2 Règlements utilisés

Les recommandations et justifications des prédimensionnements ont été faites conformément à la norme NF P 94-261, norme d'application française de l'Eurocode 7 pour les fondations superficielles.

### 5.4.3 Etats limites de résistance du sol

La contrainte de rupture  $q_{net}$  sous la base des fondations est donnée par la formule :

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

Avec :

- $i_{\delta}$  : coefficient de réduction de portance lié à l'inclinaison du chargement ( $i_{\delta} = 1$  si la charge est verticale),
- $i_{\beta}$  : coefficient de réduction de portance lié à la proximité d'un talus  $\beta$ , ( $i_{\beta} = 1$  si la fondation est suffisamment éloignée d'un talus :  $d > 8B$ ),



$k_p$  : facteur de portance (pris égal à 1.0 en première approximation),  
 $p_{le}^*$  : pression limite nette équivalente  $\approx 750$  kPa.

#### 5.4.4 Etats limites de résistance du sol

La justification aux ELU et ELS se fait par la vérification de l'inégalité suivante :

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

Où

- $V_d$  : composante verticale de la charge transmise par la fondation au terrain,
- $R_0$  : poids du volume de sol constitué du volume de la fondation sous le terrain après travaux et des sols compris entre la fondation et le terrain après travaux,
- $R_{v,d}$  : résistance nette du terrain sous la fondation.

La résistance nette du terrain se calcule à l'aide de la formule :

$$R_{v,d} = A' \cdot q_{net} / (\gamma_{R;d;v} \cdot \gamma_{R;v})$$

Avec :

$A'$  : surface effective de la base de la fondation,  
 $\gamma_{R;d;v}$  : coefficient partiel de modèle associé à la méthode de calcul utilisée pour la détermination de  $q_{net}$  (ici, il s'agit de la méthode pressiométrique),  
 $\gamma_{R;v}$  : coefficient partiel permettant le calcul de la portance.

La contrainte de rupture  $q_{net}$  sous la base des fondations superficielles est donnée par la formule :

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

Avec :

$i\delta$  : coefficient de réduction de portance lié à l'inclinaison du chargement,  
 $i\beta$  : coefficient de réduction de portance lié à la proximité d'un talus d'angle  $\beta$ ,  
 $k_p$  : facteur de portance,  
 $p_{le}^*$  : pression limite nette équivalente.

Le facteur de portance  $k_p$  est fonction des dimensions de la fondation. Il est donné par la formule

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

Avec :

$k_{p0} = 0.8$  (valeur minimale) pour  $D_e/B = 0$  où  $D_e/B$  désigne l'encastrement équivalent ; pour des fondations filantes ( $B/L \approx 0$ ) :  $a = 0.2$ ,  $b = 0.2$  et  $c = 3$ .

Le coefficient  $i\delta$  lié à l'inclinaison est donné, pour un sol frottant, par la formule suivante :

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

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



Si la charge est verticale,  $i\delta = 1$ .

Dans le cas d'efforts horizontaux, une inclinaison peut être calculée selon la formule suivante :

$$\delta_{s,d} = \tan^{-1} \left( \frac{H_{s,d}}{V_{s,d}} \right)$$

Avec :

$H_{s,d}$  et  $V_{s,d}$ , les valeurs des composantes horizontales et verticales de l'effort appliqué.

Celui-ci, en fonction de l'importance des efforts horizontaux par rapport aux efforts verticaux pourra être particulièrement pénalisant.

Les coefficients partiels sont donnés comme suit :

Etat limite	Situations	$\gamma_{R;d,v}$ (spécifique à la détermination de $q_{net}$ à partir de la pression limite pressiométrique)	$\gamma_{R,v}$
ELU	durables et transitoires	1.2	1.4
	accidentelles	1.2	1.2
ELS	quasi-permanentes	1.2	2.3
	caractéristiques	1.2	2.3

Le calcul de  $R_0$  se fait comme suit :

$$R_0 = A' \cdot q_0$$

Où  $q_0$  est la contrainte totale verticale que l'on obtiendrait à la fin des travaux à la base de la fondation en son absence (en d'autres termes, il s'agit de la contrainte initiale du sol avant travaux au niveau de la fondation). Ce terme est négligé dans les calculs en considérant qu'il correspond aux poids de la fondation.

#### 5.4.5 Vérification du dimensionnement des fondations

Il est vérifié, ci-dessous, que les dimensions des fondations choisies permettent de reprendre les charges selon les différents cas.

Des calculs de tassement ont également été réalisés selon la méthode pressiométrique de la norme NF P 94-261, en prenant en compte les combinaisons des charges calculées.

\*  $Q_{v,d}$  correspondant à la charge verticale appliquée (hors poids propre de la fondation).

\*\*  $R_{v,d}$  avec une contrainte admissible maximale à 270 kPa aux ELS et 445 kPa aux ELU durables et transitoires (données INFRANEO en G2-AVP).



Dimension (en m)	ELS Car.		ELU Fond.		Vérif. Au poinçonnement $Q_{vd} < R_{v;d}$	Vérif. Excentricité	Tassement (cm) sous charges à l'ELS
	$Q_{v,d*}$ (kN/ml)	$R_{v,d**}$ (kN/ml)	$Q_{v,d*}$ (kN/ml)	$R_{v,d**}$ (kN/ml)			
SF50	66	135	90	222	OK	OK	0.3
SF60	140	162	194	267	OK	OK	0.7
SF80	176	216	243	356	OK	OK	0.8
SF110	240	297	335	489	OK	OK	1.0

Concernant les tassements, il s'agit de tassement absolu évalués dans l'hypothèse où il n'y a pas de remaniement de fouille. La justification précédente vis-à-vis des tassements suppose que les couches compressibles ne sont surchargées par aucun remblai supplémentaire.

Il appartiendra au bureau d'études de Génis Civil de s'assurer de l'admissibilité des tassements estimés pour l'ouvrage projeté (tassements absolus et différentiels).

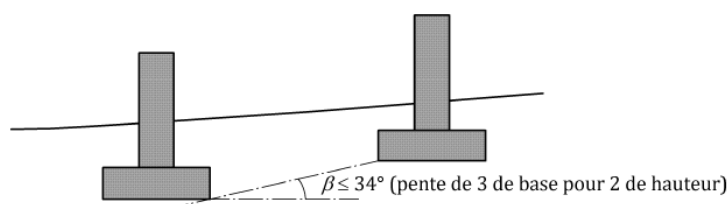
#### 5.4.6 Vérification du dimensionnement des fondations (glissement)

Aucuns efforts horizontaux ne nous ont été transmis sur les fondations.

#### 5.4.7 Sujétions particulières d'exécution

Nous rappelons que la nature du terrain d'ancrage doit être homogène sous l'ensemble du projet afin d'éviter les risques de tassements différentiels.

Il conviendra de respecter la règle des 3H/2V indiquée au paragraphe 8.1 de la norme NF P 94-261, à moins de dispositions particulières. Ce paramètre est également à respecter entre les fondations et les talus.



Tout vestige (souche d'arbre, ancien réseau / ouvrage enterré, ...) sera purgé et remplacé par un gros béton coulé pleine fouille.

Les poches molles ou décomprimées seront purgées et rattrapées par un gros béton.

Afin d'éviter une décompression du fond des fouilles et des rigoles de semelles, celui-ci devra être protégé immédiatement par un béton de propreté ou un matériau équivalent.

Les fondations devront être coulées immédiatement après terrassements et en pleine fouille.



En cas de surépaisseur de remblais, des sur-profondeurs de l'horizon d'ancrage ne sont pas à exclure, ce qui nécessitera un gros béton de rattrapage.

En cas d'arrivée d'eau à l'ouverture des fouilles, il conviendra de les assécher par un dispositif adapté à leur importance et à la nature des terrains (drainage, pompage par exemple).

La largeur minimale des fondations sera de 0.4 m pour des semelles filantes, afin d'assurer un bon contact sol/fondation. D'après le plan de fondation transmis en phase PRO, ces recommandations sont largement respectées.

Afin d'assurer la protection contre le risque de retrait-gonflement des terrains argileux superficiels (aléa fort), la hauteur minimale d'encastrement sera d'au moins 1.50 m sous le niveau fini extérieur.

Toute zone décomprimée fera l'objet d'un traitement spécifique, si elle doit recevoir un élément de l'ouvrage à porter (purge, compactage).

## 5.5 Niveau bas

Compte tenu des caractéristiques des matériaux qui devraient être présents en fond de fouille, le niveau bas pourra être traité en dallage sur terre-plein sous réserve de respecter le DTU 13.3.

### 5.5.1 Sol support – Couche de forme

On réalisera une couche de forme suivant les préconisations suivantes :

- ✦ Purge et substitution de la totalité des remblais, des éventuelles lentilles ou poches de matériaux décomprimés ;
- ✦ Compactage du fond de forme ;
- ✦ Mise en place d'un géotextile ;
- ✦ Mise en place d'une couche de forme avec des matériaux sains (selon le GTR) dont l'épaisseur dépendra de la nature du matériau utilisé et de la qualité de compactage ; dans tous les cas, celle-ci **ne devra pas être inférieure à 50 cm** ;
- ✦ Contrôler la qualité de la plateforme ainsi obtenue. Il conviendra d'obtenir, selon le DTU 13.3 un module de réaction de **Westergaard Kw d'au minimum 70 MPa/m** (charge répartie de l'ordre de 5 kN/m<sup>2</sup> communiquée).

**INFRANEO**, dans le cadre d'une mission spécifique, peut réaliser ces essais de contrôle.

Sols utilisables en couche de forme :

Appellation des sols selon la norme NF P 11-300	Symbole de classification selon le Guide technique pour la réalisation des remblais et des couches de forme (GTR 92)
Sols sableux et graveleux avec fines non argileuses et gros éléments	B11, B31
Sols comportant des fines non argileuses et des gros éléments	C1B1, C1B3, C2B1, C2B3, C1B4, C2B4 après élimination de la fraction fine 0/d
Sols insensibles à l'eau	D1, D2, D3 (sauf D32)





<b>Craies</b>	R11
<b>Calcaires rocheux divers</b>	R21, R22
<b>Roches silicieuses</b>	R41, R42
<b>Roches magmatiques et métamorphiques</b>	R61, R62

### 5.5.2 Modèle pour les tassements

Pour le dimensionnement du dallage, on retiendra les caractéristiques reprises dans le tableau suivant :

Nature du sol	Profondeur de la base de la couche (m/TN)	Epaisseur de la couche (m)	Module de déformation du sol Es (MPa)
Couche de forme – Matériaux d'apport	0.5	0.5	15 à 20 – Hypothèse à confirmer sur chantier
H1 – Eboulis calcaires	11.5	11.0	20
H2 – Argile +/- calcaire grise (argilite)	> 20.0	> 8.5	50

### 5.5.3 Approche des tassements admissibles

A titre d'exemple, pour les hypothèses suivantes :

- ↳ Une surcharge d'exploitation de 0.5 t/m<sup>2</sup> verticale et uniformément répartie (*valeur communiquées par EGIS*) ;
- ↳ Substitution de la terre végétale, des poches de remblais et des éventuelles poches de matériaux décomprimées ;
- ↳ Une épaisseur de dallage de 0.20 m.

