AGENCE NORD | Parc d'activité de la Broye - 59710 Ennevelin
☎ 03 20 16 88 98 🖷 03 20 16 88 99 ✉ contact-nord@geomeca.fr
www.geomeca.fr













# COMMUNE DE LESQUIN (59)

Site de l'Aéroport

## Construction de la nouvelle salle technique de l'aéroport de Lille-Lesquin

## *Etude géotechnique de conception (G2) Phase Projet (PRO)*

| Référence | Date | Version | Total p. |
|---|---|---|---|
| 26-264 | 27/05/2026 | 2 | 69 |

**Suivi des modifications**

| Version | Rédacteur | Relecteur | Date | Chapitres modifiés | Commentaires |
|---|---|---|---|---|---|
| 1 | M. GIBON | M. SOUQUIERE | 27/05/2026 | - | - |
| 2 | M. GIBON | M. SOUQUIERE | 27/05/2026 | Ens. | Corrections mineures |

**- SOMMAIRE -**

**1. PRÉSENTATION GÉNÉRALE DE NOTRE MISSION ..... 4**
*1.1 Description de la mission selon la norme NF P 94-500 ..... 4*
*1.2 Enchainement des missions géotechniques ..... 4*
*1.3 Objet du marché & données du projet ..... 5*
**2. CONTEXTE DE L'ÉTUDE ..... 7**
*2.1 Données générales ..... 7*
*2.2 Description du site ..... 7*
*2.3 Contexte géologique ..... 12*
*2.4 Contexte Hydrogéologique ..... 12*
**3. INVESTIGATIONS GÉOTECHNIQUES ..... 13**
*3.1 Programme de reconnaissance et essais in-situ ..... 13*
*3.2 Analyses au laboratoire ..... 13*
**4. ANALYSE DES RISQUES NATURELS DU SITE ..... 14**
*4.1 Aléa remontée de nappe ..... 14*
*4.2 Risques liés aux cavités souterraines ..... 15*
*4.3 Informations sismiques ..... 18*
*4.4 Aléa retrait-gonflement des argiles ..... 19*
*4.5 Remarques générales ..... 19*
**5. RESULTATS DES INVESTIGATIONS GEOTECHNIQUES ..... 20**
*5.1 Géologie rencontrée ..... 20*
*5.2 Hydrologie-Hydrogéologie ..... 21*
*5.3 Résultats des analyses au laboratoire ..... 21*
5.3.1 Teneur en eau naturelle ..... 21
5.3.2 Valeur au bleu de méthylène ..... 21
*5.4 Résultats des essais in-situ ..... 22*
5.4.1 Examen du pressiogramme ..... 22
5.4.2 Interprétation des pressiogrammes ..... 24
5.4.3 Reconnaissance des fondations de l'existant adjacent au projet ..... 24
**6. ETUDE DES PARAMETRES SISMIQUES ..... 28**
*6.1 Le phénomène sismique ..... 28*
*6.2 Classe de sol ..... 28*
*6.3 Zonage réglementaire ..... 28*
*6.4 Influence du sol ..... 29*
*6.5 Catégorie d'importance sismique ..... 29*
*6.6 Accélération maximale ..... 30*
*6.7 Analyse du potentiel de liquéfaction des sols selon l'Eurocode 8 (NF EN 1998-5) ..... 30*
**7. DONNÉES DU PROJET ..... 31**

*7.1 Rappel des données générales ..... 31*
*7.2 Plan de fondations ..... 32*
*7.3 Descentes de charges brutes ..... 32*
*7.4 Combinaisons d'action considérées ..... 33*
*7.5 Descentes de charges combinées ..... 33*

**8. PHASAGE DES TRAVAUX ..... 34**

**9. DIMENSIONNEMENT DES FONDATIONS ..... 35**

*9.1 1ère approche de la Zone d'Influence Géotechnique ..... 35*
*9.2 Modèle géotechnique considéré ..... 35*
*9.3 Type de fondations envisageable ..... 36*
*9.4 Fondations superficielles par semelles filantes et isolées en béton armé ..... 36*
9.4.1 Ancrage et encastrement des fondations ..... 36
9.4.2 Vérification au soulèvement ..... 36
9.4.3 Vérification au renversement ..... 37
9.4.4 Vérification au glissement ..... 38
9.4.5 Vérification au poinçonnement ..... 40
9.4.6 Dimensionnement des fondations ..... 46
9.4.7 Interactions entre fondations ..... 46
9.4.8 Sujétions d'exécution générales ..... 47
*9.5 Remarques particulières ..... 49*

**10. DALLE BASSE ..... 51**

**11. PRÉCONISATIONS VIS-A-VIS DES TERRASSEMENTS ..... 53**

*11.1 Drainage ..... 53*
*11.2 Réalisation des terrassements ..... 53*
*11.3 Talutage / Blindage ..... 54*

**12. ANNEXES ..... 56**

*12.1 Extrait de la norme NF P 94-500 révisée en 2013 Classification et enchaînement des missions types d'ingénierie géotechnique ..... 56*
*12.2 Plan d'implantation approximatif des sondages (de 2022) ..... 60*
*12.3 Localisation approximative des sondages (de 2026) ..... 60*
*12.4 Coupes géologiques et essais pressiométriques (de 2022) ..... 61*
*12.5 Fiches de recensement des cavités fournis par le BRGM lors d'une étude précédente ..... 64*
12.5.1 CAVITE NPCAW0000671 ..... 64
12.5.1 CAVITE NPCAW0000675 ..... 66
12.5.2 CAVITE NPCAA21000283 ..... 67
12.5.3 CAVITE NPCAA0000339 ..... 68

# 1. PRÉSENTATION GÉNÉRALE DE NOTRE MISSION

## 1.1 Description de la mission selon la norme NF P 94-500

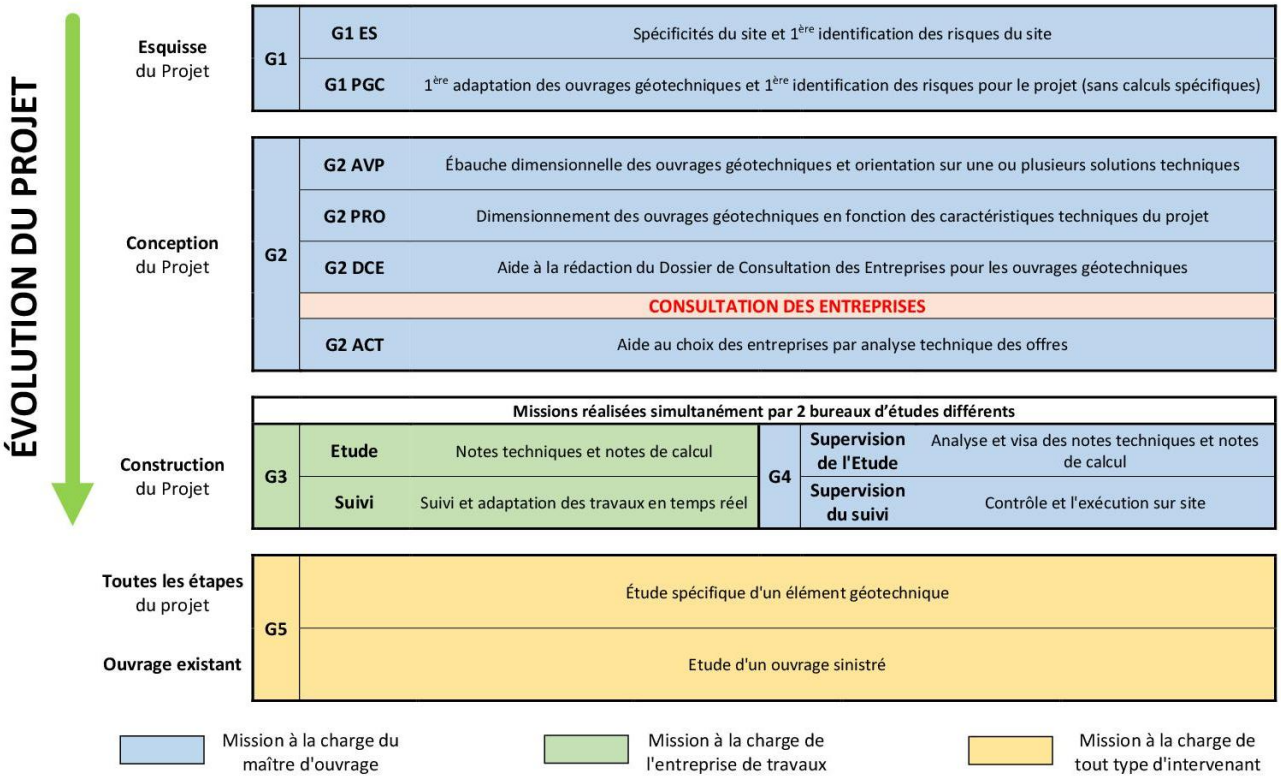
Selon la norme NF P 94-500 définissant les missions d'ingénierie géotechnique et leur enchainement, il nous a été confiée une mission d'étude géotechnique de conception, phase Projet (G2 PRO).

Cette étude a pour but de :

- Reprendre les éléments de l'étude G2 PRO référencée 22-209 et en date du 14/04/2022, suite à une modification du projet ;
- Déterminer le modèle géotechnique et hydrogéologique à prendre en compte au stade projet ;
- Dimensionner les ouvrages géotechniques ;
- Reconnaître les fondations existantes ;
- Donner des dispositions constructives générales.

## 1.2 Enchainement des missions géotechniques

La présente mission G2 PRO intervient en phase de conception du projet, avant consultation des entreprises comme expliqué dans le schéma synthétique ci-après :




Le maître d'ouvrage ou son mandataire doit veiller à la synchronisation des missions d'ingénierie géotechnique avec les phases effectives de la maîtrise d'œuvre du projet.

Une description plus détaillée des différentes missions géotechniques et de leur enchaînement est reprise en annexe du présent rapport.

### *1.3 Objet du marché & données du projet*

Il s'agit de la construction d'une nouvelle salle technique qui sera établie en simple rez-de-chaussée sans partie enterrée et sera d'une surface d'environ 250 m$^2$.

Le secteur d'étude est situé au sein de l'Aéroport de LESQUIN, dans la zone du bloc technique existant près de la tour de contrôle sur la commune de LESQUIN, dans le département du Nord (59).

Cette future salle technique se situe en lieu et place d'un ancien projet de bloc technique CVC, qui a fait l'objet, par nos soins, d'une mission G2 PRO en 2022 (étude référencée 22-209 en date du 14/04/2022).

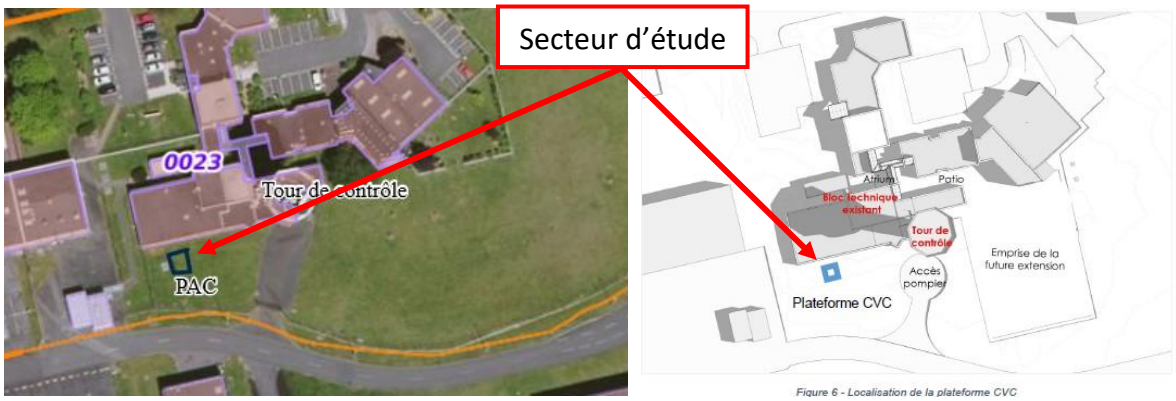


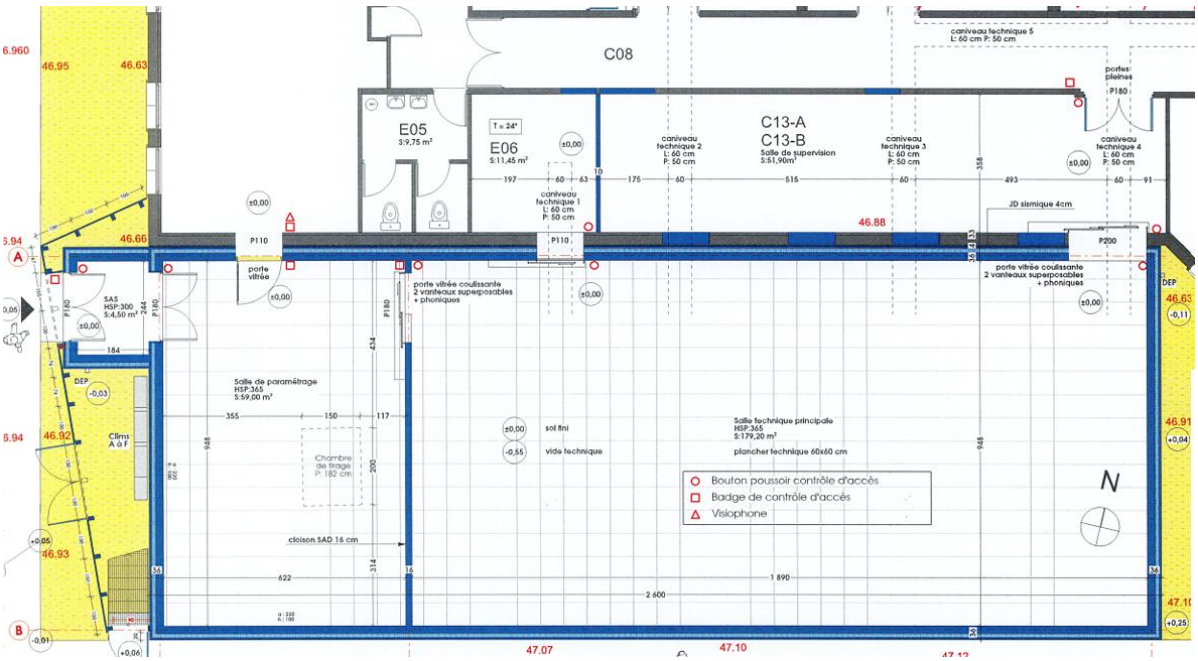

*Figure 6 - Localisation de la plateforme CVC*

**Documents transmis lors de notre précédente étude de 2022**




***Localisation du projet de 2026***

Le bâtiment projeté sera construit en mitoyenneté directe d'un bâtiment existant.




***Extrait du plan d'aménagement projeté***

En l'absence d'information concernant le calage altimétrique du projet, nous avons considéré que celui-ci serait installé sensiblement au même niveau que celui du terrain naturel lors de la réalisation des sondages.

Ainsi, nous avons considéré qu'aucune modification notable de la topographie du terrain n'est envisagée. Dans le cas contraire, il revient à la charge de la maîtrise d'ouvrage de nous fournir cette information, car nos conclusions risqueraient de na plus être adaptées.

# 2. CONTEXTE DE L'ÉTUDE

## 2.1 Données générales

Les pièces qui nous ont été fournies pour cette étude sont les suivantes :

- Plan d'aménagement du rez-de-chaussée projeté (au stade APD et en date du 03/04/2026);
- Descentes des charges et détails fondations, réalisés par KHEOPS Ingénierie (indice 0 en date du 03/04/2026).

Les intervenants sont :

| | | |
|---|---|---|
| **Maître d'ouvrage** | dgac | **DGAC DIRECTION DES SERVICES DE LA NAVIGATION AERIENNE**<br>59 814 LESQUIN |
| **Conducteur d'opération** | | **DGAC – SNIA NORD – POLE PARIS CDG ANTENNE DE LILLE**<br>59 813 LESQUIN |
| **Bureau d'études** | KHEOPS Ingénierie | **KHEOPS INGENIERIE**<br>280 rue Salvador Allende<br>59 120 LOOS |
| **Architecte** | qbisarchitecture SARL d'architecture | **QBIS ARCHITECTES**<br>18 rue du pont de l'Abbaye<br>59 520 MARQUETTE LEZ LILLE |
| **Bureau d'étude de sols et entreprise de sondages** | GÉO MÉCA | **GEOMECA**<br>P.A. de la Broye<br>59 710 ENNEVELIN |

## 2.2 Description du site

Au jour de notre intervention le 26/05/2026, le site d'étude correspondait principalement à une zone enherbée.

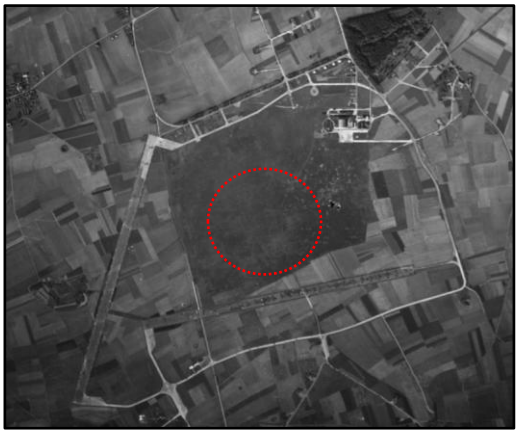
Il est à préciser qu'aucun plan topographique ne nous a été fourni.

Par ailleurs, aucune information sur l'occupation antérieure du site ne nous a été transmise.

Nous avons analysé une série de photographies aériennes du secteur d'étude afin de détecter tout éventuel indice pouvant supposer la présence d'anomalies au droit du site. Les anomalies recherchées sont diverses : constructions ou aménagements spécifiques, fosses, tranchées, ancien cours d'eau, puits de cavités souterraines etc.

D'après l'observation des photographies aériennes anciennes, la parcelle était anciennement occupée par des champs (cf. photographie de 1950) puis progressivement par de nouvelles constructions des terminaux et structure opérationnelles de l'aéroport (cf. photographie aérienne de 2009). On note la présence d'une structure excavée évoquant un bassin EP envahi par des arbres dans un second temps (cf. photographie de 1978) puis remblayé suites à des opérations de terrassements entre 2000 et 2002.

Les photographies analysées sont présentées ci-après. Un cercle en pointillés rouge situe approximativement la zone d'étude.



