

Etude géotechnique G2PRO

Affaire n°G2513

**Construction d'un bâtiment de
logements- ILOT C**

9 Rue du Château d'eau

GOUESNOU (29)

AIGUILLON

Table des matières

1. PROJET ET MISSIONS	2
1.1 Présentation du projet	2
1.2 Définition et objectif de la mission	2
1.3 Documents communiqués	3
1.4 Programmes d'investigations, implantation et nivellement	3
2. ENQUETE DOCUMENTAIRE	5
2.1 Présentation du site	5
2.2 Géologie	6
2.3 Risques naturels (retrait-gonflement des argiles, radon, risque sismique, ...)	7
3. RESULTATS ET INTERPRETATION DES SONDAGES	8
3.1 Sondages : lithologies	8
3.2 Caractéristiques mécaniques	9
3.3 Essai de perméabilité	9
3.3 Hydrogéologie	10
3.4 Réglementation parasismiques	11
4. PRINCIPE DE CONSTRUCTION : ETUDE GEOTECHNIQUE DE CONCEPTION PHASE PROJET	14
4.1 Terrassements	14
4.2 Modèle géotechnique	18
4.3 Fondations et tassements	19
4.3 Sujétions d'exécution	24
4.4 Dallage	25

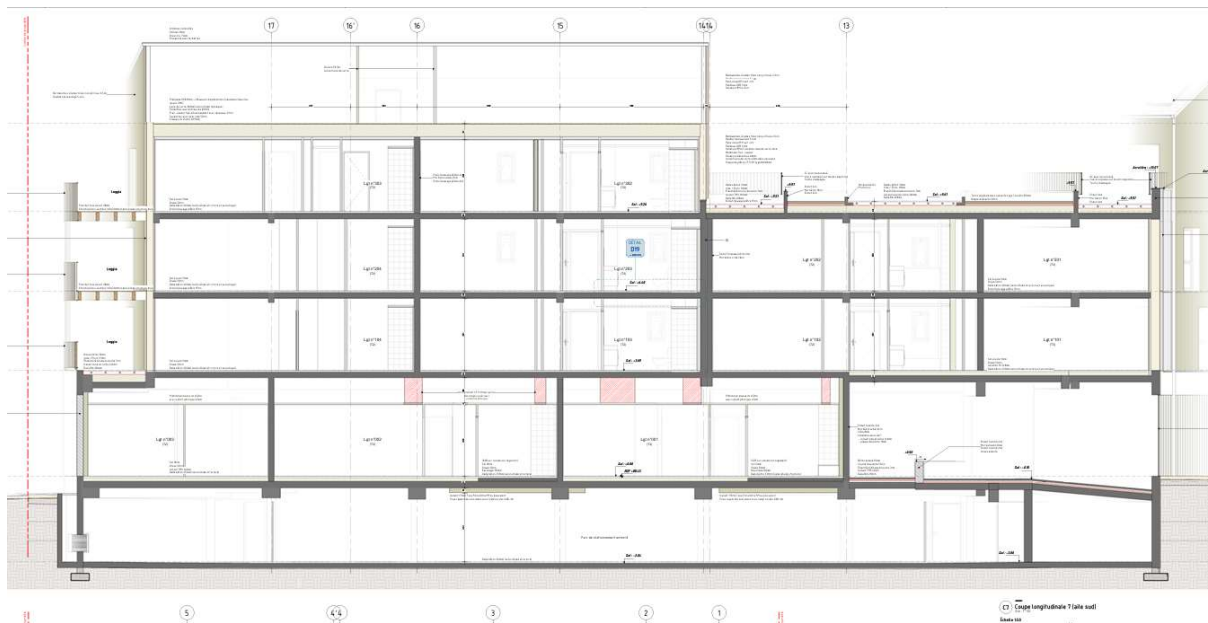
ANNEXE

- Plan d'implantation
- Coupes des sondages
- Extrait de la norme NFP 94-500

1. PROJET ET MISSIONS

1.1 Présentation du projet

Le projet concerne la construction d'un bâtiment de logements sur la commune de GOUESNOU (29). Le bâtiment sera de type R+3 avec sous-sol.



Extrait plan coupes (réalisé par le laboratoire d'architecture LAB)

1.2 Définition et objectif de la mission

Dans la cadre de ce projet, la société AIGUILLON CONSTRUCTION nous a missionnés pour réaliser une étude G2PRO selon la norme NF P 94-500 de novembre 2013. Les objectifs de cette étude sont de fournir un rapport donnant :

- les caractéristiques géologiques, hydrogéologiques et géotechniques à prendre en compte au stade de l'avant-projet,

Les notes techniques fournissant les choix constructifs des ouvrages géotechniques du projet (fondations, terrassements, pentes et talus, fondations, assises des dallages, améliorations de sols, dispositions générales vis-à-vis des nappes et des avoisinants, drainage, ...),

- Un prédimensionnement des fondations.

Le présent rapport ne concerne pas :

- L'étude hydraulique de la zone d'aménagement, ainsi que l'estimation d'éventuels débits de pompages
- Le suivi piézométrique et la définition des niveaux d'eau conventionnels de la nappe (niveau EB, EQ, EH et EE),
- La recherche d'une éventuelle pollution,
- L'étude de gestion des eaux pluviales,
- Les travaux de purge des éventuels vestiges enterrés pouvant être présents sur site,
- Les travaux de démolition,
- La reconnaissance des anomalies géotechniques situées en dehors de la zone d'investigation et au-delà des profondeurs prévues de nos sondages.

1.3 Documents communiqués

Pour mener à bien notre mission, les éléments suivant nous ont été fournis :

- Plans PRO (avec plan masse de projet, plans d'étages, plan coupes, plan de façades, ...) réalisé par le laboratoire d'architecture LAB, et daté au 22/09/2024 ;
- Descentes de charges et plan de fondation, réalisé par SOBRETEC et daté au 29/09/2025.