Les seuils de déformations admissibles sont définis par :

- ↳ **Tassements absolus :  $\Delta H < 0.5$  cm.**

Le dimensionnement du dallage devra prendre en considération des déformations entre les bords et le centre de la dalle permettant de reprendre les tassements différentiels. La réalisation du dallage devra être conforme au DTU 13-3.

## 5.6 Talus - Soutènement

### 5.6.1 Talus

Les talus provisoires de la fouille, hors mitoyenneté, secs et non chargés en tête, de 2.0 m de hauteur pourront être dressés avec une pente 2H/1V (2 de base / 1 de hauteur), à adapter lors des terrassements si cela s'avère nécessaire.



A noter que des hétérogénéités locales peuvent être rencontrées au fur et à mesure de l'ouverture et provoquer des éboulements locaux. Des traitements ponctuels s'avéreront nécessaires : abaissement de pente, mise en œuvre de masques / éperons drainants, enrochements, ...

**Si l'environnement du site ne permet pas ce talutage au large ou si des ouvrages se situent dans la zone d'influence du talus, on prévoira un ouvrage de soutènement, de type berlinoise par exemple.**

L'ensemble des talus devra être protégé des intempéries, par exemple, feuilles de polyane résistantes soigneusement fixées, cunettes étanches en tête de talus...

## 5.7 Précautions particulières de conception et d'exécution

### 5.7.1 Construction / Éléments de structure

Dans tous les cas où deux parties d'un même bâtiment seraient fondées de façon différente, ou encore présenteraient un nombre de niveaux sensiblement différent, il conviendra de s'assurer que la structure peut s'adapter sans danger aux tassements différentiels qui risquent de se produire. Dans le cas contraire, les projeteurs devront prévoir un joint de construction intéressant toute la hauteur de l'ouvrage, y compris les fondations elles-mêmes.

Les murs encavés devront être traités en soutènement.

## 6 RECOMMANDATIONS GEOTECHNIQUES – Escalier Bât. H0

### 6.1 Terrassements généraux et ponctuels

Cette zone d'escalier permettra d'accéder au niveau RdC du bâtiment H0 (297.02 m NGF) depuis le haut du talus voisin (300.34 m NGF). D'après les plans et coupes transmis, le niveau bas de l'escalier est fixé à la cote de 296.77 m NGF.

Avec la topographie actuelle du site, des travaux de terrassements en déblais, d'au maximum 3.5 m de hauteur, sont attendus pour la création de cette zone.

#### 6.1.1 Zone en déblai

- ✎ La couche H1 à savoir les éboulis calcaires : blocs, cailloux à +/- de matrice argilo-limoneuse à sableuse sera partiellement décapée.

#### 6.1.2 Traficabilité en phase travaux

D'après les résultats de nos investigations sur site, les terrains superficiels sont principalement de nature argilo-limoneuse avec +/- d'éléments grossiers (blocs, cailloux). Il s'agit donc de sols sensibles à l'eau.

En fonction des conditions rencontrées au moment des travaux, leur état hydrique peut varier sensiblement et les conditions d'utilisation de ces matériaux peuvent évoluer fortement.

Au droit du futur ouvrage, l'état de la plate-forme au niveau prévu sera de qualité médiocre voire totalement décomprimé en cas d'intempéries ce qui posera d'importants problèmes de traficabilité. Des aménagements particuliers du fond de forme pourront s'avérer nécessaire (cloutage du fond de forme et mise en place d'une couche de forme épaisse à l'avancement, drainage, ...).

#### 6.1.3 Terrassabilité des matériaux

La réalisation des déblais concernant l'horizon H1 ne présentera pas de difficulté particulière d'extraction. Les déblais pourront être extraits par des engins à lame ou au godet.

Cependant, en cas de découverte de blocs volumineux ou de bancs calcaires pluri-décimétriques il pourra être nécessaire de prévoir l'emploi d'engins ou de procédés spéciaux (éclateur, marteau pneumatique).

Dans tous les cas, l'entreprise veillera à utiliser une méthodologie et des moyens matériels adaptés à l'environnement des ouvrages et réseaux enterrés situés à proximité.

Si nécessaire, une étude de vibration sera menée (bâtiment mitoyen).

#### 6.1.4 Drainage en phase travaux

En principe le terrain doit être sec. Cependant les venues d'eau pouvant apparaître exceptionnellement en cours de terrassement seront collectées en périphérie et évacuées en dehors de la fouille (captage). On veillera à aménager des pentes de 4 % pour évacuer les eaux de ruissellement vers des fossés / tranchées drainantes.

Les dispositions spécifiques prévisibles seront adaptées au cas par cas pour assurer à tout moment la mise au sec de la plate-forme.

Toute zone décomprimée fera l'objet d'un traitement spécifique, si elle doit recevoir un élément de l'ouvrage à porter (purge, compactage).

### 6.2 Présence d'eau et protection envisagée

Il n'a pas été rencontré d'eau dans les sondages SPC et SPD au moment de nos investigations.

Il sera cependant nécessaire de protéger les parties enterrées du projet (sous-sols, galeries techniques, ...) contre les eaux infiltrées qui circulent de façon anarchique dans les terrains superficiels, de prévoir un système de drainage périphérique collectant ces eaux et les évacuant vers un exutoire existant ou à construire (D.T.U. 20.1 murs enterrés de sous-sol), sous réserve de l'accord des services compétents concernés.

Dans tous les cas, le Maître d'Ouvrage devra accepter les sujétions liées à la surveillance et l'entretien des équipements mis en place.

### 6.3 Reprise en sous-œuvre ou contre-œuvre et mitoyenneté

La réalisation de cet ouvrage implique l'exécution de déblais au voisinage immédiat d'une construction existante (Bâtiment H0) dont les fondations n'ont été reconnues que sur la façade opposée (Sud) et dont la structure est mal connue. Toutes les précautions devront être prises pour leur éviter tout dommage.

Une analyse de risque devra impérativement être réalisée au stade d'exécution.

Dans le cas où les structures existantes soient soumises à des surcharges, il sera nécessaire de s'assurer que ces dernières soient compatibles avec le dimensionnement des fondations existantes.

Si des soutènements ou une reprise en sous-œuvre s'avéraient nécessaires, ils devront faire l'objet d'une étude particulière qu'**INFRANEO** peut réaliser dans le cadre d'une mission spécifique.

### 6.4 Principe de fondation

D'après les informations extraites du plan de fondation transmis par EGIS, les charges de l'ouvrage seront reprises par l'intermédiaire d'un **radier général** de 25 cm d'épaisseur, reposant sur une couche de forme.



## 6.5 Justification des fondations superficielles

### 6.5.1 Définition des fondations

Compte-tenu des résultats de nos investigations, il est possible d'envisager un système de **fondations superficielles de type radier** ancrés de 0.3 m minimum dans l'Horizon H1, à partir de 0.8 m/TN et encastrées au minimum de 1.5 m par rapport au terrain fini extérieur (bêche périphérique).

### 6.5.2 Règlements utilisés

Les recommandations et justifications des prédimensionnements ont été faites conformément à la norme NF P 94-261, norme d'application française de l'Eurocode 7 pour les fondations superficielles.

### 6.5.3 Etats limites de résistance du sol

La contrainte de rupture  $q_{net}$  sous la base des fondations est donnée par la formule :

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

Avec :

- $i_{\delta}$  : coefficient de réduction de portance lié à l'inclinaison du chargement ( $i_{\delta} = 1$  si la charge est verticale),
- $i_{\beta}$  : coefficient de réduction de portance lié à la proximité d'un talus  $\beta$ , ( $i_{\beta} = 1$  si la fondation est suffisamment éloignée d'un talus :  $d > 8B$ ),
- $k_p$  : facteur de portance (pris égal à 0.8 en première approximation),
- $p_{le}^*$  : pression limite nette équivalente  $\approx 600$  kPa.

Par application numérique, on obtient :

$$q_{net} = 480 \text{ kPa}$$

Les valeurs de résistance nette du terrain sous les fondations superficielles se déduisent selon la relation suivante :

$$R_{v;d} = A' \cdot q_{net} / (\gamma_{R;d;v} \cdot \gamma_{R;v})$$

avec :

- $A'$  : surface effective de la base de la fondation superficielle,
- $\gamma_{R;d;v}$  : coefficient partiel de modèle associé à la méthode de calcul utilisée pour la détermination de  $q_{net}$  (ici, il s'agit de la méthode pressiométrique),
- $\gamma_{R;v}$  : coefficient partiel permettant le calcul de la portance.





Etat limite	Situations	$\gamma_{R;d,v}$ (spécifique à la détermination de $q_{net}$ à partir de la pression limite pressiométrique)	$\gamma_{R,v}$
ELU	durables et transitoires	1.2	1.4
	accidentelles	1.2	1.2
ELS	quasi-permanentes	1.2	2.3
	caractéristiques	1.2	2.3

Selon de la norme NF P94-261, il faudra s'assurer que :

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

$R_0$  Poids du volume de sol au-dessus de la fondation après travaux (= 0 en négligeant l'encastrement) et  $V_d$  : descente de charge.

#### Contraintes à retenir en phase avant-projet :

Etat limite		ELU		ELS	
Situations		Durables et transitoires	Accidentelles	Quasi-permanentes	Caractéristiques
Contraintes admissibles maximales $R_{v;d/A'}$ (kPa)	Calculée	285	330	170	170
	Retenue	<b>165</b>	<b>190</b>	<b>100</b>	<b>100</b>

En raison de l'absence de sondages pressiométriques dans le secteur et de la frange d'altération possiblement observable en partie superficielle des terrains, **on limitera les contraintes admissibles aux ELS à 100 kPa maximum.**

#### 6.5.4 Sol support – Couche de forme

On réalisera une couche de forme suivant les préconisations suivantes :

- ✎ Purge et substitution de la totalité des remblais, des éventuelles lentilles ou poches de matériaux décomprimés ;
- ✎ Compte-tenu de la nature potentiellement anthropique attendue du fond de forme, on sera particulièrement attentif sur l'aspect et la compacité du fond de forme. Un contrôle au moins visuel du fond de forme sera réalisé par un géotechnicien afin de définir les éventuelles sur-profondeurs de purge ;
- ✎ Compactage du fond de forme ;
- ✎ Mise en place d'un géotextile ;



- ✎ Mise en place d'une couche de forme avec des matériaux sains (selon le GTR) dont l'épaisseur dépendra de la nature du matériau utilisé et de la qualité de compactage ; dans tous les cas, celle-ci **ne devra pas être inférieure à 40 cm** ;
- ✎ Contrôler la qualité de la plateforme ainsi obtenue. Il conviendra d'obtenir, selon le DTU 13.3 un module de réaction de **Westergaard Kw d'au minimum 50 MPa/m** (charge répartie de l'ordre de 5 kN/m<sup>2</sup> communiquée).