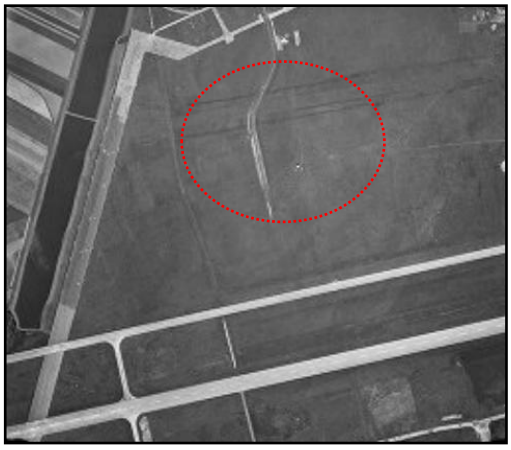
***Photographie aérienne 1 du secteur d'étude en 1950 (source : Géoportail)***



***Photographie aérienne 2 du secteur d'étude en 1955 (source : Géoportail)***



***Photographie aérienne 3 du secteur d'étude en 1957 (source : Géoportail)***



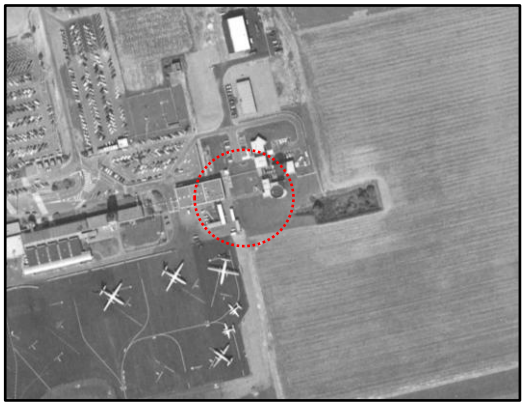
***Photographie aérienne 4 du secteur d'étude en 1960 (source : Géoportail)***



***Photographie aérienne 5 du secteur d'étude en 1964 (source : Géoportail)***



***Photographie aérienne 6 du secteur d'étude en 1978 (source : Géoportail)***



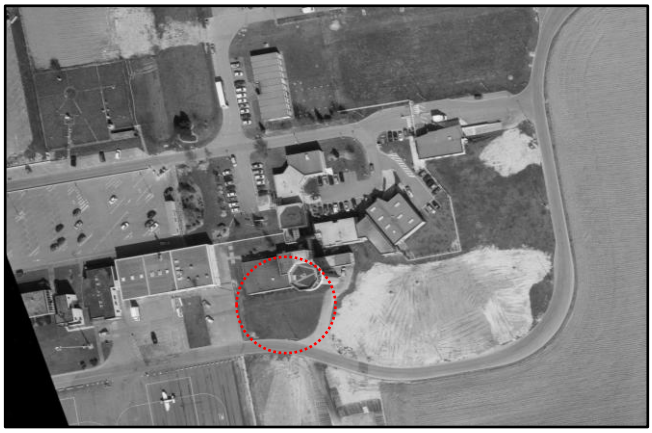
***Photographie aérienne 7 du secteur d'étude en 1989 (source : Géoportail)***



***Photographie aérienne 8 du secteur d'étude en 1995 (source : Géoportail)***



***Photographie aérienne 9 du secteur d'étude en 2000 (source : Géoportail)***



***Photographie aérienne 10 du secteur d'étude en 2002 (source : Géoportail)***



***Photographie aérienne 11 du secteur d'étude en 2009 (source : Géoportail)***

L'analyse des photographies aériennes a mis en évidence sur le secteur d'étude :

- des traces de formes ovoïdes pouvant correspondre à des impacts d'obus liés à la deuxième Guerre Mondiale (cf. photo datée de 1950) ;

- des traces de linéaires pouvant correspondre à plusieurs origines telles un aménagement de terrain, à des terrassements, des traces de passages d'engins, des galeries souterraines ;

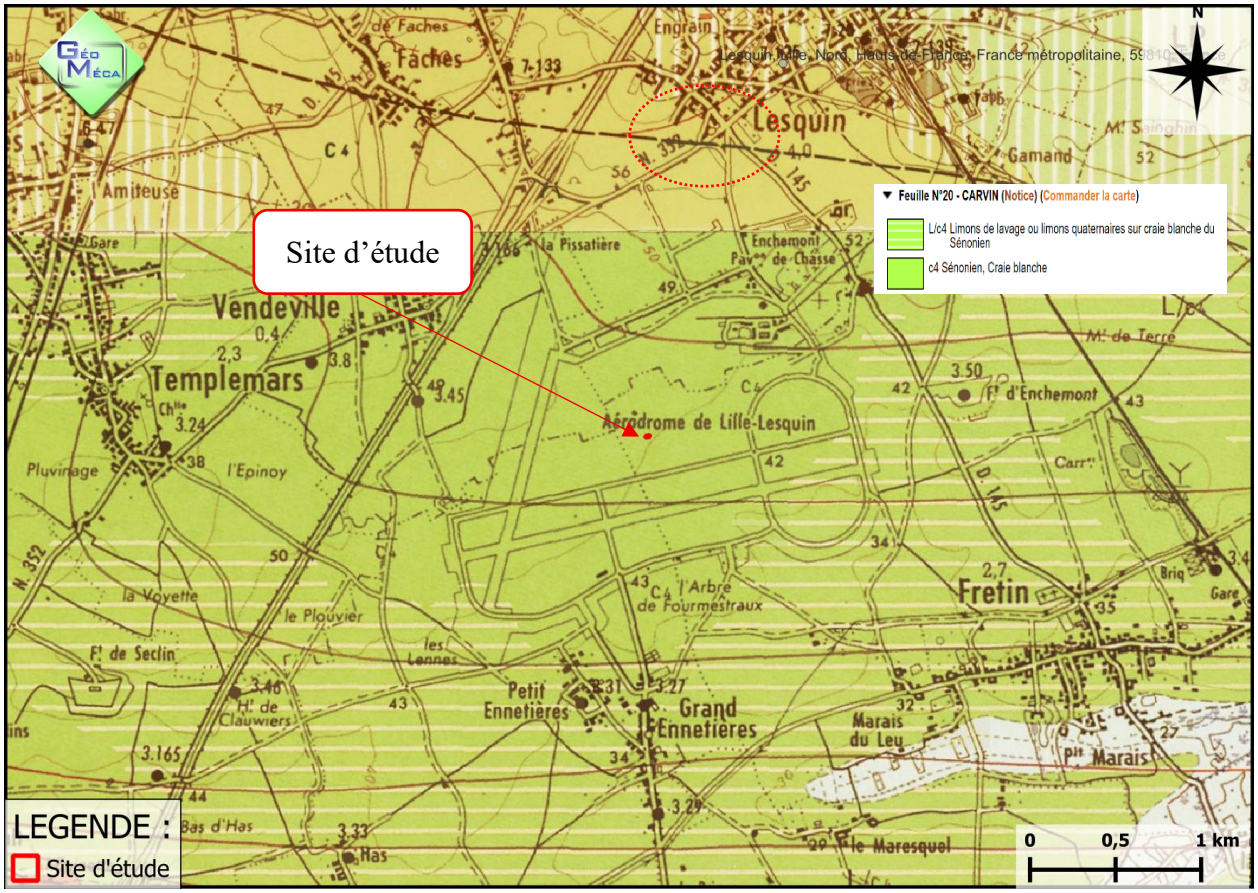
- la présence supposée d'un bassin dans une zone proche avec présence d'arbre (cf. photos datées de 1978 à 2000) ;

- Terrassement entre 2000 et 2002 du bassin et terrassement généraux (cf. photo datée de 2002).

Il est à noter que l'analyse des photographies aériennes présentées au sein du présent chapitre constitue **un examen sommaire** des photographies aériennes et non de la « photo-interprétation ». Par ailleurs la qualité des analyses dépend fortement de la qualité des photographies.

## 2.3 Contexte géologique

D'après la carte géologique du secteur d'étude (feuille de CARVIN) éditée par le BRGM, la géologie attendue au droit du site se trouve à la limite de deux ensembles :




- **Eventuellement limon de lavage (Quaternaire)** : leur épaisseur est variable et leur composition dépend de la nature du sous-sol qu'ils recouvrent.

- **Craie blanche (Sénonien) :** cette assise est constituée d'une craie blanche fine avec passées de craie grise ou de craie blanche à silex, de craie phosphatée et de craie grise assez dure avec nodules de phosphate de chaux.

## 2.4 Contexte Hydrogéologique

L'hydrogéologie est un paramètre important dans le cadre de notre étude. La présence d'une nappe peu profonde au droit du projet peut avoir une influence importante sur le dimensionnement des fondations ainsi que sur la gestion des travaux.

D'après la lithologie attendue au droit du site, des circulations d'eau sont possibles dans les horizons superficiels en période pluvieuse.

D'après la lithologie attendue au droit du site, un réseau aquifère est présent au sein du réseau de fissures de la craie du Sénonien.

# 3. INVESTIGATIONS GÉOTECHNIQUES

## 3.1 Programme de reconnaissance et essais in-situ

Lors de notre précédente mission G2 PRO de 2022, les travaux sur le terrain ont consisté en la réalisation de :

- 1 sondage pressiométrique (**PR1**) descendu à 15,50 m/TN (par rapport au Terrain Naturel au jour de nos sondages) avec prélèvements d'échantillons remaniés et essais pressiométriques tous les mètres jusque 3,00 m puis tous les 1,50 m jusqu'à la base du sondage ;
- 2 sondages de reconnaissance géologiques (**S1 à S2**) descendus à 4,50 m/TN avec prélèvements d'échantillons remaniés.

Pour cette présente mission G2PRO de 2026, les travaux complémentaires sur le terrain ont consisté en la réalisation de :

- 2 fouilles de reconnaissance des fondations existantes (**RF1 et RF2**) descendues, respectivement, à 1,3 m et 0,9 m/TN.

Ces investigations sont reportées sur les plans d'implantation présentés en annexe (p. 60).

Un relevé du niveau d'eau a également été réalisé dans l'ensemble des sondages.

## 3.2 Analyses au laboratoire

Lors de notre précédente mission G2PRO de 2022, les prélèvements d'échantillons ont fait l'objet d'identification en laboratoire, à savoir :

- des mesures de la teneur en eau naturelle ;
- 1 Valeur au Bleu de Méthylène.

# 4. ANALYSE DES RISQUES NATURELS DU SITE

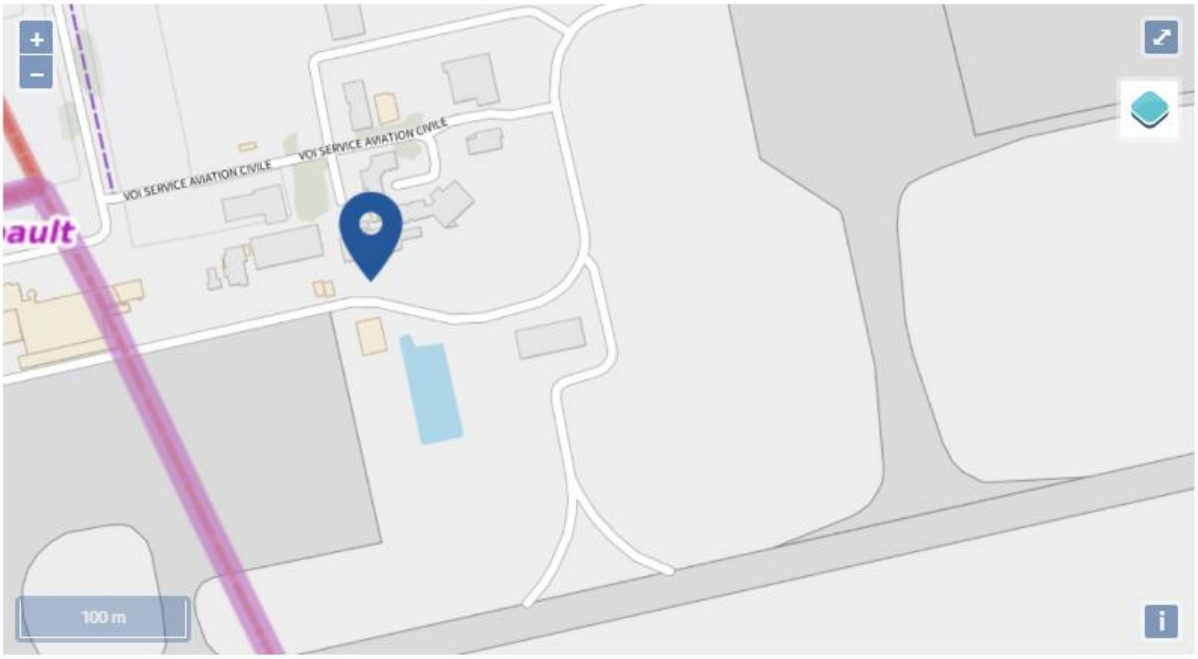
Nous présentons ici une synthèse des risques naturels recensés au droit de la parcelle par le BRGM (source : georisques.gouv.fr).

## 4.1 Aléa remontée de nappe

Dans son dossier Départementale des Risques Majeurs (DDRM), la préfecture a classé la commune à risque pour les aléas et sous aléas : *Inondation.*

Par ailleurs, la commune a déjà fait l'objet de déclarations de catastrophe naturelles (CTNAT) liées à des *Inondations* et/ou des *Coulées de Boue*.

D'après les informations du BRGM, un risque Inondation est présent à proximité directe du site d'étude : voir la carte du périmètre des servitudes d'utilité publique d'un PPR présenté à la suite (source : *http://www.georisques.gouv.fr*).




Le niveau d'exposition aux remontées de nappes au droit du site est : Pas de débordement de nappe ni d'inondation de cave.



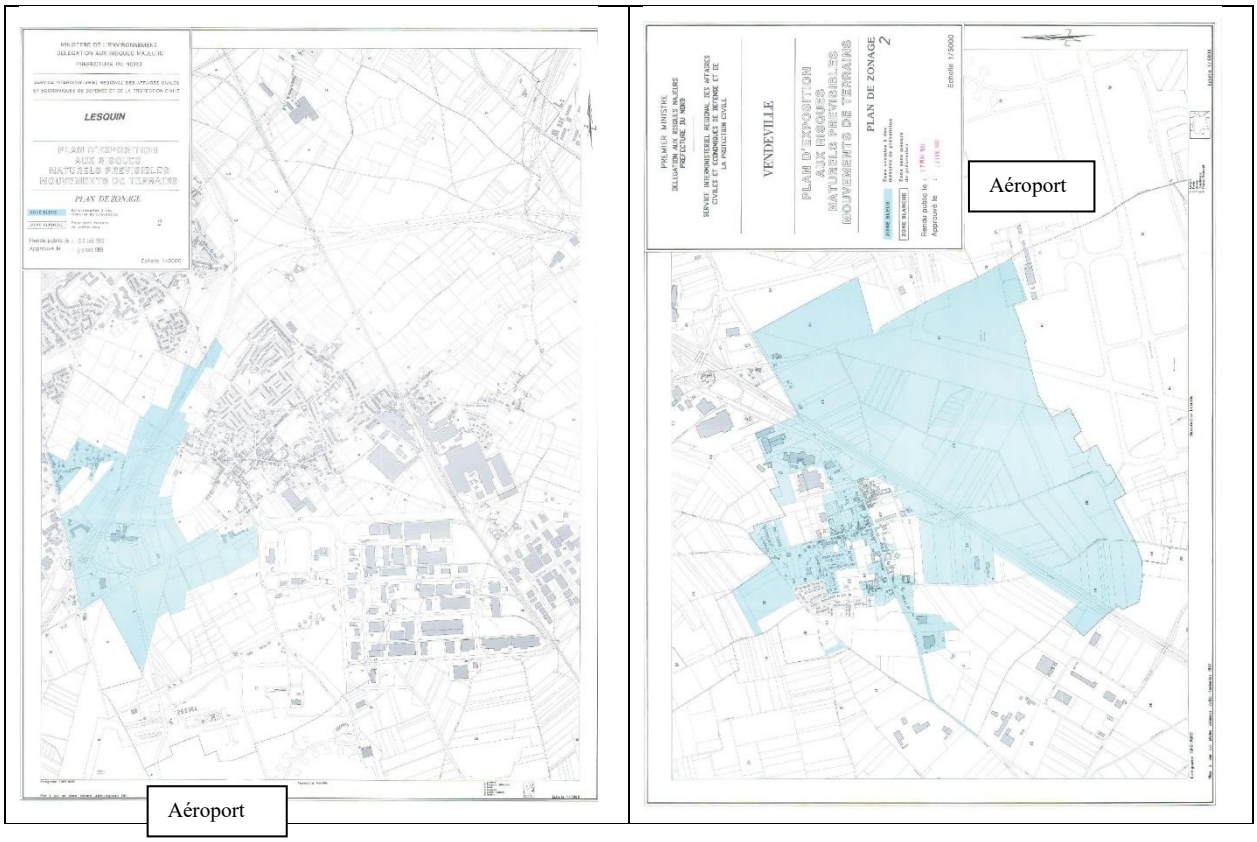

***Risques liés aux remontées de nappe (source : http://www.georisques.gouv.fr)***

## *4.2 Risques liés aux cavités souterraines*

D'après la base de données du BRGM, deux cavités souterraines sont recensées sur le territoire de la commune de FRETIN :

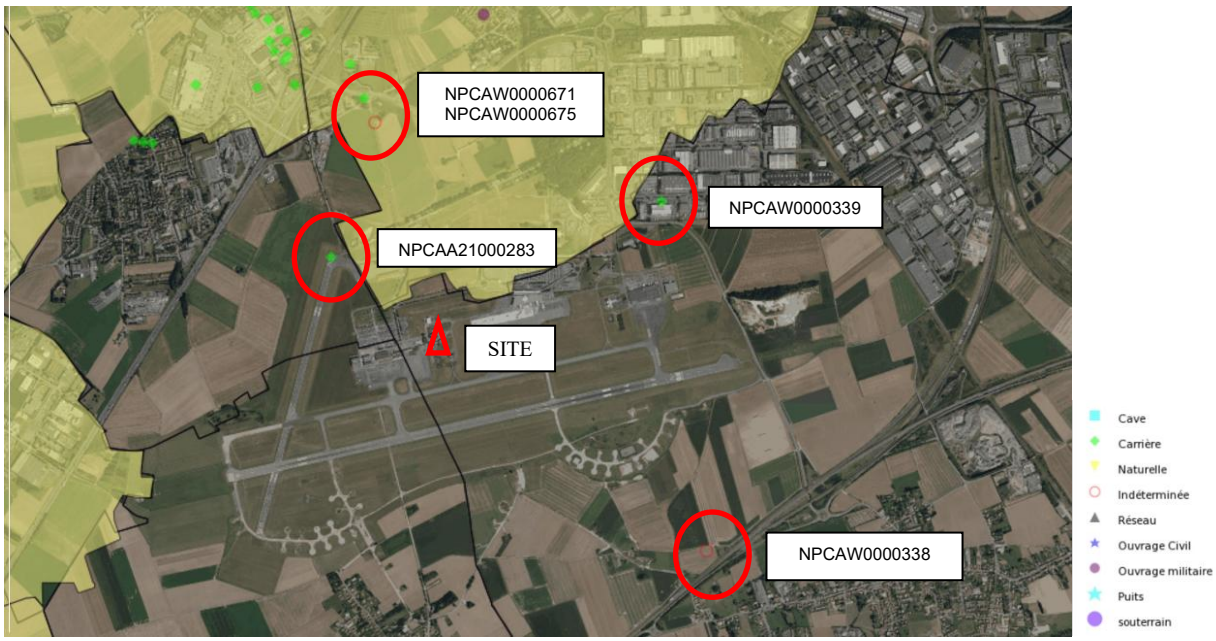
| Identifiant | Nom | Type |
|---|---|---|
| NPCAW0000338 | Tassements dans un champ Chemin de Tournai | indéterminé |
| NPCAW0000339 | Effondrement d'une catiche au Centre Régional de Transport (CRT) | carrière |

Le secteur d'étude appartient à la commune de FRETIN qui ne possède pas à ce jour de Plan d'Exposition aux Risques naturels prévisibles mouvements de terrain.
Néanmoins, l'aéroport de LILLE-LESQUIN est situé à cheval sur quatre communes dont deux ont établi un PER : LESQUIN et VENDEVILLE. Nous avons positionné l'aéroport sur les deux cartes et on peut apercevoir notamment sur la carte de Vendeville que l'aéroport est proche de zone bleue : zone où il est soumis des mesures de prévention :




***Carte de zonage des deux communes de LESQUIN (à gauche) et VENDEVILLE (à droite)***

D'après Géorisques *(http://www.georisques.gouv.fr/),* des cavités souterraines sont proches du secteur d'étude :




**Positionnement du site et des cavités environnantes**
***(Source : http://www.georisques.gouv.fr)***

Le tableau suivant reprend les descriptions faites pour les cavités souterraines indiquées ci-dessus sur le tableau par le BRGM et complétés après les résultats de l'enquête documentaire réalisée auprès du BRGM réalisée en 2016 lors d'une étude précédente :

| | |
|---|---|
| NPCAW0000671 | Catiches situées rue Jean Jaurès (A1 n° 606-702 – cadastre : 000 AB - 55) répertoriées le 08/02/91 : affaissement en voirie et ouverture d'une catiche en cours de travaux en février 1996 – ouverture d'une catiche suite à des travaux de terrassements le 28/08/1997 de 9.50 m de profondeur avec la voûte située à 1.80 m de profondeur – visite le 22/02/2006 attestant d'une bonne stabilité |
| NPCAW0000675 | Affaissement de terrain route de l'aéroport le 26/02/2008 à proximité d'une carrière de type catiche, origine inconnue – cadastre 000 AR - 119 |
| NPCAA21000283 | Catiches de l'aéroport de Lesquin – présence d'une carrière souterraine de craie de type catiches à l'extrémité nord de la piste nord-sud de l'aéroport de Lesquin (parcelle AE-23) |
| NPCAW0000339 | Effondrement d'une catiche au Centre Régional de Transport (CRT) – parcelle AB-157 entre 192 et 288 boulevard du Petit Quinquin – ouverture de la catiche au niveau d'un parking suite à des travaux d'assainissement en juillet 2001 (intervention du BRGM le 09/07/2001) |
| NPCAW0000338 | Tassements dans un champ Chemin de Tournai en Janvier 1994 – cadastre ZH au lieu dit Vindin Nord- Dimensions et origine inconnue |

Les plans de localisations et renseignements complémentaires sont joints en annexe.

