



GÉotechnique
sciences de la terre sas

Agence de Corse
13 Lotissement Arbuccetta – Immeuble Imohotep
20620 BIUGUGLIA

Tél : 06 25 90 92 27
m.mendoza@geotechnique-sas.com

RAPPORT D'ETUDE GEOTECHNIQUE DE CONCEPTION G2 PHASE PRO

Localisation

AJACCIO (20) – Base navale d'Aspretto

Projet

Réhabilitation de l'atelier A16 de la base navale

Maître d'ouvrage

**Direction Nationale des Garde-Côtes des
Douanes (DNGCD)**

REFERENCE : 2025.03.168-G2 PRO

Ind.	Date	Contenu	Rédacteur	Vérificateur	Observations
A	03/07/2025	33 pages + annexes	P. CHEVALLIER	N. BRUNET DE SAIRIGNE	Version initiale

Référentiel document : v2.2 22/01/2024

PLAN DU RAPPORT

1. PRESENTATION	3
1.1. Définition de l'opération	3
1.2. Contrat – Mission géotechnique	3
1.3. Cadre réglementaire	3
1.4. Documents communiqués	4
1.5. Caractéristiques du projet	4
1.6. Caractéristiques générales du site	6
1.6.1. Localisation	6
1.6.2. Caractéristiques de la zone d'étude	7
1.6.3. Contextes géologique & hydrogéologique	9
1.6.4. Enquête historique sommaire	9
1.7. Risques naturels	10
1.7.1. Risque d'inondation	10
1.7.2. Risque de remontée de nappe	11
1.7.3. Exposition au retrait-gonflement des argiles	12
1.7.4. Présence de cavités / risque karstique	12
1.7.5. Mouvements de terrains	12
1.7.6. Radon	12
1.7.7. Risque sismique	13
1.7.8. Arrêtés de catastrophes naturelles	13
2. INVESTIGATIONS GEOTECHNIQUES (RAPPELS AVP).....	14
2.1. Implantation et nivellement.....	14
2.2. Investigations réalisées.....	14
3. SYNTHESE GEOTECHNIQUE.....	15
3.1. Coupe stratigraphique du terrain - caractéristiques mécaniques	15
3.2. Graphiques synoptiques	16
3.2.1. Sondages - Modules pressiométriques EM	16
3.2.2. Sondages – Pressions limites p_l^*	17
3.3. Niveaux des eaux souterraines	17
3.4. Reconnaissances sur ouvrages existants et mitoyens	18
4. APPLICATIONS GEOTECHNIQUES AU STADE PROJET	19
4.1. Modèle géotechnique retenu	19
4.2. Niveaux caractéristiques des eaux souterraines	19
4.3. Conditions sismiques.....	19
4.3.1. Données réglementaires	19
4.3.2. Influence du sol	20
4.3.3. Catégorie de bâtiment	20
4.3.4. Exigences sur le bâti neuf	22
4.3.5. Risque de liquéfaction des sols	22
4.4. La zone d'influence géotechnique (ZIG).....	22
4.5. Adaptations du projet aux conditions géotechniques	22

4.6. Adaptations vis-à-vis des avoisinants et mitoyens.....	23
4.7. Principes généraux de terrassements	24
4.7.1. Préambule	24
4.7.2. Recommandations générales.....	24
4.7.3. Travaux préparatoires	24
4.7.4. Travaux de démolition sur site occupé	25
4.7.5. Aménagement des plateformes.....	25
4.8. Conception des niveaux-bas	26
4.9. Etude des fondations profondes (norme NF P94-262) : solution n°1	26
4.9.1. Type de fondation profonde.....	26
4.9.2. Méthode et paramètres de calculs	27
4.9.3. Ebauche dimensionnelle (micropieux).....	27
4.9.4. Conditions et précautions de réalisation des micropieux.....	28
4.10. Etude des fondations superficielles/semi profondes (Norme NF P94-261) : solution n°2	30
4.10.1. Sol d'assise et conditions d'ancrage	30
4.10.2. Adaptation vis-à-vis des fondations mitoyennes ou proches	30
4.10.3. Contraintes admissibles fixées en phase AVP	30
4.10.4. Capacité portante – ELS/ELU	31
4.10.5. Evaluation préliminaire des tassements	32
4.10.6. Conditions et précautions d'exécution des fondations.....	32
5. ALEAS RESIDUELS ET RISQUES ASSOCIES	34
6. CONDITIONS GENERALES DE VALIDITE DU RAPPORT	35

- Annexe 1 : **Extrait de la norme NF P94-500 de novembre 2013**
 Annexe 2 : **Conditions de validité de l'étude**
 Annexe 3 : **Implantation des sondages**
 Annexe 4 : **Coupes de sondages**
 Annexe 5 : **Notes de calculs**

Le présent document devient la propriété du client uniquement après paiement intégral de la prestation correspondante.

1. PRESENTATION

1.1. Définition de l'opération

Le Maître d'Ouvrage, **LE MINISTRE DES ARMEES** (Direction Nationale des Garde-Côtes des Douanes (DNGCD)) envisage la réhabilitation de l'atelier 016 de la base navale d'Aspretto à AJACCIO (20).

1.2. Contrat – Mission géotechnique

Notre offre d'étude géotechnique référencée **GLn2025-03-168/1** en date du 14/04/2025 a été acceptée le 28/04/2025 (bon de commande n° **1513116374**) par **LE MINISTERE DES ARMEES**.

La présente mission s'inscrit dans la continuité de l'étude géotechnique de conception G2 phase AVP, référencée 2025-03-168 AVP du 10/06/2025.

Conformément à notre offre et selon la norme AFNOR NF P 94-500 de novembre 2013, il s'agit d'une **mission géotechnique de conception** comprenant la **phase Projet** (G2 PRO). Les résultats des investigations réalisées en phase AVP seront repris dans le présent rapport.

Conformément à notre offre et selon la norme AFNOR NF P 94-500 de novembre 2013, la présente mission consiste à :

- Synthétiser les hypothèses géotechniques à prendre en compte au stade du projet ;
- Établir les notes techniques donnant les choix constructifs pour les travaux suivants :
 - Terrassements,
 - Fondations du bâtiment,
- Établir les notes de calcul de dimensionnement correspondantes ;
- Préciser les conditions de terrassements associées à la réalisation du projet ;
- Donner les dispositions à suivre vis-à-vis de la nappe et des avoisinants ;
- Donner un avis sur les valeurs seuils à retenir.

Il convient de rappeler que les aspects non exhaustifs suivants ne font pas partie de la mission :

- Les études environnementales éventuelles (diagnostic de pollution, voisinage, etc...) ;
- La reconnaissance des anomalies géotechniques en dehors de l'emprise des investigations.

Concernant les eaux souterraines, les informations hydrogéologiques intégrées à la présente mission sont limitées aux résultats de l'enquête documentaire générale et au report des niveaux d'eaux mesurés en cours d'investigations.

Si ces éléments peuvent être de nature à induire un éventuel impact sur le projet, une étude hydrogéologique spécifique pourra être réalisée dans les phases ultérieures d'études en adéquation avec les objectifs et les enjeux au regard du projet.

1.3. Cadre réglementaire






Les textes normatifs et documents de référence appliqués dans le cadre de cette étude sont les suivants :

- Eurocode 7 – Calculs géotechniques

- Norme NF P94-261 – Calcul Géotechnique – Fondations superficielles (février 2017)
- Norme NF P94-262 – Calcul Géotechnique – Fondations profondes (juillet 2018)
- NF DTU 13.1 Fondations superficielles
- NF DTU 13.2 Fondations profondes
- Normes AFNOR en vigueur concernant les travaux de sondages et essais in-situ ou de laboratoire

1.4. Documents communiqués

Les documents suivants nous ont été communiqués :

Document	Fourni par	Référence	Format	Date
Plan de situation, plan des existants, plan de masse	LE MINISTERE DES ARMEES	 2A0004526E_0000_M_EI_ATL-Plan masse A0 H-000  PC1 - Plan de situation - DOUANE-000  PC2 - Plan Cadastrale -DOUANE-000  PC2a - Plan de masse actuel-DOUANE-000  PC2b - Plan de masse futur-DOUANE-000	pdf	07/2018 08/2024 08/2024 08/2024 08/2024

Aucun plan de fondations ni d'éléments de descentes de charges ne nous a été transmis lors de la phase G2PRO.

1.5. Caractéristiques du projet

Il est prévu le réaménagement de l'atelier 016 et la création de bureaux et de zone de stockage à l'intérieur du bâtiment. Le dallage béton existant sera démoli et reconstruit.

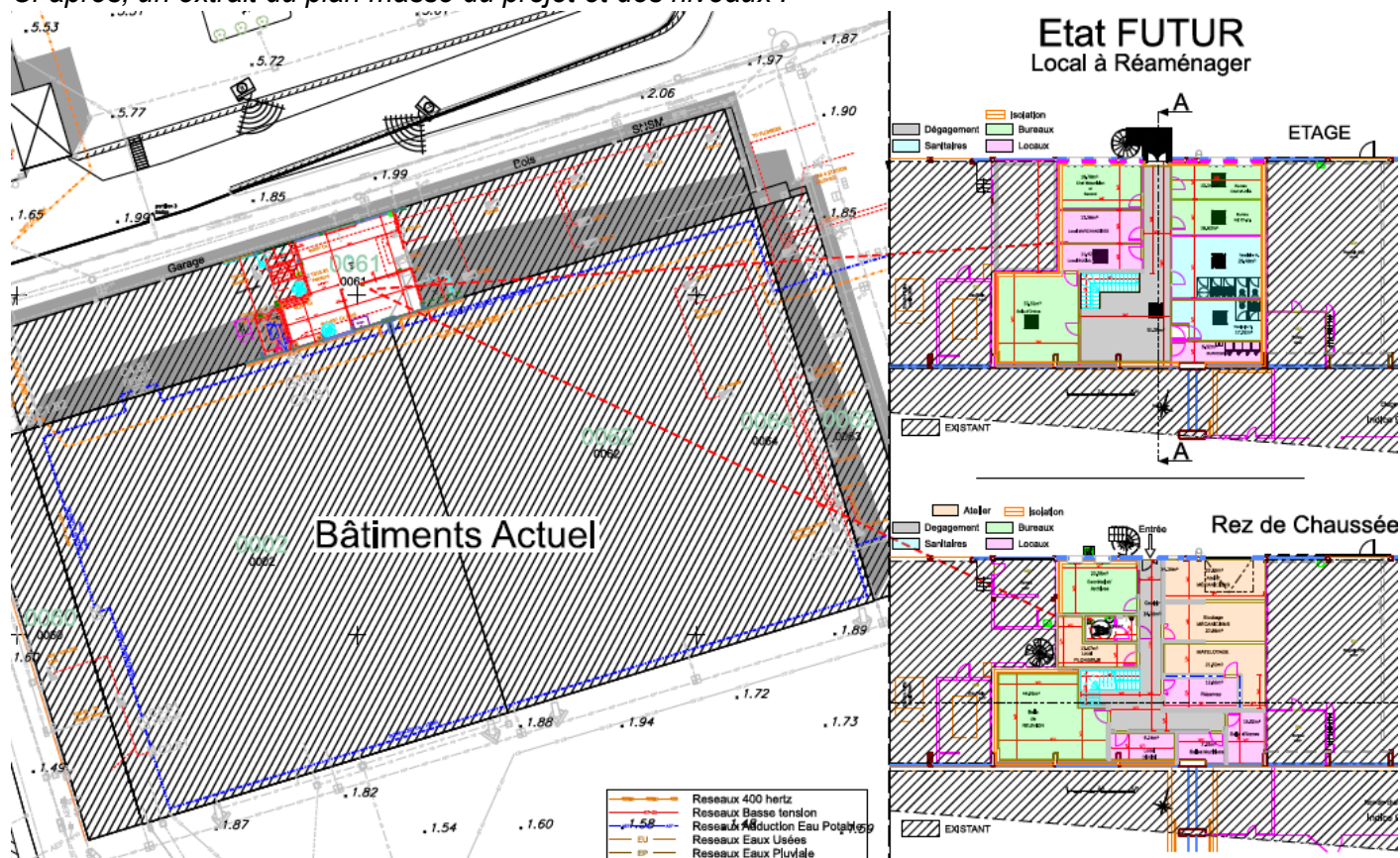
Le niveau +0.0 sera identique au niveau actuel soit +2.0 NGF.

Au voisinage du projet, nous avons identifié les ouvrages suivants :

- Bâtiments de la base navale,
- Les digues existantes.

Compte tenu de la topographie du site et des caractéristiques du projet, les terrassements induits seront faibles et se limiteront essentiellement aux démolitions du dallage existant et la réalisation des fouilles de fondations.

Ci-après, un extrait du plan masse du projet et des niveaux :



Les caractéristiques structurales du projet ainsi que les descentes de charges ne nous ont pas été communiquées. A la demande du Maître d'Ouvrage et en l'absence d'informations sur les DDC, il sera étudié plusieurs cas de charges. Elles ont été prises par hypothèses par GEOTECHNIQUE SAS comme suit :

Élément	Descente de charge	
	ELS	ELU
Appuis isolés min (kN)	100	150
Appuis isolés moy (kN)	300	450
Appuis isolés max (kN)	400	600
Dallage	10 kPa	-

Le calcul des combinaisons et le plan des fondations devront être réalisés par le BET de l'entreprise en phase EXE.

1.6. Caractéristiques générales du site

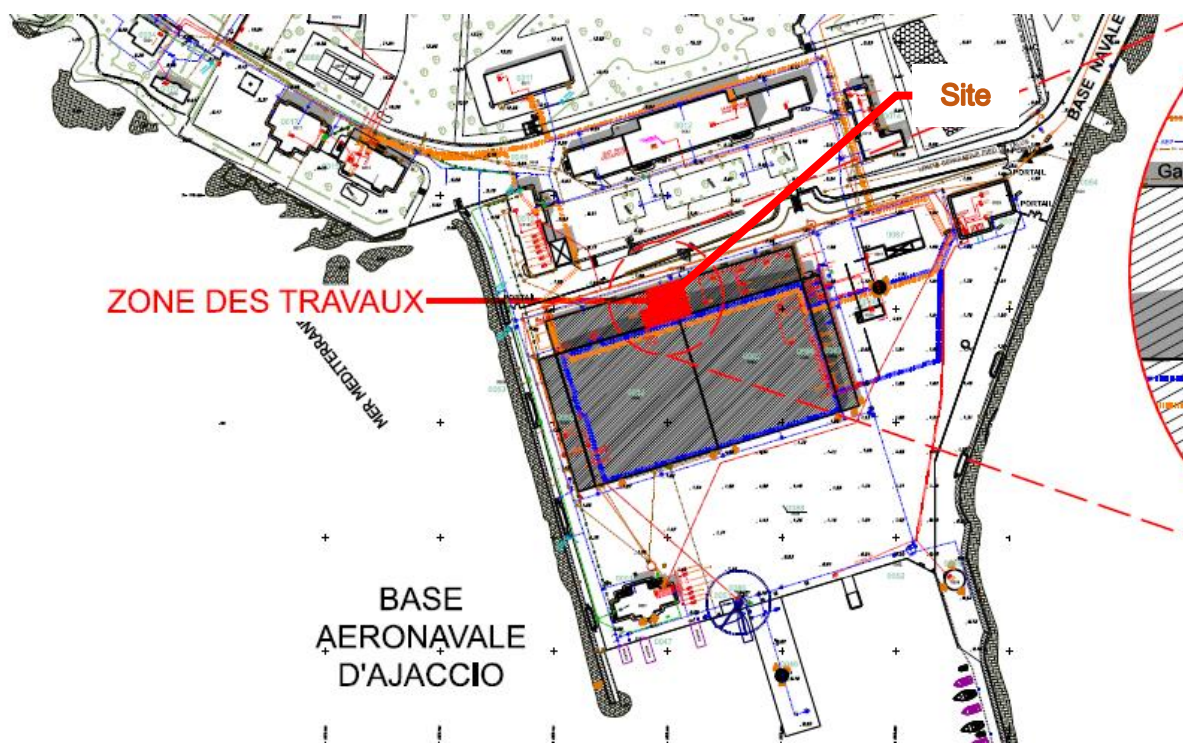
1.6.1. Localisation

Le terrain concerné par la présente étude se situe dans l'enceinte de la base navale d'Aspretto sur la ville d'AJACCIO (20).