1.4 Programmes d'investigations, implantation et nivellement

Pour réaliser cette étude, nous avons réalisé en Février 2024 lors de notre mission G2AVP les investigations suivantes :

- 5 sondages de reconnaissance géologique à la tarière mécanique diamètre 63mm, nommés SP1, SP2, T1 et T3. Les sondages ont été descendus jusqu'aux refus rencontrés entre 0.80 et 5.0m de profondeur par rapport au terrain naturel. Ils ont été réalisés sous la conduite d'un Géotechnicien, avec relevé des coupes lithologiques et l'hydrogéologie (arrivées d'eau, niveau d'eau en fin de campagne...) et ont permis de réaliser au droit de SP1 et SP2 :
 - o 2 profils pressiométriques réalisés conformément à la norme NFP 94-110 ;
- Pose d'un piézomètre nommé Pz au droit de SP1.

Nous avons également réalisé du 07 au 08/10/2025 les investigations suivantes :

- 3 sondages réalisés en premier à la tarière mécanique diamètre 114mm jusqu'au refus puis poursuivi au carottier triplex dans le granite, nommés SC1, SC2 et SC3. Les sondages ont été descendus jusqu'aux refus du carottier rencontrés entre 2.00 et 6.0m de profondeur par rapport au terrain naturel. Ils ont été réalisés sous la

Géo²Concept – ZA de Lannuzel 29460 DIRINON – Tél : 02 98 34 11 61

SIRET : 894 384 064 00016 – contact@geo2concept.fr

conduite d'un Géotechnicien, avec relevé des coupes lithologiques et l'hydrogéologie (arrivées d'eau, niveau d'eau en fin de campagne...).

Le plan d'implantation des sondages est fourni en annexe du rapport.

Les cotes altimétriques (m NGF) des sondages sont les suivantes :

Sondages	SP1+Pz	SP2	T1	T2	T3	SC1	SC2	SC3
Cote du terrain naturel (m NGF)	88.6	88.9	88.4	88.6	88.9	87.9	88.4	88.0

Tout changement d'implantation et du projet doit nous être communiqué, ces changements pouvant modifier les conclusions de notre rapport.

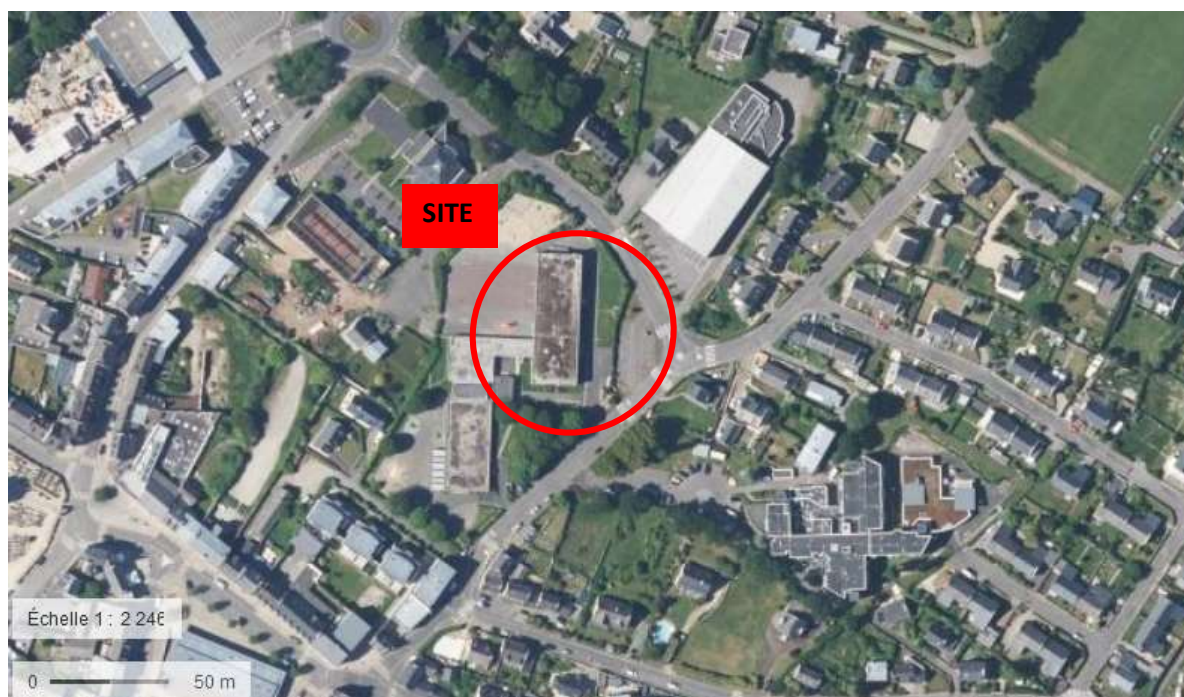
2. ENQUETE DOCUMENTAIRE

2.1 Présentation du site

Le projet se trouve au 9 Rue du Château d'eau, sur la parcelle cadastrale n°162, section AB, sur la commune de GOUESNOU (29).



Plan de situation du projet (source Géoportail)