Les enquêtes documentaires menées auprès des autres organismes que le BRGM (mairies des quatre communes, CEREMA, MEL, …) n'avaient pas obtenues de résultats constructifs pour l'étude voisine.

❖ **Risques liés aux tranchées de guerre**

Par ailleurs, il est à noter que la commune est située au sein du périmètre sapé lors de la première guerre mondiale.

La figure suivante présente un extrait d'une carte militaire du secteur de FRETIN sur laquelle figure de façon plus ou moins approximative des tranchées de la première guerre mondiale :




***Extrait d'une carte militaire situant les tranchées sur le secteur de FRETIN en octobre 1918 (Source : Mc Master University)***

D'après cette carte, des tranchées sont référencées sur la commune.

**Le secteur d'étude (voir cercle en pointillé noir représentant la position approximative du site) est notamment susceptible d'être impacté.**

Si cela n'a pas été fait dans le cadre des études préalables pour le lotissement, il peut être recommandé de réaliser une enquête auprès des services compétents (Mairie, BRGM, DDTM….). Cette enquête aura principalement pour but de définir la nécessité d'une campagne d'investigations complémentaires (sondages destructifs pour recherche de vides).

**Dans tous les cas, une vigilance accrue sera portée à la phase de terrassement des fondations, et toute anomalie nous sera signalée et fera l'objet de fouilles approfondies à la pelle dans l'emprise ou en périphérie du projet afin de détecter la présence d'éventuelles tranchées remblayées.**

## *4.3 Informations sismiques*

Nous informons que la commune de LESQUIN est située dans une zone sismique de type **2** : aléa **faible.**

## 4.4 Aléa retrait-gonflement des argiles

D'après la cartographie « aléa retrait gonflement des argiles », le secteur d'étude est situé dans une zone classée « aléa à priori nul ».




*Carte de l'exposition au retrait-gonflement des argiles (source : http://www.georisques.gouv.fr)*

## 4.5 Remarques générales

Il conviendra aux maîtrises d'ouvrage et d'œuvre de s'informer en mairie et en préfecture sur les prescriptions liées à ces risques.

# 5. RESULTATS DES INVESTIGATIONS GEOTECHNIQUES

## 5.1 Géologie rencontrée

Les investigations géotechniques ont permis de rencontrer les formations suivantes :

### Remblais

Une couche de remblais limoneux associée à de la terre végétale et racines, à des cailloutis divers, à des cassons de brique et à des granules de craie a été rencontrée au droit de l'ensemble des sondages sur une épaisseur comprise entre 0,50 et 0,80 m/TN.

*Remarque :*

- **Les résultats donnés par les sondages sont ponctuels et ce type de dépôts est susceptible de présenter des variations latérales et verticales, tant du point de vue de la nature que de l'épaisseur en particulier à proximité de site construit ;**
- On notera que la technique de sondage utilisée à la tarière hélicoïdale continue (sans tubage des horizons supérieurs) peut être à l'origine d'un manque de précision dans la détermination des épaisseurs de remblais et peut donner lieu à une surestimation en cas de retombées.

### Limon

Sous les remblais est présent un limon sableux plus ou moins argileux de teinte marron. Cette formation peut contenir des granules de craie.

Cette formation a été rencontrée jusqu'une profondeur d'environ 3,00 à 3,30 m/TN au droit des sondages.

### Craie

Sous les limons a été rencontré une craie de teinte blanche, limoneuse en tête et ce jusqu'à la base des sondages soit vers 4,50 et 15,50 m/TN.

*Notons que le toit du substratum crayeux est susceptible de présenter des variations altimétriques d'un point à un autre.*

Les sondages ont donné lieu à l'établissement de coupes géologiques jointes en annexe.

## 5.2 Hydrologie-Hydrogéologie

Aucun niveau d'eau n'a pu être relevé dans les sondages lors de nos investigations en février 2022, cependant des venues d'eau sont probables. En effet, lors d'une étude précédente pour un projet avoisinant des venues d'eau avaient été rencontrées vers 4,0 – 6,0 m de profondeur.

Notre intervention étant ponctuelle, elle ne permet pas de fournir des informations hydrogéologiques suffisantes pour apprécier la variation des nappes et circulation d'eau. **La caractérisation des niveaux d'eau pourra être réalisée par l'intermédiaire d'un piézomètre à mettre en œuvre sur site.**

Par ailleurs, la nature des horizons rencontrés en tête de forage peut être à l'origine d'une accumulation d'eau en période pluvieuse.

Il y aura donc lieu de mettre en œuvre une barrière anti-capillarité afin de limiter les remontées d'humidités et collecter ces eaux avant tout coulage des bétons.

La mise en place d'un drainage périphérique devra également être envisagée, son exécution devra être soignée afin de ne pas entrainer de venue d'eau en direction de la construction, l'entretien devra être suivi afin d'éviter tout colmatage et son exutoire devra être adapté (cf. DTU 20 .1). Les volumes d'eau collectés seront dirigés aussi loin que possible des fondations du projet ou de tout autre ouvrage.
Il sera indispensable d'éliminer tout risque d'infiltration ponctuelle préférentielle des eaux météoriques ou autres à la périphérie et sous la construction.

**Il conviendra de mettre en œuvre un pompage des eaux superficielles pour l'exécution des fondations. L'importance de ce pompage sera fonction d'une part de la période de réalisation des travaux et d'autre part de la rétention d'eau dans les remblais.**

## 5.3 Résultats des analyses au laboratoire

### 5.3.1 Teneur en eau naturelle

Les résultats des teneurs en eau naturelle sont reportés dans le tableau ci-dessous.

| Nom du forage | Profondeur (m/TN) | Géologie | Teneur en eau (%) |
|---|---|---|---|
| **PR1** | 0,05 – 0,70 | Remblais limoneux | 22,4 |
| **S1** | 0,80 – 3,20 | Limon | 24,3 |
| **S2** | 0,50 – 3,00 | Limon | 23,6 |

### 5.3.2 Valeur au bleu de méthylène

Cet essai permet d'évaluer la surface spécifique d'échange (ou surface active) d'un matériau argileux. Cet essai permet d'évaluer la surface spécifique d'échange (ou surface active) d'un matériau argileux, ce qui constitue un bon indicateur de sa susceptibilité au phénomène de retrait-gonflement.

Les résultats sont reportés dans le tableau ci-dessous.

| Nom du forage | Profondeur (m/TN) | Géologie | V.B.S. (g/100g de sol) |
|---|---|---|---|
| **PR1** | 0,70 – 3,00 | Limon | 2,1 |

On considère généralement (Chassagneux et al., 1996) que la sensibilité d'un matériau argileux varie de manière suivante en fonction de la valeur de bleu (VBS) :

| Valeur de bleu | Susceptibilité | Note géotechnique |
|---|---|---|
| **< 2,5** | **Faible** | **1** |
| 2,6 à 6 | Moyenne | 2 |
| 6 à 8 | Forte | 3 |
| > 8 | Très forte | 4 |

## 5.4 Résultats des essais in-situ

### 5.4.1 Examen du pressiogramme

Chaque essai pressiométrique détermine trois caractéristiques mécaniques essentielles du sol :

- **La pression limite nette** (***Pl****** en MPa) qui correspond à l'état limite de rupture et qui permet le calcul de la capacité portante ;
- **La pression de fluage nette** (***Pf****** en MPa) qui correspond à la limite entre le comportement pseudo-élastique et l'état plastique ;
- **Le module pressiométrique** (**Em** en MPa) qui caractérise le comportement contraintes déformations dans la phase pseudo-élastique de l'essai et permet ainsi l'estimation des tassements.

On trouvera les pressiogrammes en annexe (p. 61) avec, en regard des valeurs de *Pl**, *Pf** et *Em*, les coupes géologiques correspondantes.

Le rapport $E_M$/Pl est également fourni sur les coupes. Ce dernier permet notamment de déterminer le coefficient α appelé *coefficient rhéologique* ou *coefficient de structure* du sol. Ceci permet d'apprécier, entre autres, l'état de consolidation d'une couche de sol, ce qui permet de rattacher l'essai pressiométrique empiriquement à la théorie de consolidation. L'utilisation du coefficient α permet une bonne corrélation entre le module pressiométrique $E_M$ et le module œdométrique $E_{oed}$, ou le module de déformation des sols $E_s$ pour estimer les déformations à long terme (tassements, durée de consolidation, …).

La norme NF P94-261 donne un abaque sous forme de 2 tableaux pour la détermination des coefficients α en fonction du rapport $E_M$/Pl :

| Type | Tourbe | Argile | | Limon | | Sable | | Grave | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | α | $E_m$/Pl* | α | $E_m$/Pl* | α | $E_m$/Pl* | α | $E_m$/Pl* | α |
| Surconsolidé ou Très serré | - | >16 | 1 | >14 | 2/3 | >12 | 1/2 | >10 | 1/3 |
| Normalement consolidé ou Normalement serré | 1 | 9 - 16 | 2/3 | 8 - 14 | 1/2 | 7 - 12 | 1/3 | 6 - 10 | 1/4 |
| Sous-consolidé altéré et remanié ou Lâche | 1 | 7 - 9 | 1/2 | 5 - 8 | 1/2 | 5 - 7 | 1/3 | - | - |

| Roche | |
|---|---|
| Type | α |
| Très peu fracturée | 2/3 |
| Normalement fracturée | 1/2 |
| Très fracturée | 1/3 |
| Très altérée | 2/3 |

La consolidation est le phénomène de réduction progressive de volume en fonction du temps d'une couche de sol saturé sous l'action d'une contrainte totale normale constante.

La consolidation primaire est le tassement du sol sous l'action d'une contrainte par la dissipation des pressions interstitielles. C'est un phénomène fini, plus ou moins court dans le temps qui dépend notamment de la perméabilité des matériaux.

La consolidation secondaire vient à la suite de la consolidation primaire et constitue une deuxième phase de tassement lié, cette fois-ci, au réarrangement des grains constituant le sol. Elle est beaucoup plus longue dans le temps, mais reste généralement faible et négligeable dans la plupart des sols pour de faibles sollicitations, excepté dans les sols organiques, tourbeux ou généralement évolutifs comme les remblais et sols remaniés non compactés.

Chaque sol tend à devenir normalement consolidé. Un sol sous-consolidé tasse sous son propre poids, même sans contrainte appliquée et davantage sous l'effet d'une contrainte, même de faible intensité. Un sol surconsolidé est un sol déchargé qui aura tendance à voir son volume augmenter. Enfin, un sol normalement consolidé tassera sous l'effet d'une contrainte.

### *5.4.2 Interprétation des pressiogrammes*

Globalement, les essais pressiométriques réalisés montrent les éléments suivants :

**Remblais**

Aucun essai pressiométrique n'a été réalisé au sein des remblais.

Les remblais sont par nature des terrains remaniés, généralement non consolidés, très hétérogènes et potentiellement évolutifs dans le temps.
Ces essais apporteraient uniquement une donnée sur la compacité ponctuelle des remblais, il ne peut être utilisé pour juger de la compacité générale des remblais au droit du projet. Par définition, ces dépôts sont hétérogènes.

**Limon**

3 essais pressiométriques
2,5 < *Em* < 5,6 MPa
0,51 < $Pl^*$ < 0,61 MPa

Cette formation présente des caractéristiques géomécaniques globalement fermes.

**Craie**

8 essais pressiométriques
7,9 < *Em* < 100,0* MPa
1,09 < $Pl^*$ < 5,00* MPa

**valeur minima*

Cette formation présente des caractéristiques géomécaniques de type altérée à saine.

### *5.4.3 Reconnaissance des fondations de l'existant adjacent au projet*

Deux fouilles de reconnaissance des fondations existantes (RF1 et RF2) ont été réalisées manuellement contre l'existant adjacent au projet, le 26 mai 2026.

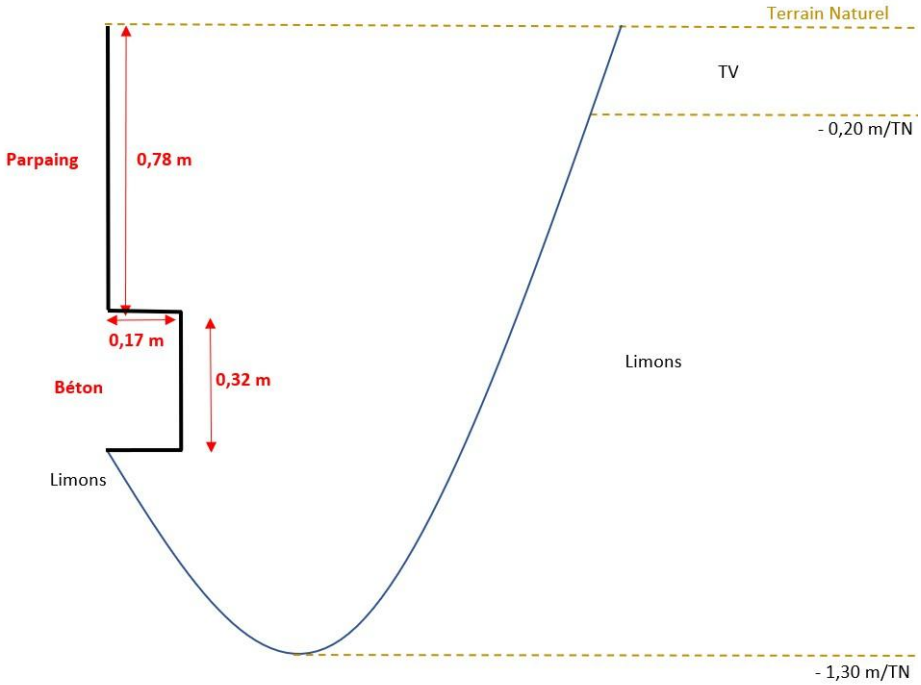
Ces fouilles ont permis de mettre à jour des ouvrages assimilables à des fondations superficielles présentant, chacune, un débord de 17 cm environ, et constituées de béton.

Les soubassements sont constitués par des maçonneries en parpaing, d'une hauteur de 0,78 m en RF1 et de 0,4 m en RF2.

Les bases des fondations sont situées à environ 1,1 m en RF1 et 0,65 m en RF2 et reposent dans les limons.

Aucune arrivée d'eau n'a été observée jusqu'en fonds de fouilles.

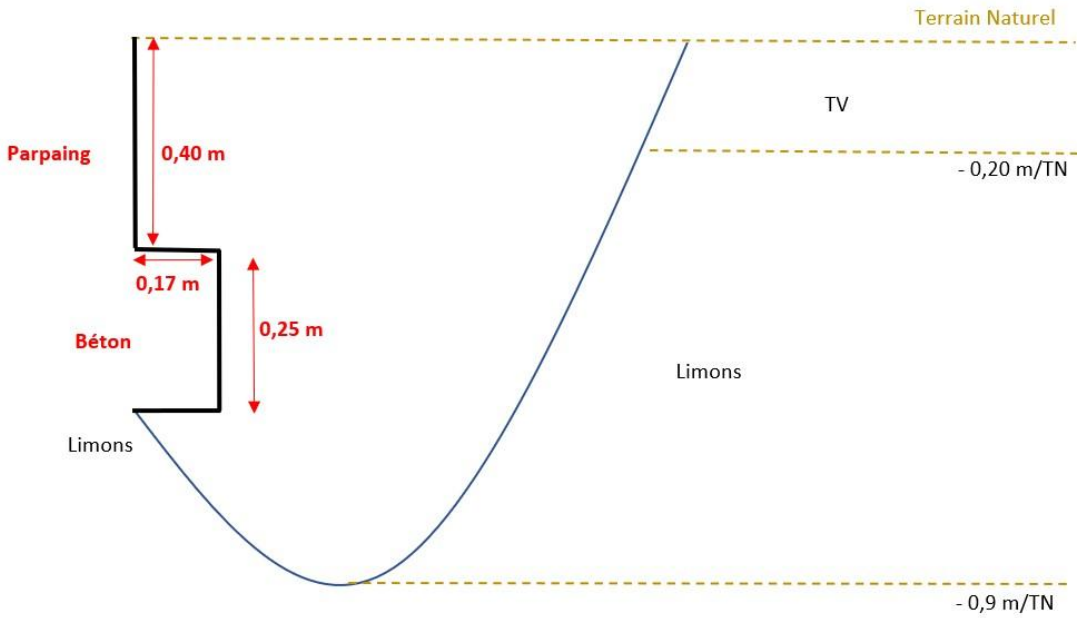
On peut noter que la profondeur de la fondation reconnue en RF2 ne respecte pas la profondeur de mise hors gel usuelle prise à 0,80 m/TN, elle respecte toutefois le minimum requis selon la norme NF P 94-261 qui est sur cette commune à 0,60 m/TN.




*Représentation schématique de la fouille RF1*



***Photographie de la fouille RF1***




*Représentation schématique de la fouille RF2*



***Photographie de la fouille RF2***



***Localisation des fouilles RF1 et RF2***

# 6. ETUDE DES PARAMETRES SISMIQUES

## 6.1 Le phénomène sismique

Les ondes sismiques se propagent à travers le sol à partir d'une source sismique et peuvent être localement amplifiées par les dernières couches de sol et la topographie du terrain. Un séisme possède ainsi de multiples caractéristiques : durée de la secousse, contenu fréquentiel, déplacement du sol...

La réglementation retient certains paramètres simples pour le dimensionnement des bâtiments.

Les paramètres sismiques indiqués dans le présent chapitre sont issus des normes françaises NF EN 1998-1 à 6, de leurs annexes et de leurs normes d'applications, relatives aux EUROCODES 8 qui traitent de la conception et du dimensionnement des structures pour leur résistance aux séismes.

## 6.2 Classe de sol

L'Eurocode 8 distingue cinq catégories principales de sols, de la classe A pour un sol de type rocheux à la classe E pour un sol mou.

On pourra retenir en première approche une classe de sol de type **C**.