Ci-après, un plan de localisation de l'opération :



Source : www.géoportail.gouv.fr



Source : PC2a plan de masse actuel

Ci-après, un extrait d'image aérienne avec localisation du projet :



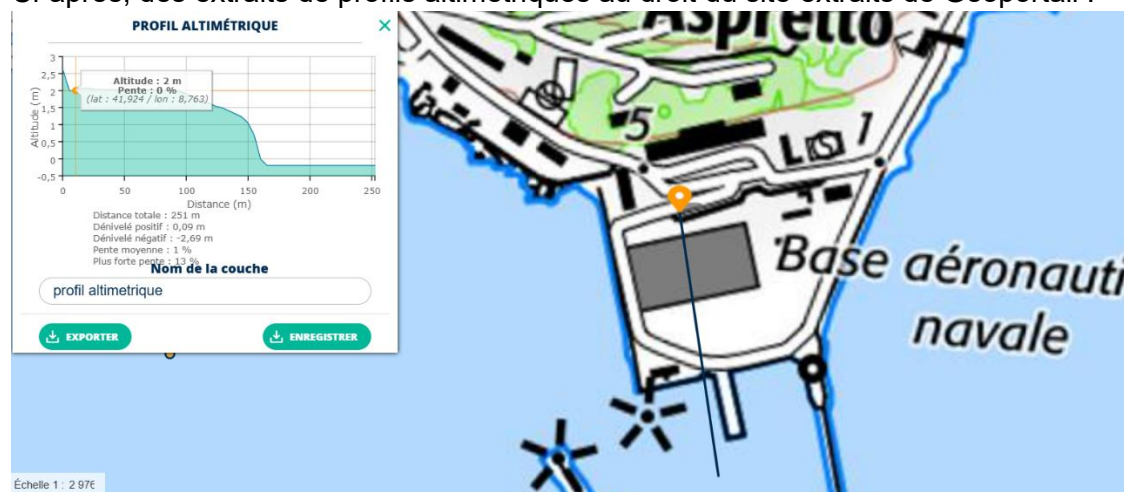
Source : www.géoportail.gouv.fr

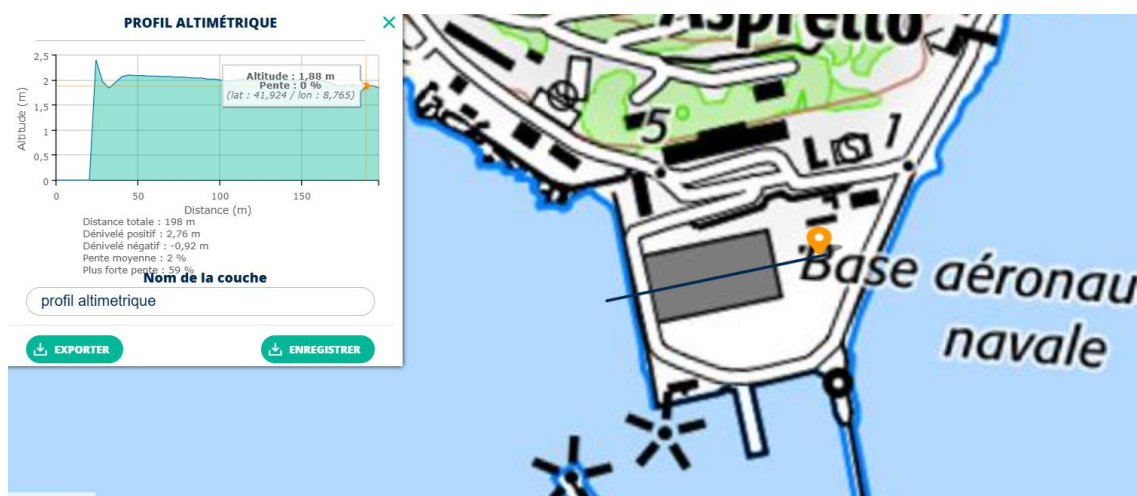
1.6.2. Caractéristiques de la zone d'étude

Les éléments principaux à retenir concernant la configuration du site sont les suivants :

- Le terrain est occupé par une base navale,
- L'altimétrie de la parcelle est située vers +2.0 NGF d'après le plan qui nous a été communiqué,
- La parcelle est délimitée par :
 - Des parcelles construites au Nord,
 - La Méditerranée à l'Ouest, à l'Est et au Sud.

Ci-après, des extraits de profils altimétriques au droit du site extraits de Géoportail :





Vues du site au moment des sondages en 2025 :



1.6.3. Contextes géologique & hydrogéologique

D'après les données de la carte géologique au 1/50000 du secteur (cf. extrait inséré ci-après), la succession lithologique attendue est la suivante :

- Des remblais d'aménagement (**X**),
- Le substratum rocheux représenté par les granites (**g2γ3b**), généralement altérés en tête (frange supérieure de nature argilo-sableuse).

Extrait de la carte géologique au 1/50000 :



Site

Source : www.infoterre.brgm.fr

1.6.4. Enquête historique sommaire

En raison de l'occupation antérieure et actuelle du site, une enquête bibliographique historique sommaire a été effectuée sur la base de données disponibles (archives des images aériennes, recherche sur le net,...).

1950



1970



1990



2010



La base navale est déjà présente sur la première vue de 1950. Selon les informations disponibles sur internet, la base aurait été construite dans les années 1930. Le site a été remblayé avant la construction du bâtiment.

1.7. Risques naturels

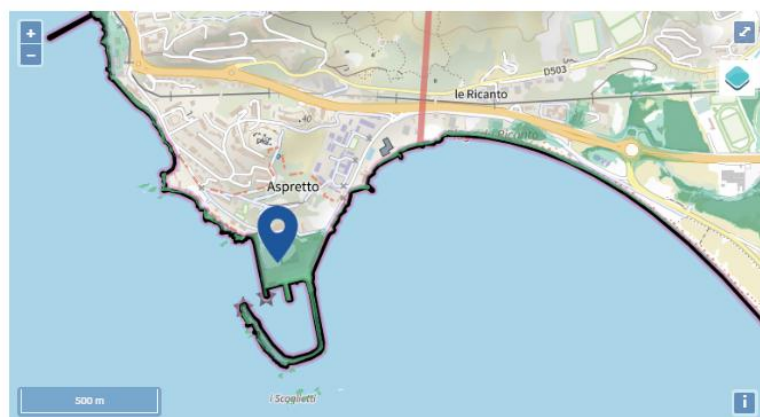
Les risques naturels relevés au droit du site, qui peuvent avoir une incidence sur l'interaction sol-structure, sont synthétisés ci-après (données Infoterre).

A noter que les risques naturels sans lien direct avec la stabilité des ouvrages (présence d'amiante, présence de radon, présence de pollutions de sol, etc...) ne sont pas l'objet de l'étude géotechnique et ne sont donc pas répertoriés.

1.7.1. Risque d'inondation

Nous rappelons que, d'après les données dont nous disposons (Géorisques), la parcelle est située dans une zone soumise aux risques de submersion marine.

Périmètre des servitudes d'utilité publique d'un PPR



Légende : Zone à risque entraînant une servitude d'utilité publique

Source : www.georisque.gouv.fr

D'après les indications recueillies dans le PPRi local le site est en dehors des zones d'inondation.

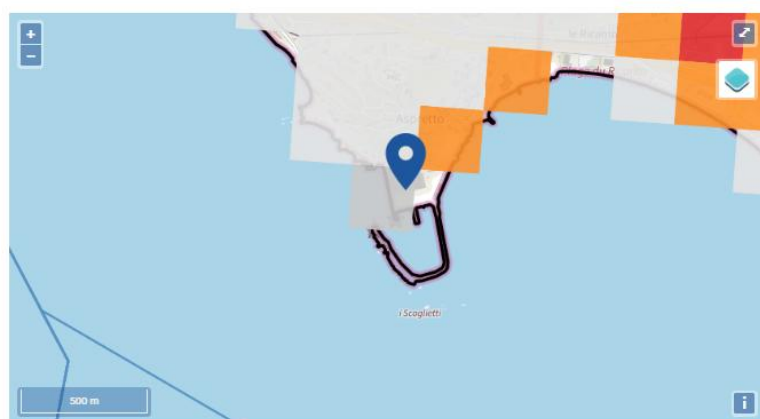
Il est de la responsabilité du Maître d'Ouvrage de se renseigner sur le risque réel d'inondation auprès des services d'urbanisme (P.L.U. notamment). Des dispositions de protection des ouvrages peuvent être prescrites et devront être dimensionnées par un bureau d'étude hydraulique.

1.7.2. Risque de remontée de nappe

D'après les données issues du BRGM, le site est classé en dehors des zones à risques remontée de nappe.

Extrait de la carte de « Remontées de nappe » du BRGM (source Géorisques) :

Risques liés aux remontées de nappe



Légende :

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

1.7.3. Exposition au retrait-gonflement des argiles

D'après les indications du BRGM, le projet se trouve dans une zone d'exposition nulle au retrait-gonflement des argiles.

Extrait de la carte d'aléa retrait / gonflement des argiles (source Géorisques) :



1.7.4. Présence de cavités / risque karstique

Aucune cavité référencée n'est signalée dans la zone du projet.

1.7.5. Mouvements de terrains

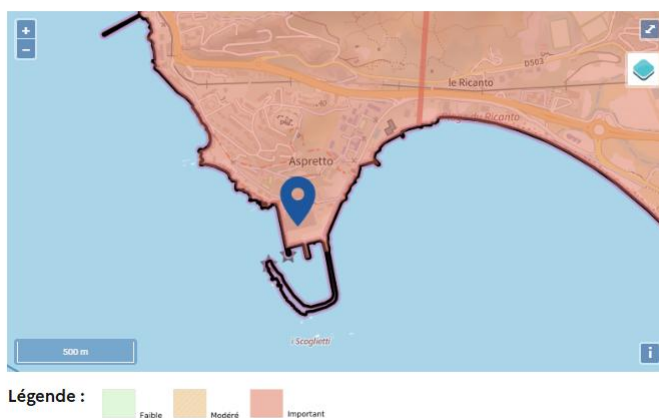
Aucun mouvement de terrain n'est signalé sur le site INFOTERRE.

1.7.6. Radon

Selon les cartes d'INFOTERRE, le site est dans une zone à risque fort vis-à-vis du radon.

Extrait de la carte du potentiel radon (source Géorisques) :

Carte du potentiel radon par commune



1.7.7. Risque sismique

Selon la réglementation parasismique applicable depuis le 1^{er} mai 2011, le projet se trouve sur une commune classée en zone de sismicité 1.

Pour cette zone d'aléa, le décret n°2010-1255 n'impose pas d'exigences de construction parasismique.

1.7.8. Arrêtés de catastrophes naturelles

A titre informatif, ci-dessous, la liste des arrêtés de catastrophes naturelles survenues sur la commune :

Historique des catastrophes naturelles dans ma commune : 14

Code NOR	Libellé	Début le	Sur le journal officiel du
IOME2224383A	Inondations et/ou Coulées de Boue	17/08/2022	24/08/2022
INTE2016904A	Inondations et/ou Coulées de Boue	11/06/2020	29/07/2020
INTE2005870A	Chocs Mécaniques liés à l'action des Vagues	22/12/2019	13/03/2020
INTE2000203A	Inondations et/ou Coulées de Boue	20/12/2019	17/01/2020
INTE1831446A	Chocs Mécaniques liés à l'action des Vagues	29/10/2018	07/12/2018
INTE1831446A	Chocs Mécaniques liés à l'action des Vagues	07/10/2018	07/12/2018
INTE1408427A	Inondations et/ou Coulées de Boue	09/02/2014	26/04/2014
IOCE1008437A	Chocs Mécaniques liés à l'action des Vagues	31/12/2009	02/04/2010
IOCE0815767A	Inondations et/ou Coulées de Boue	29/05/2008	05/07/2008
INTE0000225A	Chocs Mécaniques liés à l'action des Vagues	28/12/1999	19/05/2000
INTE9400269A	Inondations et/ou Coulées de Boue	05/11/1993	25/06/1994
INTE9100235A	Glissement de Terrain	25/11/1990	12/06/1991
INTE8900295A	Inondations et/ou Coulées de Boue	25/02/1989	21/06/1989
NOR19850626	Inondations et/ou Coulées de Boue	17/11/1934	10/07/1985

2. INVESTIGATIONS GEOTECHNIQUES (RAPPELS AVP)

2.1. Implantation et nivellement

L'implantation des sondages et essais in situ figure sur le plan d'implantation joint en annexe 3. Elle a été définie en fonction de la configuration du projet, des emprises disponibles sur le site et de la localisation des réseaux enterrés.

Les têtes de sondages ont été déduites des plans transmis.

***Remarque** : Il conviendra de faire réaliser le rattachement en cotes N.G.F. à partir du référentiel que nous avons considéré.*

2.2. Investigations réalisées

Les investigations suivantes ont été réalisées dans le cadre de la mission G2 AVP :

Type de sondage	Référence	Cote NGF	Prof. / TN (m)	Nb d'essais
Sondages pressiométriques				
Norme NF P 94-110	SP1	+2.0	8.0.	5
Méthode de forage : tarière hélicoïdale continue Ø 63 mm	SP2	+2.0	8.0	5
Fouilles de reconnaissance de fondations	EX3	+2.0	0.55	

Les coupes lithologiques associées aux sondages destructifs sont estimées à partir des cuttings de forages, des paramètres de forage et des indications données par l'équipe de sondage.

Les résultats détaillés des sondages et essais sont insérés en annexe 4.

3. SYNTHÈSE GEOTECHNIQUE

La description lithologique des terrains a été établie à partir des résultats des investigations effectuées et par corrélation entre les éléments suivants :

- les paramètres de forage :
 - la vitesse d'avancement instantanée généralement fonction de la résistance mécanique des sols traversés (élevée dans les horizons « mous » à lâches et faibles dans les formations compactes),
 - la pression d'injection des fluides de forage, généralement élevée dans les terrains peu perméables (argiles, limons et roches saines),
 - la pression sur l'outil de forage ainsi que le couple de rotation moteur, peu variables mais dépendant toutefois du matériau traversé (plus élevé généralement dans les formations graveleuses ou granuleuses et abrasives).
- les échantillons remaniés prélevés à la tarière hélicoïdale avec une précision verticale de +/- 20 cm ;
- les cuttings de forage ;
- la visualisation des sols dans la fouille à ciel ouvert (généralement limitée à 1.3 m de profondeur maximum pour des raisons de sécurité).

Nota : la profondeur des formations est donnée par rapport au terrain tel qu'il était au moment des investigations.

3.1. Coupe stratigraphique du terrain - caractéristiques mécaniques

➤ Les sols de couverture 01

Cette formation correspond au recouvrement superficiel du terrain.

- Aspect visuel : dalle béton puis remblais argilo-sableux
- Épaisseur : dalle béton de 10 à 20 cm puis remblais jusqu'à 1.1 m à 2.5 m de profondeur.
- Cote de base : -0.5 à +0.9 NGF.
- Caractéristiques mécaniques :
 - Pression limite : $p_l^* = 0.1 \text{ MPa}$,
 - Module pressiométrique (E_M) : $E_M = 3 \text{ MPa}$,

Des variations de nature et d'épaisseur des **remblais** (R) sont à attendre dans l'emprise du projet. Le site ayant été remblayé pour permettre la construction du bâtiment.

➤ Les granites 02

Cette formation correspond aux monzogranites.