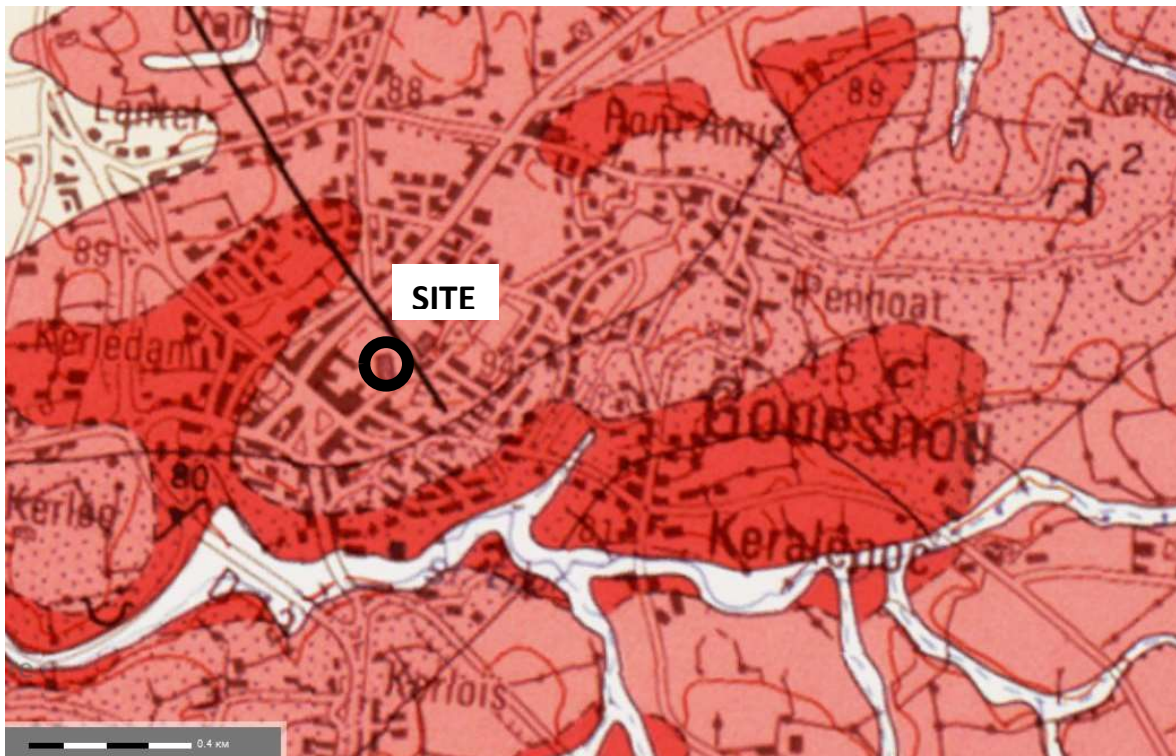
Photographie aérienne (source Géoportail)

De manière générale, le site au droit de l'étude est relativement plat.

2.2 Géologie

La carte géologique (éditions du BRGM) au 1/50000ème du secteur montre que la zone d'étude se situe au niveau des formations suivantes, sous les formations de surface (terre végétale, limon, alluvions.) :

- Altération du substratum granitique,
- Substratum granitique,
- Présence possible de filons indurés,
- Présence de failles dans la région.



Extrait de la carte géologique (Source : Infoterre.fr)

2.3 Risques naturels (retrait-gonflement des argiles, radon, risque sismique, ...)

2.3.1 Aléas retrait-gonflement des argiles

D'après la carte d'exposition au retrait-gonflement des argiles établie par le BRGM (www.georisques.fr), le secteur d'étude se situe dans une zone d'exposition faible au retrait-gonflement des argiles.

2.3.2 Risque sismique

Selon le zonage sismique de la France (décret d'octobre 2010 entré en vigueur le 1er mai 2011), la commune de GOUESNOU est classée en zone d'aléa sismique 2 (aléa faible).

2.3.3 Radon

D'après la carte du Potentiel Radon de l'IRSN (source www.irsn.fr), la commune de GOUESNOU est classée en catégorie 3. Il conviendra de respecter les recommandations de l'IRSN afin de limiter les accumulations ou effet du radon sur la construction et les personnes.

3. RESULTATS ET INTERPRETATION DES SONDAGES

3.1 Sondages : lithologies

Les coupes des sondages sont jointes en annexes. Les profondeurs citées dans le présent rapport sont données par rapport au Terrain Naturel (T.N.) tel qu'il était lors de notre intervention (le 26 et 27/02/2024 et le 07 et 08/10/2025).

L'analyse des coupes lithologiques des différents sondages réalisés ont permis de mettre en évidence les couches suivantes :

Sondage (profondeur en m/TN)	SP1+ Pz	SP2	T1	T2	T3
Couche R : Remblais avec une fine couche d'enrobé en tête	0.00 à 0.20	0.00 à 0.40	0.00 à 0.30	0.00 à 0.30	-
Couche TV : Terre végétale	-	-	-	-	0.00 à 0.40
Couche 1 : Limon sableux marron	0.20 à 0.50	0.40 à 1.60	-	-	0.40 à 0.90
Couche 2 : Granite altéré en arène sablo-limoneuse gris/beige à blocs et cailloux	0.50 à 2.80	1.60 à 2.40	-	0.30 à 1.00	-
Couche 3 : Granite compact gris, peu fragmentée	2.80 à > 4.50®	2.40 à > 4.60®	0.30 à > 0.80®	1.00 à > 5.00®	0.90 à > 1.70®

® : Refus à la tarière mécanique 63mm et au carottier diamètre 116mm

Sondage (profondeur en m/TN)	SC1	SC2	SC3
Couche R : Remblais avec une fine couche d'enrobé en tête	0.00 à 0.30	0.00 à 0.60	0.00 à 0.30
Couche TV : Terre végétale	-	-	-
Couche 1 : Limon sableux marron	0.30 à 1.30	-	-
Couche 2 : Granite altéré en arène sablo-limoneuse gris/beige à blocs et cailloux	-	0.60 à 4.00	0.30 à 2.20
Couche 3 : Granite compact gris	-	4.00 à 4.50	2.20 à 2.90
Couche 3 : Granite compact gris, peu fragmenté	1.30 à > 2.00®	4.50 à > 5.50®	2.90 à > 6.00®

® : Refus à la tarière mécanique 63mm et au carottier diamètre 116mm

Remarque : La couche 1 peut correspondre a des remblais.

L'épaisseur des différentes couches n'est certaine qu'au droit de nos sondages. La rencontre de vestiges enterrés, même si non rencontrés au droit de nos sondages, et d'autres épaisseurs de remblais ne peut être exclue.

3.2 Caractéristiques mécaniques

Les résultats des essais pressiométriques ont permis de caractériser les compacités au droit de chacune des couches rencontrées :

- En surface, **couche R** : Remblais avec une fine couche d'enrobé en tête : couche de compacité hétérogène. Ces matériaux sont sensibles à l'eau et peuvent voir leurs caractéristiques mécaniques chuter fortement par exposition à l'eau ;
- En surface, également, **couche TV** : Terre végétale : couche de compacité faible. Ces matériaux sont sensibles à l'eau et peuvent voir leurs caractéristiques mécaniques chuter fortement par exposition à l'eau ;
- Puis **couche 1** : Limon sableux marron : couche de compacité faible avec des valeurs pressiométriques suivantes :

$$PI^* = 0.33 \text{ MPa}$$

$$Em = 2.6 \text{ MPa}$$

Ces matériaux sont sensibles à l'eau et peuvent voir leurs caractéristiques mécaniques chuter par exposition à l'eau.