## 6.3 Zonage réglementaire

D'après la norme, le paramètre retenu pour décrire l'aléa sismique au niveau national est une accélération $\mathbf{a_{gr}}$, correspondant à l'accélération du sol « au rocher », le sol rocheux étant pris comme référence.

Le zonage réglementaire définit cinq zones de sismicité croissante basées sur un découpage communal. La zone 5, regroupant les îles antillaises, correspond au niveau d'aléa le plus élevé du territoire national.

La métropole et les autres DOM présentent quatre zones sismiques, de la zone 1 de très faible sismicité (bassin aquitain, bassin parisien...) à la zone 4 de sismicité moyenne (fossé rhénan, massifs alpin et pyrénéen).

Dans le cas présent, l'accélération à prendre en compte est :

| Commune | Zone de sismicité | Accélération $a_{gr}$ ($m/s^2$) |
|---|---|---|
| LESQUIN | Zone 2, aléa faible | 0,70 |

## 6.4 *Influence du sol*

La nature locale du sol (les dizaines de mètres les plus proches de la surface) influence fortement la sollicitation ressentie au niveau des bâtiments. Pour les cinq catégories principales de sols vues précédemment, est défini un coefficient de sol S. Le paramètre S permet de traduire l'amplification de la sollicitation sismique exercée par certains sols.

Dans le cas présent, le coefficient de sol à prendre en compte est :

| Type de sol | Zone sismique | Coefficient de sol S |
|---|---|---|
| C | Zone 2, aléa faible | 1,5 |

## 6.5 *Catégorie d'importance sismique*

Parmi les bâtiments à risque normal, le niveau de protection parasismique est modulé en fonction de l'enjeu associé. Une classification des bâtiments en catégories d'importance est donc établie en fonction de paramètres comme l'activité hébergée ou le nombre de personnes pouvant être accueillies dans les locaux.

Les conditions d'application de la réglementation dépendent de la catégorie d'importance du bâtiment, tant pour les bâtiments neufs que pour les bâtiments existants. Les paramètres utilisés pour le calcul et le dimensionnement du bâtiment sont également modulés en fonction de sa catégorie d'importance.

Les bâtiments à risque normal sont classés en quatre catégories d'importance croissante, de la catégorie I à faible enjeu à la catégorie IV qui regroupe les structures stratégiques et indispensables à la gestion de crise.

Pour les structures neuves abritant des fonctions relevant de catégories d'importance différentes, la catégorie de bâtiment la plus contraignante est retenue.

Pour l'application de la réglementation sur les bâtiments existants, la catégorie de la structure à prendre en compte est celle résultant du classement après travaux ou changement de destination du bâtiment.

A chaque catégorie d'importance est associé un coefficient d'importance $\gamma_I$ qui vient moduler l'action sismique de référence conformément à l'Eurocode 8.

D'après les éléments transmis par la maîtrise d'ouvrage et l'article 2.I de l'arrêté du 22 octobre 2010 relatif à la classification et aux règles de construction parasismique, le bâtiment projeté se classe parmi (au sens des articles R. 123-2 et R. 123-19 du Code de la construction et de l'habitation) :

| Type d'ouvrage | Catégorie d'importance sismique | Coefficient d'importance $\gamma_I$ |
|---|---|---|
| Bâtiment assurant le contrôle de la sécurité aérienne | IV | 1,4 |

***Remarque** : il appartient au maitre d'ouvrage de confirmer les hypothèses de la catégorie d'importance considérée pour le futur bâtiment.*

### 6.6 Accélération maximale

L'accélération maximale pour le site du projet se calcule de la manière suivante :

$$a_{max} = a_{gr} \times \gamma_I \times S$$

Elle est donc, en fonction de la catégorie retenue pour le projet :

| Accélération maximale $a_{max}$ (m/s²) | 1,47 |
|---|---|

### 6.7 Analyse du potentiel de liquéfaction des sols selon l'Eurocode 8 (NF EN 1998-5)

Le phénomène de liquéfaction d'un sol se produit au cours d'un séisme lorsque la pression interstitielle d'eau augmente dans un matériau saturé sans cohésion (sable lâche ou argile molle), jusqu'à faire chuter de manière drastique la capacité du sol à résister au cisaillement. Il en résulte une chute de la portance.

D'après l'article 4.II – f de l'arrêté du 22 octobre 2010 relatif à la classification et aux règles de construction parasismique, **l'analyse de liquéfaction n'est pas requise en zone de sismicité 1 et 2**.

# 7. DONNÉES DU PROJET

## 7.1 Rappel des données générales

Il s'agit de la construction d'une nouvelle salle technique qui sera établie en simple rez-de-chaussée sans partie enterrée et sera d'une surface d'environ 250 m$^2$.

Le secteur d'étude est situé au sein de l'Aéroport de LESQUIN, dans la zone du bloc technique existant près de la tour de contrôle sur la commune de LESQUIN, dans le département du Nord (59).

Cette future salle technique se situe en lieu et place d'un ancien projet de bloc technique CVC, qui a fait l'objet, par nos soins, d'une mission G2 PRO en 2022 (étude référencée 22-209 en date du 14/04/2022).

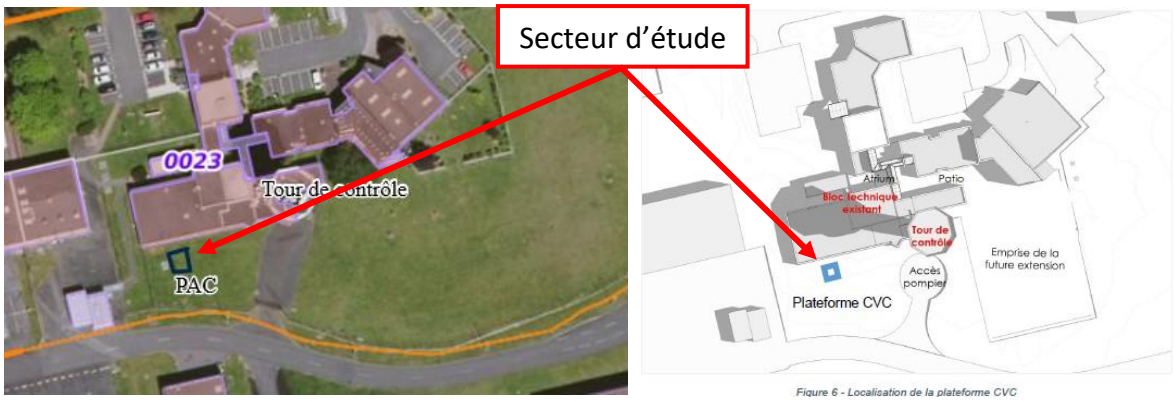
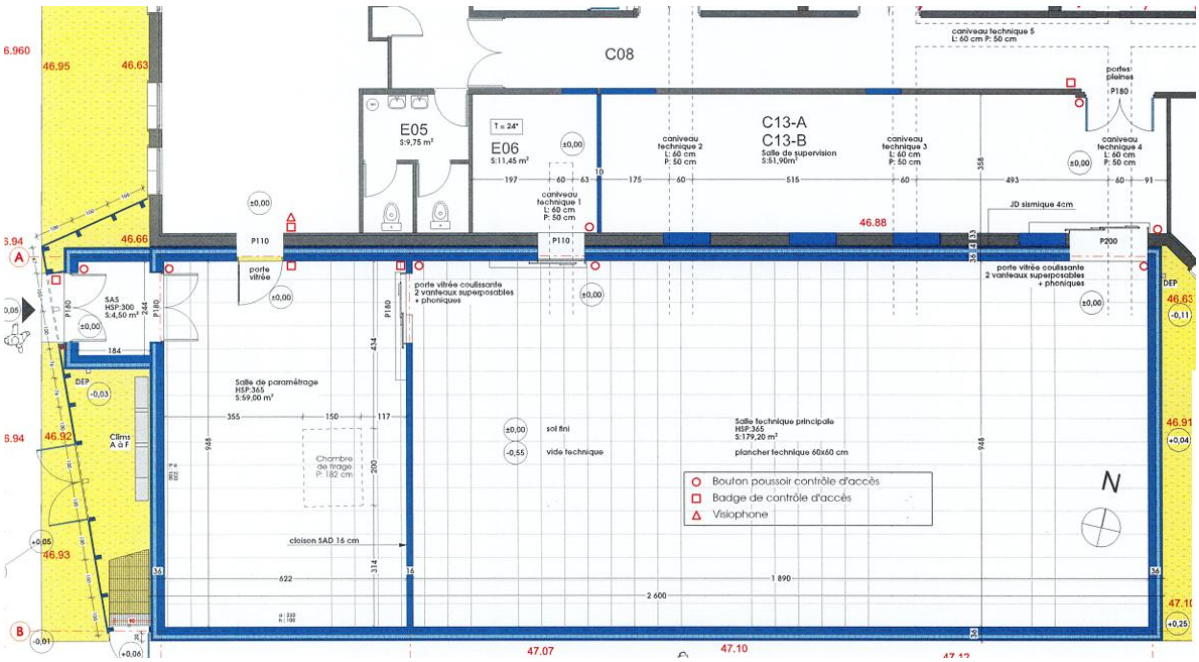



Figure 6 - Localisation de la plateforme CVC

**Documents transmis lors de notre précédente étude de 2022**

Le bâtiment projeté sera construit en mitoyenneté directe d'un bâtiment existant.



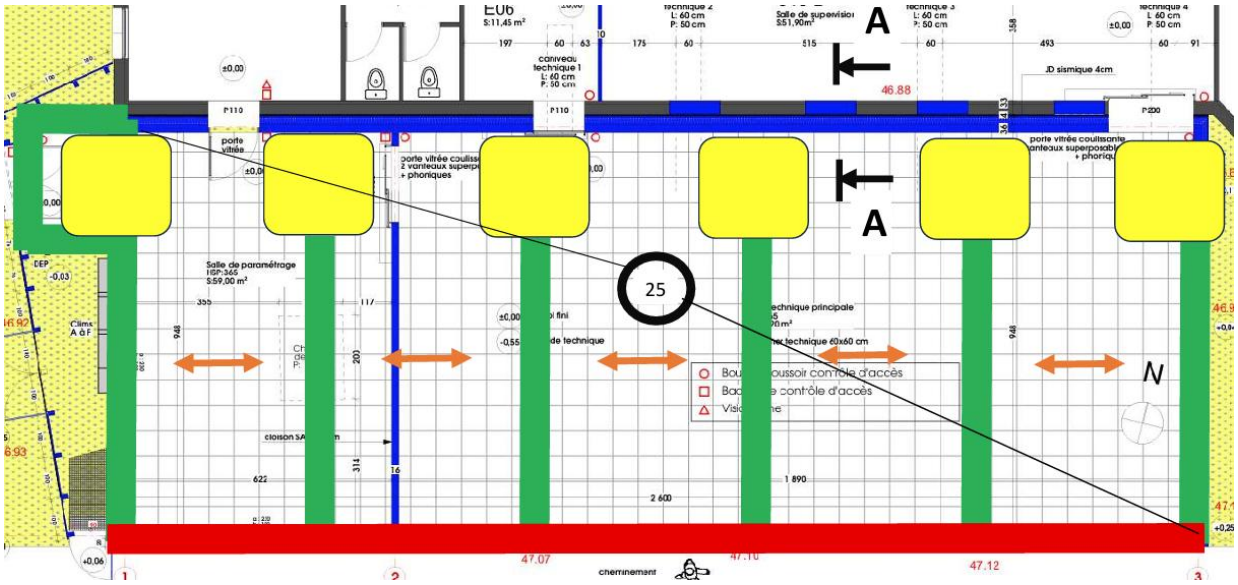

***Extrait du plan d'aménagement projeté***

En l'absence d'information concernant le calage altimétrique du projet, nous avons considéré que celui-ci serait installé sensiblement au même niveau que celui du terrain naturel lors de la réalisation des sondages.

Ainsi, nous avons considéré qu'aucune modification notable de la topographie du terrain n'est envisagée. Dans le cas contraire, il revient à la charge de la maîtrise d'ouvrage de nous fournir cette information, car nos conclusions risqueraient de na plus être adaptées.

## *7.2 Plan de fondations*

Le plan des fondations qui nous a été transmis est le suivant :




## *7.3 Descentes de charges brutes*

Les cas de charges suivant nous ont été transmis :

Légende :

M 250x250x55ht / G = 52 T ELS / Q = 28 T/ELS

SF 70x25ht / G = 4 T/ml ELS / Q = 5 T/ml ELS

SF 120x25ht / G = 10 T/ml ELS / Q = 5 T/ml ELS

Nous supposons qu'aucun effort horizontal ni moment renversant n'est appliqué en tête de fondation (à confirmer par le BE structures).

### 7.4 Combinaisons d'action considérées

Nous avons considéré les combinaisons d'action dimensionnantes suivantes :

G = charges permanentes
Q = charges d'exploitation

| ETATS LIMITES CONSIDERES | COMBINAISONS D'ACTION (CHARGES VERTICALES) |
|---|---|
| ELS Quasi-Permanent | G+0,3Q |
| ELS Caractéristiques | G+Q |
| ELU Fondamentales | 1,35G+1,5Q |

**Le rôle d'un géotechnicien n'étant pas de fournir les combinaisons d'action dimensionnantes, celles-ci devront être validées par l'équipe conceptrice du projet.**

Il appartiendra dans tous les cas à l'entreprise en charge de la réalisation des fondations de vérifier la stabilité de l'ensemble des fondations suivant les méthodes de calcul et les hypothèses développées ci-après.

### 7.5 Descentes de charges combinées

Nous obtenons donc les charges suivantes à prendre en compte en fonction des différents états limites considérés (nous avons converti ces charges en k) :

| Semelles filantes et massifs isolés | | | |
|---|---|---|---|
| N° de cas | ELS QP (t/ml ou t) | ELS CARA (t/ml ou t) | ELU FOND /ml ou t) |
| M250 | 593 | 785 | 1101 |
| SF 70 | 54 | 99 | 127 |
| SF 120 | 113 | 148 | 207 |

### 7.6 Sismicité

Aucun effort sismique ne nous a été transmis.

Ainsi, nous n'avons pas pris en compte la sismicité dans le dimensionnement des fondations.

Par ailleurs, aucun effort tranchant ni moment renversant ne nous ont été transmis par le BE structures.

## *8. PHASAGE DES TRAVAUX*

Dans le cadre du présent projet, en l'absence d'informations, nous proposons le phasage des travaux suivants :

- Terrassement des matériaux impropres ;
- Réalisation de la plateforme de travail
- Réalisations des fondations et des longrines éventuelles ;
- Réalisation de la dalle.

# 9. DIMENSIONNEMENT DES FONDATIONS

## 9.1 1ère approche de la Zone d'Influence Géotechnique

La zone d'influence géotechnique (ZIG) constitue le volume de terrain au sein duquel il y a interaction entre d'une part l'ouvrage et l'aménagement de terrains (du fait de sa réalisation et de son exploitation) et d'autre part l'environnement (sols, ouvrages, aménagements de terrains ou biens environnants). La forme et l'extension de cette zone d'influence géotechnique sont spécifiques à chaque site et à chaque ouvrage ou aménagement de terrain.

D'après les informations connues à ce stade du projet, la ZIG peut être, en première approche, limitée aux abords immédiats du projet, y compris ses avoisinants et mitoyens.

## 9.2 Modèle géotechnique considéré

Dans le cadre de la présente étude G2 PRO, en fonction des résultats de l'ensemble des investigations, nous avons considéré le modèle géotechnique suivant :

| Couche | Profondeur de la base de la couche (m/TN) | Pl* (MPa) | Em (MPa) | Coefficient rhéologique α | Angle de frottement interne en condition drainée $\varphi'$ (°) | Cohésion en condition non drainée (kPa) | Poids volumique ϒ (kN/m³) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Remblais (matériaux impropres) | 0,80 | - | - | 1 | - | - | 17 |
| Limon | 1,50 | 0,35* | 2,5 | 1/2 | 20 | 2 | 19 |
| | 3,30 | 0,61 | 4,1 | 1/2 | 22 | 4 | 19 |
| Craie | 8,50 | 1,09 | 7,9 | 1/2 | 25 | 6 | 20 |
| | 10,0 | 3,19 | 28,5 | 1/2 | 28 | 10 | 20 |
| | 14,5 | >5,00 | ≥85 | 1/2 | 30 | 15 | 20 |
| | 15,50 | 1,47 | 21,8 | 1/2 | 25 | 6 | 20 |

**cette valeur a été volontairement minorée d'après notre connaissance des sols dans le secteur*

Il est à noter qu'il s'agit d'un modèle établi selon les résultats des investigations géotechniques réalisées, qui sont ponctuelles. Des variations de la profondeur ou des caractéristiques mécaniques sont ainsi possibles. Les paramètres intrinsèques sont des données d'expérience (données sous réserve d'essais spécifiques en laboratoire).

De plus, l'épaisseur des matériaux impropres est susceptible de présenter des variations relativement importantes.

La réalisation d'investigations complémentaires (carottage pour prélèvements intacts) permettrait d'affiner et éventuellement d'optimiser le modèle retenu

## *9.3 Type de fondations envisageable*

Compte tenu du projet, des descentes de charges transmises et du résultat des investigations, il a été envisagé :

- Un système de **fondations superficielles par semelles filantes et massifs isolés en béton armé**

Ces fondations ont été calculées conformément à la norme NF P94-261, norme d'application nationale de l'Eurocode 7 relative aux fondations superficielles.

## *9.4 Fondations superficielles par semelles filantes et isolées en béton armé*

### *9.4.1 Ancrage et encastrement des fondations*

Les semelles filantes et isolées respecteront les conditions suivantes :

- Être ancrées d'au moins 0,30 m dans les limons en place sous les remblais et terrains remaniés ;
- Être encastrées à une profondeur minimale de **1,10 m/TN.**

**Les profondeurs d'assise des fondations seront à adapter en fonction des épaisseurs de matériaux impropres à purger rencontrés lors des travaux de terrassements.**

### *9.4.2 Vérification au soulèvement*

Dans le cas d'efforts verticaux négatifs, indiquant un soulèvement, sont parfois à considérer pour certains cas de charge liés aux charges d'exploitation, au vent et aux efforts sismiques. De ce fait, une vérification au soulèvement est nécessaire.

Il est donc nécessaire de vérifier que les charges appliquées aux fondations en fonction des combinaisons d'action décrites précédemment restent positives et s'opposent au soulèvement de

la fondation. Dans le cas contraire, il est nécessaire d'augmenter les charges permanentes en augmentant le poids de la fondation et donc de son volume.

Pour la vérification au soulèvement, pour tous les états limites considérés, il faut donc vérifier l'inégalité suivante :

$$Vd > 0$$

Avec :
$V_d$ = charge verticale à l'état limite considéré

**Dans notre cas, aucun effort de soulèvement ne nous a été transmis. De ce fait, la vérification au soulèvement est automatiquement effectuée.**

### *9.4.3 Vérification au renversement*

Lorsque qu'un excentrement (nommé e) de la charge sur la fondation se produit, un décollement et un renversement de la fondation risque de se produire.

Il existe 2 types d'excentrement :

- Un excentrement géométrique : le report de la charge sur la fondation est excentré par rapport au centre de la fondation (en limite de propriété par exemple). Cet excentrement est le même quel que soit l'état limite pris en compte. Dans ce cas, la valeur de l'excentrement est un facteur géométrique qui doit nous être transmis ;
- Un excentrement lié à un moment renversant : un moment renversant vient s'appliquer sur la fondation, ce qui provoque un excentrement de la charge sur la fondation. De ce fait, celui-ci varie selon l'état limite pris en compte, puisque que le moment varie selon la combinaison d'action utilisée par chaque état limite étudié. Dans ce cas, il se calcule de la manière suivante :

$$e = \frac{M}{V_d}$$

Avec :
$e$ = excentrement
$M$ = Moment renversant
$V_d$ = charge verticale

La stabilité au renversement est justifiée en assurant une compression du sol d'assise en sous-face de la fondation sur au moins :

- 100% de la surface d'assise totale aux ELS Quasi-Permanent ;
- 75% de la surface d'assise totale aux ELS Caractéristiques ;
- 10% de la surface d'assise totale aux ELU Fondamentaux, Accidentels et Sismiques.