- Aspect visuel : argiles sableuses
- Profondeur : la base de ce faciès n'a pas été atteinte au droit des sondages.
- Caractéristiques mécaniques : les caractéristiques mécaniques ont permis de diviser le faciès en 2 sous-classes mécaniques :
 - ✓ **L'arène granitique 02a :**
 - Pression limite : $p_l^* = 3.4 \text{ MPa}$,
 - Module pressiométrique (E_M) : $E_M = 40 \text{ MPa}$,

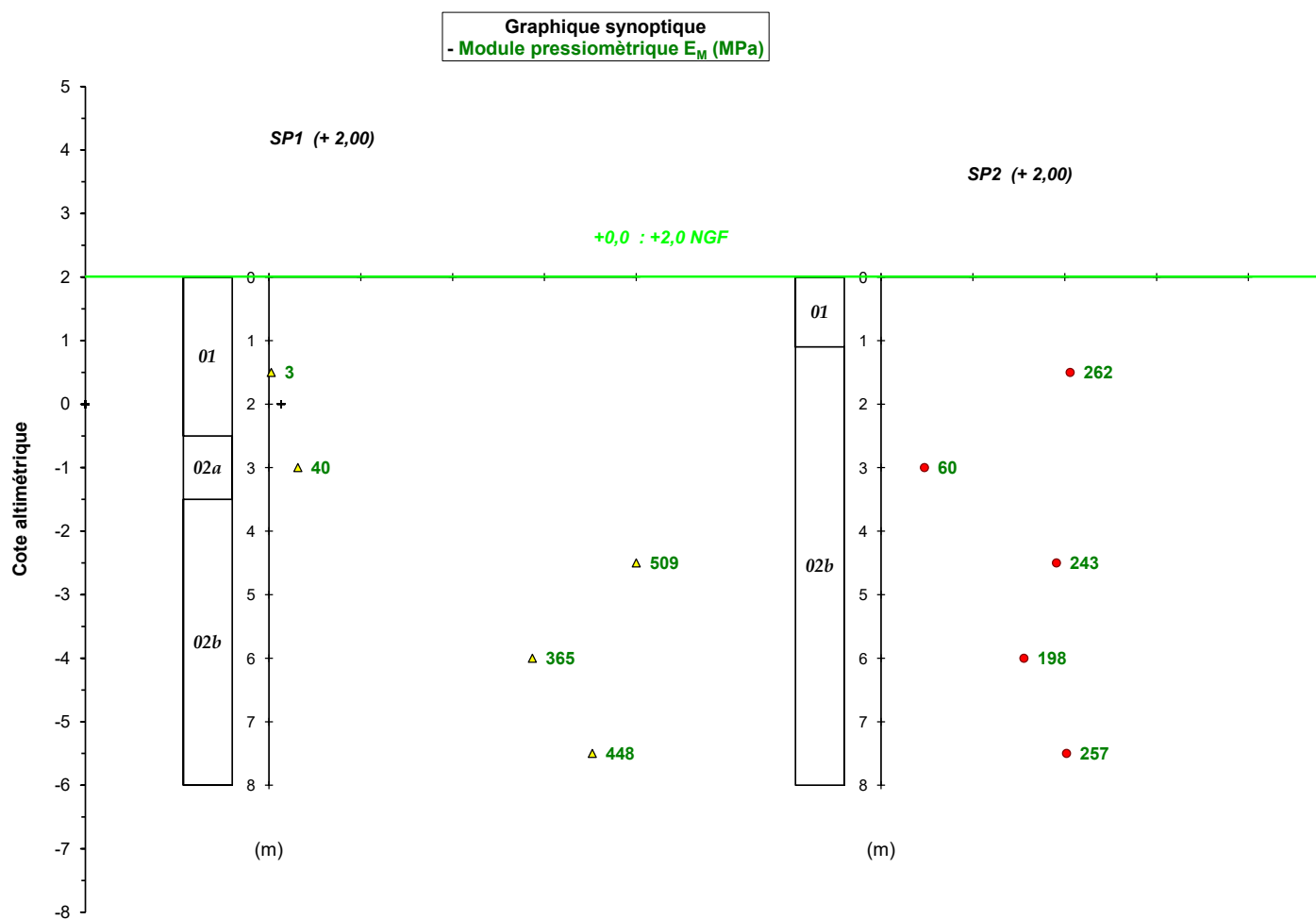
✓ **Les granites fragmentés 03b :**

- Pression limite : $p_l^* > 4.7 \text{ MPa}$,
- Module pressiométrique (E_M) : $60 \leq E_M \leq 509 \text{ MPa}$,

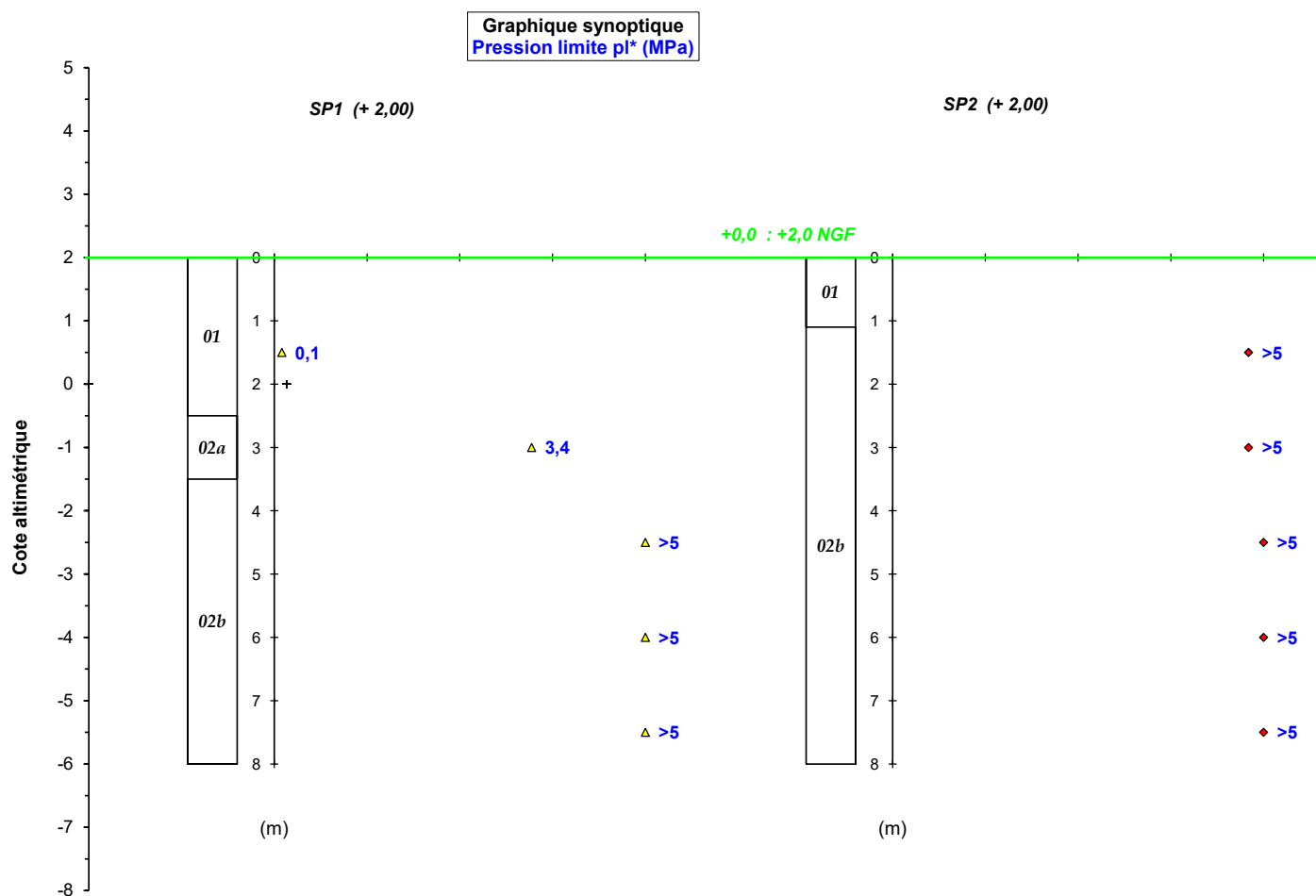
3.2. Graphiques synoptiques

Ci-après, les graphiques présentant les résultats des sondages effectués sur site :

3.2.1. Sondages - Modules pressiométriques EM



3.2.2. Sondages – Pressions limites pl^*



3.3. Niveaux des eaux souterraines

Lors de notre intervention sur site en Avril 2025, des niveaux d'eau non stabilisés ont été relevés au droit des sondages pressiométriques, entre 0.8 et 1.7 m de profondeur, soit entre les cotes +0.3 et +1.2 NGF. La fouille Ex 3 est restée sèche.

À noter que les sondages destructifs ont été réalisés à l'eau avec injection d'eau. Par conséquent, les niveaux d'eau naturels peuvent être perturbés.

Nous rappelons que le régime hydrogéologique est variable dans le temps, en fonction notamment des caractéristiques des formations géologiques en place et de la pluviométrie régionale.

Le délai de réponse des eaux souterraines (nappe massique ou circulations isolées), au droit d'un forage ou d'une excavation de surface limitée est variable en fonction de la perméabilité du sol. Dans les sols fins, ce délai peut atteindre plusieurs jours, notamment dans le cas des sols fortement argileux.

Des circulations d'eau peuvent également se produire au sein des remblais en zone urbanisée.

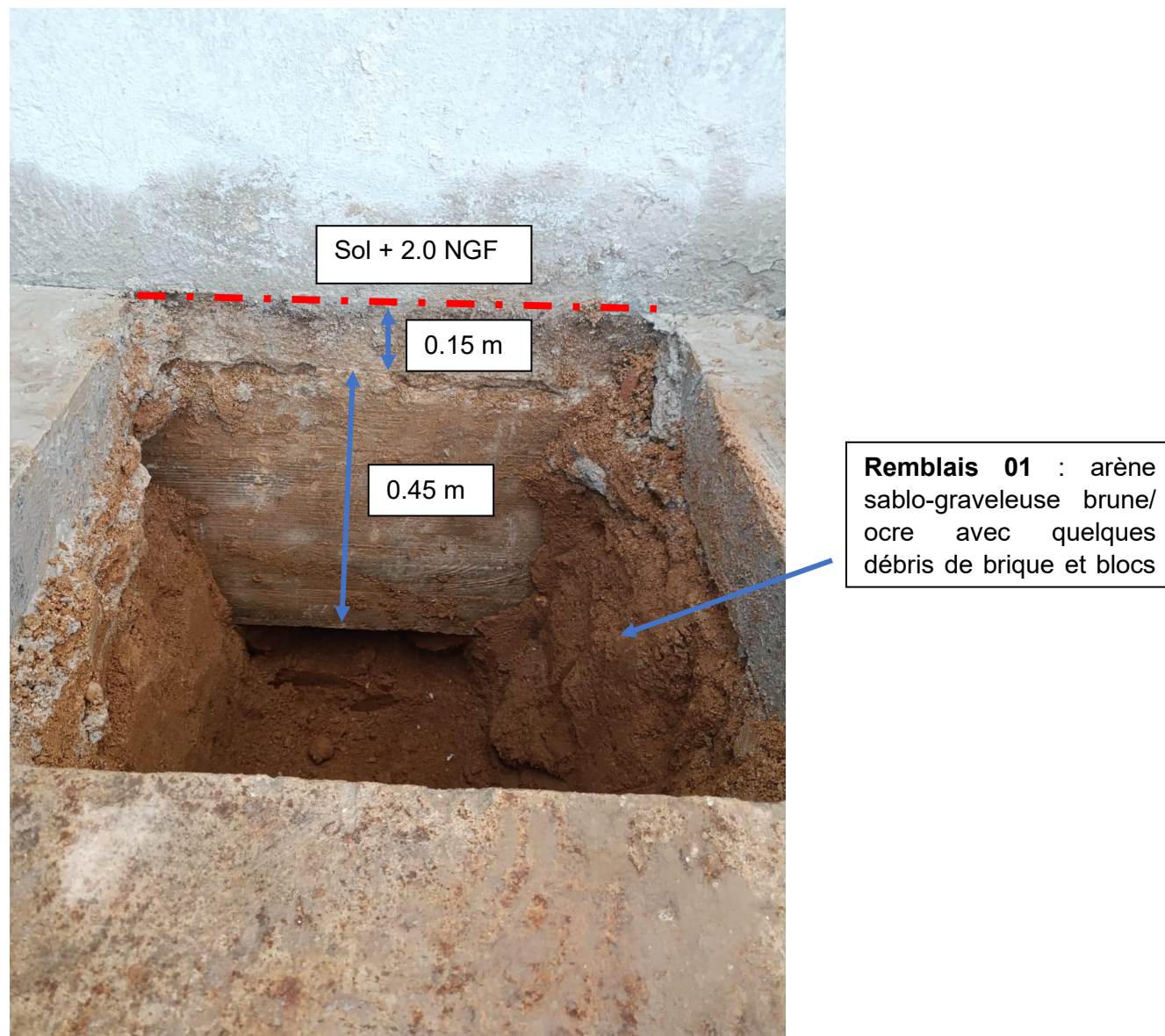
De même, en milieu urbain, la présence de venues d'eau ponctuelles peut être associée à des fuites de réseaux enterrés ou à des circulations induites par les tranchées de réseaux.

Nota : ces relevés restent ponctuels. Un suivi piézométrique associé à une étude hydrogéologique doit être effectué dans les phases ultérieures d'études afin de définir les niveaux caractéristiques de la nappe.

3.4. Reconnaissances sur ouvrages existants et mitoyens

Étant donné la présence d'ouvrages avoisinants au projet, une fouille de reconnaissance des fondations manuelle a été réalisée.

Compte tenu de la présence de réseaux, celle-ci n'a pas pu être effectuée dans un angle ni au droit d'un poteau. Aucune fondation n'a pu être observée au droit de la fouille.



La longrine mesure 0.45 m de haut.

La fouille a été arrêtée à 0.65 m de profondeur.

Remarque : Des reconnaissances complémentaires seront nécessaires en phase PRO et EXE.

4. APPLICATIONS GEOTECHNIQUES AU STADE PROJET

4.1. Modèle géotechnique retenu

Le modèle géotechnique a pour but de fixer la coupe de sols et les propriétés mécaniques caractéristiques que nous avons retenues pour chaque faciès, en vue de réaliser les calculs de prédimensionnement des ouvrages géotechniques.

Les paramètres indiqués dans le modèle sont les plus représentatifs au regard des résultats des essais, des hétérogénéités observées dans chaque sol et du nombre d'essais.

Les caractéristiques retenues sont données dans le tableau ci-après :

Id.	Nature du sol	Base de la couche		Valeurs pressiométriques		
		Profondeur (m/TA)	Cote alti. (m NGF)	p_i^* (MPa)	E_M (MPa)	α
R	Remblais	2.5	-0.5	-	-	0.67
02a	Arène granitique	3.5	-1.5	3.4	40	0.50
02b	Granite fragmenté	>10	<-10	5.0	200	0.50

p_i : pression limite nette / E_M : Module pressiométrique / α : Coefficient rhéologique du sol

Note importante : la profondeur et la cote altimétrique des différentes limites de couches étant variables, elles seront considérées au cas par cas en fonction du type de structure considéré et du modèle de calcul le plus pertinent (type « modèle de terrain » ou sondage spécifique).