**INFRANEO**, dans le cadre d'une mission spécifique, peut réaliser ces essais de contrôle.

Sols utilisables en couche de forme :

Appellation des sols selon la norme NF P 11-300	Symbole de classification selon le Guide technique pour la réalisation des remblais et des couches de forme (GTR 92)
<b>Sols sableux et graveleux avec fines non argileuses et gros éléments</b>	B11, B31
<b>Sols comportant des fines non argileuses et des gros éléments</b>	C1B1, C1B3, C2B1, C2B3, C1B4, C2B4 après élimination de la fraction fine 0/d
<b>Sols insensibles à l'eau</b>	D1, D2, D3 (sauf D32)
<b>Craies</b>	R11
<b>Calcaires rocheux divers</b>	R21, R22
<b>Roches silicieuses</b>	R41, R42
<b>Roches magmatiques et métamorphiques</b>	R61, R62

### 6.5.5 Modèle pour les tassements

Pour le dimensionnement du dallage, on retiendra les caractéristiques reprises dans le tableau suivant :

Nature du sol	Profondeur de la base de la couche (m/TN)	Epaisseur de la couche (m)	Module de déformation du sol Es (MPa)
Couche de forme – Matériaux d'apport	0.4	0.4	15 à 20 – Hypothèse à confirmer sur chantier
H1 – Eboulis calcaires	> 10.0	9.6	10

### 6.5.6 Tassements

Avec les informations communiquées suivantes par EGIS :

- Une surcharge d'exploitation de l'ordre de 50 kPa (estimée verticale et uniformément répartie) ;
- Epaisseur de couche de forme de 40 cm ;
- Radier de dimension 6.4 x 4.1 m environ (surface de 26 m<sup>2</sup>) ;
- Epaisseur de radier de 25 cm.



Le seuil de déformation admissible est défini par :

- Tassement absolu = **1.6 cm**

Il appartiendra au bureau d'études de Génie Civil de s'assurer de l'admissibilité des tassements estimés pour l'ouvrage projeté.

Dans le cas contraire, il conviendra d'envisager une réduction de la descente de charge ou un élargissement de la fondation.

La justification précédente vis-à-vis des tassements suppose que les couches compressibles ne sont surchargées par aucun remblai supplémentaire.

### 6.5.7 Module de réaction verticale

D'après la valeur de contrainte définie plus haut, le module de réaction verticale  $K_v$  à prendre en considération sera de l'ordre de **3 MPa/m**.

## 6.6 Précautions particulières de conception et d'exécution

### 6.6.1 Fondations

Si les fondations doivent être fondées à des niveaux différents, on respectera la règle des 3H/2V, à moins de dispositions particulières. Ce paramètre est notamment à respecter entre les fondations existantes (mitoyen) et celles projetées.

Toute zone décomprimée fera l'objet d'un traitement spécifique, si elle doit recevoir un élément de l'ouvrage à porter (purge, compactage).

### 6.6.2 Précautions de mise en œuvre

Les poches molles ou décomprimées seront purgées et rattrapées par un gros béton.

### 6.6.3 Eléments de structure

Il faudra prévoir avant tous travaux de reprise en sous-œuvre, ou de terrassement à proximité des fondations existantes, un système d'étaie ou de confortement interdisant tout mouvement des ouvrages, aussi bien en phase provisoire qu'en phase définitive.



## 7 RECOMMANDATIONS GEOTECHNIQUES – Mezzanine Bât. H0

### 7.1 Terrassements généraux et ponctuels

A ce stade du projet, nous n'avons pas d'informations sur le niveau fini de la mezzanine, ni sur les éventuels travaux de terrassements prévus pour sa réalisation.

Nous prendrons donc comme hypothèse que la création de la mezzanine n'engendre ni déblai, ni remblai de hauteur supérieur à 0.5 m.

#### 7.1.1 Traficabilité en phase travaux

D'après les informations extraites du plan de fondation, les futurs massifs seront réalisés depuis une zone de dallage sur terre-plein existant.

Il n'y aura donc pas de problème de traficabilité.

#### 7.1.2 Terrassabilité des matériaux

D'après les résultats des investigations réalisés au droit du bâtiment H0, les sols du site sont principalement constitués par des éboulis calcaires (blocs et cailloux calcaires à +/- de matrice argilo-limoneuse).

La réalisation des déblais concernant cet horizon ne présentera pas de difficulté particulière d'extraction. Les déblais pourront être extraits par des engins à lame ou au godet.

Cependant, en cas de présence de remblais indurés, de vestiges de fondations, d'anciens réseaux enterrés, ou de découverte de blocs volumineux ou de bancs calcaires pluri-décimétriques il pourra être nécessaire de prévoir l'emploi d'engins ou de procédés spéciaux (éclateur, dérocheur, pelle puissante, BRH, marteau pneumatique).

Dans tous les cas, l'entreprise veillera à utiliser une méthodologie et des moyens matériels adaptés à l'environnement des ouvrages et réseaux enterrés situés à proximité.

### 7.2 Reprise en sous-œuvre ou contre-œuvre et mitoyenneté

La réalisation de cette partie du projet implique l'exécution de déblais au voisinage immédiat de constructions existantes dont les fondations et la structure sont mal connues. Toutes les précautions devront être prises pour leur éviter tout dommage.

Une analyse de risque devra impérativement être réalisée au stade d'exécution.

Si des soutènements ou une reprise en sous-œuvre s'avéraient nécessaires, ils devront faire l'objet d'une étude particulière qu'**INFRANEO** peut réaliser dans le cadre d'une mission spécifique.



### 7.3 Principe de fondation

D'après le plan de fondation transmis, le projet prévoit de fonder cette nouvelle structure (mezzanine) sur un système de fondation superficiel, de type **semelles filantes**.

### 7.4 Justification des fondations superficielles

#### 7.4.1 Définition des fondations

Compte-tenu des résultats de nos investigations, il est possible d'envisager un système de **fondations superficielles de type semelles continues** ancrés, sous les remblais, de 0.3 m minimum dans l'Horizon H1 – Eboulis calcaire, à partir de 0.8 m/TA et encastrées au minimum de 1.5 m par rapport au terrain fini extérieur.

#### 7.4.2 Règlements utilisés

Les recommandations et justifications des prédimensionnements ont été faites conformément à la norme NF P 94-261, norme d'application française de l'Eurocode 7 pour les fondations superficielles.

#### 7.4.3 Etats limites de résistance du sol

La contrainte de rupture  $q_{net}$  sous la base des fondations est donnée par la formule :

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

avec :

- $i_{\delta}$  : coefficient de réduction de portance lié à l'inclinaison du chargement ( $i_{\delta} = 1$  si la charge est verticale),
- $i_{\beta}$  : coefficient de réduction de portance lié à la proximité d'un talus  $\beta$ , ( $i_{\beta} = 1$  si la fondation est suffisamment éloignée d'un talus :  $d > 8B$ ),
- $k_p$  : facteur de portance (pris égal à 0.8 en première approximation),
- $p_{le}^*$  : pression limite nette équivalente  $\approx 600$  kPa.

Par application numérique, on obtient :

$q_{net} = 480 \text{ kPa}$
-----------------------------

#### 7.4.4 Etats limites de résistance du sol

La justification aux ELU et ELS se fait par la vérification de l'inégalité suivante :

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

Où

- $V_d$  : composante verticale de la charge transmise par la fondation au terrain,
- $R_0$  : poids du volume de sol constitué du volume de la fondation sous le terrain après travaux et des sols compris entre la fondation et le terrain après travaux,
- $R_{v,d}$  : résistance nette du terrain sous la fondation.





La résistance nette du terrain se calcule à l'aide de la formule :

$$R_{v;d} = A' \cdot q_{net} / (\gamma_{R;d;v} \cdot \gamma_{R;v})$$

Avec :

$A'$  : surface effective de la base de la fondation,  
 $\gamma_{R;d;v}$  : coefficient partiel de modèle associé à la méthode de calcul utilisée pour la détermination de  $q_{net}$  (ici, il s'agit de la méthode pressiométrique),  
 $\gamma_{R;v}$  : coefficient partiel permettant le calcul de la portance.

La contrainte de rupture  $q_{net}$  sous la base des fondations superficielles est donnée par la formule :

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

Avec :

$i\delta$  : coefficient de réduction de portance lié à l'inclinaison du chargement,  
 $i\beta$  : coefficient de réduction de portance lié à la proximité d'un talus d'angle  $\beta$ ,  
 $k_p$  : facteur de portance,  
 $p_{le}^*$  : pression limite nette équivalente.

Le facteur de portance  $k_p$  est fonction des dimensions de la fondation. Il est donné par la formule

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

Avec :

$k_{p0} = 0.8$  (valeur minimale) pour  $D_e/B = 0$  où  $D_e/B$  désigne l'encastrement équivalent ; pour des fondations filantes ( $B/L \approx 0$ ) :  $a = 0.2$ ,  $b = 0.2$  et  $c = 3$ .

Le coefficient  $i\delta$  lié à l'inclinaison est donné, pour un sol frottant, par la formule suivante :

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

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

Si la charge est verticale,  $i\delta = 1$ .

Dans le cas d'efforts horizontaux, une inclinaison peut être calculée selon la formule suivante :

$$\delta_{s,d} = \tan^{-1} \left( \frac{H_{s,d}}{V_{s,d}} \right)$$

Avec :

$H_{s,d}$  et  $V_{s,d}$ , les valeurs des composantes horizontales et verticales de l'effort appliqué.

Celui-ci, en fonction de l'importance des efforts horizontaux par rapport aux efforts verticaux pourra être particulièrement pénalisant.

Les coefficients partiels sont donnés comme suit :

Etat limite	Situations	$\gamma_{R;d,v}$ (spécifique à la détermination de $q_{net}$ à partir de la pression limite pressiométrique)	$\gamma_{R,v}$
ELU	durables et transitoires	1.2	1.4
	accidentelles	1.2	1.2
ELS	quasi-permanentes	1.2	2.3
	caractéristiques	1.2	2.3

Le calcul de  $R_0$  se fait comme suit :

$$R_0 = A' \cdot q_0$$

Où  $q_0$  est la contrainte totale verticale que l'on obtiendrait à la fin des travaux à la base de la fondation en son absence (en d'autres termes, il s'agit de la contrainte initiale du sol avant travaux au niveau de la fondation). Ce terme est négligé dans les calculs en considérant qu'il correspond aux poids de la fondation.

#### 7.4.5 Vérification du dimensionnement des fondations

Il est vérifié, ci-dessous, que les dimensions des fondations choisies permettent de reprendre les charges selon les différents cas.

Des calculs de tassement ont également été réalisés selon la méthode pressiométrique de la norme NF P 94-261, en prenant en compte les combinaisons des charges calculées.

\*  $Q_{v,d}$  correspondant à la charge verticale appliquée (hors poids propre de la fondation).

\*\*  $R_{v,d}$  avec une contrainte admissible maximale à 170 kPa aux ELS et 285 kPa aux ELU durables et transitoires (données extraites du paragraphe 7.4.3).

Dimension (en m)	ELS Car.		ELU Fond.		Vérif. Au poinçonnement $Q_{vd} < R_{v,d}$	Vérif. Excentricité	Tassement (cm) sous charges à l'ELS
	$Q_{v,d*}$ (kN/ml)	$R_{v,d**}$ (kN/ml)	$Q_{v,d*}$ (kN/ml)	$R_{v,d**}$ (kN/ml)			
SF60	20	170	Non transmis	285	OK	OK	< 0.2

Concernant les tassements, il s'agit de tassement absolu évalués dans l'hypothèse où il n'y a pas de remaniement de fouille.