Cela se traduit par la vérification des éléments suivants :

**Aux ELS Quasi-Permanents :**
*Pour une semelle filante :*

$$1 - \frac{2e}{B} \geq \frac{2}{3}$$

*Pour une semelle rectangulaire :*

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

**Aux ELS Caractéristiques :**
*Pour une semelle filante :*

$$1 - \frac{2e}{B} \geq \frac{1}{2}$$

*Pour une semelle rectangulaire :*

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

**Aux ELU Fondamentaux, Accidentels et Sismiques :**
*Pour une semelle filante :*

$$1 - \frac{2e}{B} \geq \frac{1}{15}$$

*Pour une semelle rectangulaire :*

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

Avec :
$e$ = excentrement de la charge pour une semelle filante ou une semelle carrée
$e_B$ = excentrement de la charge selon la largeur pour une semelle rectangulaire
$e_L$ = excentrement de la charge selon la longueur pour une semelle rectangulaire
$B$ = largeur de la fondation
$L$ = longueur de la fondation

**Dans notre cas, aucun moment renversant ne nous a été transmis. De ce fait, la vérification au renversement est automatiquement effectuée.**

### *9.4.4 Vérification au glissement*

La stabilité au glissement est uniquement réalisée aux ELU en condition drainée ou en condition non drainée.

Pour vérifier la stabilité au glissement d'une fondation superficielle, il faut satisfaire à l'inégalité suivante :

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

Avec :
$H_d$ : valeur de calcul de la composante horizontale (ou parallèle à la base de la fondation) de la charge transmise par la fondation superficielle au terrain ;
$R_{h;d}$ : valeur de calcul de la résistance au glissement de la fondation sur le terrain ;
$R_{p;d}$ : valeur de calcul de la résistance frontale ou tangentielle de la fondation à l'effet de Hd.

**Calcul de la résistance frontale ou tangentielle :**

La résistance frontale ou tangentielle de la fondation ($R_{p;d}$) n'est pas prise en compte dans le cas de fondations superficielles du fait de l'incertitude liée à la pérennité de l'épaisseur de terrain dans laquelle elles peuvent être mobilisées.

**Calcul de la résistance au glissement :**

En condition non drainée, la résistance au glissement du terrain sous la base d'une fondation superficielle $R_{h;d}$ est déterminée de la manière suivante :

$$R_{h;d} = min\left\{\frac{1}{\gamma_{R;h}\gamma_{R;d;h}}\left(A'C_{u;k}\right); 0{,}4V_d\right\}$$

Avec :
$\gamma_{R;d}$ : facteur partiel pour la résistance au glissement de la fondation superficielle, sa valeur est égale à 1,1 ;
$\gamma_{R;d;h}$ : coefficient de modèle lié à l'estimation de la résistance ultime au glissement, sa valeur est égale à 1,1 ;
$A'$ : surface effective de la base d'une fondation superficielle ;
$C_{u;k}$ : valeur caractéristique de la cohésion non drainée du terrain d'assise de la fondation ;
$V_d$ : valeur de calcul de la composante verticale de la charge transmise par la fondation superficielle au terrain.
La surface effective $A'$ de la base d'une fondation superficielle est déterminée de la manière suivante :

Pour une semelle filante :

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

Pour une semelle isolée :

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

Avec :
$A$ : surface totale de la base d'une fondation superficielle ;
$e$ : excentrement de la charge pour une semelle filante ou une semelle carrée ;

$e_B$ : excentrement de la charge selon la largeur pour une semelle rectangulaire ;
$e_L$ : excentrement de la charge selon la longueur pour une semelle rectangulaire ;
$B$ : largeur de la fondation ;
$L$ : longueur de la fondation.

En condition drainée, la résistance au glissement du terrain sous la base d'une fondation superficielle $R_{h;d}$ est déterminée de la manière suivante :

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

Avec :
$V_d$ : valeur de calcul de la composante verticale de la charge transmise par la fondation superficielle au terrain ;
$\delta_{a;k}$ : valeur caractéristique de l'angle de frottement à l'interface entre la base de la fondation et le terrain. Il est égal à l'angle de frottement du sol support de fondation pour les fondations coulées en place et 2/3 de cet angle de frottement pour les fondations préfabriquées lisses ;
$\gamma_{R;d}$ : facteur partiel pour la résistance au glissement de la fondation superficielle, sa valeur est égale à 1,1 ;
$\gamma_{R;d;h}$ : coefficient de modèle lié à l'estimation de la résistance ultime au glissement, sa valeur est égale à 1,1.

Dans le cadre du présent projet, nous avons considéré les paramètres suivants :

| | |
|---|---|
| **Couche géologique d'assise des semelles** | Limon |
| **Condition à considérer** | **Drainée** |
| **$\varphi'$ de la couche d'assise des semelles** | 20 ° |
| **Masse volumique du béton de constitution des semelles** | 25 kN/m$^3$ |

Dans le cas de la justification au glissement aux ELU, le poids propre des fondations est assimilable à une charge permanente venant s'inclure dans la composante verticale de la charge G. Par conséquent, dans le cas des actions STR/GEO, il faut lui appliquer le facteur partiel $\gamma_G$ = 1,0 pour les actions défavorables.

### *9.4.5 Vérification au poinçonnement*

Nous avons calculé par la méthode pressiométrique la capacité portante et les tassements absolus.

Pour le calcul de la capacité portante d'une fondation, pour démontrer qu'une fondation superficielle supporte la charge de calcul vis-à-vis d'une rupture par défaut de portance du terrain, on doit vérifier l'inégalité suivante :

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

Avec :

$V_d$ : valeur de calcul de la composante verticale de la charge transmise par la fondation superficielle au terrain ;

$R_0$ : valeur du 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 ;
$R_{v;d}$ : valeur de calcul de la résistance nette du terrain sous la fondation superficielle.

Et

$$R_0 = Aq_0$$

Avec :
$A$ : surface totale de la base d'une fondation superficielle ;
$q_0$ : contrainte totale verticale que l'on obtiendrait à la fin des travaux à la base de la fondation superficielle en l'absence de celle-ci.

Et

$$q_0 = D\gamma$$

Avec :
$D$ : profondeur d'assise de la semelle ;
$\gamma$ : poids volumique du terrain.

La valeur de calcul de la résistance nette du terrain sous la fondation superficielle $R_{v;d}$ se calcule de la manière suivante :

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

Avec :
$A'$ : surface effective de la base d'une fondation superficielle ;
$q_{net}$ : contrainte associée à la résistance nette du terrain sous la fondation superficielle ;
$\gamma_{R;v}$ : valeur du facteur partiel permettant le calcul de la portance ;
$\gamma_{R;d;v}$ : coefficient de modèle associé à la méthode de calcul utilisée.

Avec les valeurs suivantes :

| **Méthode pressiométrique** | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| Etat limite considéré | ELS Quasi-Permanents | ELS Caractéristiques | ELU Fondamentaux | ELU Accidentels | ELU Sismiques |
| $\gamma_{R;v}$ | 2,3 | 2,3 | 1,4 | 1,2 | 1,4 |
| $\gamma_{R;d;v}$ | 1,2 | 1,2 | 1,2 | 1,2 | 1,2 |

La contrainte $q_{net}$ du terrain sous une fondation est déterminée à partir de la relation suivante :

$$q_{net} = k_p \times P^*_{le} \times i_\delta \times i_\beta$$

Avec :
$\boldsymbol{k_p}$ : facteur de portance pressiométrique ;
$\boldsymbol{P^*_{le}}$ : pression limite nette équivalente ;
$\boldsymbol{i_\delta}$ : coefficient de réduction de portance lié à l'inclinaison du chargement ;
$\boldsymbol{i_\beta}$ : coefficient de réduction de portance lié à la proximité d'un talus de pente β.

**Calcul du facteur de portance pressiométrique $\boldsymbol{k_p}$ :**

Le facteur de portance pressiométrique $\boldsymbol{k_p}$ se calcule de la manière suivante :

*Pour une semelle filante ou carrée :*

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

*Pour une semelle rectangulaire :*

$$k_p = k_{p;\frac{B}{L}=0}\left(1 - \frac{B}{L}\right) + k_{p;\frac{B}{L}=1}\left(1 - \frac{B}{L}\right)$$

Avec :
$B$ = largeur de la fondation
$L$ = longueur de la fondation
$k_{p;\frac{B}{L}=0}$ = valeur du facteur de portance pressiométrique $k_p$ équivalent à une semelle filante
$k_{p;\frac{B}{L}=1}$ = valeur du facteur de portance pressiométrique $k_p$ équivalent à une semelle carrée
$D_e$ = hauteur d'encastrement équivalente de la fondation dans la couche de sol

Les coefficients a, b et c sont repris dans le tableau suivant :

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

La hauteur d'encastrement équivalente $D_e$ se calcule de la manière suivante :

$$D_e = \frac{1}{P_{le}^*} \int_d^D P_l^*(z) dz$$

Avec :
$d$ est en général pris égal à 0 sauf s'il existe des terrains de caractéristiques très médiocres en surface dont on désire faire abstraction. Dans ce cas, $d$ correspond à la profonde de la base de cette couche.
$D$ = profondeur d'assise de la fondation
$P_{le}^*$ = Pression limite nette équivalente

**Calcul de la pression limite nette équivalente $P_{le}^*$ :**

La pression limite nette équivalente $P_{le}^*$ est définie comme la moyenne géométrique des pressions limites nettes situées dans une tranche de terrain comprise entre les profondeurs $D$ et $D + h_r$.

Elle se calcule de la manière suivante :

$$P_{le}^* = \sqrt[n]{\prod_{i=1}^{n} P_{l;k;i}^*}$$

Avec :
$P_{l;k;i}^*$ = valeur caractéristique ou représentative de la pression limite nette dans la couche i comprise dans la tranche située entre $D$ et $D + h_r$.

La profondeur $h_r$ se détermine de la manière suivante :

**Aux ELS Quasi-Permanents et Caractéristiques :**

$$h_r = 1{,}5B$$

Avec :
$B$ = largeur de la fondation

**Aux ELU Fondamentaux, Accidentels et Sismiques :**

*Pour une semelle filante :*

- Si $1 - \frac{2e}{B} \geq \frac{1}{2}$ alors $h_r = 1{,}5B$
- Si $1 - \frac{2e}{B} < \frac{1}{2}$ alors $h_r = 3B - 6e$

*Pour une semelle isolée :*

- Si $\left(1-\frac{2e_B}{B}\right)\left(1-\frac{2e_L}{L}\right) \geq \frac{1}{2}$ alors $h_r = 1{,}5B$
- Si $\left(1-\frac{2e_B}{B}\right)\left(1-\frac{2e_L}{L}\right) < \frac{1}{2}$ alors $h_r = \min\left(3B-6e_B; 3L-6e_L; 1{,}5B\right)$

Avec :
$e$ = excentrement de la charge pour une semelle filante ou une semelle carrée
$e_B$ = excentrement de la charge selon la largeur pour une semelle rectangulaire
$e_L$ = excentrement de la charge selon la longueur pour une semelle rectangulaire
$B$ = largeur de la fondation
$L$ = longueur de la fondation

**Calcul du coefficient de réduction lié à l'inclinaison du chargement $i_\delta$ :**

Lorsque la fondation est soumise à un chargement d'inclinaison $\delta_d = arctan\left(\frac{H_d}{V_d}\right)$ (avec $H_d$ correspondant à la charge horizontale et $V_d$ correspondant à la charge verticale), il est nécessaire de calculer un coefficient $i_\delta$ qui dépend du comportement du terrain ainsi que de la hauteur d'encastrement $D_e$ de la fondation. Ce coefficient est égal à 1 en cas d'absence d'inclinaison de la charge sur la fondation.

Le coefficient $i_\delta$ se détermine de la manière suivante :

*Pour un sol au comportement purement cohérent :*

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

*Pour un sol au comportement purement frottant :*

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

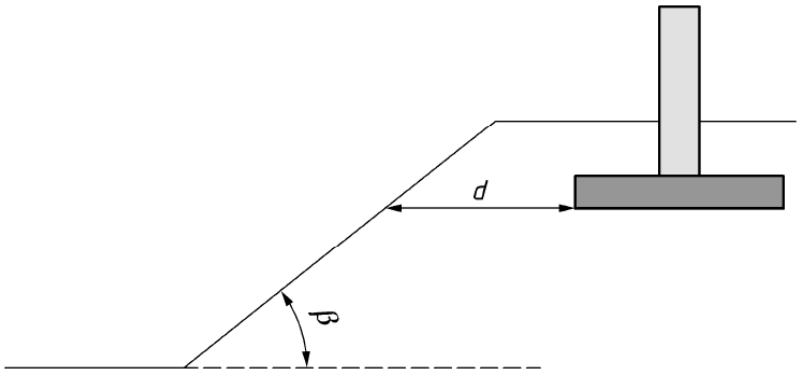
*Pour un sol au comportement à la fois cohérent et à la fois frottant :*

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

Avec :
$\alpha$ = paramètre de calage pris égal à 0,6
$c$ = cohésion du sol
$\varphi$ = angle de frottement interne du sol

**Calcul du coefficient de réduction lié à la présence d'un talus $i_\beta$ :**

Lorsque la base de la fondation est située à une distance d du bord du talus, il est nécessaire de calculer un coefficient $i_\beta$ qui dépend du comportement du terrain. Ce coefficient est égal à 1 en cas d'absence de talus à proximité de la fondation.




*Coupe schématique d'une fondation superficielle à proximité d'un talus*

Notons que les calculs suivants ne sont valables que pour un angle de talus $\beta < \frac{\pi}{4}$ (soit 45°).

Le coefficient $i_\beta$ se détermine de la manière suivante :

*Pour un sol au comportement purement cohérent :*

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

*Pour un sol au comportement purement frottant :*

Pour $d + \frac{D_e}{tan\beta} < 8B$ $\qquad i_{\beta;f} = 1 - 0{,}9(tan\ \beta)(2 - tan\beta)\left(1 - \frac{d+\frac{D_e}{tan\beta}}{8B}\right)^2$

*Pour un sol au comportement à la fois cohérent et à la fois frottant :*

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

Avec :
$\alpha$ = paramètre de calage pris égal à 0,6
$c$ = cohésion du sol
$\varphi$ = angle de frottement interne du sol

**Calcul des contraintes de calcul $q'$ :**

Les contraintes de calcul permettant de justifier la fondation aux états limites sont alors définies par la formule suivante :

$$q' = \frac{q_{net}}{\Gamma_{R;d;v} \times \Gamma_{R;v}}$$

Avec :
$\Gamma_{R;d;v}$ : coefficient de modèle associé à la méthode de calcul utilisée (1,2 pour la méthode pressiométrique) ;
$\Gamma_{R;v}$ : facteur partiel dépendant des états limites considérés (1,4 aux l'ELU fondamentaux et Sismiques ; 2,3 aux ELS Quasi-permanent et Caractéristiques et 1,2 aux ELU Accidentels).

### *9.4.6 Dimensionnement des fondations*

Dans le cas présent, nous supposons l'absence de talus à proximité des fondations, soit $i_\beta$ **= 1.**

Pour le calcul du $R_0$ nous avons considéré le poids volumique moyen des sols au-dessus de la base de la fondation $\gamma$ = 18 kN/m$^3$.

Pour le calcul du poids de la fondation, nous avons considéré le poids volumique du béton $\gamma$ = 25 kN/m$^3$.

Les tableaux situés ci-après présentent les résultats du dimensionnement en fonction des vérifications précédemment explicitées :

| N° appui | **Largeur semelle filante** (m)* | **kp** | **Ple** (MPa) | $q_{net}$ (MPa) | Contrainte aux ELS sous la fondation (MPa) | Contrainte aux ELU sous la fondation (MPa) | Justification au poinçonnement | Justification au soulèvement | Justification au renversement | Justification au glissement | Tassements (mm) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| SF70 | 0,7 | 0,94 | 0,493 | 0,462 | 0,167 | 0,275 | OK | OK | OK | OK | 6 |
| SF120 | 1,2 | 0,89 | 0,539 | 0,477 | 0,172 | 0,283 | OK | OK | OK | OK | 9 |

| N° appui | **Dimension massif selon x et y** (m x m)* | **kp** | **Ple** (MPa) | $q_{net}$ (MPa) | Contrainte aux ELS sous la fondation (MPa) | Contrainte aux ELU sous la fondation (MPa) | Justification au poinçonnement | Justification au soulèvement | Justification au renversement | Justification au glissement | Tassements (mm) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| M250 | 2,5 x 2,5 | 0,86 | 0,73 | 0,627 | 0,227 | 0,373 | OK | OK | OK | OK | 9 |

*(*) dimension ou largeur des semelles proposées par le BE*

Les épaisseurs des semelles proposées par le BE (et prises en compte dans le calcul FOXTA) sont de 0,55 m pour le massif M250 et de 0,25 m pour les semelles filantes SF70 et SF120.

### *9.4.7 Interactions entre fondations*

Il est à préciser que dans le cas où plusieurs semelles seraient amenées à être communicantes, il conviendra d'apporter une attention particulière sur le probable excentrement de la charge appliquée sur la fondation.

### *9.4.8 Sujétions d'exécution générales*

Il y aura lieu de réaliser un contrôle rigoureux de tous les fonds de fouille afin de s'assurer que les fondations reposent dans le sol homogène en place. Des sur-profondeurs sont probables, notamment au droit des éventuelles surépaisseurs de remblais ou sols remaniés et matériaux impropres.

Toute éventuelle anomalie présente en le fond de fouille devra être purgée et impliquera un approfondissement des fondations.

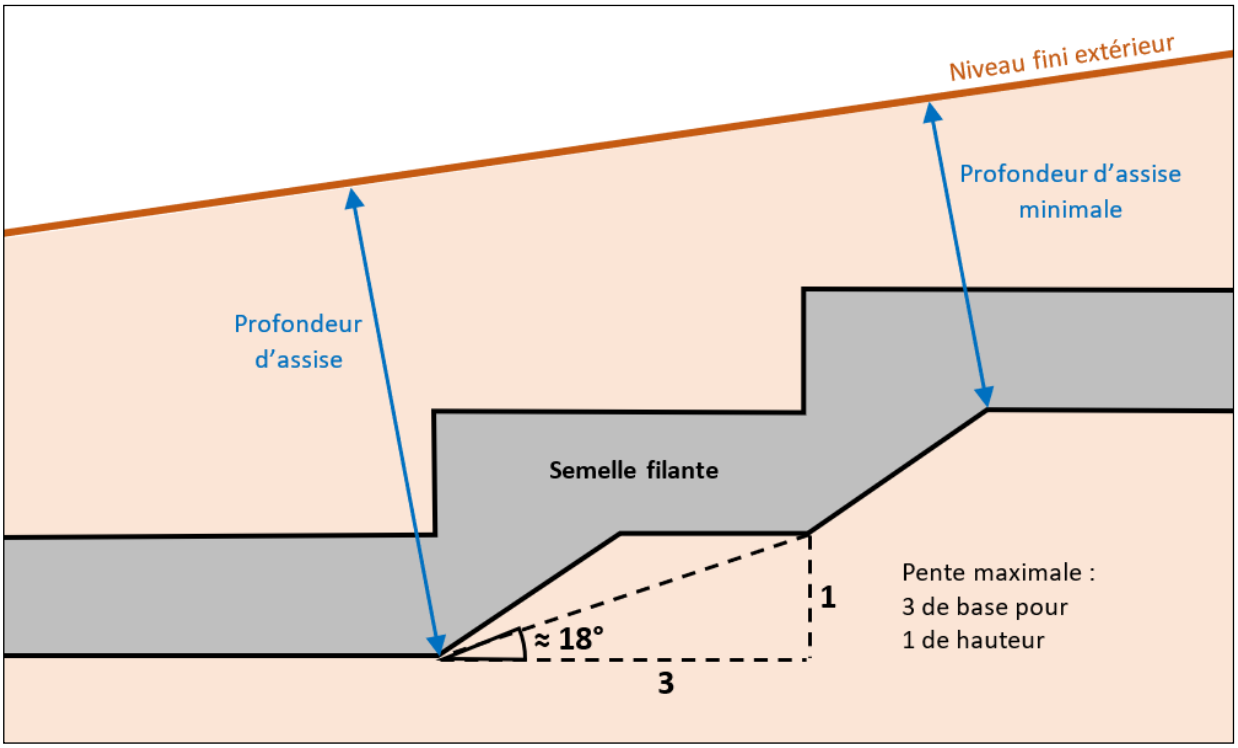
**La base des fondations reposera systématiquement sur un fond de fouille homogène.**

Il est recommandé de réaliser les terrassements **en période estivale, hors intempéries**.