- Puis **couche 2** : Granite altéré en arène sablo-limoneuse gris/beige à blocs et cailloux : couche de compacité moyenne à élevée avec des valeurs pressiométriques suivantes :

$$1.63 \leq PI^* \leq 2.69 \text{ MPa.}$$

$$15.2 \leq Em \leq 29.6 \text{ MPa.}$$

Ces matériaux sont sensibles à l'eau et peuvent voir leurs caractéristiques mécaniques diminuer par exposition à l'eau.

- Enfin **couche 3** : Granite compact gris, peu fragmenté : couche de compacité très élevée avec les valeurs pressiométriques suivantes :

$$PI^* = 4.89 \text{ MPa.}$$

$$Em = 137.3 \text{ MPa.}$$

La compacité de cette couche amène le refus à la tarière mécanique 63mm.

3.3 Essai de perméabilité

Nous avons réalisé des essais de perméabilité dans les sondages SC3, SC2 et SC1.

La perméabilité mesurée est de 0 mm/h à 9 mm/h, soit une perméabilité médiocre à nul au sein du granite compact.

3.3 Hydrogéologie

Nous n'avons pas rencontré d'eau au droit de nos sondages, lors de notre intervention.

Une nappe de stagnation est possible au sein des couches R, TV, 1, 2 et 3 lors de forts épisodes pluvieux.

Une nappe est possible, plus en profondeur, au sein du granite compact (couche 3), pouvant remonter dans la couche 2 et 1 en périodes de remontes de nappes.

Le caractère ponctuel dans le temps de notre intervention ne permet pas d'affirmer qu'il n'y aura pas de venue d'eau lors des travaux de terrassement.

3.4 Réglementation parasismiques

Le projet abordé dans la présente étude est de catégorie d'importance III.

Selon l'Eurocode 8, pour un bâtiment de catégorie d'importance III situé en zone d'aléa sismique 2, l'application des prescriptions parasismiques particulières de l'Eurocode 8 est donc obligatoire.

Au sens des Eurocodes 8, le sol est de **classe A**. Le tableau ci-après décrit les différentes classes de sol disponibles dans la norme (tableau extrait de la norme NF-EN-1998-1) :

Classe de sol	Description du profil stratigraphique	Paramètres		
		$v_{s,30}$ (m/s)	N_{SPT} (coups/30 cm)	c_u (kPa)
A	Rocher ou autre formation géologique de ce type comportant une couche superficielle d'au plus 5 m de matériau moins résistant	> 800	—	—
B	Dépôts raides de sable, de gravier ou d'argile sur-consolidée, d'au moins plusieurs dizaines de mètres d'épaisseur, caractérisés par une augmentation progressive des propriétés mécaniques avec la profondeur	360 – 800	> 50	> 250
C	Dépôts profonds de sable de densité moyenne, de gravier ou d'argile moyennement raide, ayant des épaisseurs de quelques dizaines à plusieurs centaines de mètres	180 – 360	15 – 50	70 – 250
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	< 180	< 15	< 70
E	Profil de sol comprenant une couche superficielle d'alluvions avec des valeurs de v_s de classe C ou D et une épaisseur comprise entre 5 m environ et 20 m, reposant sur un matériau plus raide avec $v_s > 800$ m/s			
S_1	Dépôts composés, ou contenant, une couche d'au moins 10 m d'épaisseur d'argiles molles/vases avec un indice de plasticité élevé ($PI > 40$) et une teneur en eau importante.	< 100 (valeur indicative)	—	10 – 20
S_2	Dépôts de sols liquéfiables d'argiles sensibles ou tout autre profil de sol non compris dans les classes A à E ou S_1 .			

On retiendra les valeurs des paramètres suivants décrivant les spectres de réponse élastique (tableau extrait de la norme NF-EN-1998-1) :

Tableau 3.2 — Valeurs des paramètres décrivant les spectres de réponse élastique recommandés de type 1

Classe de sol	S	$T_B(s)$	$T_C(s)$	$T_D(s)$
A	1,0	0,15	0,4	2,0
B	1,2	0,15	0,5	2,0
C	1,15	0,20	0,6	2,0
D	1,35	0,20	0,8	2,0
E	1,4	0,15	0,5	2,0

Tableau 3.3 — Valeurs des paramètres décrivant les spectres de réponse élastique recommandés de type 2

Classe de sol	S	$T_B(s)$	$T_C(s)$	$T_D(s)$
A	1,0	0,05	0,25	1,2
B	1,35	0,05	0,25	1,2
C	1,5	0,10	0,25	1,2
D	1,8	0,10	0,30	1,2
E	1,6	0,05	0,25	1,2

La valeur d'accélération a_{gr} (m/s²) est donnée par le tableau suivant :

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

Selon le zonage sismique de la France (décret d'octobre 2010 entré en vigueur le 1er mai 2011), la commune de GUIPAVAS est classée en zone d'aléa sismique 2 (aléa faible), on a donc a_{gr} (m/s²) = 0.7

Le tableau suivant donne le coefficient d'importance γ_i selon la catégorie d'importance du bâtiment, on a pour ce projet, $\gamma_i = 1.2$.

Catégorie d'importance	Coefficient d'importance γ_i
I	0,8
II	1
III	1,2
IV	1,4

L'accélération horizontale est donnée par la formule : $a_g = a_{gr} \times \gamma_i$

On a donc ici : $a_g = 0.7 \times 1.2 = 0.84 \text{ m/s}^2$.

Concernant la liquéfaction des sols, d'après le Code de l'Environnement, article R563-4 modifié par arrêté le 19 juillet 2011, en zone de sismicités 1 et 2 (sismicité très faible à faible), l'analyse de liquéfaction n'est pas requise.

4. PRINCIPE DE CONSTRUCTION : ETUDE GEOTECHNIQUE DE CONCEPTION PHASE PROJET

4.1 Terrassements

4.1.1 Géométrie des terrassements

La cote NGF du sous-sol est prévu à 85.45m NGF, ce qui induira des profondeurs de terrassements en déblais seront de l'ordre de 3.00 à 4.00m de profondeur (hors fouilles de fondation) par rapport au terrain naturel.