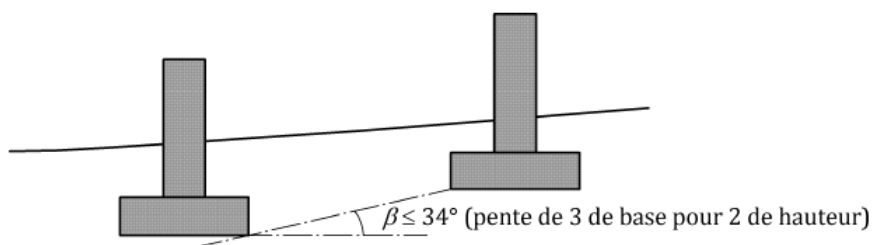
#### 7.4.6 Vérification du dimensionnement des fondations (glissement)

Aucuns efforts horizontaux ne nous ont été transmis sur les fondations.

#### 7.4.7 Sujétions particulières d'exécution

Nous rappelons que la nature du terrain d'ancrage doit être homogène sous l'ensemble du projet afin d'éviter les risques de tassements différentiels.

Il conviendra de respecter la règle des 3H/2V indiquée au paragraphe 8.1 de la norme NF P 94-261, à moins de dispositions particulières. Ce paramètre est notamment à respecter entre les fondations existantes (mitoyens) et celles projetées.



Tout vestige (ancien réseau / ouvrage enterré, ...) sera purgé et remplacé par un gros béton coulé pleine fouille.

Les poches molles ou décomprimées seront purgées et rattrapées par un gros béton.

Afin d'éviter une décompression du fond des fouilles et des rigoles de semelles, celui-ci devra être protégé immédiatement par un béton de propreté ou un matériau équivalent.

Les fondations devront être coulées immédiatement après terrassements et en pleine fouille.

**En cas de surépaisseur de remblais, des sur-profondeurs de l'horizon d'ancrage ne sont pas à exclure, ce qui nécessitera un gros béton de rattrapage voire la réalisation de fondations semi-profondes de type puits.**

En cas d'arrivée d'eau à l'ouverture des fouilles, il conviendra de les assécher par un dispositif adapté à leur importance et à la nature des terrains (drainage, pompage par exemple).

La largeur minimale des fondations sera de 0.4 m pour des semelles filantes, afin d'assurer un bon contact sol/fondation. D'après le plan de fondation transmis en phase PRO, ces recommandations sont largement respectées.

**Un joint de construction sera mis en place entre l'existant et le projet sur toute la hauteur de l'ouvrage, y compris les fondations elles-mêmes.**

Il faudra prévoir avant tous travaux de reprise en sous-œuvre, ou de terrassement à proximité des fondations existantes, un système d'étalement ou de confortement interdisant tout mouvement des ouvrages, aussi bien en phase provisoire qu'en phase définitive.



Afin d'assurer la protection contre le risque de retrait-gonflement des terrains argileux superficiels (aléa fort), la hauteur minimale d'encastrement sera d'au moins 1.50 m sous le niveau fini extérieur.

Toute zone décomprimée fera l'objet d'un traitement spécifique, si elle doit recevoir un élément de l'ouvrage à porter (purge, compactage).

## 8 ALEAS et RISQUES RESIDUELS

La présente étude s'inscrit dans le cadre d'une étude géotechnique de conception phase projet (mission G2 PRO). Conformément à la norme sur les missions géotechniques, il conviendra de poursuivre les études géotechniques par une mission de type G2 PRO permettant de vérifier les éléments suivants :

- ***Le niveau d'assise des fondations existantes mitoyennes afin d'adapter au mieux le plan de fondation ou le mode d'exécution des terrassements en conséquence ;***
- La méthodologie de réalisation des éventuelles reprises en sous-œuvre.

La mission G3 (étude et suivi géotechnique d'exécution) est à la charge de l'Entreprise dans son marché de travaux. Elle inclut les investigations et contrôles nécessaires pour la bonne exécution des ouvrages géotechniques.

Toute anomalie (indice de cavité, présence des remblais, d'anciens vestiges, etc.) devra être signalée à **INFRANEO** pour éventuelles adaptations ou missions de diagnostic supplémentaires.

De manière générale, des contrôles sont préconisés sur tous les chantiers en phase travaux (fond de fouille, remblayage) ; ces contrôles s'intégreront dans le cadre du suivi de chantier (mission G3 ou G4).



## 9 CONDITIONS CONTRACTUELLES

1. Le présent rapport et ses annexes constituent un tout indissociable. La mauvaise utilisation qui pourrait être faite suite à une communication ou reproduction partielle ne saurait engager **INFRANEO**.
2. Des modifications dans l'implantation, la conception ou l'importance de la construction ainsi que dans les hypothèses prises en compte et en particulier dans les indications de la partie "*Présentation*" du présent rapport peuvent conduire à des remises en cause des prescriptions. Une nouvelle mission devra alors être confiée à **INFRANEO** afin de réadapter ces conclusions ou de valider par écrit le nouveau projet.
3. De même, des éléments nouveaux mis en évidence lors de l'exécution des fondations et n'ayant pu être détectés au cours des reconnaissances de sol (exemple : hétérogénéité localisée, venues d'eau, etc.) peuvent rendre caduques certaines des recommandations figurant dans le rapport.
4. Les reconnaissances de sol procèdent par sondages ponctuels, les résultats ne sont pas rigoureusement extrapolables à l'ensemble du site. Il persiste des aléas (exemple : hétérogénéité locale) qui peuvent entraîner des adaptations tant de la conception que de l'exécution qui ne sauraient être à la charge du géotechnicien.
5. Ce rapport vient clôturer la mission G2 PRO qui nous ont été confiée pour cette affaire.

**Cette étude géotechnique d'avant-projet ne peut en aucun cas être utilisée comme document de conception au stade exécution.** Nous attirons l'attention du Maître d'Ouvrage sur la nécessité de réaliser les missions successives G2 DCE/ACT, G3 (à la charge de l'entrepreneur) et G4 dans l'enchaînement prévu par la norme NF P 94-500.

**INFRANEO** reste entièrement à la disposition du Maître d'Ouvrage pour la réalisation de ces missions en phase de conception puis d'exécution.



## ANNEXES



# **ANNEXE 1 :**

## **CONDITIONS GENERALES DE VENTE ET D'EXECUTION DES PRESTATIONS**



## Article 1. Principes généraux

1.1 Les présentes conditions régissent les prestations de la société **INFRANEO**. Les conditions générales de vente s'appliquent de plein droit, pour l'ensemble de nos agences, dans nos relations commerciales avec nos clients et partenaires. Aussi, toute commande ou demande de prestation passée par nos clients implique, à titre de conditions essentielles et déterminantes, l'acceptation sans réserve des dites conditions

1.2 Les présentes conditions générales ne sont pas applicables dans le cas des marchés publics passés avec un organisme public. Les conditions sont alors régies par les documents contractuels propres au dossier de consultation (acte d'engagement, CCAP, CCAG...).

1.3 Toute disposition générale ou particulière figurant sur les documents commerciaux et/ou comptables du client qui serait contraire aux présentes conditions générales de vente est réputée nulle et non écrite. En cas de variations écrites apportées par nos clients aux stipulations initiales, nous ne nous considérons liés que sur nouvel accord écrit de notre part.

## Article 2. Commandes

2.1 Le démarrage de l'étude interviendra uniquement après réception de la commande écrite. Un accord oral ne vaudra en aucun lancement officiel et n'engagera pas la planification des investigations de quelque nature que cela soit.

2.2 Toutes les pages de la proposition technique et financière doivent être paraphées. La dernière page doit être signée en précisant la date, le nom et la fonction du signataire, et porter la mention « bon pour accord ». Si le client souhaite joindre à la commande un formulaire qui lui est propre, l'ensemble des éléments suivants de notre document doivent alors y être mentionnés : nature des prestations, calendrier prévisionnel, conditions de facturation, conditions de paiement, adresse de facturation et de livraison (si différentes).

## Article 3. Conditions, modalités et retard de paiement

3.1 Dates d'échéance : Facturation à la commande : les honoraires de facturation à la commande sont payables à réception de facture. L'absence de réception de ce paiement constitue un motif d'arrêt immédiat des études. Facturation intermédiaire et finale : sauf stipulations contraires, nos factures de prestations sont payables dans un délai de 60 jours suivant la date d'émission de la facture. Facturation liée aux marchés publics : l'échéancier reste lié aux conditions du marché. Les factures sont payables au siège social d'INFRANEO - 140 avenue Jean Lolive - 93500 PANTIN.

3.2. Mode de règlement : les factures seront réglées à échéance par chèque bancaire ou postal, par virement sur le compte de la société ou par traite. Dans tous les cas, les frais bancaires afférents restent à la charge du client.

3.3. Retard de règlement : à défaut de règlement suivant les conditions stipulées sur les factures, notre service administratif se verrait contraint de mettre en demeure le client par lettre recommandée. Le montant dû sera majoré des intérêts de retard.

Cette majoration de plein droit est calculée sur la base du taux d'intérêt légal en vigueur majoré de 3 % (Loi 92-1442 du 31/12/1992) au prorata du nombre de jours de retard par rapport à l'échéance de la facture. De plus, les autres sommes qui pourraient être dues à INFRANEO deviendront immédiatement exigibles et toutes les commandes en cours du client seront suspendues jusqu'au paiement intégral des sommes dont le client est redevable, sans préjudice de tous dommages et intérêts qui pourraient être réclamés au client. En plus de ces intérêts de retard, s'ajouteront des frais de relance à hauteur de 15% de la somme réclamée.

## Article 4. Délais

4.1. Les délais d'exécution des missions ne sont donnés qu'à titre indicatif. Le dépassement de ces délais ne peut donner lieu à aucune retenue ou indemnité (sauf conditions particulières signées entre les parties). L'engagement sur les délais prévisionnels ne peut être tenu qu'aux conditions que le client ne retarde pas l'action d'INFRANEO et que soit rapidement mis à disposition d'INFRANEO tout document nécessaire à la réalisation de sa mission.

4.2. Le calendrier prévisionnel transmis au sein de la proposition technique et financière d'INFRANEO court à partir de la réception en nos locaux de la commande écrite de la part du client (et des documents associés tel l'éventuel acompte ...).

## Article 5. Confidentialité

INFRANEO s'engage à traiter comme confidentielles toutes les informations obtenues dans le cadre de ses missions chez ses clients. Elles ne pourront faire l'objet de publication, même diffusion restreinte, sans accord préalable du client.

## Article 6. Responsabilités

INFRANEO apportera tous ses soins et son expérience à la mission qui lui sera confiée et ne pourra être tenue responsable des erreurs relevant de l'insuffisance ou inexactitude des renseignements fournis par le donneur d'ordre ou des études non réalisées par INFRANEO.

## Article 7. Clause résolutoire

Dans le cas où les études seraient arrêtées pour une cause indépendante à INFRANEO, le client doit aviser notre société 15 jours à l'avance afin qu'elle puisse prendre ses dispositions sur le personnel concerné et sur le coût des frais réels engagés. L'information par le client devra être adressée par lettre recommandée avec accusé de réception. La facturation de l'étude se ferait, dans ce cas, au prorata de son état d'avancement.

## Article 8. Attribution de juridiction

L'interprétation et l'exécution des présentes conditions générales de vente ainsi que toutes les prestations de service qui en découleront seront soumises au Tribunal compétent de Bobigny.