**Il y aura lieu de mettre en œuvre une barrière anti-capillarité afin de limiter les remontées d'humidité et collecter ces eaux avant tout coulage des bétons.**

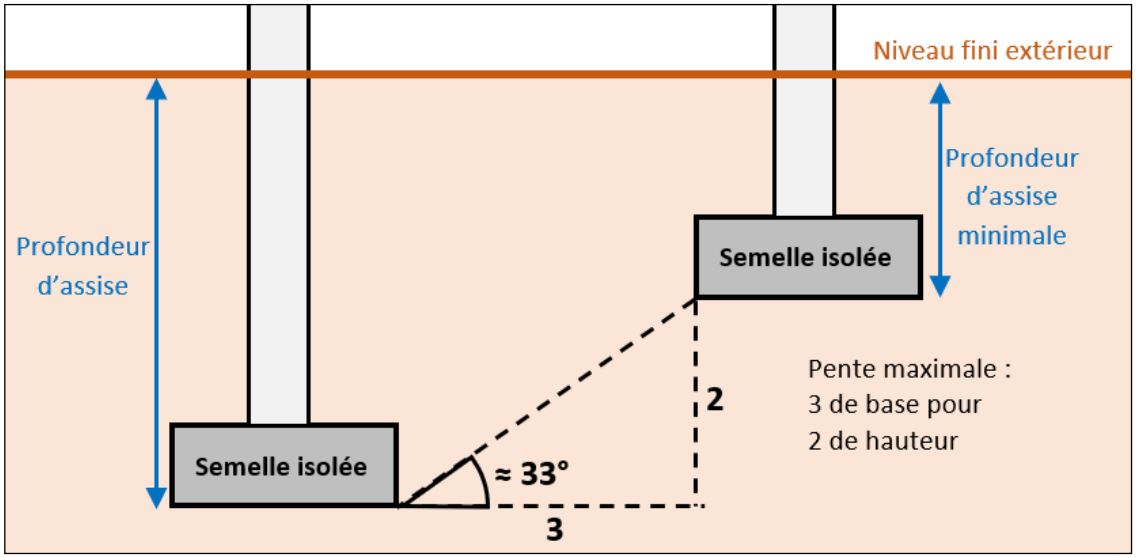
Nous avons supposé qu'il n'y aura pas d'apport de remblais ou tout apport de charges à la périphérie et sous la construction. Dans le cas contraire, ils pourraient entraîner des tassements différentiels complémentaires.

On privilégiera des fondations filantes avec une profondeur d'encastrement unique. Si un rattrapage de niveau est nécessaire, les hauteurs de redans devront être adaptées pour réduire la sollicitation du sol entre hauteurs différentes et assurer un ferraillage continu. Des redans sur la base d'une pente 3 pour 1 pourront également être opérés dans les sols d'assise avec substitution au gros béton.

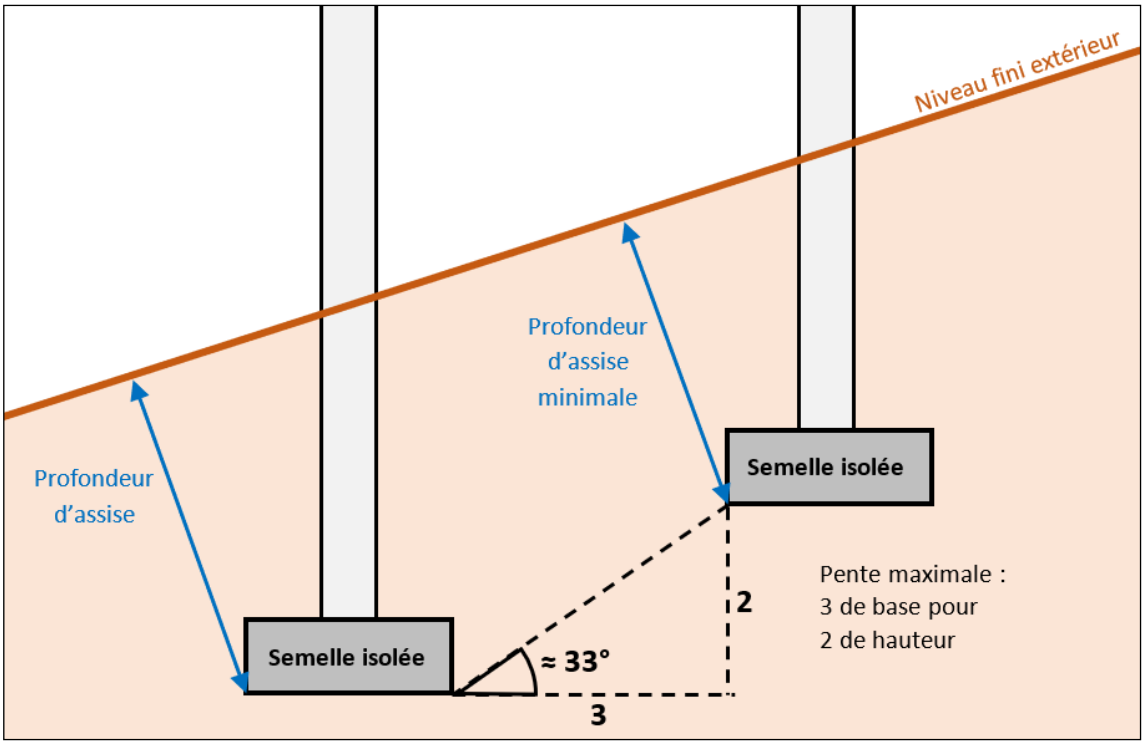



*Règle à respecter pour des fondations superficielles filantes à des niveaux différents*

Dans le cas d'éventuelles variations du niveau d'encastrement des fondations isolées, il conviendra de respecter la règle des 3H/2V conformément au DTU 13.1. Les dénivellations entre les niveaux d'assise des fondations seront reprises par redans successifs et en partant du point le plus bas.




*Règle à respecter pour des fondations superficielles isolées à des niveaux différents (cas d'un terrain plat)*




*Règle à respecter pour des fondations superficielles isolées à des niveaux différents (cas d'un terrain incliné)*

Des tassements différentiels sont susceptibles de se produire dans certains cas et notamment les suivants (liste non exhaustive) :

- Entre des zones différemment chargées, comportant un nombre de niveaux différent par exemple ;
- Dans les zones d'anomalie géotechniques (zones molles/points durs ou zones de purges par exemple…) ;

- **Entre les zones différemment remblayées/déblayées sous et/ou en périphérie des ouvrages ;**
- Entre des ouvrages mitoyens.

Une règle communément admise consiste à planter des arbres et arbustes à une distance des constructions égale ou supérieure à une fois et demie leur hauteur à l'âge adulte, afin d'éviter les désordres résultant de la dessiccation ou de la poussée des racines. A défaut, des écrans anti-racine pourront être mis en place.

Si les tassements différentiels demeurent inacceptables pour la structure, la rigidification de celle-ci, le chaînage et les raidisseurs devront faire l'objet d'une étude spécifique par le bureau d'études structure.

La mise en place d'un drainage périphérique pourra éventuellement être envisagée en cas d'accumulation d'eau en périphérie d'ouvrage. Son exécution devra être soignée afin de ne pas entrainer de venue d'eau en direction de la construction et l'entretien devra être suivi afin d'éviter tout colmatage et son exutoire devra être adapté (cf. DTU 20 .1). Les volumes d'eau collectés seront dirigés aussi loin que possible des fondations du projet ou de tout autre ouvrage.

La nécessité d'un tel dispositif sera à l'appréciation du maître d'ouvrage, ou à défaut de l'entreprise de construction.

Dans tous les cas, il sera indispensable d'éliminer tout risque d'infiltration ponctuelle préférentielle des eaux météoriques ou autres à la périphérie et sous la construction.

**En cas d'arrivées d'eau, il conviendra de mettre en œuvre un pompage temporaire des eaux superficielles pour l'exécution des fondations. L'importance de ce pompage sera fonction d'une part de la période de réalisation des travaux et d'autre part de la rétention d'eau dans les remblais.**

Nous rappelons que les profondeurs d'encastrement des fondations sont indiquées par rapport à la cote du terrain (m/TN) tel qu'il était au jour de nos investigations.

Nous avons supposé qu'il n'y aura aucun apport de remblais ou d'autres charges à la périphérie et sous les constructions. Dans le cas contraire, ils pourraient entraîner des tassements différentiels complémentaires.

**La présence d'un géotechnicien en phase travaux afin de contrôler les fonds de fouille est recommandée, dans le cadre d'une mission G4 selon la norme NF P94-500.**

### *9.5 Remarques particulières*

Il faudra prendre toutes dispositions constructives pour ne pas déstabiliser les fondations existantes.

On peut rappeler que les fondations existantes sont potentiellement moins profondes que les fondations du projet devant être encastrée sous les remblais (encastrement à 1,10 m/TN au droit

de S1 par exemple, pouvant nécessiter localement la mise en œuvre de dispositions constructives particulières (par exemple, blindage des parois des fouilles de fondation, reprise en sous-œuvre des fondations existantes…).

Il ne faut pas totalement exclure de devoir prévoir un débord pour les fondations qui seront à proximité directe des existants (débord de 17 cm observé dans les fouilles RF1 et RF2).

Les nouvelles fondations doivent être fondées au minimum sous la base des niveaux de celles existantes.

Aucunes charges supplémentaires ne devront être appliquées aux fondations existantes ;

La nouvelle construction devra être désolidarisée de l'existant (joints de rupture).

## *10. DALLE BASSE*

Deux solutions sont envisageables concernant la réalisation de la dalle basse.

Dans la mesure où aucune déformation ne serait admise, compte tenu de la présence de remblais sur une épaisseur relativement importante (environ 0,80 m) et afin d'opter vers la solution la plus sécurisante, on s'orientera vers une solution par plancher porté par les fondations, par l'intermédiaire d'un réseau de longrines en béton armé.

La réalisation d'un dallage sur terre-plein est également envisageable, à condition de respecter les modalités de réalisation suivantes :

- Purge de l'intégralité des remblais, soit sur une épaisseur de 0,80 m au droit de nos sondages ainsi que de tous matériaux impropres à la construction sur toute leur épaisseur ;
- Procéder à une vérification visuelle de la plate-forme de terrassement afin de déceler tout point dur ou toute zone molle éventuelle ;
- Mise en place d'un géotextile non tissé en fond de fouille afin d'éviter la contamination du remblai d'apport par le sol sous-jacent ;
- Mise en œuvre d'une couche de forme compactée suivant les règles de l'art avec contrôle de portance et de compactage par des essais à la plaque.

Cette variante impose la substitution des remblais et zones molles ou points durs, une couche de forme compactée suivant les règles de l'art devant ensuite être mise en œuvre.

Il sera nécessaire de s'assurer que les cloisons intérieures acceptent les tassements différentiels. Dans le cas contraire, elles devront faire l'objet de lignes de fondations supplémentaires.

**Remarques concernant la couche de forme :**

La couche de forme sera constituée par un matériau sain, insensible à l'eau dont l'épaisseur sera fonction du module de Westergaard demandé vis-à-vis du dimensionnement du dallage. L'épaisseur totale (or purge/substitution) sera au minimum de **0,50 m**, compacté par passes dans les règles de l'Art.

Par ailleurs, il sera indispensable de réceptionner la couche de forme par des essais à la plaque.

Généralement, les valeurs à obtenir sont :

- W1 < 3 mm ;
- EV2/EV1 < 2 ;
- EV2 > 500 bars ;
- Kw > 500 bars/m ;
- Wr1/W1 < 0,6.

On facilitera la mise en œuvre et le compactage par l'intercalation d'un géotextile.

**Nous attirons l'attention sur la difficulté de compacter un matériau sur ce type de sol en période pluvieuse (phénomène de matelassage). Dans ces conditions en période de forte pluie, il y aura lieu de mettre en œuvre des tranchées drainantes afin de collecter ces eaux superficielles.**

**De plus des venues d'eau devront être prises en compte pour la réalisation de la plateforme afin d'éviter notamment le phénomène de matelassage. Un traitement de l'arase, un rabattement de la nappe ou un cloutage par matériau d'apport granulaire insensible à l'eau pourrait s'avérer nécessaire.**

Le tableau suivant présente l'estimation des modules de déformations basée sur la formule $E_s = E_M/\alpha$.

| Lithologie | Profondeur de la base (m/TN) | $E_M$ (MPa) | α | $E_s$ (MPa) |
|---|---|---|---|---|
| Terrains à purger / substituer | 0,8 | 35,0* | 1 | 35,0 |
| Limon | 1,5 | 2,5 | 1/2 | 5,0 |
| | 3,3 | 4,1 | 1/2 | 8,2 |
| Craie | 8,5 | 7,9 | 1/2 | 15,8 |
| | 10,0 | 28,5 | 1/2 | 57,0 |
| | 14,5 | ≥85 | 1/2 | ≥170 |
| | 15,5 | 21,8 | 1/2 | 43,6 |

* le module moyen est pris par hypothèse, il correspond à un remblai technique correctement compacté surmonté d'une couche de forme présentant un objectif de module EV2 à 50 MPa par essai à la plaque.

Les hypothèses de charge ne nous ont pas été communiqué pour cet ouvrage, toutefois pour des charges inférieures à 0,5 t/m² les tassements absolus seront inférieurs à 2 cm.

A noter que des exigences structurelles spécifiques peuvent nécessiter d'adopter des seuils de déformation moindres qui dépendent de l'ouvrage et doivent être définis par la maitrise d'œuvre.

# *11. PRÉCONISATIONS VIS-A-VIS DES TERRASSEMENTS*

## *11.1 Drainage*

D'après nos investigations, les sols concernés par les travaux seront à priori secs.

En fonction des intempéries lors des travaux, des venues d'eau peuvent éventuellement apparaître en cours de terrassement. Elles seront alors collectées et évacuées en dehors des fouilles.

Les dispositions spécifiques prévisibles seront adaptées au cas par cas pour assurer la mise au sec de la plateforme de travail à tout moment.

On privilégiera dans tous les cas une réalisation des travaux en période favorable.

## *11.2 Réalisation des terrassements*

Les terrassements ne présenteront a priori pas de difficulté particulière d'extraction.

Toutefois, au vu des aménagements existants sur le site, il n'est pas exclu de rencontrer des vestiges enterrés lors des travaux qui nécessiteraient alors l'emploi d'engins ou d'outils adaptés.

Nous rappelons également que pour tout vestige ou arbre dessouché au droit du projet, il faudra remblayer avec un matériau sain, inerte et insensible à l'eau qui sera compacté selon les règles de l'art. Les futures fondations seront ancrées de 30 cm dans le sol en place par rapport au niveau bas de l'ancien enracinement ou vestige, et de manière à respecter les profondeurs minimales préconisées dans la partie spécifique aux fondations.

D'après les investigations géotechniques, la plateforme supérieure de terrassement (PST) sera constituée de limon. Ces sols constituent des matériaux dits « sensibles à l'eau ». Leur consistance et leur comportement changent notablement avec la teneur en eau et donc avec les conditions météorologiques.

Pour ces raisons, les travaux par temps de pluie sont à proscrire. Par ailleurs on évitera tout terrassement après de fortes intempéries ou une période de dégel.

La finition des fonds de fouille lors des terrassements sera réalisée à l'aide d'un godet sans dent et en retro. De plus, le bétonnage devra se faire aussitôt après terrassement de manière à éviter toute déstructuration des fonds de fouille. Le cas échéant un béton de propreté devra être mis en place.

Il conviendra de purger les matériaux remaniés en fond de fouille (éboulis).

Pour la phase travaux, l'entreprise devra éventuellement prévoir un assainissement provisoire visant à limiter les effets des intempéries (pentes, fossés, etc.).

La stabilité des parois peut être précaire lors de la réalisation des fouilles et imposer la mise en œuvre de blindage à l'avancement ou l'emploi de techniques adaptées qui devront également tenir compte de la présence d'eau.

### *11.3 Talutage / Blindage*

Compte tenu de la présence de sols superficiels de qualité médiocre, on pourra envisager en première approche la réalisation de talus provisoires qui pourront être dressés avec une pente de 3 de base pour 1 de hauteur.

Dans le cas d'hétérogénéité lithologique, des éboulements locaux sont susceptibles de se produire lors de l'ouverture des fouilles.

On veillera à protéger les talus de toute érosion en phase chantier par la mise en œuvre d'un film polyane.

Pour la phase travaux, l'entreprise devra prévoir un assainissement provisoire visant à limiter les effets des intempéries. Il s'agira de drains longitudinaux en tête et en pied ou d'éperons drainants transversaux si des venues d'eau ponctuelles sont observées.

Si les emprises foncières ou autorisations spécifiques ne permettent pas la réalisation des talus, et/ou si des arrivées d'eau sont importantes sur les hauteurs concernées, il devra être prévu la réalisation de blindages provisoires pendant les terrassements.
Les terrassements seront alors réalisés par passes descendantes à l'avancement immédiatement après l'ouverture de la fouille.

---

Le rapport ci-présent conclut la mission géotechnique de conception G2 phase projet qui nous a été confiée. Il constitue un ensemble indissociable avec ses annexes. Une mauvaise utilisation qui pourrait être faite suite à une communication ou reproduction partielle ne saurait engager GEOMECA.

Toute modification du projet (caractéristiques, implantation) ou du site (terrassement) nécessitera une mise à jour du présent rapport, éventuellement accompagnée d'investigations complémentaires.

Il est important de préciser que les investigations réalisées sur le site pour cette étude ont un caractère ponctuel. Les recommandations exposées dans ce rapport devront être mises en œuvre en tenant compte des conditions réelles du terrain mis à jour au cours des travaux. Par ailleurs, la découverte de toute anomalie (massifs de fondation, caves, galeries, fosses, etc…) devra nous être signalée afin d'affiner nos conclusions.

Selon l'enchainement des missions au sens de la norme NF P 94-500, une étude géotechnique de conception G2 phase DCE/ACT doit être envisagée, notamment afin d'aider la maîtrise d'ouvrage à la consultation des entreprises et à l'analyse des offres.