4.1.2 Terrassements

Les matériaux à terrasser (hors démolition) seront ceux des couches R, TV, 1, 2 et 3. Ces matériaux sont de :

- Compacité hétérogène au sein de la couche R,
- Compacité faible au sein de la couche TV,
- Compacité faible au sein de la couche 1,
- Compacité moyenne à élevée au sein de la couche 2,
- Compacité très élevée au sein de la couche 3.

Les décaissements au sein des couches TV, R, 1 et 2 pourront se faire à l'aide d'une pelle mécanique classique. Cependant une pelle mécanique puissante associée à une fraise hydraulique ou une dent de déroctage pourra s'avérer nécessaire pour les terrassements au sein des couches R, 1 et 2 (en cas de rencontre de gros blocs, de passages indurés par exemple). Les terrassements dans la couche 3 nécessiteront l'emploi d'engins de forte puissance équipés d'outils adaptés (fraise hydraulique, dent de déroctage, ...) ou d'autres méthodes (ciment expansif, sciage, micro-minage...).

Compte tenu de la présence d'avoisinants, nous déconseillons l'emploi du BRH. Ce dernier engendrera des vibrations avec un risque de fragiliser la structure des ouvrages existants présents non loin du projet. Si l'emploi de BRH est nécessaire, il conviendra de prendre toutes les dispositions nécessaires vis à vis des avoisinants (attention aux vibrations). **Cependant, au vu de la très forte compacité de la couche 3, il est probable d'obtenir un refus du BRH, nécessitant d'utiliser d'autres techniques pour les terrassements dans cette couche (ciment expansif, sciage, micro-minage, ...), ce qui entrainera un surcoût des terrassements.**

Dans tous les cas, au vu de l'emprise des travaux de démolition et de terrassements de la forte compacité de la couche 3 et la proximité des bâtiments voisins, il conviendra d'établir un référé préventif avant le début des travaux afin de prévenir les contestations sur l'état des

constructions avoisinantes avant et pendant le chantier.

En cas de rencontre de vestiges enterrées, anciennes fondations, de zones remblayés, de souches d'arbres, de matériaux évolutifs, remaniés et déconsolidés, rencontrés lors de l'ouverture des fouilles, il conviendra de les purger et de les substituer avec des matériaux de qualité de type 0/150 ou 0/80 insensibles à l'eau ($VBS < 0.1$), passants à $80 \mu m < 5\%$, $D_{10} > 1 \text{ mm}$, et durs ($MDE < 45$) et chimiquement inerte.

Nous préconisons la réalisation des terrassements en situation météo favorable. En cas de pluie, la traficabilité des engins à pneus ne sera pas assurée sur les couches TV, 1 et 2, des pistes de chantier devront alors être envisagées.

4.1.3 Stabilité des talus de déblais provisoires

Dans les couches TV, R, 1 et 2, et en l'absence de problème d'emprise, les talus en déblai provisoires pourront être créés avec une pente de 3H/2V (3 horizontalement pour 2 verticalement). Dans la couche 3 (granite compact) les talus en déblai provisoires pourront être créés, en première approche, avec une pente de 1H/1V (1 horizontalement pour 1 verticalement). Ces préconisations sont valables en l'absence de problème d'emprise et pour des hauteurs de terrassement en déblais inférieurs à 4.00m. En cas d'arrivée d'eau dans les talus, des masques drainants seront mise en place.

Lorsque ces pentes de talutages ne seront pas possible par manque d'emprise (possiblement en limite de propriété), des soutènements provisoires et définitifs dimensionnés en conséquence seront mis en place (type paroi berlinoise à dimensionner par l'entreprise travaux, ou voiles mis en place par passes alternées). Dans tous les cas la stabilité des propriétés voisines, de la rue du Gymnase et de la rue du Château d'Eau devront être assurées en phase chantier et définitive.

Concernant une solution en voile par passe alternée, il faudra, en première approche, respecter ses préconisations :

- Lors des terrassements du sous-sol, il faudra laisser en limite de propriété des talus pentés à 3H/2V (3 horizontalement pour 2 verticalement) + banquette en tête, qui seront déblayés par la suite lors des travaux de passes alternées,
- les passes alternées seront ouvertes en alternance à raison d'une passe toutes les trois passes,
- la largeur des passes alternées sera réduite à 2.0m, et la hauteur des passes alternées réduite à 1.50m de hauteur maximum. Dans ce cas, les voiles seront mises en œuvre par béton projeté,
- l'ouverture d'une passe, la pose des armatures, la projection du béton projeté et la mise en place du butonnage (prenant appui sur des massifs de réactions) seront réalisés la même journée. Il faudra attendre que le béton est séché suffisamment avant d'ouvrir les passes voisines.
- la stabilité des passes alternées lors de leur ouverture devra être assurée,

Géo²Concept – ZA de Lannuzel 29460 DIRINON – Tél : 02 98 34 11 61

SIRET : 894 384 064 00016 – contact@geo2concept.fr

- aucune passe ne sera laissée ouverte un week-end ou toute une nuit sans protection. En cas de pluies modérées à fortes, aucune passe ne sera réalisée,
- il ne faudra laisser aucune surcharge en tête des passes alternées (pas de stockage de matériaux de déblais, d'engins de chantier ou de matériel),
- l'intégrité des différents réseaux et ouvrages présents sur la rue du Gymnase et rue du Château d'Eau devra être assurée.

L'entreprise travaux pourra étudier dans sa mission G3, une solution de passes alternées avec pose de mur préfabriqué (pas de prémur) si sa technique garantie la tenue des parois le temps d'ouverture des passes et de pose du murs préfabriqué + butonnage. L'ouverture d'une passe, le coulage de la fondation, la pose du mur préfabriqué et la mise en place du butonnage (prenant appui sur des massifs de réactions) seront réalisés la même journée. Il faudra attendre que le béton est séché suffisamment avant d'ouvrir les passes voisines.