## **ANNEXE 2 :**

# **CONDITIONS GENERALES DES MISSIONS D'INGENIERIE GEOTECHNIQUE**



## 1. Cadre de la mission

Par référence à la norme NF P 94-500 sur les missions d'ingénierie géotechnique (en particulier tableaux 1 et 2 ci-après joints à toute offre et à tout rapport), il appartient au maître d'ouvrage et à son maître d'œuvre de veiller à ce que toutes les missions d'ingénierie géotechnique nécessaires à la conception puis à l'exécution de l'ouvrage soient engagées avec les moyens opportuns et confiées à des hommes de l'Art.

L'enchaînement des missions d'ingénierie géotechnique suit la succession des phases d'élaboration du projet, chacune de ces missions ne couvrant qu'un domaine spécifique de la conception ou de l'exécution. En particulier :

- ↳ Les missions d'étude géotechnique préalable (G1), d'étude géotechnique de conception (G2), d'étude et suivi géotechniques d'exécution (G3), de supervision géotechnique d'exécution (G4) sont réalisées dans l'ordre successif,
- ↳ Exceptionnellement, une mission confiée à notre société peut ne contenir qu'une partie des prestations décrites dans la mission type correspondante après accord explicite, le client confiant obligatoirement le complément de la mission à un autre prestataire spécialisé en ingénierie géotechnique,
- ↳ L'exécution d'investigations géotechniques engage notre société uniquement sur la conformité des travaux exécutés à ceux contractuellement commandés et sur l'exactitude des résultats qu'elle fournit,
- ↳ Toute mission d'ingénierie géotechnique n'engage notre société sur son devoir de conseil que dans le cadre strict, d'une part, des objectifs explicitement définis dans notre proposition technique sur la base de laquelle la commande et ses avenants éventuels ont été établis, d'autre part, du projet du client décrit par les documents graphiques ou plans cités dans le rapport,
- ↳ Toute mission d'étude géotechnique préalable, d'étude géotechnique de conception phase AVP / PRO ou de diagnostic géotechnique exclut tout engagement de notre société sur les quantités, coûts et délais d'exécution des futurs ouvrages géotechniques. De convention expresse, la responsabilité de notre société ne peut être engagée que dans l'hypothèse où la mission suivante d'étude géotechnique de conception phase DCE / ACT lui est confiée,
- ↳ Une mission d'étude géotechnique de conception G2 phase PRO engage notre société en tant qu'assistant technique à la maîtrise d'œuvre dans les limites du contrat fixant l'étendue de la mission et la (ou les) partie(s) d'ouvrage(s) concerné(s).

La responsabilité de notre société ne saurait être engagée en dehors du cadre de la mission d'ingénierie géotechnique objet du rapport. En particulier, toute modification apportée au projet ou à son environnement nécessite la réactualisation du rapport géotechnique dans le cadre d'une nouvelle mission.

## 2. Recommandations

Il est précisé que l'étude géotechnique repose sur une investigation du sol dont la maille ne permet pas de lever la totalité des aléas toujours possibles en milieu naturel. En effet, des hétérogénéités, naturelles ou du fait de l'homme, des discontinuités et des aléas d'exécution peuvent apparaître compte tenu du rapport entre le volume échantillonné ou testé et le volume sollicité par l'ouvrage, et ce d'autant plus que ces singularités éventuelles peuvent être limitées en extension. Les éléments géotechniques nouveaux mis en évidence lors de l'exécution, pouvant avoir une influence sur les conclusions du rapport, doivent immédiatement être signalés à l'ingénierie géotechnique chargée de l'étude et du suivi géotechniques d'exécution (mission G3) afin qu'elle en analyse les conséquences sur les conditions d'exécution, voire la conception de l'ouvrage géotechnique.

Si un caractère évolutif particulier a été mis en lumière (notamment glissement, érosion, dissolution, remblais évolutifs, tourbe), l'application des recommandations du rapport nécessite une validation à chaque étape suivante de la conception ou de l'exécution. En effet, un tel caractère évolutif peut remettre en cause ces recommandations notamment s'il s'écoule un laps de temps important avant leur mise en œuvre.

## 3. Rapport de la mission

Le rapport géotechnique constitue le compte rendu de la mission d'ingénierie géotechnique définie par la commande au titre de laquelle il a été établi et dont les références sont rappelées en tête. A défaut de clauses spécifiques contractuelles, la remise du rapport géotechnique fixe la fin de la mission.

Un rapport géotechnique et toutes ses annexes identifiées constituent un ensemble indissociable. Les deux exemplaires de référence en sont les deux originaux conservés : un par le client et le second par notre société. Dans ce cadre, toute autre interprétation qui pourrait être faite d'une communication ou reproduction partielle ne saurait engager la responsabilité de notre société. En particulier l'utilisation même partielle de ces résultats et conclusions par un autre maître d'ouvrage ou par un autre constructeur ou pour un autre ouvrage que celui objet de la mission confiée ne pourra en aucun cas engager la responsabilité de notre société et pourra entraîner des poursuites judiciaires.

## 4. Classification et enchaînement des missions types d'ingénierie géotechnique

Tout ouvrage est en interaction avec son environnement géotechnique. C'est pourquoi, au même titre que les autres ingénieries, l'ingénierie géotechnique est une composante de la maîtrise d'œuvre indispensable à l'étude puis à la réalisation de tout projet.

Le modèle géologique et le contexte géotechnique général d'un site, définis lors d'une mission géotechnique préliminaire, ne peuvent servir qu'à identifier des risques potentiels liés aux aléas géologiques du site. L'étude de leurs conséquences et leur réduction éventuelle ne peut être faite que lors d'une mission géotechnique au stade de la mise au point du projet : en effet, les contraintes géotechniques de site sont conditionnées par la nature de l'ouvrage et variables dans le temps, puisque les formations géologiques se comportent différemment en fonction des sollicitations auxquelles elles sont soumises (géométrie de l'ouvrage, intensité et durée des efforts, cycles climatiques, procédés de construction, phasage des travaux notamment).

L'ingénierie géotechnique doit donc être associée aux autres ingénieries, à toutes les étapes successives d'étude et de réalisation d'un projet, et ainsi contribuer à une gestion efficace des risques géologiques afin de fiabiliser le délai d'exécution, le coût réel et la qualité des ouvrages géotechniques que comporte le projet.

L'enchaînement et la définition synthétique des missions types d'ingénierie géotechnique sont donnés dans les tableaux 1 et 2. Les éléments de chaque mission sont spécifiés dans les chapitres 7 à 9. Les exigences qui y sont présentées sont à respecter pour chacune des missions, en plus des exigences générales décrites au chapitre 5 de la présente n01me. L'objectif de chaque mission, ainsi que ses limites, sont rappelés en tête de chaque chapitre. Les éléments de la prestation d'investigations géotechniques sont spécifiés au chapitre 6.





**Extrait NF P 94-500—Enchaînement des missions d'ingénierie géotechnique**

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
	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
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	Mesures préventives pour la réduction des risques identifiés, mesures correctives	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	pour les risques résiduels avec détection au plus tôt de leur survenance	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 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)	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

## Extrait NF P 94-500-Classification des missions d'ingénierie géotechnique

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 PRELABLE (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 Etude 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 assiste le maître d'ouvrage pour l'établissement des Contrats de Travaux avec le ou les entrepreneurs retenus pour les ouvrages géotechniques.

- Etablir 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.

## Extrait NF P 94-500-Classification des missions d'ingénierie géotechnique (suite)

### **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 œuvre 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).

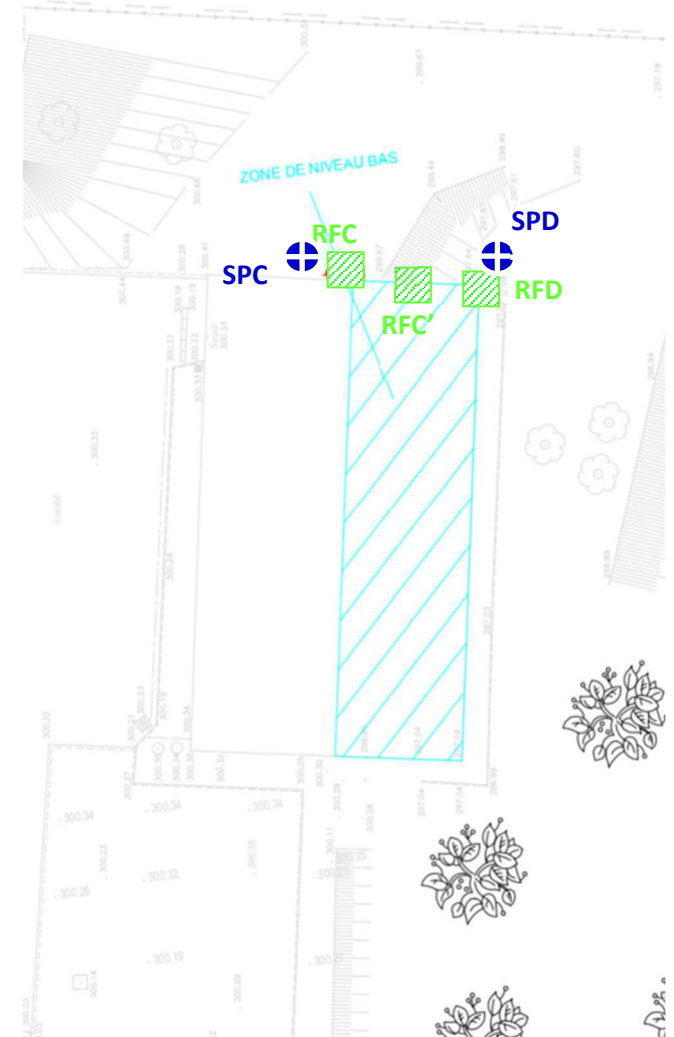
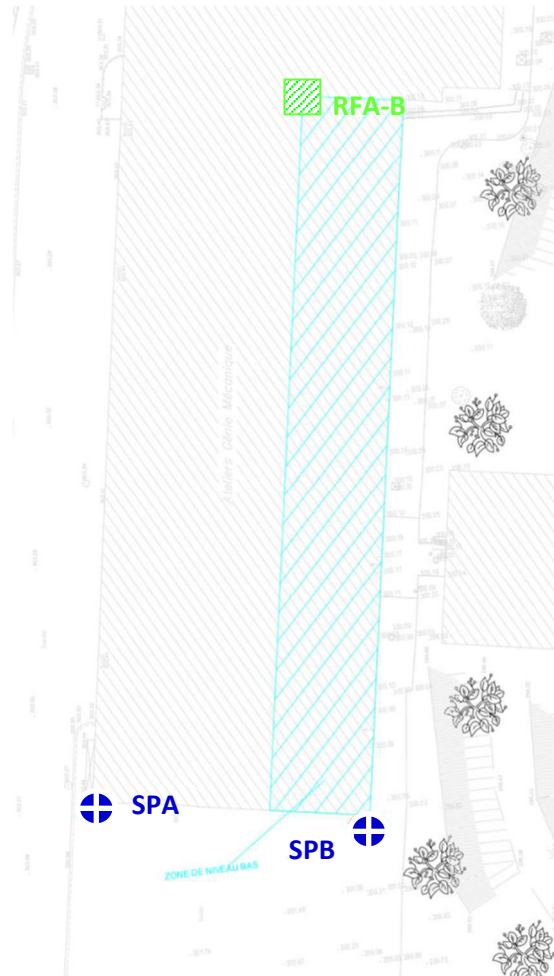
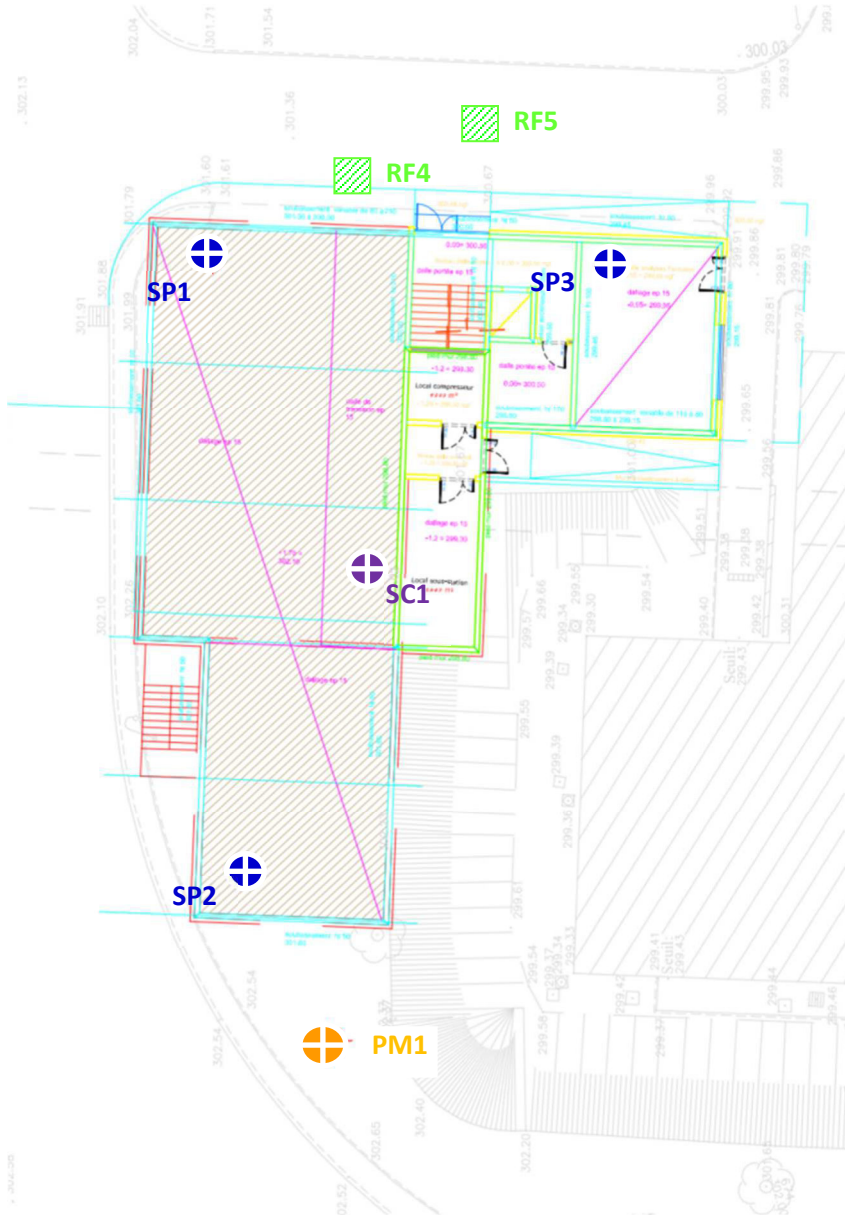
## ANNEXE 3 :