4.2. Niveaux caractéristiques des eaux souterraines

Le contexte hydrogéologique du site est caractérisé par la présence d'une nappe qui aura un impact sur les travaux et/ou sur les structures définitives. En absence de données historiques suffisantes la concernant, les niveaux piézométriques caractéristiques nécessaires à la conception du projet, notamment le niveau des eaux exceptionnelles - EE, le niveau des eaux hautes – EH, le niveau des eaux fréquents - EF, ne sont pas connus. **La détermination de ces niveaux doit être effectuée dans le cadre d'une étude hydrogéologique spécifique indépendante des études géotechniques.**

4.3. Conditions sismiques

4.3.1. Données réglementaires

Selon le décret n°2010-1255 et la norme NF EN 1998 (EUROCODE 8), le niveau d'aléa ainsi que l'accélération du sol « au rocher » de référence sont indiqués dans le tableau ci-après pour le site objet de la présente étude :

Zone de sismicité	Niveau d'aléa	a_{gr} (m/s ²)
Zone 1	Très faible	0.4
Zone 2	Faible	0.7
Zone 3	Modéré	1.1
Zone 4	Moyen	1.6
Zone 5	Fort	3.0

4.3.2. Influence du sol

L'Eurocode 8 distingue 5 classes de sols pour lesquelles sont définis des coefficients de sol S permettant de traduire l'amplification de la sollicitation sismique exercée par le sol. La classe de sol ainsi que le coefficient S associé correspondant au contexte géologique mis en évidence au droit du projet sont précisés dans le tableau suivant :

Classe de sol	Description du profil stratigraphique	Coef. De sol S	
		Zone 1 à 4	Zone 5
A	Rocher ou autre formation géologique de ce type comportant une couche superficielle d'au plus 5 m de matériaux moins résistants	1.0	1.0
B	Dépôts raides de sables, de graviers ou d'argiles sur-consolidées d'au moins plusieurs dizaines de mètres d'épaisseur, caractérisés par une augmentation progressive des propriétés mécaniques avec la profondeur	1.35	1.2
C	Dépôts profonds de sables de densité moyenne, de graviers ou d'argiles moyennement raides, ayant des épaisseurs de quelques dizaines à plusieurs centaines de mètres	1.5	1.15
D	Dépôts de sol sans cohésion de densité faible à moyenne (avec ou sans couches cohérentes molles) ou comprenant une majorité de sols cohérents mous à fermes	1.6	1.35
E	Profil de sol comprenant une couche superficielle* d'une épaisseur comprise entre 5 et 20 m reposant sur un matériau plus raide	1.8	1.4
S ₁	Dépôts composés, ou contenant, une couche d'au moins 10 m d'épaisseur d'argiles molles/vases avec un indice de plasticité élevé ($I_p > 40$) et une teneur en eau importante	<i>Étude spécifique</i>	
S ₂	Dépôts de sols liquéfiables d'argiles sensibles ou tout autre profil de sol non compris dans les classes précédentes	<i>Étude spécifique</i>	

* couche superficielle de classe B, C ou D





À noter qu'en l'absence d'investigations spécifiques (essais Cross-Hole, essais en laboratoire, essais CPTu, essais SPT...) la classe de sol donnée est estimative.

4.3.3. Catégorie de bâtiment

Les bâtiments à risque normal sont classés en 4 catégories d'importance en fonction de l'activité hébergée ou du nombre de personnes pouvant être accueillies dans les locaux.





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

Le tableau suivant précise le cas dans lequel le projet se trouverait d'après les informations qui nous ont été transmises. Ce point devra être confirmé ou modifié par le Maître d'ouvrage.

Catégorie d'importance		Description	Coef. Y_I
I		<ul style="list-style-type: none"> ■ Bâtiments dans lesquels il n'y a aucune activité humaine nécessitant un séjour de longue durée. 	0.8
II		<ul style="list-style-type: none"> ■ Habitations individuelles. ■ Établissements recevant du public (ERP) de catégories 4 et 5. ■ Habitations collectives de hauteur inférieure à 28 m. ■ Bureaux ou établissements commerciaux non ERP, $h \leq 28$ m, max. 300 personnes. ■ Bâtiments industriels pouvant accueillir au plus 300 personnes. ■ Parcs de stationnement ouverts au public. 	1.0
III		<ul style="list-style-type: none"> ■ ERP de catégories 1, 2 et 3. ■ Habitations collectives et bureaux, $h > 28$ m. ■ Bâtiment pouvant accueillir plus de 300 personnes. ■ Établissements sanitaires et sociaux. ■ Centres de production d'énergie. ■ Établissements scolaires. 	1.2
IV		<ul style="list-style-type: none"> ■ Bâtiments indispensables à la sécurité civile, la défense nationale et le maintien de l'ordre public. ■ Bâtiments assurant le maintien des communications, la production et le stockage d'eau potable, la distribution publique de l'énergie. ■ Bâtiments assurant le contrôle de la sécurité aérienne. ■ Établissements de santé nécessaires à la gestion de crise ■ Centres météorologiques 	1.4

4.3.4. Exigences sur le bâti neuf

Les exigences sur le bâti neuf dépendent de la catégorie d'importance du bâtiment et de la zone de sismicité.

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

¹ Application **possible** (en dispense de l'Eurocode 8) des PS-MI sous réserve du respect des conditions de la norme PS-MI

² Application **possible** du guide CP-MI sous réserve du respect des conditions du guide

³ Application **obligatoire** des règles Eurocode 8

4.3.5. Risque de liquéfaction des sols

La liquéfaction des sols sous séisme est un mécanisme de rupture brutale qui advient dans les sols peu consistants saturés, durant des mouvements oscillatoires sismiques forts. Le sol perd alors toute ou partie de sa portance, causant l'enfoncement et/ou l'effondrement des constructions.

Le site étant classé en zone sismique 1 ou 2 (très faible ou faible), l'étude de la liquéfaction des sols n'est pas requise d'après l'arrêté n°2010-1255 du 22/10/2010.

4.4. La zone d'influence géotechnique (ZIG)

Compte tenu du projet, le projet aura un impact sur le bâtiment existant.

4.5. Adaptations du projet aux conditions géotechniques

Ci-après, nous récapitulons les principales contraintes du projet au regard des conditions géotechniques du terrain et du contexte local.

- L'historique du site et l'existence de remblais hétérogènes sur de fortes épaisseurs.
- La construction à l'intérieur de bâtiments existants dont les modes et profondeurs de fondation ne sont pas connus.
- La construction en limite de bâtiments dont les fondations pourront être débordantes.
- La présence de vestiges de fondations et/ou d'ouvrages enterrés dans l'emprise de l'ouvrage.

- La difficulté d'accès au site pour la réalisation des travaux.
- La compressibilité des sols sur une forte épaisseur.
- La publication de plusieurs arrêtés de catastrophe naturelle sur la commune.
- La sensibilité des terrains à l'eau et la présence d'eau ponctuellement à faible profondeur.

Compte tenu de ces éléments, les orientations techniques qu'il convient de retenir sont les suivantes :

- La réalisation d'un mode de fondation profondes (micropieux),
- La réalisation d'un mode de fondations superficielles à semi-profondes moyennant des sujétions importantes d'exécution,
- La réalisation d'un niveau-bas de type de type plancher porté par les fondations.

Ces adaptations techniques sont précisées dans la suite du rapport.

Nous précisons que toute modification du projet, ou du terrain, ultérieure à la présente étude, est de nature à entraîner une nouvelle étude partielle ou complète, qui prendra en compte les modifications apportées et la validité des adaptations constructives préconisées dans le présent rapport.

4.6. Adaptations vis-à-vis des avoisinants et mitoyens

Nous rappelons que le projet s'inscrit à l'intérieur d'un bâtiment existant. La fouille de reconnaissance effectuée au stade AVP n'a pas permis de reconnaître le système de fondations.

Il conviendrait donc que soit recherché dans les archives, le dossier de recollement des fondations du bâtiment actuel.

L'entreprise est invitée à procéder à des investigations complémentaires, au démarrage des travaux, qui permettront de confirmer et d'affiner les systèmes de fondation existants pour adapter ses techniques de travaux.

Toutes les précautions devront être prises par l'entreprise pour éviter tout dommage aux existants tant en phase travaux que définitive. Nous attirons l'attention sur le fait qu'une reprise partielle de la construction peut impacter sa stabilité générale.

En l'absence d'information sur la présence d'un éventuel débord, le plan de fondation du projet devra **privilégier un système permettant d'avoir un plancher en console en éloignant l'axe des nouvelles fondations de l'ouvrage mitoyen.**

Dans tous les cas, une vérification de la bonne exécution est nécessaire.

Une analyse de risque devra impérativement être réalisée au stade exécution (mission G3).

Dans tous les cas, les règles suivantes devront être respectées :

- le projet devra être totalement désolidarisé des structures existantes, un joint de construction sera réalisé entre l'ouvrage projeté et l'existant,
- mitoyenneté directe : les fondations projetées seront **descendues au moins à la même cote** que les fondations existantes. Si elles sont descendues à une cote inférieure, il conviendra de reprendre

l'ouvrage existant en sous-œuvre (dont les conditions d'exécution devront être définies par l'entreprise en phase EXE), excepté pour :

- des fondations ponctuelles réalisées le long de semelles filantes,
- des semelles filantes perpendiculaires aux fondations existantes.

Dans tous les cas, il conviendra de tenir compte du débord des fondations existantes.

- fondations avoisinantes : il conviendra de respecter **la règle des 3H/2V ou une pente de 34** entre les arêtes des fondations les plus voisines.

4.7. Principes généraux de terrassements

4.7.1. Préambule

Le projet se situant à l'intérieur d'un existant, il n'y aura pas de difficulté de traficabilité.

4.7.2. Recommandations générales

- L'ensemble des terrassements devra être réalisé conformément au Guide Technique pour la réalisation des Remblais et des couches de forme (GTR92 ou GTR 2023).
- L'entreprise devra, dans la mesure du possible, réaliser une pente d'évacuation des eaux au niveau des fonds de forme, de manière à les canaliser vers un exutoire approprié.
- Procéder au terrassement de la dernière couche de sol « en retro », sans faire évoluer les engins sur la pleine masse définitive.

4.7.3. Travaux préparatoires

4.7.3.1. *Décapage de surface*

Avant tous travaux de terrassement en déblai, il conviendra de recenser la position de l'ensemble des réseaux enterrés et de veiller à leur neutralisation, à leur pontage ou à leur dévoiement.

En cas de dévoiement de réseau, nous recommandons de prévoir un relevé par un géomètre de toutes les infrastructures enterrées qui seront purgées et/ou dévoyées. Ce relevé permettra par ailleurs d'adapter le calepinage des fondations projetées ou d'anticiper les difficultés de terrassements qui pourraient être rencontrées.

4.7.3.2. *Travaux généraux de démolitions*

Dans le cadre du projet, des démolitions sont prévues (dallage existant).

Des précautions devront être prises afin de ne pas engendrer de mouvements de terrain ni de dommages envers les ouvrages existants à conserver ni envers les avoisinants.

Note importante : l'étude des conditions de stabilité des travaux de démolition ne fait pas partie de notre mission. Elle peut faire l'objet d'une étude spécifique (mission de type G5).

4.7.4. Travaux de démolition sur site occupé

Les opérations prévues au droit de sites anciennement occupés à ce jour doivent faire l'objet d'une attention particulière du fait de travaux de démolitions.

Ces travaux doivent impérativement faire l'objet d'un cahier des charges intégrant notamment la purge complète des vestiges structurels (dallages, fondations, fosses...), la méthodologie de remblaiement et les contrôles associés.

Un DOE avec plan de récolement doit ensuite être délivré par le démolisseur, fournissant à minima les informations suivantes :

- les structures purgées,
- les profondeurs de purge,
- les méthodologies mises en œuvre,
- les épaisseurs remblayées,
- les contrôles de remblaiement.

En l'absence de ces éléments, une reconnaissance spécifique du site (sur la base d'investigations adaptées à l'identification des travaux de démolition / remise en état du site) devra être menée, indépendamment de l'étude géotechnique prévue pour la conception du projet de construction.

4.7.5. Aménagement des plateformes

Nous rappelons que le niveau fini du projet sera identique à la dalle actuelle.

4.7.5.1. *Drainage du terrain*

Les sols impactés par les terrassements sont sensibles à l'eau et leur portance peut se dégrader rapidement.

Pour éviter toute stagnation d'eau et faciliter l'écoulement des eaux vers les drains, les plateformes devront être réglées en conservant des pentes latérales suffisantes ($\geq 1.5\%$).

4.7.5.2. *Réalisation des déblais*

Les terrassements en déblai pourront être réalisés à l'aide d'engins classiques de moyenne puissance (faciès **01** et **02a**).

De plus, la réalisation du projet implique la démolition d'ouvrages existants (dallage) En conséquence, il conviendra de prévoir l'évacuation de tout vestige enterré (cuves, réseaux,...) au droit du projet. Une attention particulière sera apportée au comblement des fouilles ainsi créées.

Les déblais à réaliser pourront concerner des matériaux très compacts (**granites 02b**), nécessitant l'utilisation d'engins ou de procédés adaptés (éclateur, pelle puissante, brise-roche hydraulique, marteau pneumatique,...). L'incidence des vibrations induites par ces procédés devra être prise en compte vis-à-vis des avoisinants. Le cas échéant, des mesures de protection devront être mises en œuvre.

Pour éviter d'altérer les sols en place, il sera préférable d'avancer le déblaiement « en rétro ».

4.7.5.3. **Fond de forme / Plateforme de travail**

Après la purge du dallage existant, il apparaît que le niveau de fond de forme correspondra aux remblai 01 résiduels.

4.8. **Conception des niveaux-bas**

Nous rappelons que, compte tenu de la présence de **remblais 01**, hétérogènes et compressibles, la réalisation d'une structure au sol de type plancher porté par les fondations est nécessaire.

4.9. **Etude des fondations profondes (norme NF P94-262) : solution n°1**

Nous rappelons qu'en raison des conditions géotechniques rencontrées et des caractéristiques du projet, une solution de fondations profondes de type micropieux nous paraît la plus adaptée au site. Cette solution permet de s'affranchir des sujétions importantes d'exécution liées à la réalisation de fondations superficielles (solution proposée en variante au §4.10).

Nous rappelons aussi que les sols concernés par les fondations comportent des niveaux difficiles à traverser et/ou très indurés et que, pour assurer les ancrages nécessaires, les entreprises de pieux devront disposer des moyens puissants et aptes à forer dans ce type de terrains.

Les micropieux devront être éloignés des ouvrages existants.

Dans la mesure où les sondages pressiométriques ont été réalisées jusqu'à la cote -6.0 NGF, la base de micropieux ne devra pas être inférieure à cette cote. Le cas contraire, des sondages complémentaires profonds seront indispensables.

4.9.1. **Type de fondation profonde**

Le choix définitif du type de pieux devra être guidé par :

- Les valeurs de descente de charges du projet,
- La nature, la résistance et la tenue des sols en place devant être traversés par les pieux,
- La mauvaise tenue des sols **remblais 01** rencontrés sur des épaisseurs comprises entre 1.1 et 2.5 m de profondeur,
- La présence d'eaux souterraines / de la nappe sur la hauteur prévisible des pieux,
- La présence de sols de couverture d'épaisseur variable, constitués en partie de matériaux remaniés ou rapportés, au sein desquels on ne peut exclure la présence de blocs pouvant constituer des obstacles aux forages des pieux,
- La nécessité d'assurer, dans le cas de pieux en béton, la qualité et la continuité du bétonnage.

Les pieux battus, préfabriqués ou vibro-foncés sont à exclure à proximité de bâtiments avoisinants en raison des vibrations provoquées.

Étant donné la nature du projet, nous proposons de réaliser des micropieux de type II.

Pour rappel la norme distingue 4 types de micropieux dont les objectifs d'utilisation sont différents :

- **Micropieu type II** : le forage est équipé d'une armature (tube ou barre) et rempli d'un coulis ou mortier de scellement par gravité ou sous très faible pression au moyen d'un tube plongeur (l'espace annulaire est appelé gaine),
- **Micropieu injecté type III** : le forage est équipé d'armatures et d'un système d'injection qui est un tube à manchette mis en place dans un coulis de gaine. Si l'armature est un tube métallique, ce tube peut être équipé de manchette et tenir lieu de système d'injection. L'injection est faite en tête à une pression supérieure ou égale à 1 MPa. Elle est globale et unitaire (I.G.U),
- **Micropieu injecté type IV** : le forage est équipé d'armatures et d'un système d'injection qui est un tube à manchettes mis en place dans un coulis de gaine. Si l'armature est métallique, ce tube peut être équipé de manchettes et tenir lieu de système d'injection. On procède à l'injection à l'obturateur simple ou double d'un coulis ou mortier de scellement à pression d'injection supérieure ou égale à 1 MPa. Elle est répétitive et sélective (I.R.S).

Les micropieux devront être ancrés suffisamment dans la couche de **granites 02**.

4.9.2. Méthode et paramètres de calculs

Les calculs de capacité portante sont effectués par la méthode pressiométrique contenue dans la norme NF P 94-262.