Dans le cadre de sa mission G3, l'entreprise travaux devra, avant les travaux :

- faire une note méthodologique expliquant et justifiant la technique de réalisation et le phasage des travaux et détaillant les procédures mises en place en cas de problème de stabilité,
- réaliser un plan de calepinage en y indiquant la position de chacune des passes et le jour de leur ouverture (phasage),
- dimensionner les butons et leurs massifs de réaction.

Remarque concernant les éventuels remblais paysagers :

Sous réserve de la possibilité de les mettre en place, les matériaux issus des déblais pourront éventuellement être réutilisés en remblais paysagers (à condition d'être dans un état hydrique moyen au moment du chantier et en l'absence de météo défavorable). En aucun cas, ils ne devront être réutilisés pour la création des remblais techniques sans une étude spécifique et ne devront servir d'assise aux futurs ouvrages (fondations, voiries, dallage, ...).

4.1.4 Stabilité des talus de déblais définitives

En phase définitive, les éventuels talus en déblais dans les couches TV, R, 1, 2 et 3 pourront être créés avec une pente de 2H/1V (2 horizontalement pour 1 verticalement). Ces préconisations sont valables en l'absence de problème d'emprise et pour des hauteurs de terrassement inférieures à 2.00m en phase définitive. En cas d'arrivée d'eau dans les talus, des masques drainant seront mise en place sur les talus.

Si ces pentes de talutages ne sont pas envisageables, des soutènements provisoires et définitifs, dimensionnés en conséquence, devront être mis en place.

4.1.5 Murs enterrés : poussée des terres

Les murs enterrés (murs du sous-sol qui joueront un rôle de soutènement) seront dimensionnés en conséquence.

Les murs enterrés du sous-sol devront être dimensionnés pour reprendre la poussée des terrains ainsi que la poussée hydrostatique, sur la base des paramètres de cisaillement suivants :

Sol	γ_h (kN/m ³)	C' (KPa)	ϕ' (°)
Couche R : Remblais avec une fine couche d'enrobé	18	0	25
Couche TV : Terre végétale	18	0	25
Couche 1 : Limon sableux marron	18	0	27
Couche 2 : Granite altéré en arène sablo-limoneuse gris/beige	20	3	30
Couche 3 : Granite compact gris	22	15	35

Les murs enterrés du sous-sol devront être dimensionnés en prenant en compte en tête de soutènement les surcharges dues aux engins de terrassement, aux stockages éventuels et aux surcharges définitives.

4.1.6 Drainage

En phase chantier, et en fonction de la date de réalisation des terrassements, des arrivées d'eau seront possibles (ruissèlements, remontées, nappe de stagnation lors de forts épisodes pluvieux). Un pompage pourra alors s'avérer nécessaire afin d'épuiser les venues d'eau et d'assécher la plateforme de terrassement généraux.

On prendra toutes les dispositions nécessaires afin de protéger la plate-forme et les talus des ruissèlements et des précipitations directes.

On envisagera de modeler les arases en toit avec une pente d'au moins 2% pour permettre l'évacuation des eaux de surface vers des fossés périphériques et rejet des eaux vers un exutoire gravitaire ou par pompage.

En phase définitive : Les eaux de ruissellement et de toiture seront soigneusement collectées (drainage amont, gouttières, contre-pente...) et évacuées vers un exutoire dimensionné de manière non dangereuse pour le projet et les avoisinants.

En phase définitive pour le sous-sol du bâtiment : D'après les informations qui nous ont été communiquées, la vision des suintements à l'intérieur des voiles est acceptée par le maître d'ouvrage et les ouvrages de rétention et d'infiltration des EP du projet seront déportés à 3m du bâtiment. Les murs enterrés du sous-sol seront protégés des infiltrations d'eau conformément au DTU 20.1, à savoir par imperméabilisation des voiles enterrés + drainage vertical (de type delta MS, enkadrin, ou équivalent) en liaison avec le drainage périphérique

horizontal. De plus, un tapis drainant (de type Delta NP Drain, ou delta Terraxx par exemple) associée à des tranchées drainantes sera à mettre en place sous le dallage, ce qui nécessitera de donner une pente aux drains et de les relier à un exutoire avec pompes de relevage. Des événements de décompression seront mise en place, ceci afin d'éviter des surpressions hydrauliques sous le dallage dues à un dysfonctionnement temporaire des pompes de relevage.

En phase définitive pour l'ascenseur, la fosse d'ascenseur ne tolérera aucune infiltration, elle sera cuvelée et dimensionné de manière à reprendre les sous-pressions hydrostatiques, et sera lesté en conséquence (si le poids propre de la structure ne permet pas de compenser la poussée d'Archimède en condition de plus hautes eaux).

4.2 Modèle géotechnique

Nous avons retenu un modèle géotechnique pour l'ensemble du site. Le modèle géotechnique retenue pour les calculs (au stade de la phase projet), sur la base des investigations réalisées, est la suivante :

Formation	Caractéristiques pressiométriques			Caractéristiques géomécaniques			
	PI* (MPa)	Em (MPa)	Es (MPa)	α	γ (kN/m³)	C' (kPa)	φ' (°)
Couche TV + Couche R	-	-	-	-	18	0	25
Couche 1 : Limon sableux marron	0.3	2	3	2/3	18	0	27
Couche 2 : Granite altéré en arène sablo-limoneuse gris/beige	1.6	15	30	1/2	20	3	30
Couche 3 : Granite compact gris	4	70	105	2/3	22	15	35

4.3 Fondations et tassements

4.3.1 Principe et niveau d'assise des fondations du bâtiment

Les fondations des bâtiments seront superficielles de types semelles filantes ou isolés (massifs isolés associés à des longrines) ancrées de 30cm minimum dans la couche 3, y compris vis-à-vis de l'arase terrassement.

Tout ancrage dans les couches TV, 1 et 2 est à exclure.