# SCHEMAS D'IMPLANTATION DES INVESTIGATIONS IN-SITU



**Légende :**

-  Sondage géologique et pressiométrique (SP1 à SP3 et SPA à SPD)
-  Sondage carotté (SC1)
-  Fouille de reconnaissance de fondation (RFA-B, RFC, RFC' et RFD)
-  Fouille à la pelle avec essai d'infiltration MATSUO (PM1)





## **ANNEXE 4 :**

# **RESULTATS DES SONDAGES ET ESSAIS IN-SITU**





# INFRANEO

Dossier  
IN-24-10262  
Client  
Univ. de Lorraine  
Forage  
SP1  
Chantier  
Villers-les-Nancy(54)

## Paramètres de forage

Date du début  
17/02/2025

Cote début  
302.00 m

Machine  
SOCOMAFOR 50

Prof (m)	Figuré	Description	Niveaux d'eau (m)	Outils de forage	Em (MPa)	PF* (MPa)	PL* (MPa)	Em/pL*
0.0		Terre végétale remblayée			-30 110 250	0 4 8	0 4 8	
1.0		Eboulis calcaires : Blocs, cailloux calcaires à +/- de matrice argilo-limoneuse à sableuse brune			14.7	1.25	≥1.42	10.3
2.0					45.2	1.46	3.05	14.8
3.0					13.6	0.61	1.05	13.0
4.0					33.2	1.06	1.9	17.5
5.0		Argile +/- calcaire grise (argilite)	13.20	Tarière continue Ø 64 mm	40.8	1.43	2.43	16.8
6.0					26.5	0.72	1.45	18.3
7.0					48.6	1.46	2.53	19.2
8.0					97.4	2.87	4.43	22.0
9.0					77.0	2.3	3.6	21.4
10.0					136.1	2.32	5.35	25.4
11.0					34.6	2.02	≥2.02	17.1
12.0								
13.0								
14.0								
15.0								
16.0								
17.0								
18.0								
19.0								
20.0								



# INFRANEO

Dossier  
IN-24-10262  
Client  
Univ. de Lorraine  
Forage  
SP2  
Chantier  
Villers-les-Nancy(54)

## Paramètres de forage

Date du début  
18/02/2025

Cote début  
302.33 m

Machine  
SOCOMAFOR 50

Prof (m)	Figuré	Description	Niveaux d'eau (m)	Outils de forage	Em (MPa)	PF* (MPa)	PL* (MPa)	Em/pL*
0.0		Terre végétale remblayée			-30 110 250	0 4 8	0 4 8	
1.0		Eboulis calcaires : Blocs, cailloux calcaires à +/- de matrice argilo-limoneuse à sableuse brune			12.4	0.74	≥0.90	13.7
2.0					13.0	0.60	1.07	12.1
3.0					13.2	0.77	1.39	9.5
4.0		Argile brune à quelques cailloux et blocs calcaires			27.4	1.04	2.18	12.5
5.0					15.2	0.96	≥1.28	11.8
6.0		Argile +/- calcaire grise (argilites)			29.7	0.71	1.53	19.4
7.0					24.9	1.02	≥1.34	18.6
8.0					93.4	4.32	≥4.73	19.8
9.0					176.3	3.76	≥4.73	37.2
10.0					157.2	3.7	≥4.41	35.7
11.0		Alternance de bancs d'argile +/- calcaire grise (argilite) et de bancs calcaires						
12.0								
13.0								
14.0								
15.0								
16.0								
17.0								
18.0								
19.0								
20.0								



# INFRANEO

Dossier  
IN-24-10262  
Client  
Univ. de Lorraine  
Forage  
SP3  
Chantier  
Villers-les-Nancy(54)

## Paramètres de forage

Date du début  
18/02/2025

Cote début  
301.25 m

Machine  
SOCOMAFOR 50

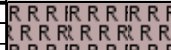
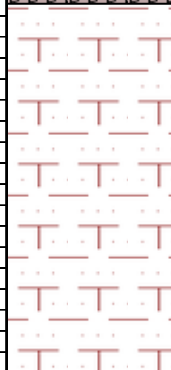
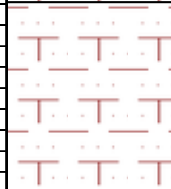



Prof (m)	Figuré	Description	Niveaux d'eau (m)	Outils de forage	Em (MPa)	PF* (MPa)	PL* (MPa)	Em/pL*
					-30 110 250	0 4 8	0 4 8	
0.0		Terre végétale argileuse remblayée						
1.0		Blocs calcaires brun à beige			28.5	1.04	≥1.36	21.0
2.0		Eboulis calcaires : Blocs, cailloux calcaires à +/- de matrice argilo-limoneuse à sableuse			10.2	0.52	≥0.67	15.2
3.0					14.0	1.28	≥1.28	10.9
4.0					26.9	1.38	2.63	10.2
5.0					21.4	1.11	2.11	10.1
6.0		Alternance d'argile brune et de blocs calcaires			28.5	1.24	≥1.65	17.3
7.0		Eboulis calcaires : blocs et cailloux calcaires à +/- de matrice argileuse	8.00	Tarière continue Ø 64 mm				
8.0								
9.0								
10.0								
11.0		Argile +/- calcaire grise (argilite)						
12.0								
13.0								
14.0								
15.0								
16.0								
17.0								
18.0								
19.0								
20.0								




### Paramètres de forage

Cote début  
302.10 m

Machine  
SOCOMAFOR 50

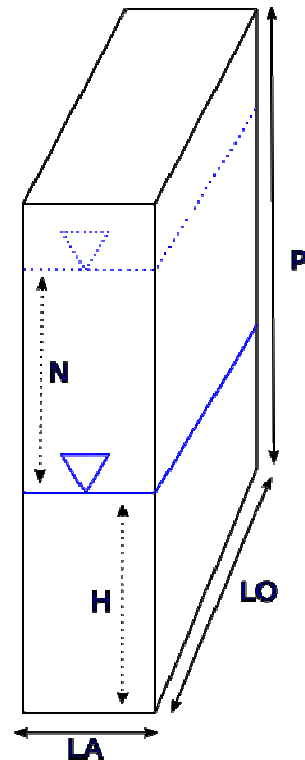
Profondeur	Lithologie	Niveau d'eau	Outil	Tubage	Récupération	Observations
					050100	
0.0	 Remblais argileux brun		Carrotier Battu Ø 116 mm	0.00 - 5.50 Tubage PW Ø 140 mm	<div></div>	
1.0	 Eboulis calcaires : Cailloux, blocs calcaires à +/- de matrice argilo-limoneuse à sableuse brune					
2.0						
3.0						
4.0	 Eboulis calcaires : Cailloux, blocs calcaires à +/- de matrice argilo-sableuse brune à rougeâtre					
5.0						
6.0	 Argile brune à grise		Carrotier Rotatif Ø 116 mm			
7.0	 Eboulis calcaires : Cailloux, blocs calcaires à +/- de matrice argileuse brune					
8.0	 Argile +/- calcaire grise (argilite)					
9.0						
10.0						
11.0						
12.0						
13.0						
14.0						
15.0						

 <b>INFRANEO</b>	<b>PROCES VERBAL D'ESSAIS</b>		
	<b>PERMEABILITE à la FOSSE à NIVEAU VARIABLE</b> (infiltration à niveau variable en sondage ouvert)		
<b>Affaire</b>	<b>Restructuration IUT</b>	Dossier	IN-24-10262
<b>Client :</b>	Université de Lorraine	Sondage	PM1
<b>Date :</b>	18/02/2025		