Les calculs sont conduits selon la procédure du « modèle de terrain ».

4.9.2.1. Terme de pointe

Nous rappelons que la résistance de pointe R_b n'est pas prise en compte dans le cas de micropieux.

4.9.2.2. Terme dû au frottement latéral

Le frottement latéral unitaire q_s à considérer dans les calculs est donné dans le tableau ci-dessous :

Formation	Désignation	Courbe retenue	f_{sol}	$\alpha_{pieu-sol}$	q_s calculé (kPa)	q_s retenu (kPa)
01	Sols de couverture	Sol neutralisé				
02a	Arène granitique	Q5	114	1.6	182	185
02b	Granites	Q5	130	1.6	205	200

4.9.3. Ebauche dimensionnelle (micropieux)

Sur la base des caractéristiques géotechniques et des paramètres de calcul retenus, nous avons évalué la portance de micropieux isolés de type II ancré entre 4.0 et 8.0 m de profondeur à l'aide du logiciel GEOFOND et pour de diamètres de 0.2 et 0.3 m.

Le prédimensionnement a été effectué en prenant uniquement les charges verticales. Nous considérons comme référence le niveau la plate-forme à la cote +2.0 m NGF.

Les tableaux insérés ci-après présentent les résultats obtenus :

Diamètre (m)	Charges en tête en kN		Profondeur (m)	Cote NGF en pointe	Capacités portantes en kN		
	F _{c;d} ELS qp	F _{c;d} ELU			R _{c;cr;d} ELS Q.P.	R _{c;cr;d} Car.	R _{c;d} ELU D.T.
0.2	50	75	4.0	-2.0	73.9	90.4	106
0.2	100	150	5.0	-3.0	126	154	180
0.2	150	225	6.0	-4.0	179	217	254
0.2	200	300	7.0	-5.0	230	281	328
0.2	250	375	8.0	-6.0	283	344	402

Diamètre (m)	Charges en tête en kN		Profondeur (m)	Cote NGF en pointe	Capacités portantes en kN		
	F _{c;d} ELS qp	F _{c;d} ELU			R _{c;cr;d} ELS Q.P.	R _{c;cr;d} Car.	R _{c;d} ELU D.T.
0.3	100	150	4.0	-2.0	111	136	158
0.3	150	225	5.0	-3.0	189	231	270
0.3	200	300	6.0	-4.0	267	326	381
0.3	300	450	7.0	-5.0	345	421	492
0.3	400	600	8.0	-6.0	422	516	604

Remarques :

- Le dimensionnement des micropieux est à revoir en phase EXE en prenant en compte les descentes des charges réelles y compris les efforts horizontaux et moments éventuels en tête des micropieux.
- En raison des sols compressibles identifiés entre 1.1 et 2.5 m de profondeur, la stabilité au flambement des micropieux devra être vérifiée en phase EXE.
- Des prélèvements d'échantillons d'eau et de sol devront être réalisés afin de vérifier le degré d'agressivité de ces éléments sur les bétons de fondation.
- Un essai de chargement préalable est à réaliser en vue de valider/déterminer les paramètres de dimensionnement définitifs dans les projets de classe de conséquence 2 avec une catégorie géotechnique 3 ou de classe de conséquence 3.
- En l'absence de sondage pressiométrique complémentaire profond, la profondeur des micropieux devra être limitée à 8.0 m.

4.9.4. Conditions et précautions de réalisation des micropieux

L'entreprise de fondations spéciales prendra toutes les mesures nécessaires pour ne pas déstabiliser les avoisinants.

Avant la réalisation des micropieux il conviendra de réaliser un micropieu d'essai de chargement en vue de valider ou d'adapter les hypothèses de calcul.

Lors de la réalisation des micropieux, il conviendra :

- De vérifier précisément la nature des matériaux extraits ainsi que les paramètres d'enregistrement pour s'assurer du bon ancrage dans les **granites 02**,
- D'enregistrer en continu les paramètres de forage,

- De mesurer précisément les volumes de coulis de ciment injectés dans chaque micropieu. Nous attirons l'attention sur les risques de surconsommation notamment pour des micropieux de type III ou IV.

Enfin, les conditions d'exécution des pieux devront respecter les dispositions données dans le DTU 13.2 de mai 2020.

4.10. Etude des fondations superficielles/semi profondes (Norme NF P94-261) : solution n°2

Une solution variante de fondations superficielles/semi profondes au moyen de massifs / puits en béton peut être envisagée, mais toutefois cette solution présentera des sujétions importantes d'exécution (profondeur variable du toit de la couche porteuse, présence d'eau sur la hauteur de la fondation, principe de fondation de l'existant non reconnu...). Cette solution n'est pas privilégiée par GEOTECHNIQUE SAS.

4.10.1. Sol d'assise et conditions d'ancrage

Les fondations seront ancrées dans la couche de **granites 02**.

La profondeur d'assise des fondations devra respecter simultanément toutes les conditions suivantes :

- Assurer la mise hors gel recommandée pour la région, soit **0.5 m** de profondeur à partir des surfaces finies du projet exposées au froid,
- Assurer un ancrage d'au moins **0.3 m** dans la couche d'assise désignée ci-dessus et au-delà de tout remblai éventuel et/ou terrains remaniés par les travaux ou les intempéries.

Lors de la réalisation des fondations, il faudra vérifier la conformité du sol au niveau de chaque fond de fouille ainsi que l'ancrage dans la couche d'assise.

Pour rappel, le toit de ce faciès a été rencontré entre 1.1 et 2.5 m de profondeur / TA.

4.10.2. Adaptation vis-à-vis des fondations mitoyennes ou proches

Nous rappelons que le projet s'inscrit à l'intérieur d'un bâtiment dont le mode de fondation n'a pas été reconnu au stade de la présente étude.

Les nouveaux appuis seront donc descendus au minimum à la même profondeur que les appuis existants.

Dans le cas où l'existant est fondé sur des appuis isolés, il conviendra de décaler les nouveaux appuis. Dans l'impossibilité d'adaptation, une reprise en sous œuvre de l'existant doit être envisagée et devra être étudiée dans le cadre de la mission G3 par l'entreprise en phase EXE.

En cas de débordement des fondations de l'existant, le plan de fondation du projet devra privilégier un système permettant de prévoir un plancher en console en éloignant l'axe des nouvelles fondations de l'ouvrage mitoyen.

4.10.3. Contraintes admissibles fixées en phase AVP

Les contraintes admissibles ont été évaluées par la méthode pressiométrique.

Compte tenu de la nature des sols d'assise des fondations et des résultats des essais effectués, les contraintes à retenir au stade de l'avant-projet, sont de **500 kPa** pour les justifications aux ELS et de 821 kPa pour les justifications aux ELU.

Remarque : ces valeurs sont valables dans le cas de charges verticales. Dans le cas où les charges seraient inclinées, il conviendrait d'appliquer un coefficient minorateur $i\delta$ qui tient compte de l'inclinaison de la charge, de la nature du sol et de l'encastrement requis (cf. les recommandations de la norme NF P94-261). De même, un coefficient minorateur $i\beta$ doit être appliqué à proximité d'un talus en aval de la fondation.

4.10.4. Capacité portante – ELS/ELU

Il faut vérifier que :

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

Avec : V_d = charge transmise par la fondation superficielle au terrain, y compris poids propre de la semelle
 R_0 = charge due au poids de sol excavé pour la réalisation des fondations

$R_0 = A \cdot q_0$ avec A = surface de la fondation
 q_0 = contrainte verticale effective dans le sol au niveau de la base de la fondation

$R_{v;d}$ = résistance nette du terrain sous la fondation superficielle :

$$R_{v;d} = \frac{R_{v;k}}{\gamma_{R,v}} = \frac{A \cdot q_{net}}{\gamma_{R;d,v} \gamma_{R,v}} \cdot 1$$

Avec : $R_{v;k}$ = résistance caractéristique nette du terrain sous la fondation superficielle
 $\gamma_{R,v}$ = facteur partiel, égal à 1,4 aux Etats Limites Ultimes et à 2,3 aux Etats Limites de Service
 $\gamma_{R;d,v}$ = coefficient de modèle, égal à 1,2 pour la méthode pressiométrique
 q_{net} = contrainte de rupture du sol nette

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

Avec : k_p = facteur de portance pressiométrique, fonction de la hauteur d'encastrement relative D_e , de la géométrie de la semelle et du facteur de portance k_{p0}
 P_{le}^* = pression limite nette équivalente
 $i\delta$ = coefficient de réduction lié à l'inclinaison du chargement, pris égal à 1 pour une charge verticale
 $i\beta$ = coefficient de réduction lié à la proximité d'un talus, pris égal à 1 pour un terrain plat

Les calculs ont été effectués à l'aide du logiciel GEOFOND (cf. détails des calculs en annexe).

Il a été étudié plusieurs dimensions de fondations. Dans tous les cas, la fondation devra avoir une largeur de 0.8 x 0.8 m.

Massifs							
Dimensions de fondations en cm		ELS QP			ELU		
		Vd (kN)*	Rv;d (kN)	Vérification	Vd (kN)	Rv;d (kN)	Vérification
S1	80 x 80	320	3177	OK	480	5219	OK
S2	90 x 90	405	4411	OK	607.5	7247	OK
S3	100 x 100	500	5883	OK	750	9664	OK
S4	110 x 110	605	7597	OK	907.5	12480	OK

*Vd max à retenir pour respecter la contrainte admissible de 500 kPa aux ELS.

4.10.5. Evaluation préliminaire des tassements

Pour rappel, aucune descente de charges n'a été établi. Les calculs de tassements ont été réalisés sur la base de plusieurs dimensions en prenant en compte une contrainte admissible de 500 kPa aux ELS. Les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

Sondage	Fondation	Dimensions		Vd ELS _{caractéristique} (kN)	Tassement prévisible (mm)
		B (cm)	L (cm)		
SP1	S1	80	80	320	2
	S2	90	90	405	2
	S3	100	100	500	2
	S4	110	110	605	2

Des descentes de charges contrastées donneront lieu à des tassements différentiels pouvant être du même ordre que les tassements absolus.

4.10.6. Conditions et précautions d'exécution des fondations

L'interprétation géologique présentée dans ce rapport à partir des résultats des sondages ponctuels, correspond à la structure lithologique la plus probable du sous-sol, étant entendu que variations d'altitude ainsi que latéralement peuvent exister et découvertes au moment des travaux.

Dans la mesure du possible, nous proposons de commencer les travaux de fondation par les semelles situées à proximité de nos sondages pour permettre un étalonnage visuel du faciès du sol support.

En cas de venues d'eau ou de nappe, la réalisation des fouilles nécessitera un blindage des parois voire un dispositif de pompage pour évacuer les eaux du fond de fouille.

Dans tous les cas, les eaux de pompage seront évacuées vers un exutoire adapté.

Le dimensionnement des fondations est du ressort du BET structure. Cependant, les points suivants sont à signaler pour les semelles :

- Pour des raisons de bonne exécution, la largeur des fondations doit être supérieure à 0.7 m pour des semelles isolées (cela permet d'assurer un enrobage correct des armatures standards).
- En cas d'attente forcée entre la fin de l'excavation et le bétonnage, un béton de propreté sera immédiatement coulé après terrassement afin d'éviter l'altération du sol de fondation.
- **En cas de présence d'eau, cela pourra entraîner des sujétions de blindage des parois et de pompage pour épuisement des fouilles et/ou rabattement de la nappe lors des travaux de fondation.**

Le dimensionnement des fondations est du ressort du BET structure. Cependant, les points suivants sont à signaler pour les puits :

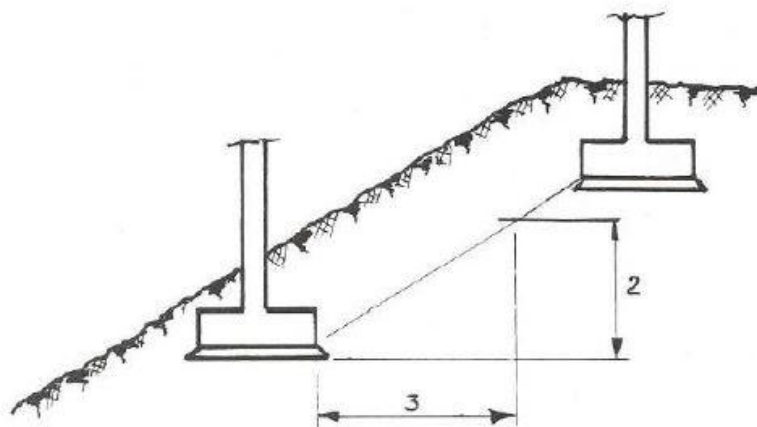
- En principe, le diamètre des puits ne devra pas être inférieur à 1 m.
- Les puits de fondation devront être coulés immédiatement après la fin de l'excavation.
- Nous rappelons qu'en raison de la présence d'eau dans le terrain, les parois des excavations devront être stabilisées au moyen de blindages, buses en béton ou viroles métalliques et le bétonnage sera réalisé au tube plongeur.

En cas de sur-profondeurs du toit de la couche d'ancrage il faudra approfondir la fouille autant que nécessaire pour assurer l'ancrage dans la couche désignée comme assise des fondations. Le rattrapage pourra être réalisé avec un béton grossier.

De même, les poches molles ou remaniées qui subsisteraient en fond de fouille seront purgées et comblées par un béton grossier.

Les fouilles exécutées au voisinage d'ouvrages existants ne doivent pas compromettre la stabilité de ces ouvrages, tant en phase provisoire qu'en phase définitive.

Dans les zones non soumises à la réglementation sismique, des fondations établies à des niveaux différents et à proximité de talus doivent respecter la règle des 3 de base pour 2 de hauteur entre arêtes de fondations et/ou pied de talus.



A noter que l'exécution des fondations doit également respecter les prescriptions du DTU 13-11 en date de septembre 2019.

5. ALEAS RESIDUELS ET RISQUES ASSOCIES

A l'issue de la présente étude, les aléas et incertitudes géologiques subsistants concernent principalement :

- Les variations d'épaisseur des couches identifiées. Au stade de l'exécution, la supervision géotechnique doit intervenir pour vérifier la présence des sols conformes aux résultats des études, ou, à défaut, pour définir en coordination avec la Maîtrise d'œuvre, les adaptations à envisager.
- Le niveau effectif de la nappe en situation extrême (eaux hautes et eaux exceptionnelles) et en phase travaux. Un suivi piézométrique est à mettre en place rapidement pour suivre les fluctuations de la nappe.
- La présence de vestiges enterrés non identifiés. En cas de rencontre il faudra évaluer l'importance des vestiges en vue de déterminer les mesures à prendre.
- Le niveau d'assise des fondations des mitoyens au projet. **Avant le début des travaux, ces niveaux d'assise devront être relevés par des reconnaissances complémentaires.**
- Les variations altimétriques du toit du substratum.
- Les éventuels remaniements du terrain ultérieurs à notre intervention.

Ces aléas et incertitudes résiduels peuvent présenter des risques pour le projet aussi bien en termes de coût que de délais. Ils peuvent être réduits par des investigations et prestations complémentaires tels que :

- Recherches historiques,
- Sondages complémentaires, notamment pour reconnaître précisément les fondations du mitoyen.

6. CONDITIONS GENERALES DE VALIDITE DU RAPPORT

Le présent rapport a été établi en fonction des données transmises. Il conclut la mission G2 phase PRO qui nous a été confiée par la DNGCD.

Nous rappelons que, conformément à notre offre, notre prestation est encadrée par la norme NF P94-500 de novembre 2013 dont un extrait est donné en annexe 1 et par les conditions de validité de l'étude propres à GEOTECHNIQUE SAS, fournies en annexe 2.

GEOTECHNIQUE SAS reste donc à la disposition de la Maitrise d'Ouvrage pour tout renseignement complémentaire et pour la réalisation des missions ultérieures (étude G4 notamment).