Les profondeurs d'ancrage au droit de nos sondages seront au minimum de :

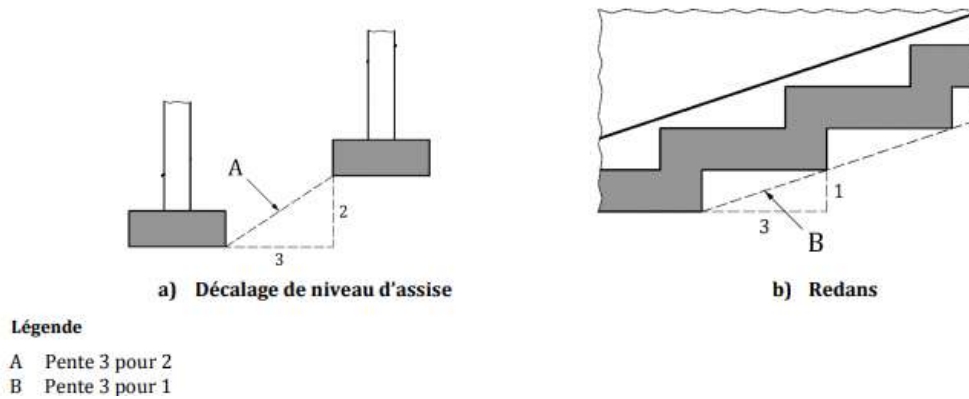
Sondages	SP1+Pz	SP2	T2	T3	SC1	SC2	SC3
Cote NGF des sondages	88.6	88.9	88.6	88.9	87.9	88.4	88.0
Niveau Sous-sol (m NGF)	85.45						
Hypothèse arase terrassement*	84.9						
Profondeur minimum d'ancrage (m/TN le jour de notre intervention)	≥ 4.0	≥ 4.3	≥ 4.0	≥ 4.3	≥ 3.30	≥ 4.30	≥ 3.40
Profondeur minimum d'ancrage (m/NGF le jour de notre intervention)	≤ 84.6	≤ 84.6	≤ 84.6	≤ 84.6	≤ 84.6	≤ 84.1	≤ 84.6
Profondeur minimum d'ancrage (m/Sous-Sol)	≥ 0.85m	≥ 0.85m	≥ 0.85m	≥ 0.85m	≥ 0.85m	≥ 1.35m	≥ 0.85m

* : hypothèse arase terrassement = cote sous-sol – 55cm (épaisseur dallage + épaisseur couche de forme avec fond de forme constitué de la couche 3). Hypothèse à confirmer par le Maître d'œuvre

Les profondeurs minimums d'ancrage des fondations seront à recalculer une fois la cote NGF du sous-sol définie.

Dans tous les cas, la mise hors-gel des fondations devra être respectée, à savoir à une profondeur minimum de 0.50m par rapport au sol périphérique fini.

La règle des fondations à niveaux décalées devra être respectée : il faudra respecter une pente maximale de 3 de base pour 2 de hauteur entre arêtes de semelles voisines (DTU 13.1, de septembre 2019) pour les semelles isolées, et une pente maximale de 3 de base pour 1 de hauteur pour les semelles filantes :



Afin d'éviter une altération du fond des fouilles de fondation, celles-ci devront être protégées immédiatement par un béton de propreté. Si des fonds de fouilles de fondation se retrouvent détériorés par les eaux de pluie avant le coulage du béton, elles seront purgées et substituées par un gros béton sur la hauteur des sols détériorés par la pluie.

En cas de rencontres de poches décomprimées, matériaux meubles, traces de dessouchage d'arbres, d'éventuels vestiges enterrés, anciennes fondations, etc..., il faudra les purger et les substituer par un gros béton avant le coulage des fondations.

Des surépaisseurs de la couche R, TV, 1 et 2 seront possible à l'échelle du projet, ce qui impliquera des approfondissements locaux de l'assise des fondations, avec un rattrapage en gros béton.

Il faudra blinder les fouilles au-delà de 1.30m de profondeur.

Des joints de rupture complets seront mis en œuvre entre les parties différemment fondées et chargées de la construction.

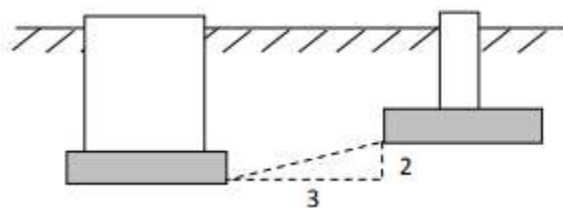
4.3.2 Principe et niveau d'assise de fondations de l'ascenseur

La cage d'ascenseur sera fondée sur un radier reposant sur une couche de réglage type 0/31.5 compacté à q3, ancrée de 30cm minimum de manière uniforme dans la couche 3.

Les matériaux de la couche de réglage type 0/31.5 seront propres (VBS < 0.1), bien gradués (passants à 80 µm < 5% ; D10 > 1.0 mm pour le 0/80), durs et non gélifs (LOS et MDE < 45) et chimiquement inerte.

Tout ancrage dans les couches TV, R et 1 est à exclure.

La règle des fondations à niveaux décalées devra être respectée : il faudra respecter une pente maximale de 3 de base pour 2 de hauteur entre arêtes de semelles voisines (DTU 13.1, de septembre 2019) :



En cas de rencontres de poches décomprimées, matériaux meubles, traces de dessouchage d'arbres, d'éventuels vestiges enterrés, anciennes fondations, etc., il faudra les purger et les substituer par un gros béton avant le coulage des fondations.

Des surépaisseurs des couches R, 1 et 2 seront possible, ce qui impliquera des approfondissements locaux de l'assise des fondations, avec un rattrapage en gros béton.

Il faudra de blinder les fouilles au-delà de 1.30m de profondeur.

Des joints de rupture complets seront mis en œuvre entre les parties différemment fondées et chargées de la construction.

Les murs de la fosse d'ascenseur auront à supporter des terres et travaillerons donc en soutènement, ils devront être dimensionnés pour reprendre la poussée des terrains.

Le radier devra être dimensionné pour reprendre les sous-pressions hydrostatiques, et sera lesté en conséquence si le poids propre de la structure ne permet pas de compenser la poussée d'Archimède en condition de plus hautes eaux.

4.2.2 Contrainte admissible

Le calcul de la capacité portante des fondations a été calculé conformément à la méthode pressiométrique de la norme NF P 94-261 « Justification des ouvrages géotechniques – Normes d'application nationale de l'Eurocode 7 – Fondations superficielles ».