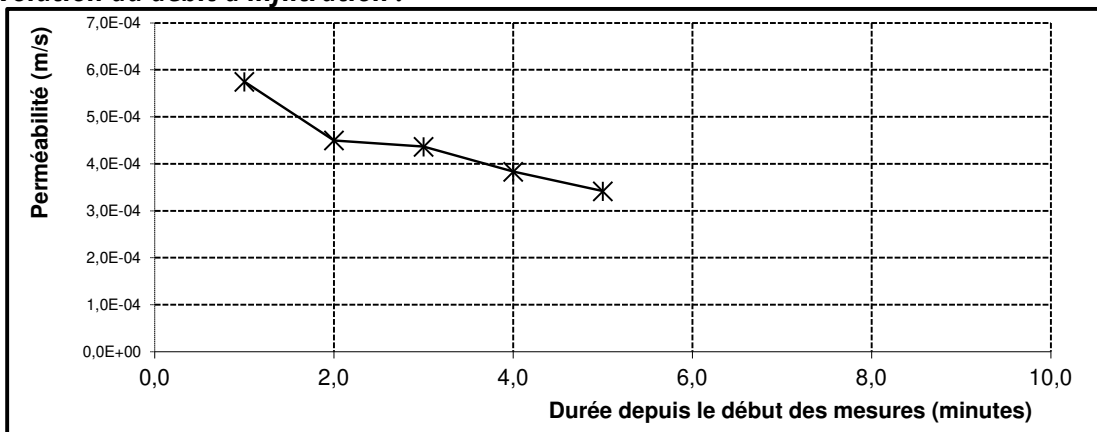
**Conditions :**

Météo :	Soleil	Profondeur P (m) :	2
Coupe du sol (m)		Mode sondage :	Mecanique
0,00 à 0,10	Terre végétale	Température de l'eau (°C) :	+10.0
0,10 à 2,00	Eboulis calcaires : Blocs, cailloux calcaires à +/- de matrice limono-argileuse brune	Longueur LO du sondage (cm) :	170,0
		Largeur LA du sondage (cm) :	60,0

T (min)	N (m)	H (m)	K (m/s)
0	1,25	0,75	
1	1,39	0,61	5,75E-04
2	1,46	0,54	4,50E-04
3	1,54	0,46	4,37E-04
4	1,58	0,42	3,83E-04
5	1,61	0,39	3,42E-04
10	Arrêt des relevés - Fouille sèche		
15			
20			
30			
45			
60			



**Evolution du débit d'infiltration :**



**Observations :**

Tranche de sol testée (m) :	de	1,25	à	2,00
-----------------------------	----	------	---	------

**Résultat :**

Perméabilité ramenée à +20°C :	1816,6	mm/h
	5,0E-04	m/s





# INFRANEO

Dossier  
IN-24-10262  
Client  
Univ. de Lorraine  
Forage  
SPC  
Chantier  
Villers-les-Nancy(54)

## Paramètres de forage

Date du début  
24/02/2025

Cote début  
300.20 m

Machine  
SOCOMAFOR 50

Prof (m)	Figuré	Description	Niveaux d'eau (m)	Outils de forage	Em (MPa)	PF* (MPa)	PL* (MPa)	Em/pL*
					-30 95 220	0 2 4	0 2 4	
0.0		Terre végétale argileuse remblayée						
1.0								
2.0								
3.0								
4.0								
5.0		Eboulis calcaires : blocs, cailloux calcaires à +/- de matrice argilo-limoneuse à sableuse brune et quelques passages de bancs calcaires						
6.0								
7.0								
8.0								
9.0								
10.0								



# INFRANEO

Dossier  
IN-24-10262  
Client  
Univ. de Lorraine  
Forage  
SPD  
Chantier  
Villers-les-Nancy(54)

## Paramètres de forage

Date du début  
24/02/2025

Cote début  
297.15 m

Machine  
SOCOMAFOR 50

Prof (m)	Figuré	Description	Niveaux d'eau (m)	Outils de forage	Em (MPa)	PF* (MPa)	PL* (MPa)	Em/pL*
					-30 95 220	0 2 4	0 2 4	
0.0		Terre végétale brune remblayée						
1.0								
2.0								
3.0					19.0	0.77	≥0.90	21.2
4.0					14.3	0.50	≥0.66	21.6
5.0		Eboulis calcaires : blocs, cailloux calcaires à +/- de matrice argilo-limoneuse à sableuse brune		Tricône diamètre 64 mm	57.7	2.23	≥2.23	25.9
6.0					8.6	0.51	≥0.65	13.1
7.0								
8.0								
9.0								
10.0								

Sondage : **RF C'**
Date d'intervention : **17/02/2025**
Adresse : **Rue du Doyen Urion - Villers-lès-Nancy (54)**

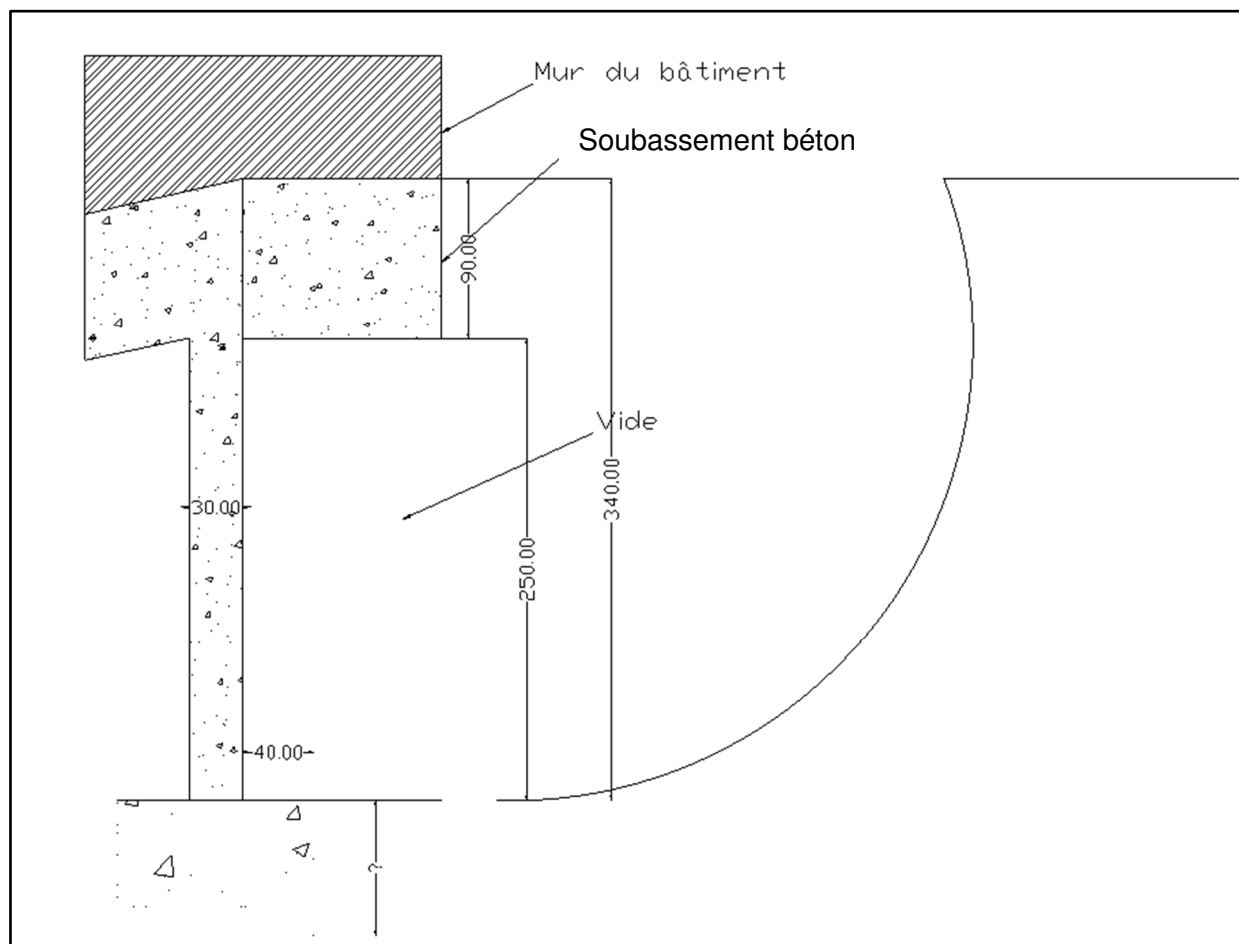
### FONDATION

- ▶ Type de fondation : Massif isolé en béton avec plusieurs niveaux ?
- ▶ Nature : Béton
- ▶ Couche d'assise : Argile limono-sableuse à cailloutis calcaires (Terrain Naturel)
- ▶ Encastrement : > 3.4 m/Terrain actuel

### OBSERVATIONS

- ▶ Pas de venue d'eau dans la fouille

### VUE EN COUPE



Sondage : **RF C'**Date d'intervention : 17/02/2025Adresse : Rue du Doyen Urion - Villers-lès-Nancy (54)

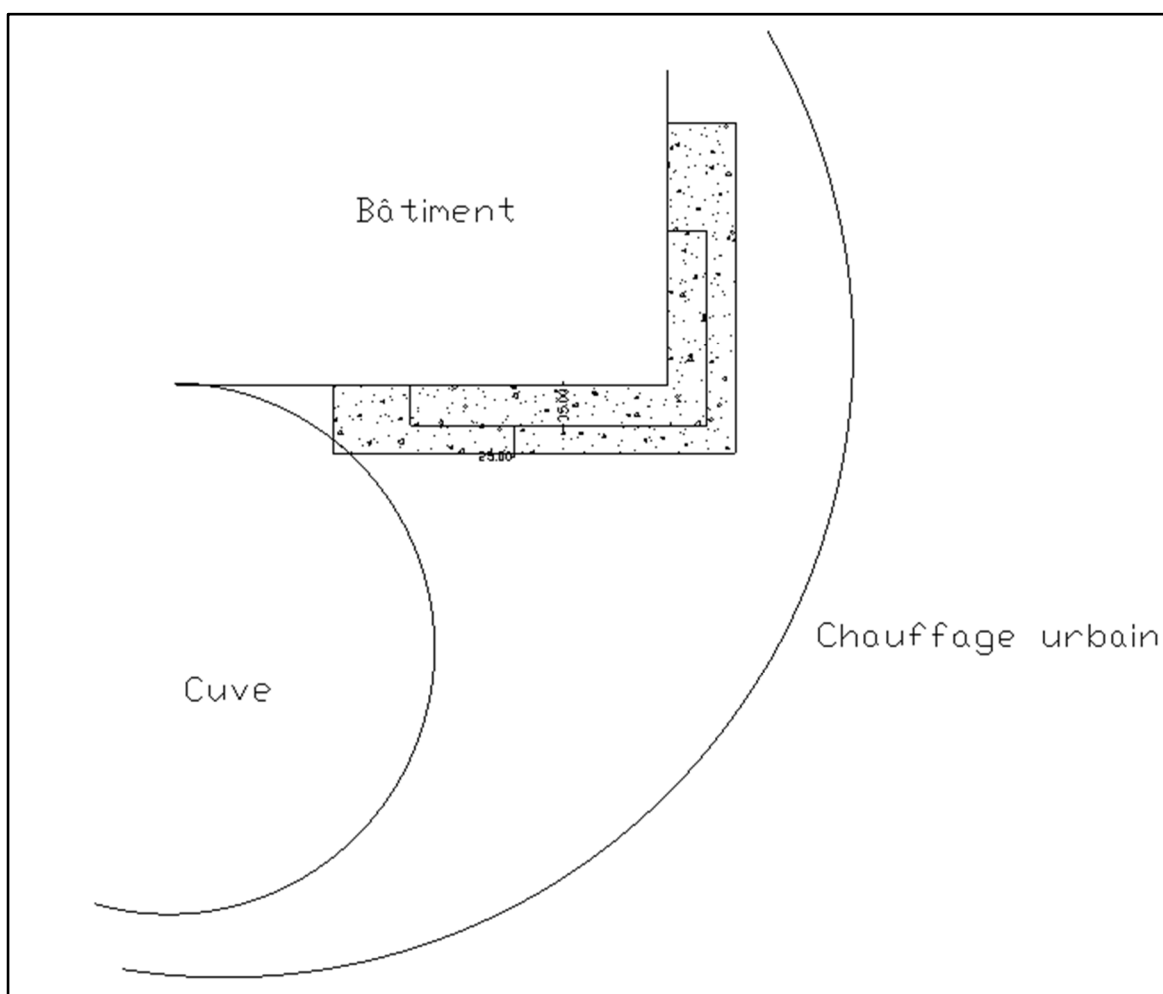


Sondage : **RFC**Date d'intervention : **17/02/2025**Adresse : **Rue du Doyen Urion - Villers-lès-Nancy (54)****FONDATION**