De même, les études géotechniques d'exécutions (mission G3) et de supervision géotechnique (mission G4) devront être envisagées par la suite au stade exécution.

Le présent rapport peut servir au lancement d'une consultation ou d'un appel d'offres pour la construction d'un ouvrage géotechnique.

---

# *12. ANNEXES*

## *12.1 Extrait de la norme NF P 94-500 révisée en 2013 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, 2 et 3. 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 norme. 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.

## Classification des missions d'ingénierie géotechnique

L'enchaînement des missions d'ingénierie géotechnique (étape 1 à 3) doit suivre les étapes d'élaboration et de réalisation de tout projet pour contribuer à la maîtrise des risques géotechniques. Lemaître 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 : ÉTUDES GÉOTECHNIQUES PREALABLES (G1)**

Cette mission exclue toute approche des quantités, délais et coûts d'exécution des ouvrages géotechniques qui entre dans le cadre d'une 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 de l'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 PROJET (G2)**

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

**Phase Avant-projet (AVP)**

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

— Définir si besoin un programme d'investigations géotechniques spécifique, le réaliser ou en assurer le suivi technique, en exploiter les résultats.

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

**Phase Projet (PRO)**

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

— Définir si besoin un programme d'investigations géotechniques spécifique, le réaliser ou en assurer le suivi technique, en exploiter les résultats.

— Fournir un dossier de synthèse des hypothèses géotechniques à prendre en compte au stade du projet (valeurs caractéristiques des paramètres géotechniques en particulier ), des notes techniques donnant les choix constructifs des ouvrages géotechniques (terrassements, soutènements, pentes et talus, fondations, assises des dallages et voiries, améliorations de sols, dispositions vis-à-vis des nappes et des avoisinants), des notes de calcul de dimensionnement, un avis sur les valeurs seuils et une approche des quantités.

**Phase DCE / ACT**

Elle est réalisée pour finaliser le dossier de consultation des entreprises et assister le maître d'ouvrage pour l'établissement des contrats de travaux avec le ou les entrepreneurs retenus pour les ouvrages géotechniques :

— 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.

## Classification des missions d'ingénierie géotechnique (suite)

**ÉTAPE 3 : ÉTUDE GÉOTECHNIQUE DE REALISATION (G3 et G4, distinctes et simultanées)**

**ETUDE ET SUIVI GEOTECHNIQUES 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 Etude**

— Définir si besoin un programme d'investigations géotechniques spécifique, le réaliser ou en assurer le suivi technique, en exploiter les résultats.

— Etudier 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 contrôle à prévoir, valeurs seuils, dispositions constructives complémentaires éventuelles).

— Elaborer 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 de l'exécution des ouvrages géotechniques, appliquer si nécessaire des dispositions constructives prédéfinies en phase Etude.

— 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).

— Etablir la prestation géotechnique du dossier des ouvrages exécutés (DOE) et fournir les documents géotechniques nécessaires à l'établissement du dossier d'interventions ultérieures sur l'ouvrage (DIUO).

**SUPERVISION GEOTECHNIQUE 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 du 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 de 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 GEOTECHNIQUE (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 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.

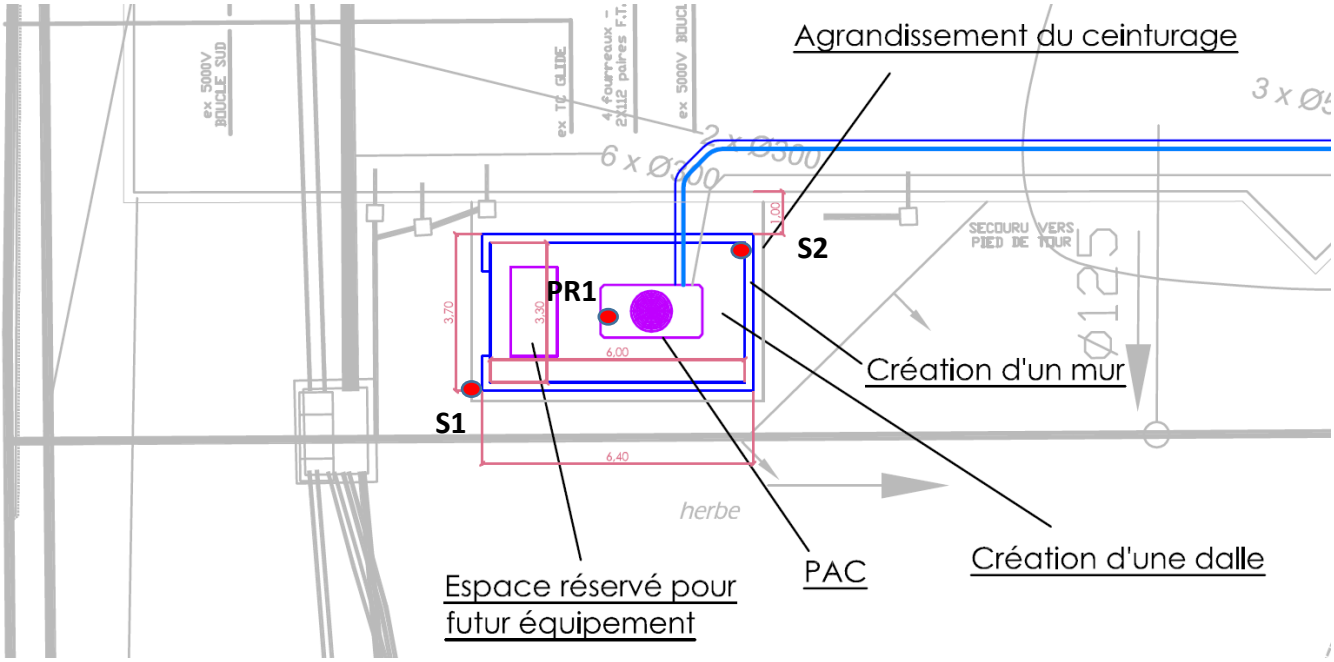
— Etudier un ou plusieurs éléments géotechniques spécifiques (par exemple soutènement, causes géotechniques d'un désordre) dans le cadre de ce diagnostic, mais sans aucune implication dans la globalité du projet ou dans l'étude de l'état général de l'ouvrage existant.

— 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 géotechnique seront réalisés ultérieurement, conformément à l'enchainement des missions d'ingénierie géotechnique (étape 2 et/ou 3).

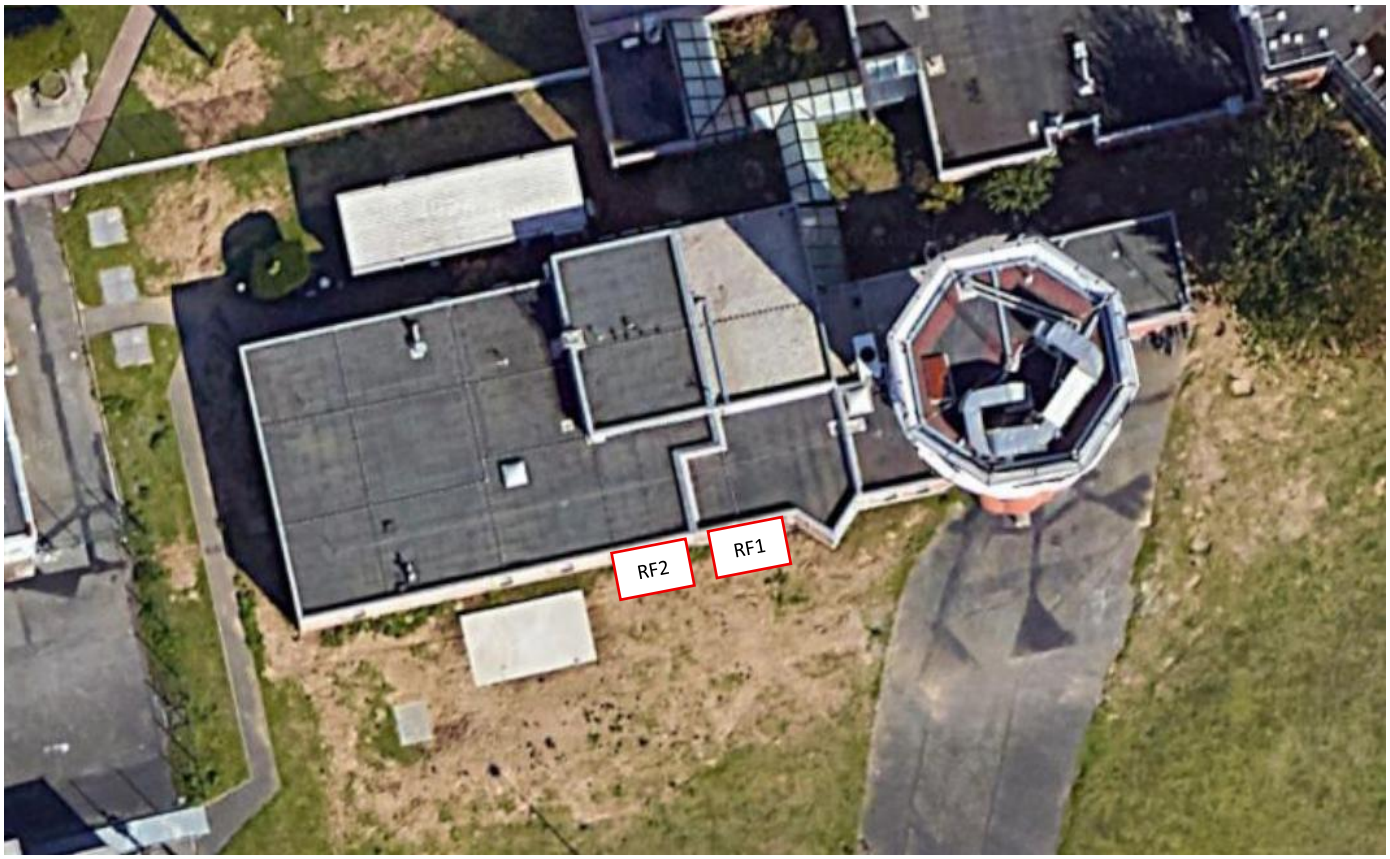
## Schéma d'enchaînement des missions types d'ingénierie géotechnique

| Enchainement 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 |
|---|---|---|---|---|---|---|
| Etape 1 : Etude géotechnique préalable (G1) | | Etude géotechnique préalable (G1)<br><br>Phase Etude de Site (ES) | | Spécificités géotechniques du site | Première identification des risques présentés par le site | Fonction des données existantes et de la complexité géotechnique |
| | Etude préliminaire esquisse, APS | Etude géotechnique préalable (G1)<br><br>Phase Principes Généraux de Construction (PGC) | | Première adaptation des futurs ouvrages aux spécificités du site | Première identification<br>Des risques pour les futurs ouvrages | Fonction des données existantes et de la complexité géotechnique |
| Etape 2 : Etude géotechnique de conception (G2 | APD / AVP | Etude géotechnique de conception (G2)<br><br>Phase avant-projet (AVP) | | Définition et comparaison des solutions envisageables pour le projet | Mesures préventives pour la réduction des risques identifiés, mesures correctives pour les risques résiduels avec détection au plus tôt de leur survenance | Fonction du site et de la complexité du projet (choix constructifs) |
| | PRO | Etude géotechnique de conception (G2)<br><br>Phase projet | | Conception et justifications du projet | | Fonction du site et de la complexité du projet (choix constructifs) |
| | DCE / ACT | Etude géotechnique de conception (G2)<br><br>Phase DCE / ACT | | Consultation sur le projet de base / Choix de l'entreprise et mise au point du contrat de travaux | | |
| Etape 3 : Etudes géotechniques de réalisation (G3 / G4) | | A la charge de l'entreprise | A la charge du maître d'ouvrage | | | |
| | EXE / VISA | Etude et suivi géotechniques d'exécution (G3)<br><br>Phase étude (en interaction avec la phase suivie) | Supervision géotechnique d'exécution (G4)<br><br>Phase supervision de l'étude géotechnique d'exécution (en interaction avec la phase supervision du suivi) | Etude 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 | Etude et suivi géotechniques d'exécution (G3)<br>Phase suivi (en interaction avec la phase étude) | Supervision géotechnique d'exécution (G4)<br><br>Phase supervision du suivi géotechnique d'exécution (en interaction avec la phase supervision de l'étude) | Exécution des travaux en toute sécurité et en conformité avec les attentes du maître d'ouvrage | | Fonction du contexte géotechnique observé et du comportement de l'ouvrage et des avoisinants en cours de travaux |
| A toute étape d'un projet ou sur un projet 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 |

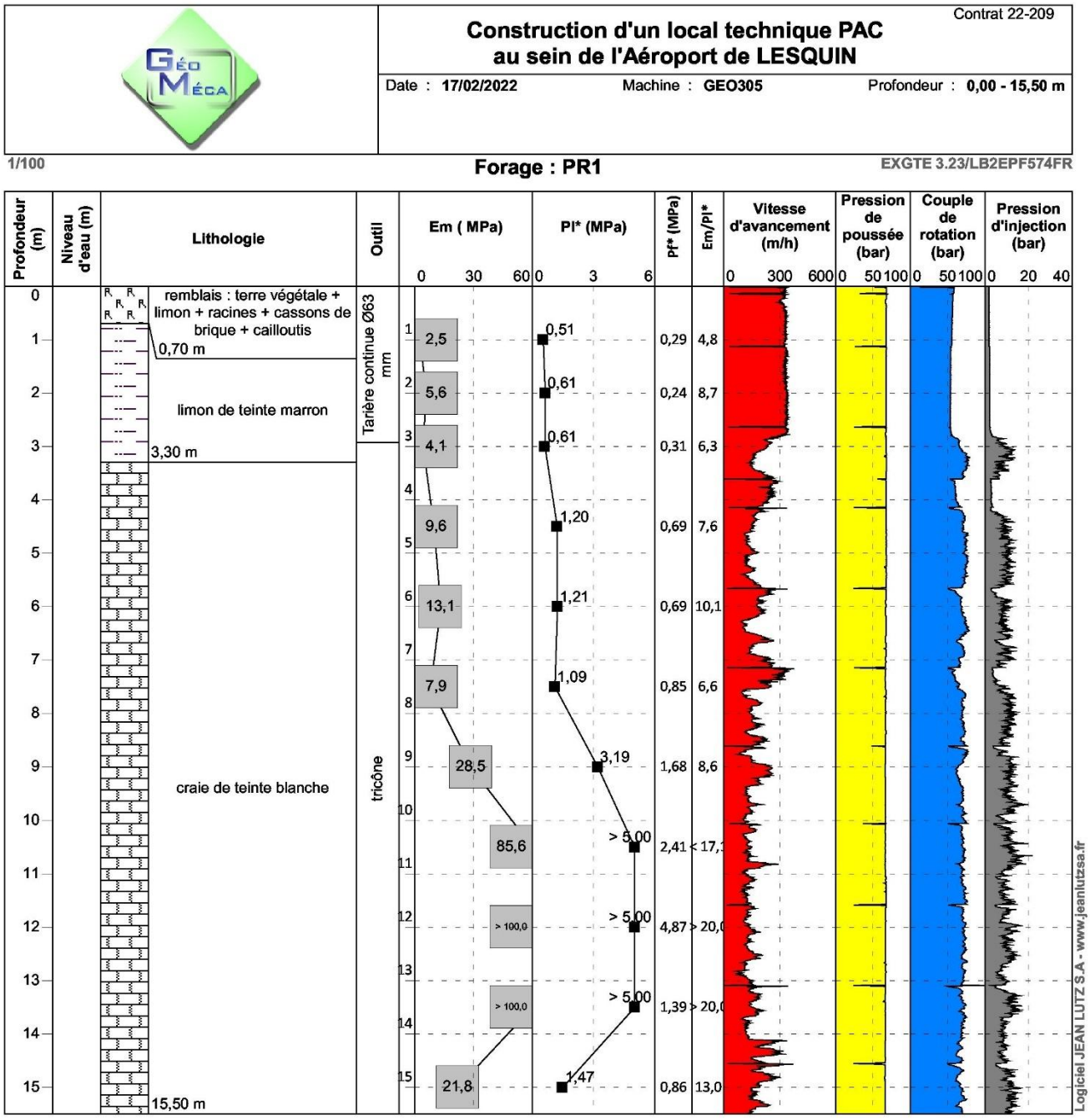
## 12.2 Plan d'implantation approximatif des sondages (de 2022)