Rédacteur
Paméla CHEVALLIER
Chargée d'affaires

Vérificateur
Nicolas BRUNET DE SAIRIGNE
Directeur Technique

Annexe 1 : Extrait de la norme NF P94-500 de novembre 2013

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

ÉTAPE 1 : ÉTUDE GÉOTECHNIQUE PRÉALABLE (G1)

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

Phase Étude de Site (ES)

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

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

Phase Principes Généraux de Construction (PGC)

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

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

ÉTAPE 2 : ÉTUDE GÉOTECHNIQUE DE CONCEPTION (G2)

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

Phase Avant-projet (AVP)

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

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

Phase Projet (PRO)

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

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

Phase DCE / ACT

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

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

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

ÉTUDE ET SUIVI GÉOTECHNIQUES D'EXECUTION (G3)

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

Phase Étude

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

Phase Suivi

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

SUPERVISION GÉOTECHNIQUE D'EXECUTION (G4)

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

Phase Supervision de l'étude d'exécution

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

Phase Supervision du suivi d'exécution

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

DIAGNOSTIC GÉOTECHNIQUE (G5)

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

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

Annexe 2 : Conditions de validité de l'étude

1 - Le présent rapport et ses annexes sont indissociables. Il est basé sur un nombre limité de sondages et de mesures et sur les renseignements concernant le projet remis à GEOTECHNIQUE SAS au moment de la reconnaissance géotechnique. L'analyse et les recommandations soumises dans ce rapport sont basées sur les résultats obtenus à partir des sondages dont l'emplacement est indiqué sur le plan d'implantation joint en annexe, et sur toutes les informations données dans ce rapport.

2 - Ce rapport ne peut pas prendre en compte les variations éventuelles entre sondages. L'étude de sol étant basée sur un nombre limité de sondages, la continuité des couches de sols entre sondages ne peut être garantie et une adaptation du projet de fondation en fonction de l'hétérogénéité des sols est normale et ne peut être reprochée à GEOTECHNIQUE SAS.

3 - Toute étude réalisée à partir d'une esquisse ou d'un plan de principe nécessitera une seconde étude spécifique adaptée au projet retenu. Le but de ce rapport est limité au projet et à la localisation décrite ci-avant.

4 - Tout changement d'implantation ou de structure des constructions par rapport aux hypothèses de départ sera communiqué à GEOTECHNIQUE SAS qui donnera ou non son accord, selon que ces changements modifient les conclusions de l'étude.

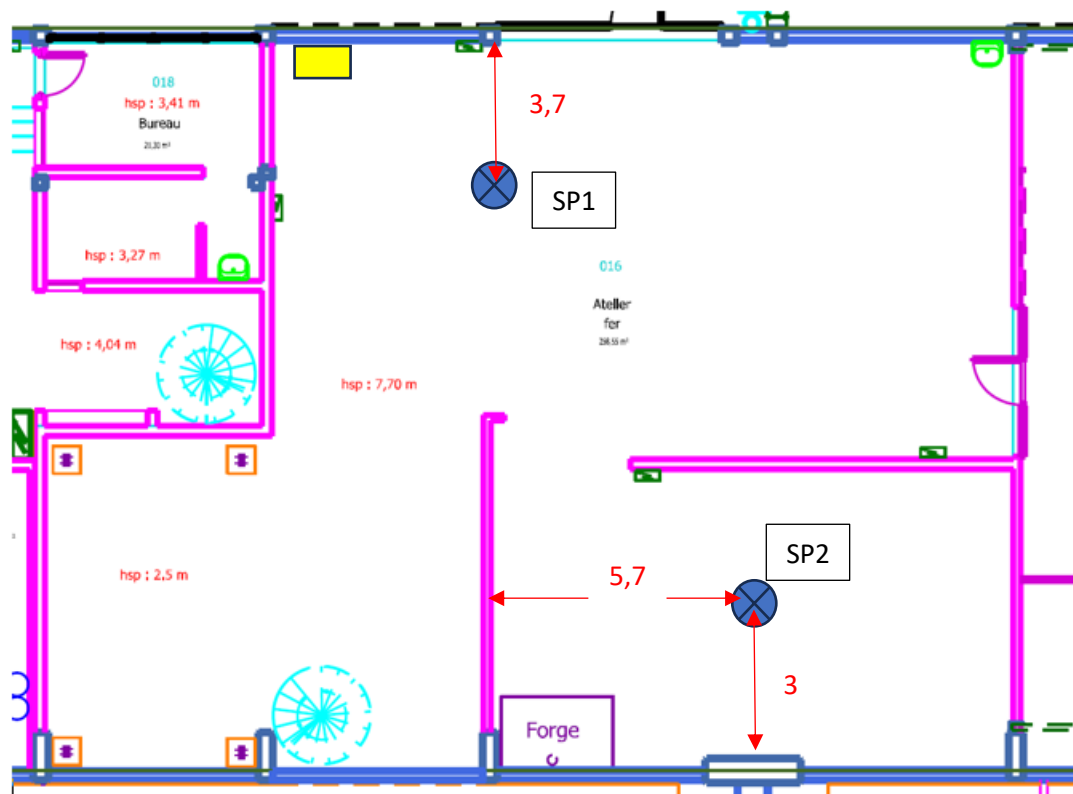
5 - Tout changement de maîtrise d'ouvrage nécessite une mise à jour du rapport que le terrain et/ou l'emprise des travaux envisagées soient identiques ou aient évolués depuis la publication du présent rapport.

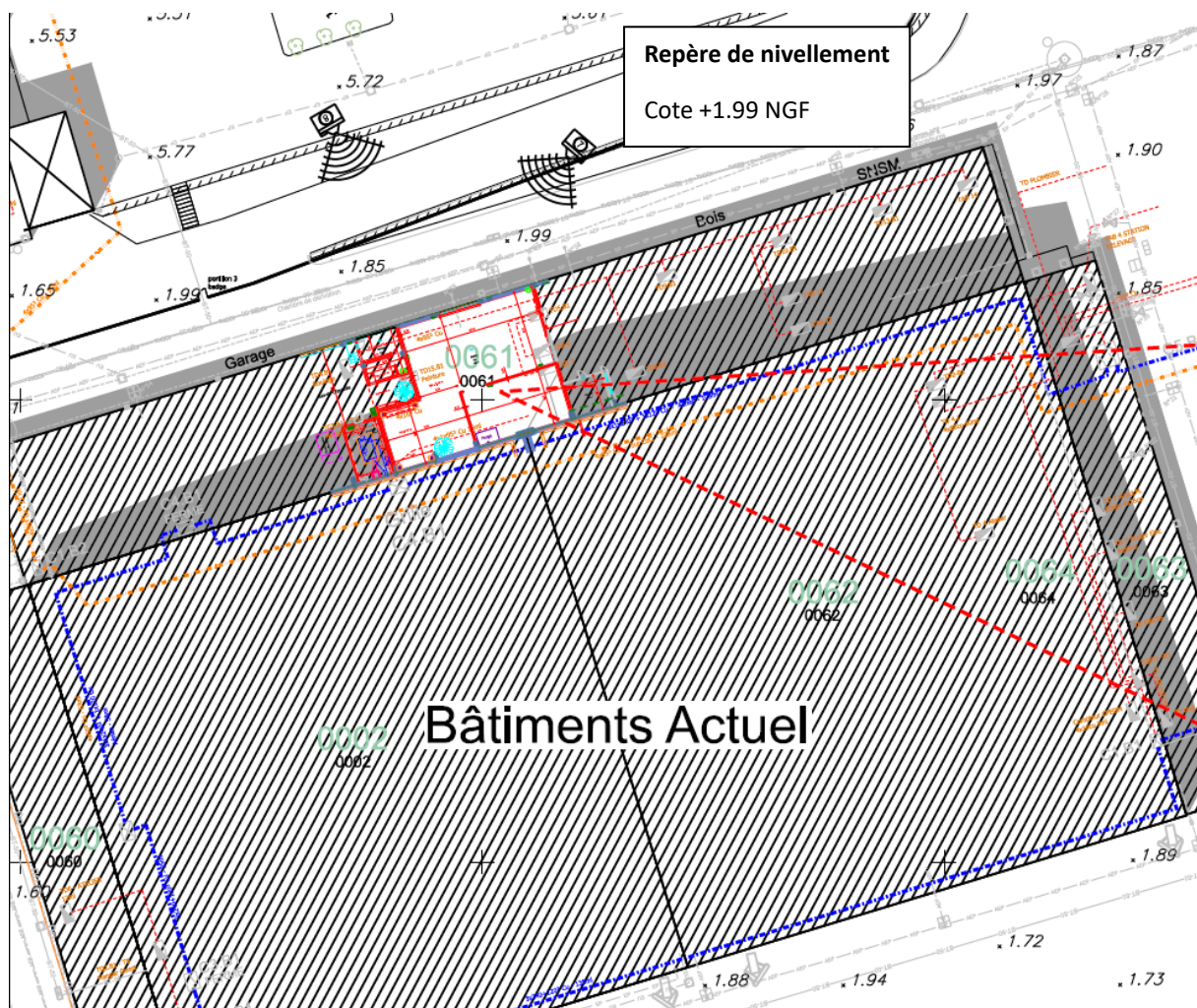
6 - Le délai de validité du présent rapport est limité à 6 mois et sous réserve que les conditions globales du site et du projet restent intactes dans ce même délai. Dans le cas contraire, une mise à jour du rapport ou une nouvelle étude doit être sollicitée par le client.




7 - Les éléments nouveaux mis à jour en cours des travaux de fondations et non détectés lors de la reconnaissance devront être signalés à GEOTECHNIQUE SAS afin d'étudier les adaptations nécessaires.

8 - Nous recommandons que toutes les opérations de construction en relation avec les terrassements et les fondations soient inspectées par un ingénieur géotechnicien afin d'assurer que les dispositions constructives soient totalement accomplies pendant les travaux.

Annexe 3 : Implantation des sondages





DNGCD	
AJACCIO (20)	
Base navale d'Aspretto	
Réaménagement de l'atelier 016	
N° 2025-03-168	
Implantation des sondages	
	Sondage pressiométrique (SP)
	Excavation sur fondation (E)
Mai 2025	
 GÉotechnique sciences de la terre sas	

Annexe 4 : Coupes de sondages

Annexe 4 : Coupes de sondages

SONDAGE PRESSIOMETRIQUE SP1

Opération : **AJACCIO (20)**
Base navale d'Aspretto

Client : **DNGCD**

Dossier : **GLn2025-03-168/1**

Coordonnée en X : W 0° 0,0000

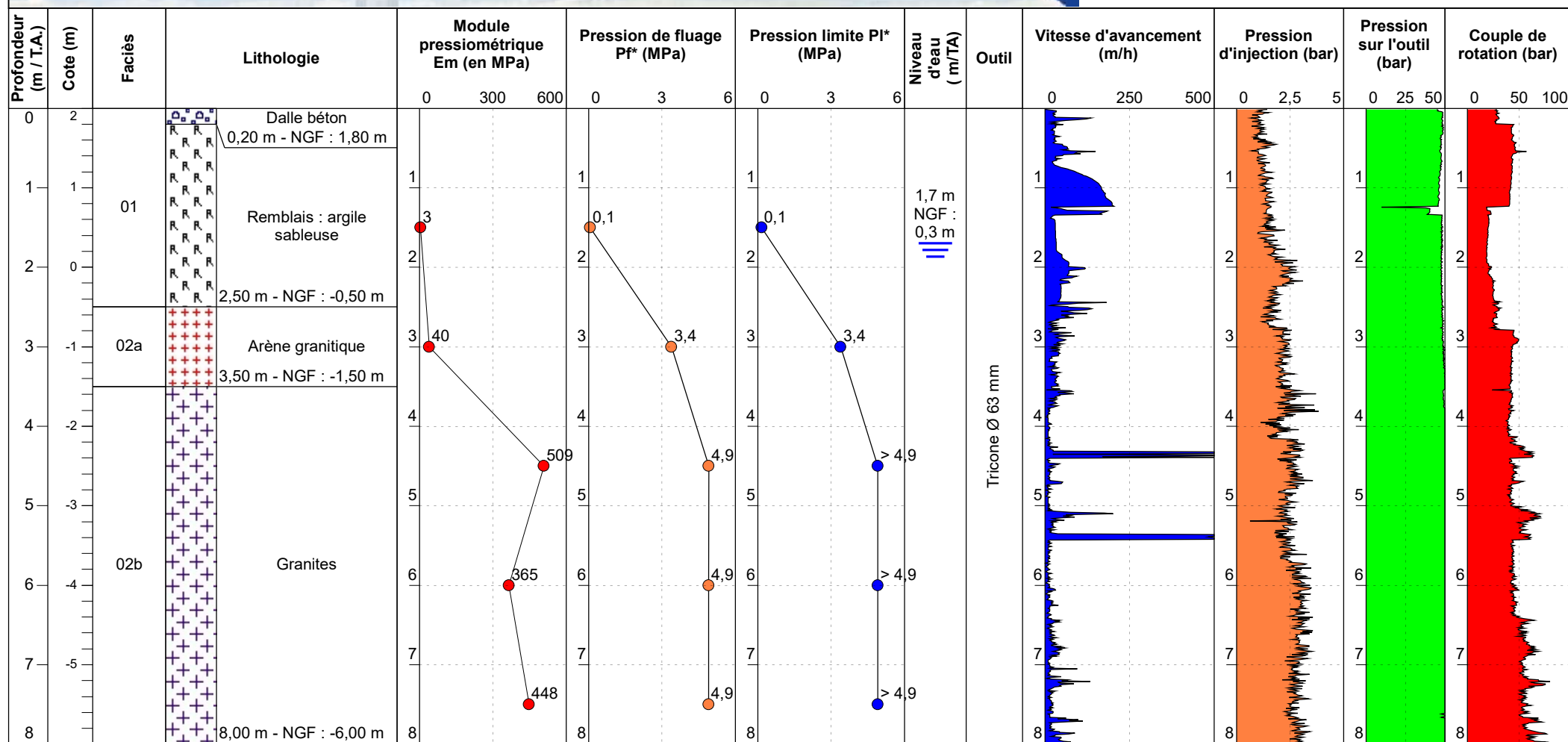
Coordonnée en Y : 0

Echelle : 1/71

Profondeur atteinte : m

Date du sondage : 21/05/2025

Cote altimétrique : **+2.0**



Observation :

EXGTE 3.23

Opération : **AJACCIO (20)**
Base navale d'Aspretto

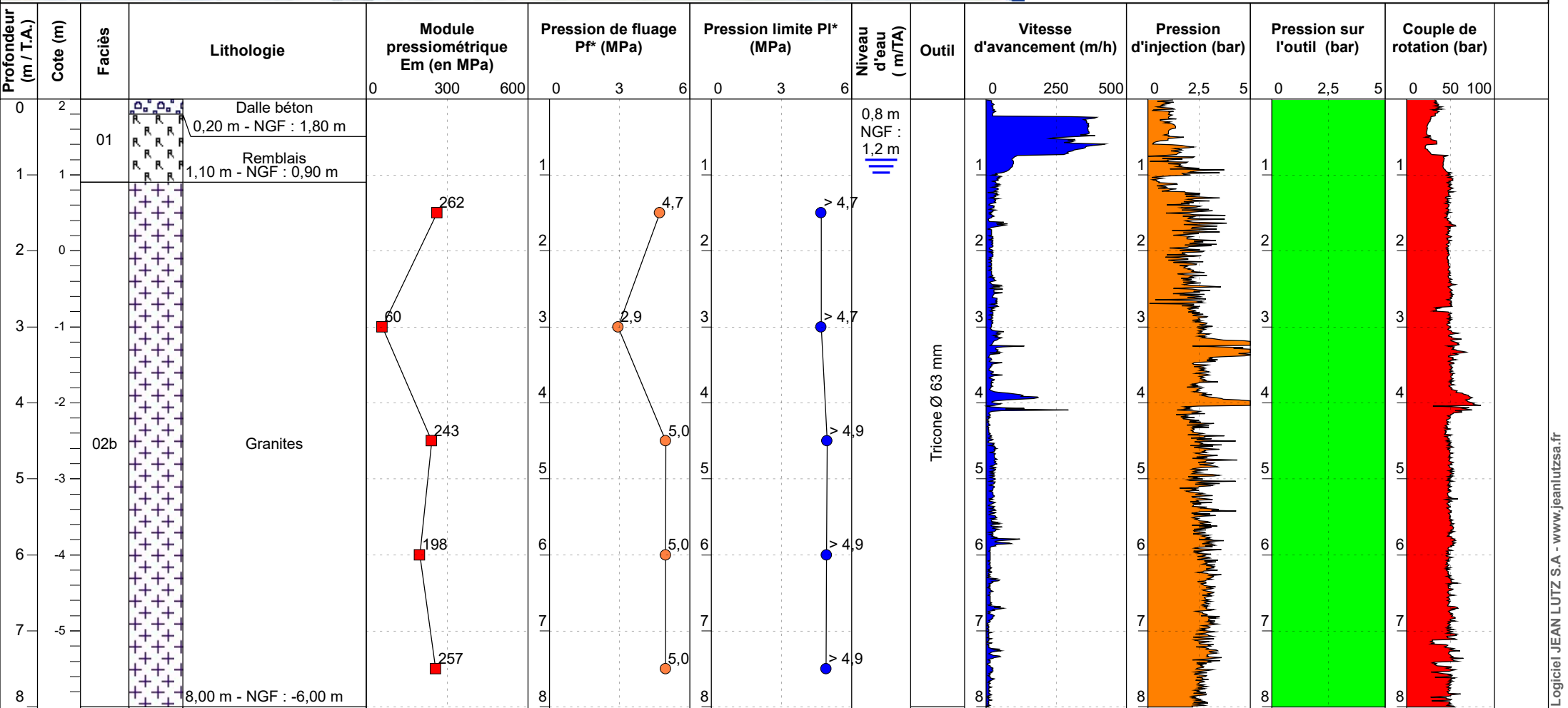
Client : **DNGCD**

Dossier : **GLn2025-03-168/1**

Coordonnée en X :