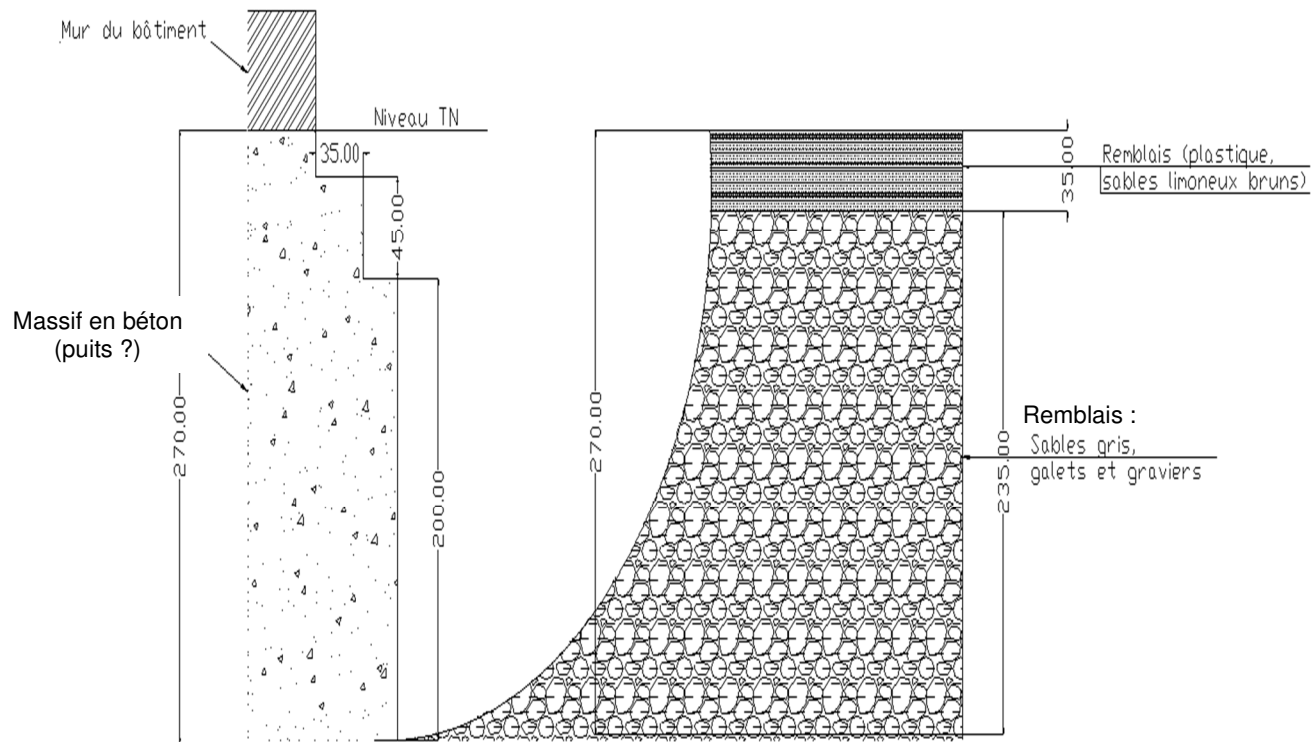
- Type de fondation : Massif isolé en béton avec deux niveaux
- Nature : Béton
- Couche d'assise : Non reconnue
- Encastrement : > 2.7 m/Terrain actuel

**OBSERVATIONS**

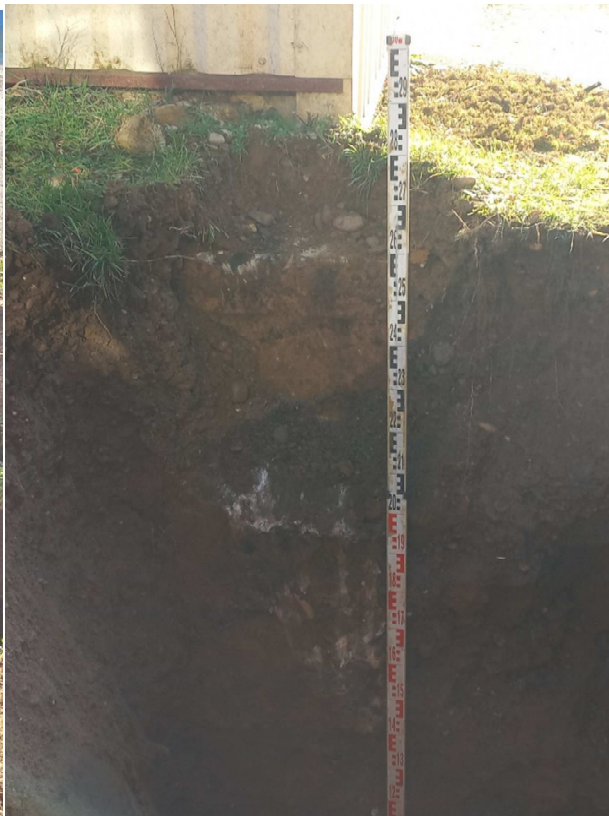
- Pas de venue d'eau dans la fouille.
- Refus à la pelle mécanique à 2.7 m de profondeur.
- **Présence d'une cuve et d'une canalisation de chauffage urbain au droit de la fondation.**

**VUE EN PLAN**

VUE EN COUPE





Sondage : **RFC**Date d'intervention : 17/02/2025Adresse : Rue du Doyen Urion - Villers-lès-Nancy (54)

Sondage : **RFD**
Date d'intervention : **17/02/2025**
Adresse : **Rue du Doyen Urion - Villers-lès-Nancy (54)**

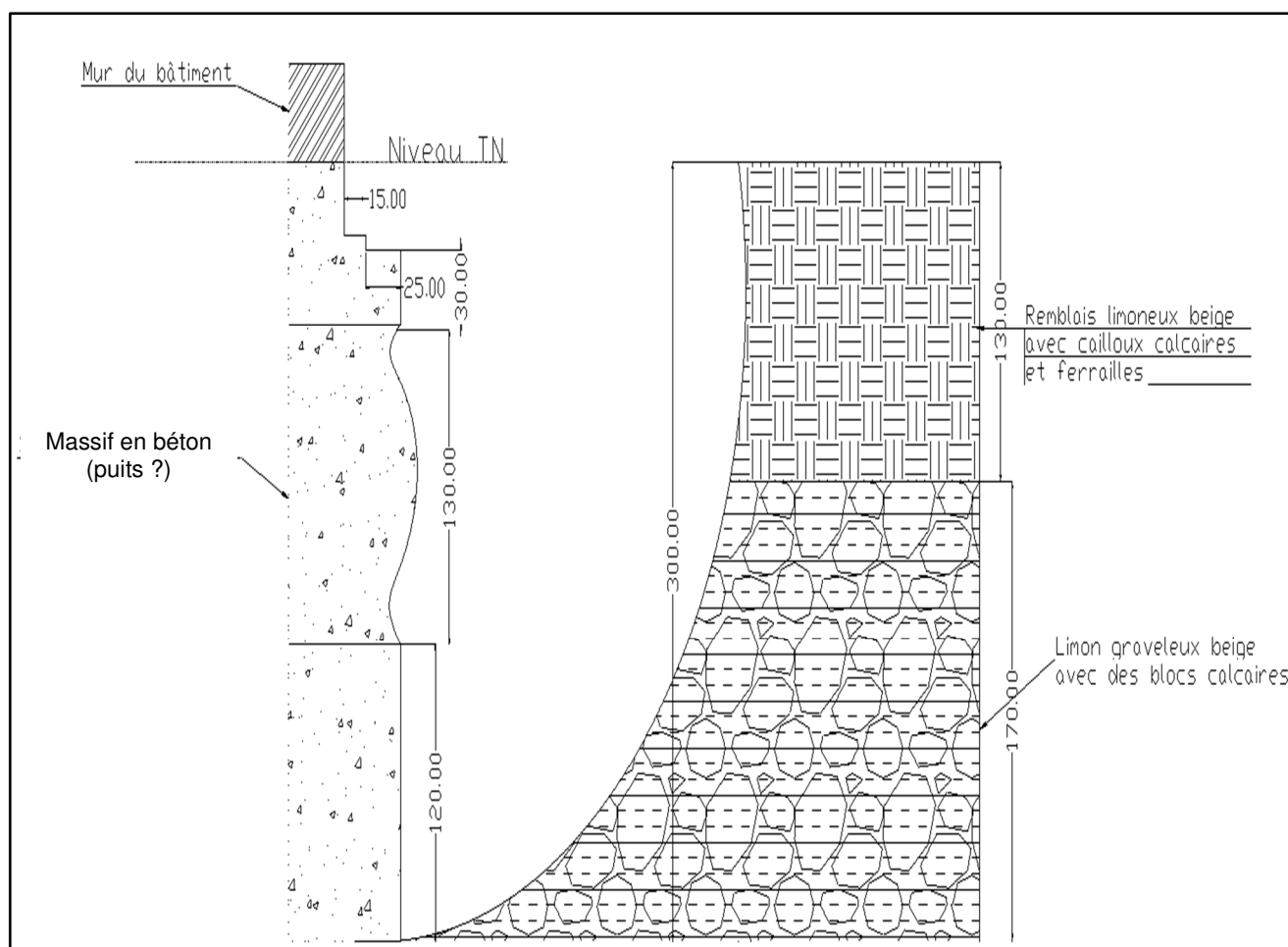
### FONDATION

- ▶ Type de fondation : Massif isolé en béton
- ▶ Nature : Béton
- ▶ Couche d'assise : Limon beige à cailloux et blocs calcaires (Terrain Naturel)
- ▶ Encastrément : > 3.0 m/Terrain actuel

### OBSERVATIONS

- ▶ Pas de venue d'eau dans la fouille.

### VUE EN COUPE





Sondage : **RFD**Date d'intervention : 17/02/2025Adresse : Rue du Doyen Urion - Villers-lès-Nancy (54)