## 12.3 Localisation approximative des sondages (de 2026)



## 12.4 Coupes géologiques et essais pressiométriques (de 2022)

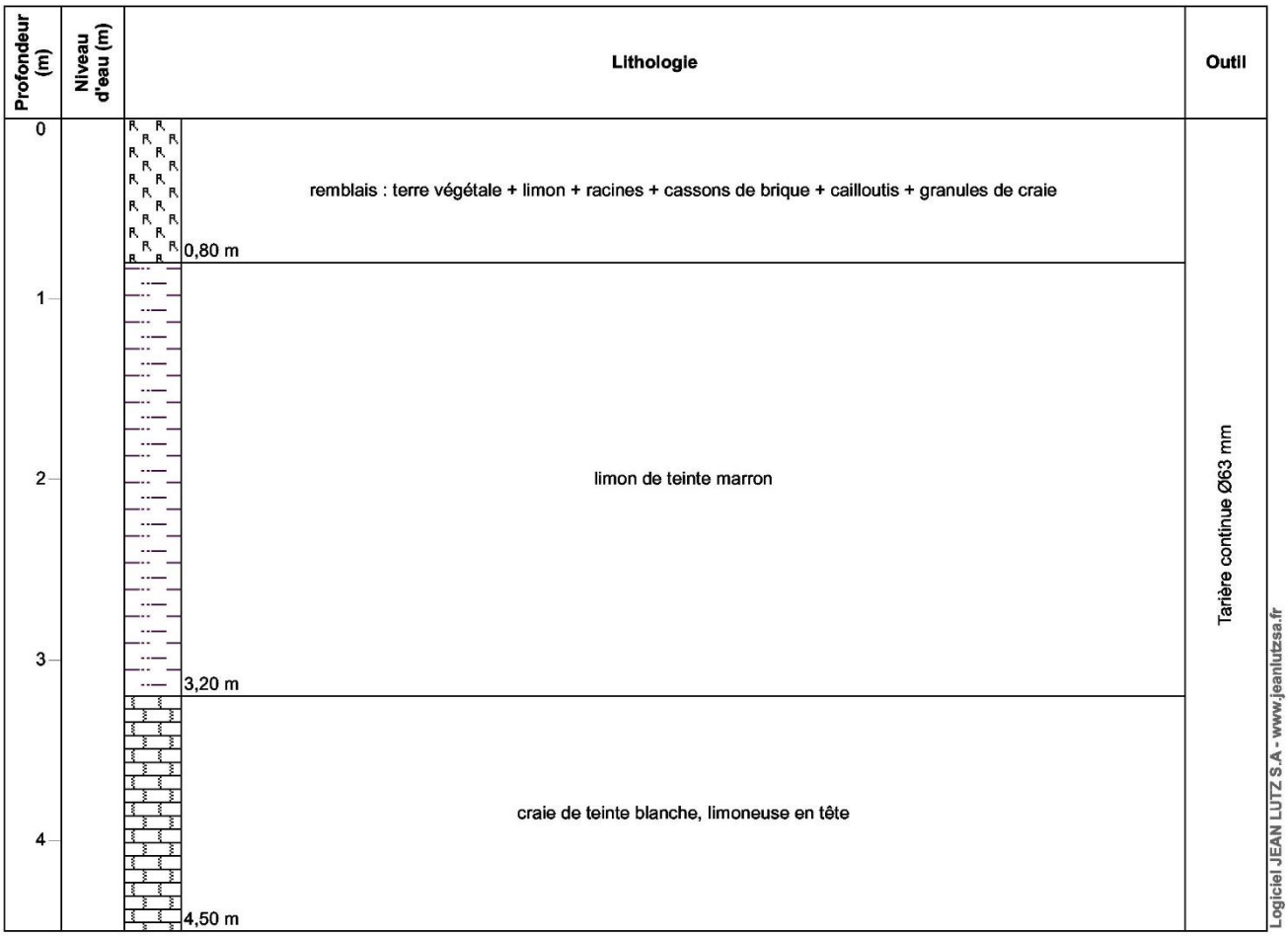


**Construction d'un local technique PAC au sein de l'Aéroport de LESQUIN** (Contrat 22-209)

1/35

## Forage : S1

EXGTE 3.23/GTE

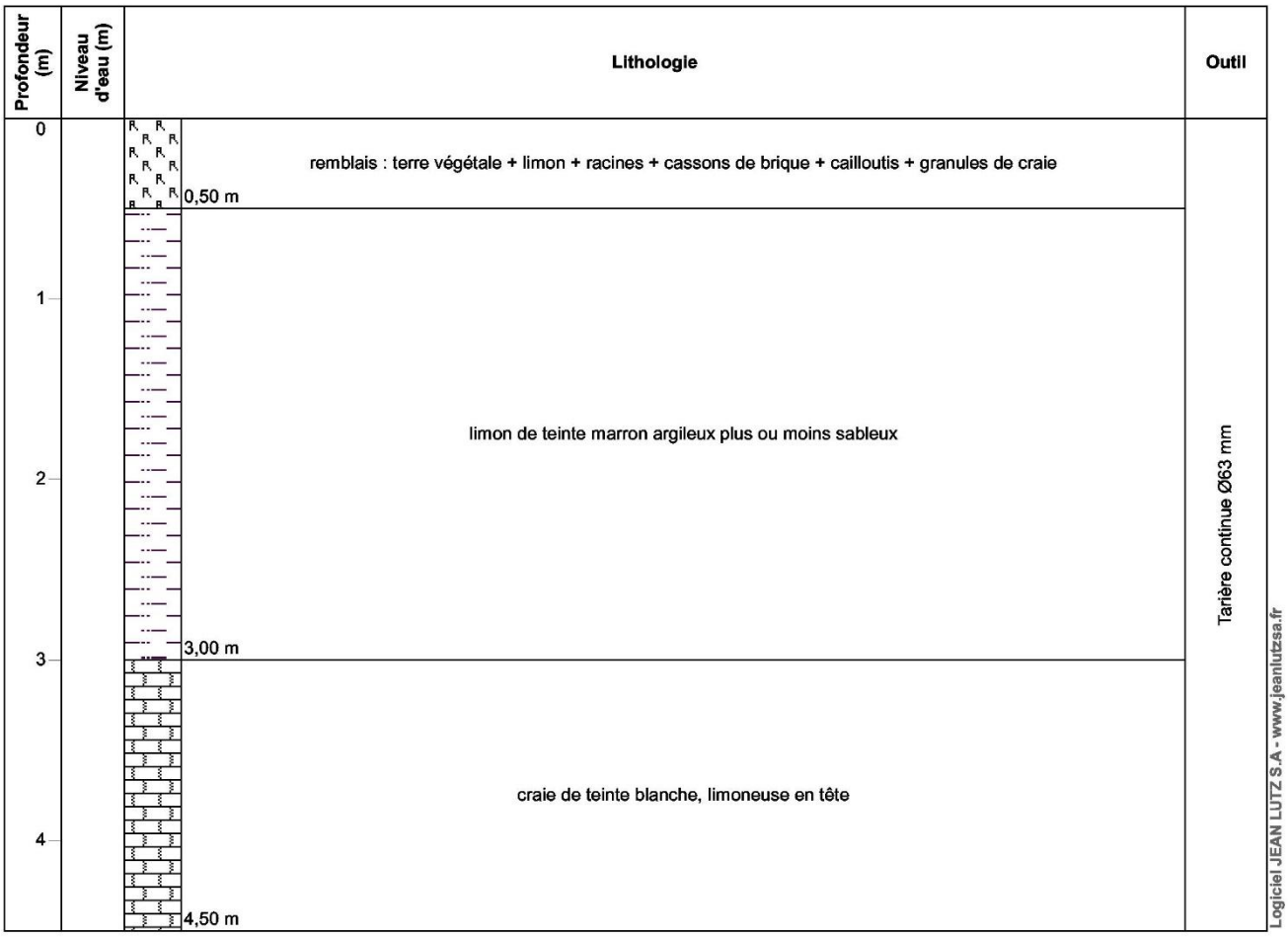


**Construction d'un local technique PAC au sein de l'Aéroport de LESQUIN** (Contrat 22-209)

1/35

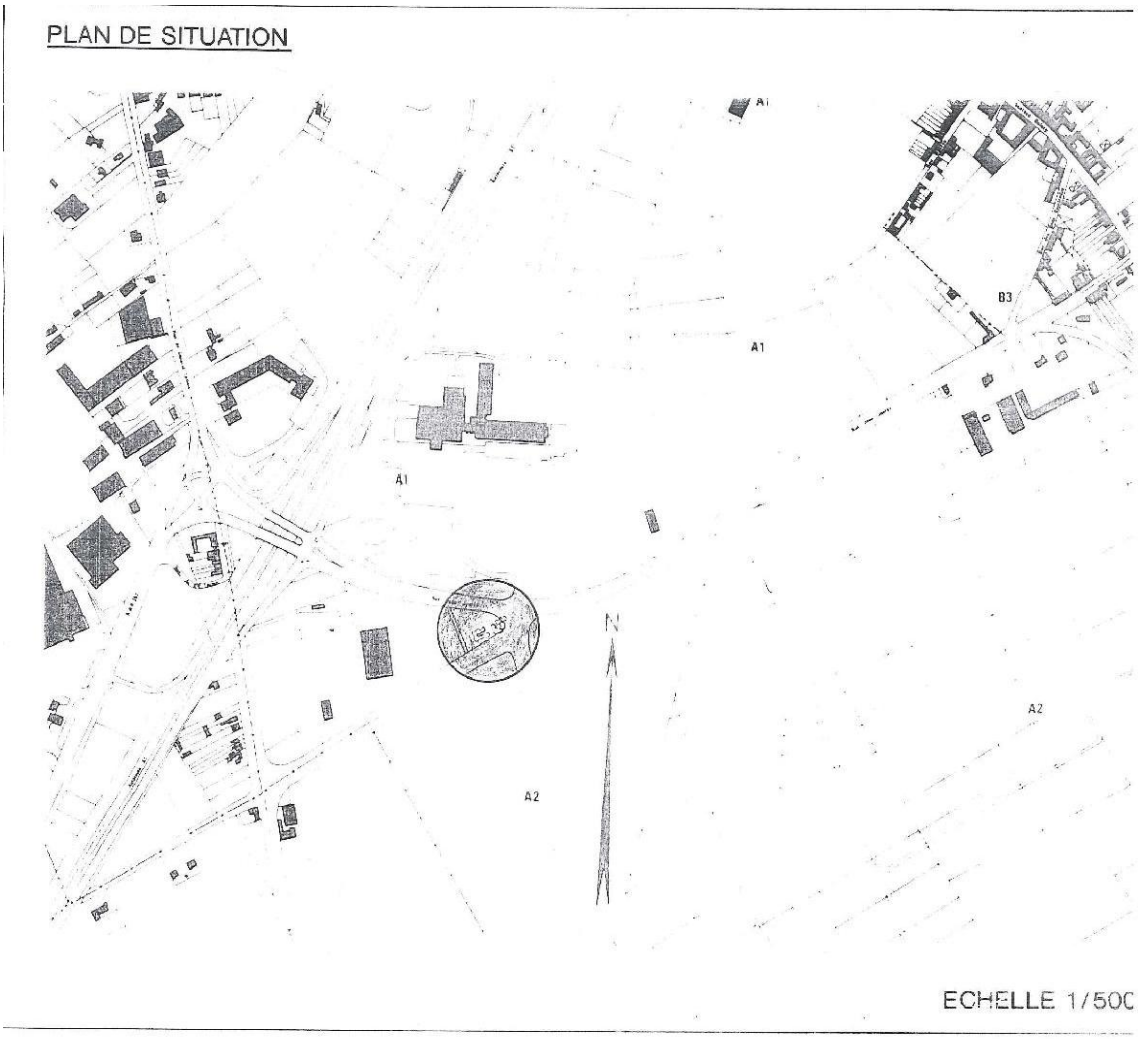
**Forage : S2**

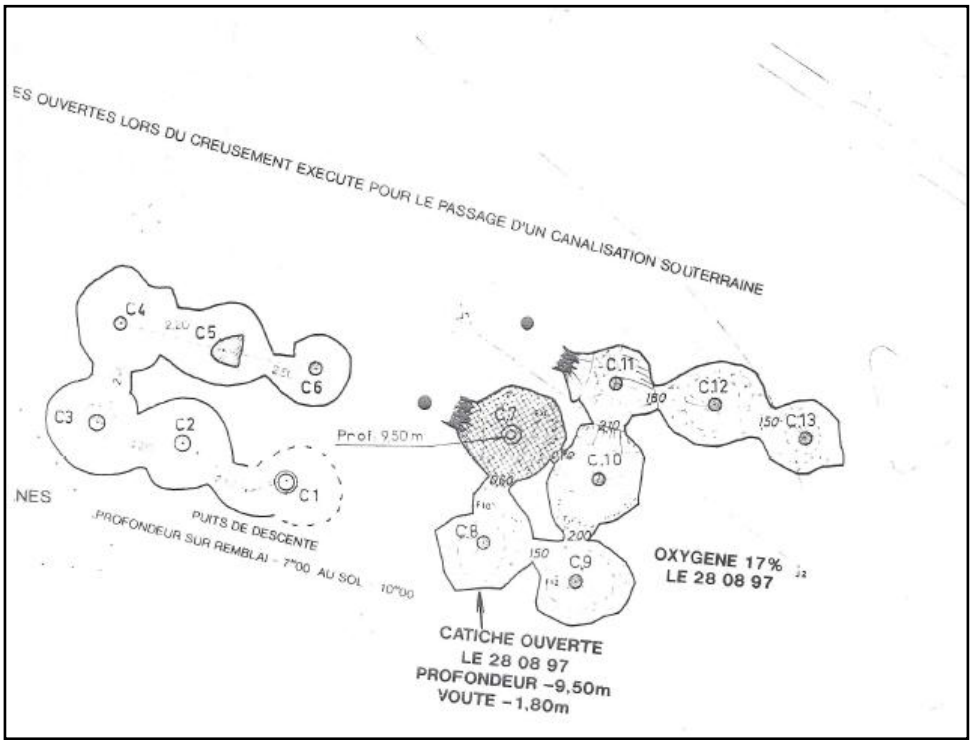
EXGTE 3.23/GTE

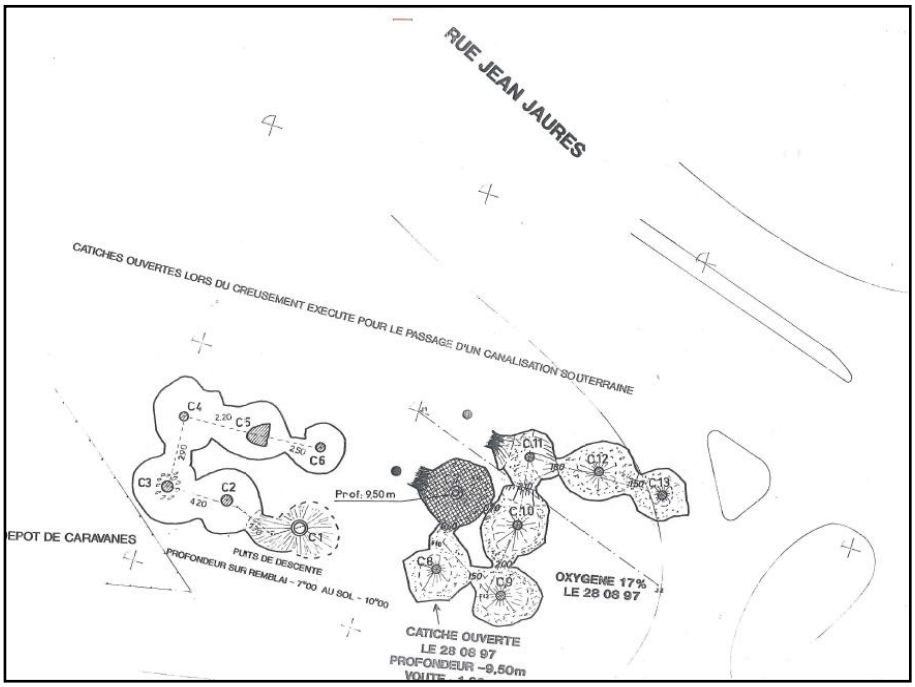


## 12.5 Fiches de recensement des cavités fournis par le BRGM lors d'une étude précédente

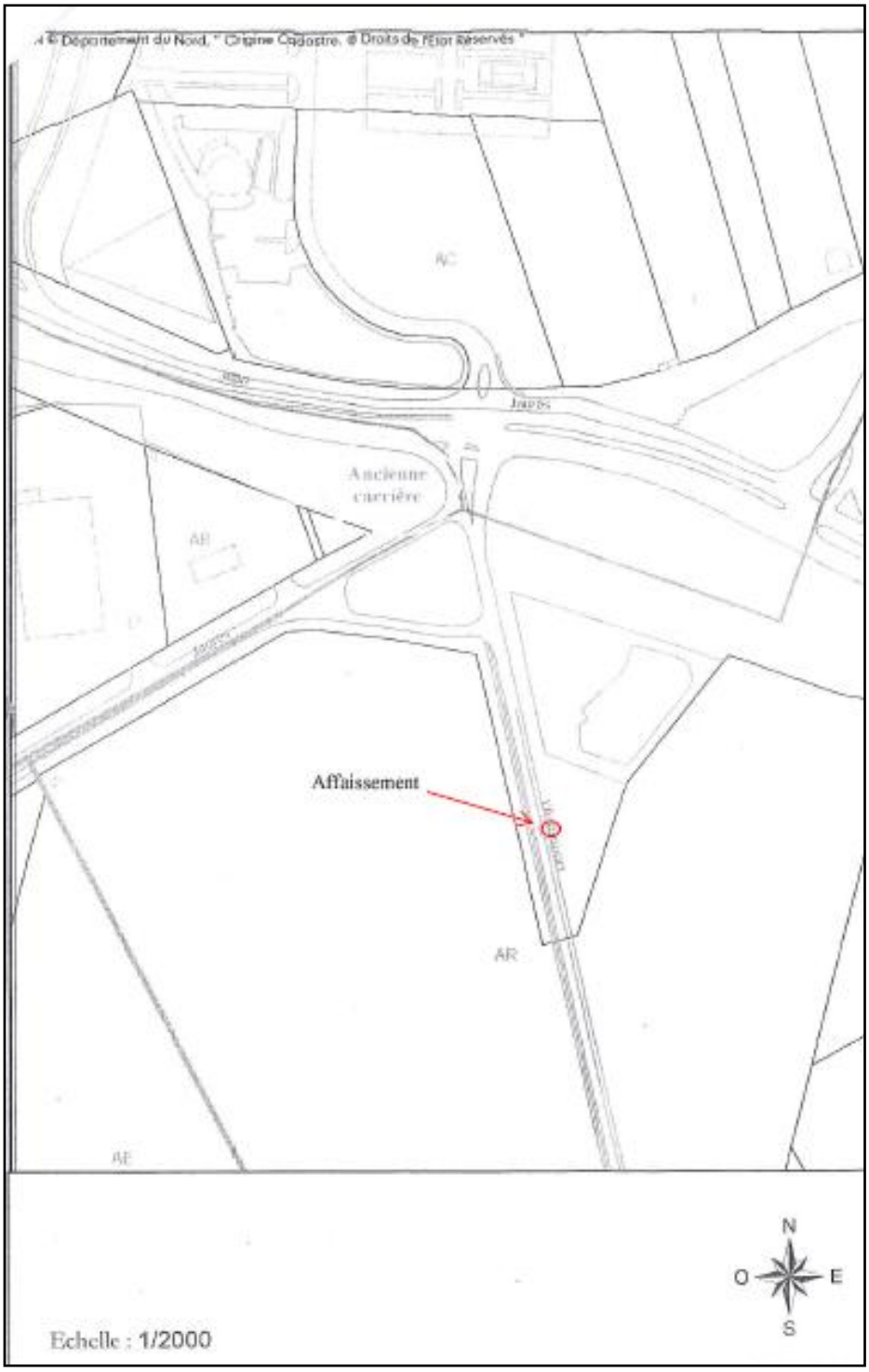
### 12.5.1 CAVITE NPCAW0000671



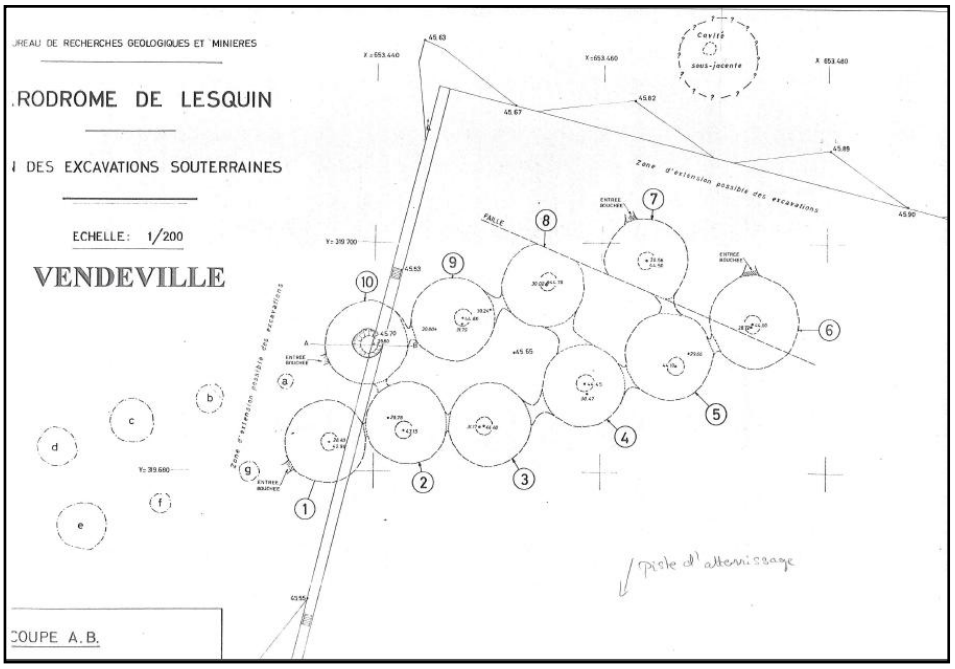




RUE JEAN JAURES
CATICHES OUVERTES LORS DU CREUSEMENT EXECUTE POUR LE PASSAGE D'UN CANALISATION SOUTERRAINE
C4
C5
C6
C3
C2
C1
Prof: 9,50 m
C11
C12
C13
C10
C8
C9
EPOT DE CARAVANES
PUITS DE DESCENTE
PROFONDEUR SUR REMBLAI - 7"00 AU SOL - 10"00
OXYGENE 17%
LE 28 06 97
CATICHE OUVERTE
LE 28 06 97
PROFONDEUR -9,50m

### *12.5.1 CAVITE NPCAW0000675*



### *12.5.2 CAVITE NPCAA21000283*






### *12.5.3 CAVITE NPCAA0000339*