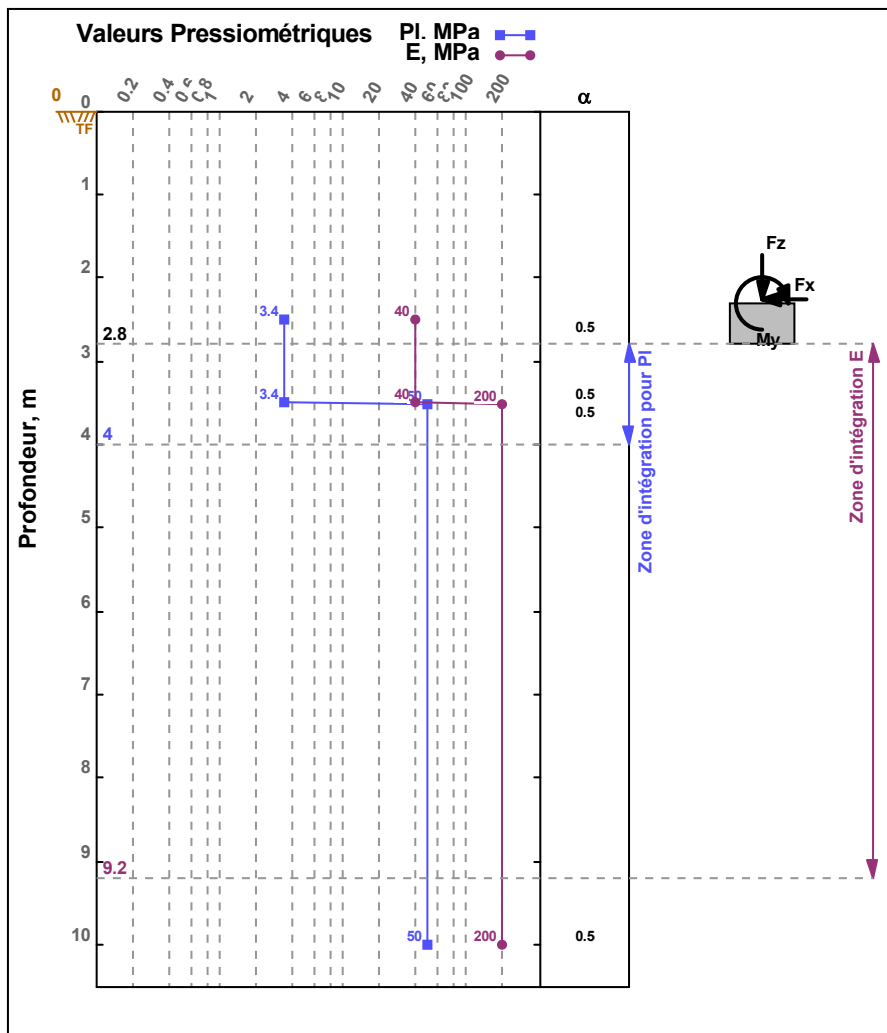
Coordonnée en Y :

Echelle : 1/71 Profondeur atteinte : **8 m** Date du sondage : 21/05/2025 Cote altimétrique : **+2.0**



Observation :

Annexe 5 : Notes de calculs



Fondation : Semelle carrée

Côté : 0.8 m

Aire : 0.64 m²

Encastrement : 2.8 m

Base de la fondation : 2.8 m

Paramètres des sols

Type de sol sous la fondation :

Marnes et marno-calcaires, Roches altérées

Poids des terres au-dessus de la fondation :

après travaux = 0 kN/m³

avant travaux = 0 kN/m³

Contrainte verticale finale q'_0 : 0 kPa (calculée)

Contrainte verticale initiale σ'_{v0} : 0 kPa (calculée)

$\alpha = 0.5$ (fixé)

Cohésion sous la fondation : 5 kPa

Angle de frottement sous la fondation : 30 °

Module de Young sous la fondation : 80 MPa

Coefficient de poisson sous la fondation : 0.33

Fichier : MASSIF 80



GEOFOND© V1.4.5 du 18/06/2025 développé par GEOS

site web : <http://www.geos.fr> e-mail : logiciels@geos.fr

GEOS Ingénieurs Conseils, 18 Rue des 2 gares

92500 Rueil-Malmaison

Tél : + 33 (0)1 49 04 68 10

Données :

N°	Etat-limite	P_z (kN)	P_x (kN)	P_y (kN)	M_x (kN.m)	M_y (kN.m)	V_d (kN)	H_d (kN)	δ (°)	δ_x (°)	δ_y (°)	e_B (m)	e_L (m)	$\sigma_{V;d}$ (kPa)
1	ELS cara.	320	0	0	0	0	320	0	0	0	0	-0	0	500
2	ELU dur. trans.	480	0	0	0	0	480	0	0	0	0	-0	0	750

Capacité portante suivant la NF P 94-261 :

N°	h_f (m)	D_e (m)	k_p	p_{le} (MPa)	i_δ	$i_{\delta\beta}$	q_{net} (kPa)	A' (m ²)	$\gamma'_{r,v}$	$R_{v;d}$ (kN)	Excentricité	$R_{h;d}$ (kN)
1	1.2	0.924	1.33	10.3	1	1	1.37e+04	0.64	2.3	3177 vérifié	vérifié	Non calc.(ELS)
2	1.2	0.924	1.33	10.3	1	1	1.37e+04	0.64	1.4	5219 vérifié	vérifié	229 vérifié

Tassements suivant la NF P 94-261 :

N°	q_{ref} (kPa)	E_c (MPa)	E_d (MPa)	λ_c	λ_d	S_c (cm)	S_d (cm)	S_f (cm)
1	500	40	68.6	1.1	1.12	0.0611	0.119	0.18
2	750	40	68.6	1.1	1.12	0.0917	0.178	0.27

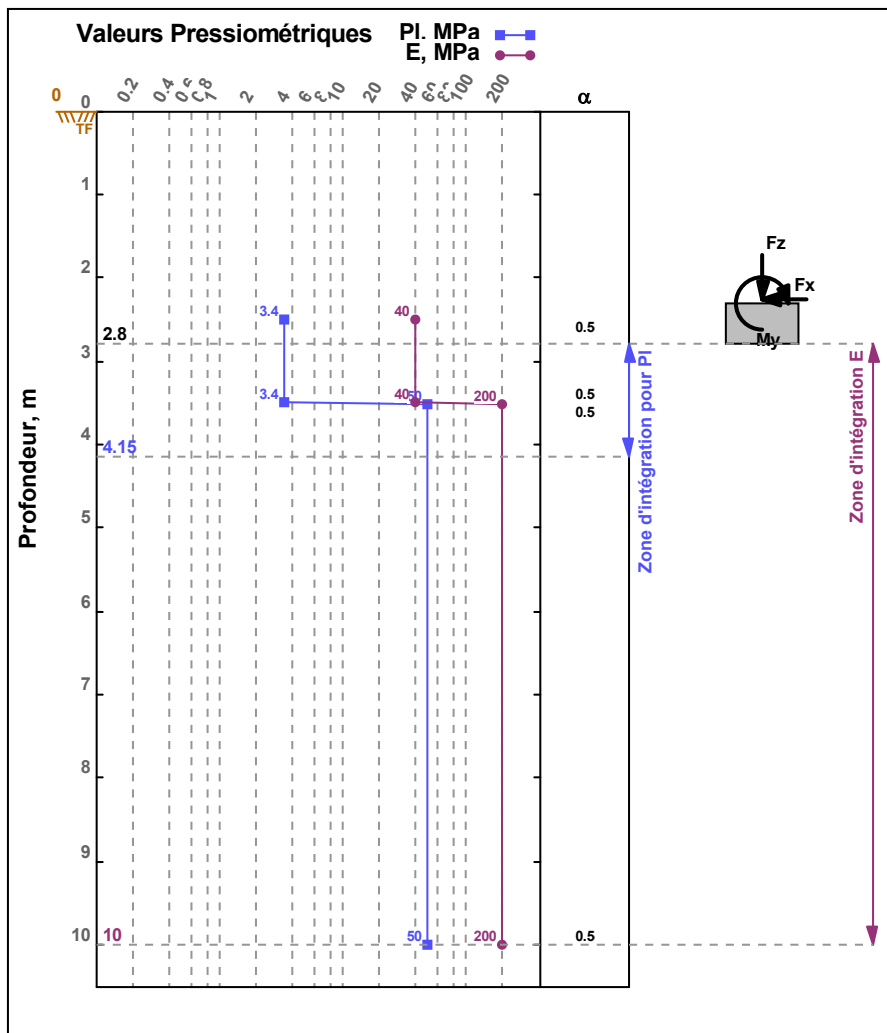
2025-03-168_PC 25/06/2025 11:07

AJACCIO (20)

Base navale d'Aspretto

FIGURE

M80



Fondation : Semelle carrée

Côté : 0.9 m

Aire : 0.81 m²

Encastrement : 2.8 m

Base de la fondation : 2.8 m

Paramètres des sols

Type de sol sous la fondation :

Marnes et marno-calcaires, Roches altérées

Poids des terres au-dessus de la fondation :

après travaux = 0 kN/m³

avant travaux = 0 kN/m³

Contrainte verticale finale $q'0$: 0 kPa (calculée)

Contrainte verticale initiale $\sigma'v0$: 0 kPa (calculée)

$\alpha = 0.5$ (fixé)

Cohésion sous la fondation : 5 kPa

Angle de frottement sous la fondation : 30 °

Module de Young sous la fondation : 80 MPa

Coefficient de poisson sous la fondation : 0.33

Fichier : MASSIF 90



GEOFOND© V1.4.5 du 18/06/2025 développé par GEOS

site web : <http://www.geos.fr> e-mail : logiciels@geos.fr

GEOS Ingénieurs Conseils, 18 Rue des 2 gares

92500 Rueil-Malmaison

Tél : + 33 (0)1 49 04 68 10

Données :

N°	Etat-limite	P_z (kN)	P_x (kN)	P_y (kN)	M_x (kN.m)	M_y (kN.m)	V_d (kN)	H_d (kN)	δ (°)	δ_x (°)	δ_y (°)	e_B (m)	e_L (m)	$\sigma_{V;d}$ (kPa)
1	ELS cara.	405	0	0	0	0	405	0	0	0	0	-0	0	500
2	ELU dur. trans.	607.5	0	0	0	0	607.5	0	0	0	0	-0	0	750

Capacité portante suivant la NF P 94-261 :

N°	h_r (m)	D_e (m)	k_p	p_{le} (MPa)	i_δ	$i_{\delta\beta}$	q_{net} (kPa)	A' (m ²)	$\gamma'_{r,v}$	$R_{v;d}$ (kN)	Excentricité	$R_{h;d}$ (kN)
1	1.35	0.775	1.22	12.3	1	1	1.503e+04	0.81	2.3	4411 vérifié	vérifié	Non calc.(ELS)
2	1.35	0.775	1.22	12.3	1	1	1.503e+04	0.81	1.4	7247 vérifié	vérifié	289.9 vérifié

Tassements suivant la NF P 94-261 :

N°	q_{ref} (kPa)	E_c (MPa)	E_d (MPa)	λ_c	λ_d	S_c (cm)	S_d (cm)	S_f (cm)
1	500	40	74.6	1.1	1.12	0.0688	0.116	0.185
2	750	40	74.6	1.1	1.12	0.103	0.174	0.277

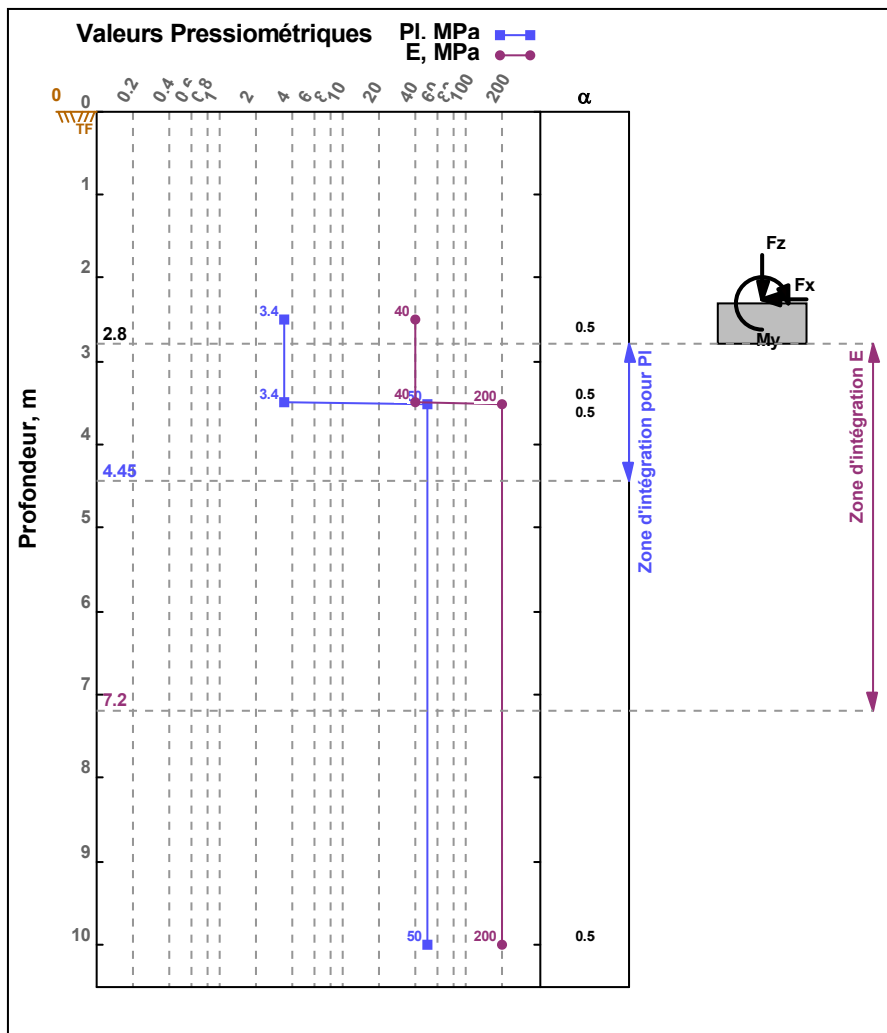
2025-03-168_PC 25/06/2025 11:08

AJACCIO (20)

Base navale d'Aspretto

FIGURE

M90



Fondation : Semelle carrée

Côté : 1.1 m

Aire : 1.21 m²

Encastrement : 2.8 m

Base de la fondation : 2.8 m

Paramètres des sols

Type de sol sous la fondation :

Marnes et marno-calcaires, Roches altérées

Poids des terres au-dessus de la fondation :

après travaux = 0 kN/m³

avant travaux = 0 kN/m³

Contrainte verticale finale $q'0$: 0 kPa (calculée)

Contrainte verticale initiale $\sigma'v0$: 0 kPa (calculée)

$\alpha = 0.5$ (fixé)

Cohésion sous la fondation : 5 kPa

Angle de frottement sous la fondation : 30 °

Module de Young sous la fondation : 80 MPa

Coefficient de poisson sous la fondation : 0.33

Fichier : MASSIF 110



GEOFOND© V1.4.5 du 18/06/2025 développé par GEOS

site web : <http://www.geos.fr> e-mail : logiciels@geos.fr

GEOS Ingénieurs Conseils, 18 Rue des 2 gares

92500 Rueil-Malmaison

Tél : + 33 (0)1 49 04 68 10

Données :

N°	Etat-limite	P_z (kN)	P_x (kN)	P_y (kN)	M_x (kN.m)	M_y (kN.m)	V_d (kN)	H_d (kN)	δ (°)	δ_x (°)	δ_y (°)	e_B (m)	e_L (m)	$\sigma_{V;d}$ (kPa)
1	ELS cara.	605	0	0	0	0	605	0	0	0	0	-0	0	500
2	ELU dur. trans.	907.5	0	0	0	0	907.5	0	0	0	0	-0	0	750

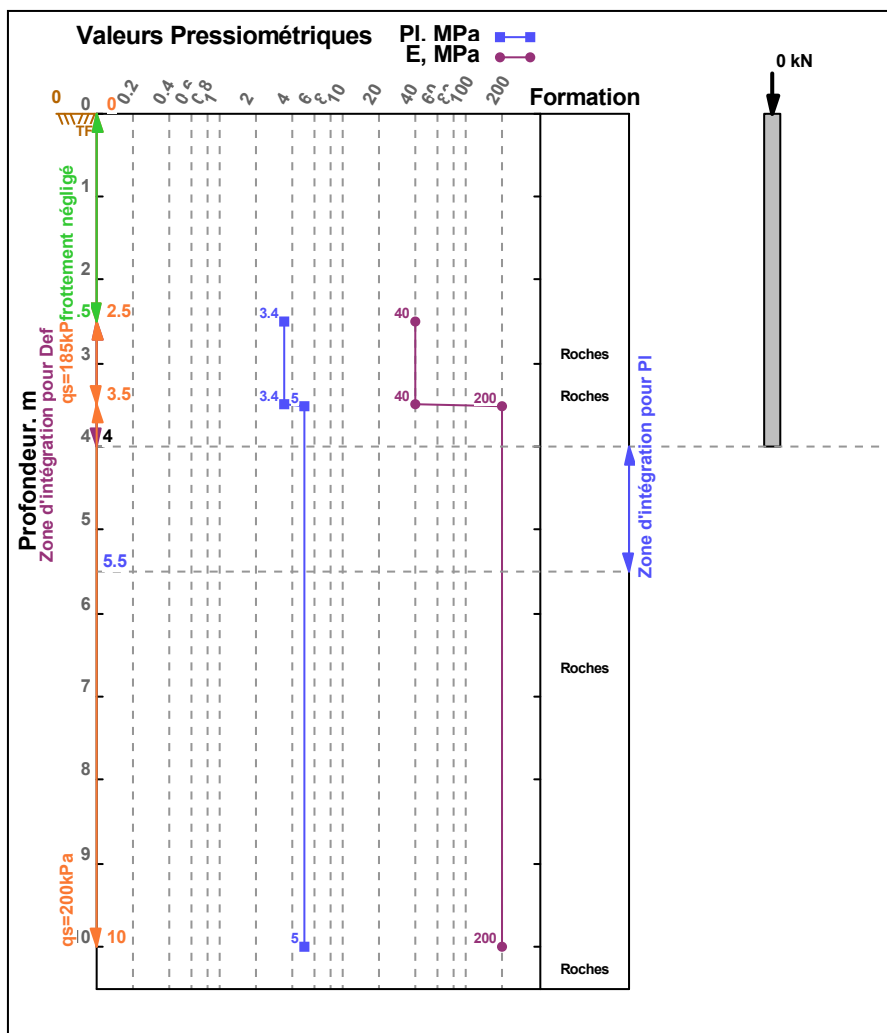
Capacité portante suivant la NF P 94-261 :

N°	h_r (m)	D_e (m)	k_p	p_{le} (MPa)	i_δ	$i_{\delta\beta}$	q_{net} (kPa)	A' (m ²)	$\gamma'_{r,v}$	$R_{v;d}$ (kN)	Excentricité	$R_{h;d}$ (kN)
1	1.65	0.6	1.09	15.9	1	1	1.733e+04	1.21	2.3	7597 vérifié	vérifié	Non calc.(ELS)
2	1.65	0.6	1.09	15.9	1	1	1.733e+04	1.21	1.4	1.248e+04 vérifié	vérifié	433 vérifié

Tassements suivant la NF P 94-261 :

N°	q_{ref} (kPa)	E_c (MPa)	E_d (MPa)	λ_c	λ_d	S_c (cm)	S_d (cm)	S_f (cm)
1	500	40	85.5	1.1	1.12	0.084	0.112	0.196
2	750	40	85.5	1.1	1.12	0.126	0.168	0.294

2025-03-168_PC 25/06/2025 11:11	AJACCIO (20)	FIGURE M110
	Base navale d'Aspretto	



Pieu

Type de pieu : Micropieu type II (Micropieu type II)
 Prof. Base : entre 4 m et 8 m
 Largeur B : 0.2 m
 Périmètre : 0.628 m ; aire : 0.0314 m²
 Aucun Encastr. formation porteuse.
 Hauteur où le frottement est négligé : 2.5 m
 mise en oeuvre sans refoulement du sol

Charge :

Trac (MN) Comp (MN)

Fd (ELS) quasi-permanent :
 Fd (ELS) caractéristique :
 Fd (ELU) durable et trans. :
 Fd (ELU) accidentel :
 Fd (ELU) sismique :

Fichier : MICROPIEUX 200

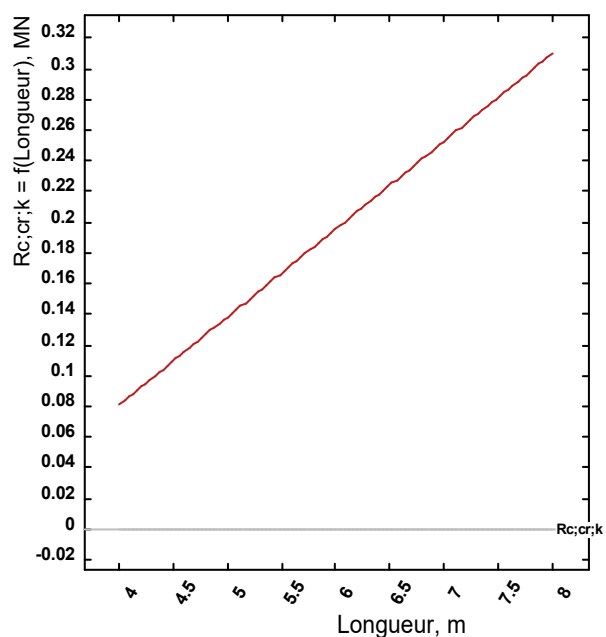


GEOFOND© V1.4.5 du 18/06/2025 développé par GEOS
 site web : <http://www.geos.fr> e-mail : logiciels@geos.fr

GEOS Ingénieurs Conseils, 18 Rue des 2 gares
 92500 Rueil-Malmaison

Tél : + 33 (0)1 49 04 68 10

Résultats de calcul : Capacité portante



Par la méthode de la NF P 94-262 : Modèle de terrain

2025-03-168_PC 25/06/2025 10:41

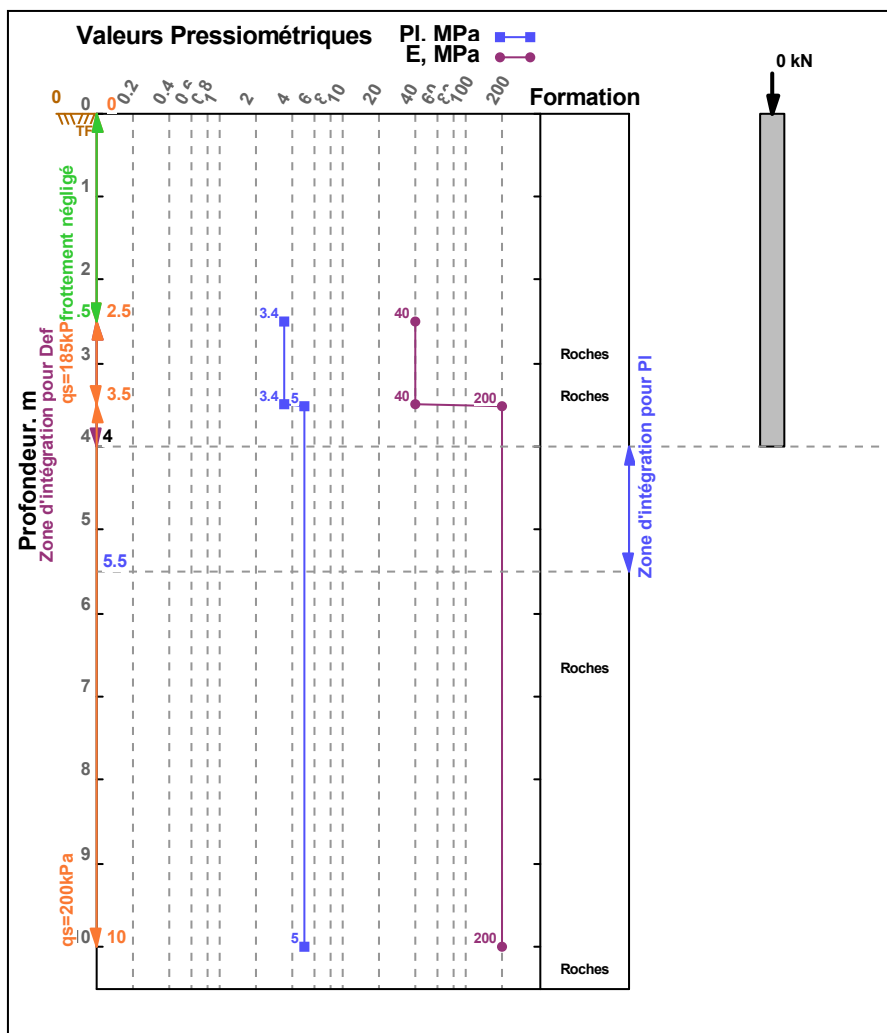
AJACCIO (20)

Base navale d'Aspretto

FIGURE

1

Longueur pieu (m)	Rc;cr;k (MN)	Rt;cr;k (MN)	Rc;d ELU dur. (MN)	Rc;d ELU acc. (MN)	Rc;d ELU sis. (MN)	Rc;cr;d ELS car. (MN)	Rc;cr;d ELS qp (MN)	Rt;d ELU dur. (MN)	Rt;d ELU acc. (MN)	Rt;d ELU sis. (MN)	Rt;cr;d ELS car. (MN)	Rt;cr;d ELS qp (MN)	
4	0.0813	0.067	0.106	0.116	0.106	0.0904	0.0739	0.0832	0.0911	0.0832	0.0609	0.0447	
5	0.138	0.114	0.18	0.198	0.18	0.154	0.126	0.142	0.155	0.142	0.104	0.076	
6	0.196	0.161	0.254	0.279	0.254	0.217	0.178	0.2	0.219	0.2	0.146	0.107	
7	0.253	0.208	0.328	0.361	0.328	0.281	0.23	0.259	0.283	0.259	0.189	0.139	
8	0.31	0.255	0.402	0.443	0.402	0.344	0.282	0.317	0.347	0.317	0.232	0.17	



Pieu

Type de pieu : Micropieu type II (Micropieu type II)
 Prof. Base : entre 4 m et 8 m
 Largeur B : 0.3 m
 Périmètre : 0.942 m ; aire : 0.0707 m²
 Aucun Encastr. formation porteuse.
 Hauteur où le frottement est négligé : 2.5 m
 mise en oeuvre sans refoulement du sol

Charge :

Trac (MN) Comp (MN)

Fd (ELS) quasi-permanent :
 Fd (ELS) caractéristique :
 Fd (ELU) durable et trans. :
 Fd (ELU) accidentel :
 Fd (ELU) sismique :

Fichier : MICROPIEUX

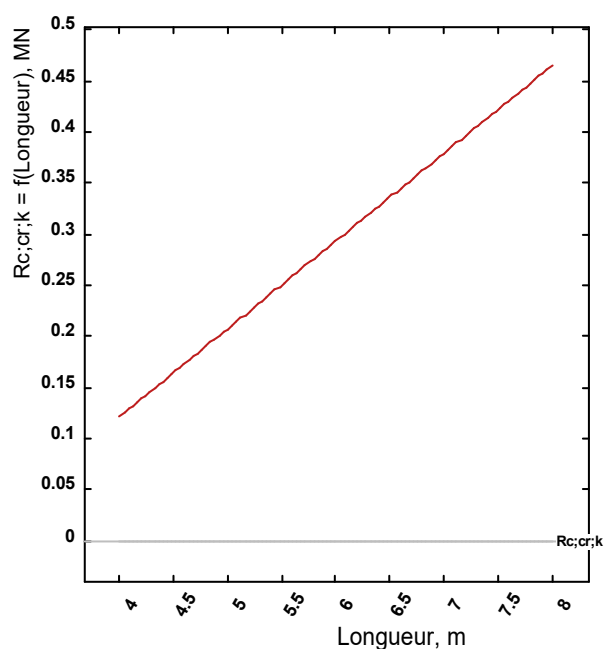


GEOFOND® V1.4.5 du 18/06/2025 développé par GEOS
 site web : <http://www.geos.fr> e-mail : logiciels@geos.fr

GEOS Ingénieurs Conseils, 18 Rue des 2 gares
 92500 Rueil-Malmaison

Tél : + 33 (0)1 49 04 68 10

Résultats de calcul : Capacité portante



Par la méthode de la NF P 94-262 : Modèle de terrain

2025-03-168_PC 25/06/2025 10:34

AJACCIO (20)

Base navale d'Aspretto

FIGURE

1

Longueur pieu (m)	Rc;cr;k (MN)	Rt;cr;k (MN)	Rc;d ELU dur. (MN)	Rc;d ELU acc. (MN)	Rc;d ELU sis. (MN)	Rc;cr;d ELS car. (MN)	Rc;cr;d ELS qp (MN)	Rt;d ELU dur. (MN)	Rt;d ELU acc. (MN)	Rt;d ELU sis. (MN)	Rt;cr;d ELS car. (MN)	Rt;cr;d ELS qp (MN)	
4	0.122	0.1	0.158	0.174	0.158	0.136	0.111	0.125	0.137	0.125	0.0913	0.067	
5	0.208	0.171	0.27	0.297	0.27	0.231	0.189	0.212	0.233	0.212	0.155	0.114	
6	0.293	0.242	0.381	0.419	0.381	0.326	0.267	0.3	0.329	0.3	0.22	0.161	
7	0.379	0.312	0.492	0.542	0.492	0.421	0.345	0.388	0.425	0.388	0.284	0.208	
8	0.465	0.383	0.604	0.664	0.604	0.516	0.422	0.475	0.521	0.475	0.348	0.255	

NOTRE SIÈGE SOCIAL

170 rue du Traité de Rome CS 80131
84918 AVIGNON Cedex 9
Tél. : 04 90 01 39 02
contact@geotechnique-sas.com

Retrouvez toutes nos agences sur
www.geotechnique-sas.com

0 805 690 989



GÉOtechnique
sciences de la terre sas