Pour les calculs, nous avons considéré :

- P_{le}^* = pression limite nette équivalente = 4.89 MPa pour la couche 3
- k_p = facteur de portance pressiométrique = 0.9
- i_δ = coefficient de réduction de portance lié à l'inclinaison du chargement = 1 pour une charge verticale centrée
- i_β = coefficient de réduction de portance lié à la proximité d'un talus en pente = 1 (pour une charge éloignée au minimum de 8B d'un talus).

Compte tenu du risque de remaniement du sol d'assise à l'exécution nous préconisons de limiter les contraintes de calcul à :

$$\underline{q_{ELU F \text{ et } S \leq 0,82 \text{ MPa}}}$$

$$\underline{q_{ELU A \leq 0,96 \text{ MPa}}}$$

$$\underline{q_{ELS QP \text{ et } C \leq 0,50 \text{ MPa}}}$$

4.3.2 Plan de fondation

D'après les plans de fondations fournis par le BET Structure SOBRETEC, la bâtiment aura :

- 20 types de massifs isolés, nommés S1 à S20, et 4 types de semelles filantes nommés SF1 à SF4, de différentes dimensions :

Massif	Surface	Massif	Surface
S1	1.00 m ² (1.00m x 1.00m)	S11	2.55m ² (1.70m x 1.50m)
S2	1.21m ² (1.10m x 1.10m)	S12	2.89m ² (1.70m x 1.70m)
S3	1.69m ² (1.30m x 1.30m)	S13	3.24m ² (1.80m x 1.80m)
S4	1.69m ² (1.30m x 1.30m)	S14	3.60m ² (1.80m x 2.00m)
S5	1.68m ² (1.40m x 1.20m)	S15	3.78m ² (1.80m x 2.10m)
S6	1.96m ² (1.40m x 1.40m)	S16	3.99m ² (1.90m x 2.10m)
S7	1.95m ² (1.50m x 1.30m)	S17	4.00m ² (2.00m x 2.00m)
S8	2.55m ² (1.50m x 1.70m)	S18	2.99m ² (2.30m x 1.30m)
S9	2.08m ² (1.60m x 1.30m)	S19	6.25m ² (2.50m x 2.50m)
S10	2.56m ² (1.60m x 1.60m)	S20	5.51m ² (2.90m x 1.90m)

Semelle filante	Surface
SF1	0.6 m/ml
SF2	1.7 m/ml
SF3	0.8 m/ml
SF4	1.0 m/ml

4.3.5 Vérification fondations

D'après le modèle géotechnique décrit ci-avant et avec le plan de fondation et les descentes de charges aux ELS (en Tonnes) transmis par SOBRETEC, nous avons vérifié la capacité portante ainsi que les tassements théoriques à l'ELS caractéristiques pour chaque type de massifs isolés et semelles filantes.

Les calculs ont été réalisés avec le logiciel GEOFOND.

En absence d'informations fournies par BE Structure, on considère les moments et excentricités en tête des fondations nuls.

Massifs étudiés		S1	S2	S3	S4	S5	S6	S7	S8	S9	S10
Type de fondations	-	Massif isolé									
Largeur B	(m)	1.0	1.1	1.3	1.3	1.2	1.4	1.3	1.5	1.3	1.6
Longueur L	(m)	1.0	1.1	1.3	1.3	1.4	1.4	1.5	1.7	1.6	1.6
Surface A	(m²)	1.0	1.21	1.69	1.69	1.68	1.96	1.95	2.55	2.08	2.56
Charge centrée ELS (G+Q)	(T)	13.0	47.0	68.0	93.0	85.0	79.0	70.0	112.0	98.0	97.0
Capacité portante ($R_{v;d}$)	(T)	50	60.5	84.5	84.5	84.0	98.0	97.5	127.5	104.0	128.0
Tassement théorique S_f	(cm)	0.05	0.15	0.17	0.25	0.22	0.18	0.16	0.22	0.22	0.19

Massifs étudiés		S11	S12	S13	S14	S15	S16	S17	S18	S19	S20
Type de fondations	-	Massif isolé									
Largeur B	(m)	1.5	1.7	1.8	1.8	1.8	1.9	2.0	1.3	2.5	1.9
Longueur L	(m)	1.7	1.7	1.8	2.0	2.1	2.1	2.0	2.3	2.5	2.9
Surface A	(m²)	2.55	2.89	3.24	3.60	3.78	3.99	4.0	2.99	6.25	5.51
Charge centrée ELS (G+Q)	(T)	119.0	90.0	152.0	158.0	178.0	183.0	59.0	77.0	109.0	96.0
Capacité portante ($R_{v;d}$)	(T)	127.5	144.5	162.0	180.0	189.0	199.5	200.0	149.5	312.5	275.5
Tassement théorique S_f	(cm)	0.24	0.16	0.27	0.25	0.28	0.28	0.09	0.12	0.1	0.1

Massifs étudiés		SF1	SF2	SF3	SF4
Type de fondations	-	Semelle Filante			
Largeur B	(m)	0.6	1.7	0.8	1.0
Longueur L	(m)	1.0ml	1.0ml	1.0ml	1.0ml
Surface A	(m²)	0.6m²/ml	1.7m²/ml	0.8m²/ml	1.0m²/ml
Charge centrée ELS (G+Q)	(T)	20.0	79.0	18.0	11.0
Capacité portante (R_{vd})	(T)	30.0	85.0	40.0	50.0
Tassement théorique Sf	(cm)	0.13	0.29	0.1	0.05

En ce qui concerne le tassement différentiel, nous considérons un tassement admissible de L/500 (à confirmer par le bureau d'étude structure) avec L la distance entre deux appuis en cm.

À la vue des calculs réalisés, le critère de portance n'est pas vérifié au droit des massifs isolés S4 et S5, il faudra augmenter les surfaces des massifs isolés et semelles filantes pour avoir le critère de portance validé, par exemple :

- S4 – 1.40m * 1.40m = 1.96m²
- S5 – 1.40m * 1.30m = 1.82m²

Pour les autres massifs isolés et semelles filantes le critère de portance est vérifié. La contrainte ELS sous chaque massif est inférieure à la contrainte admissible du sol en place (5.0 bars à l'ELS).

Enfin pour l'ensemble des cas de fondations étudiés, les tassements théoriques calculés sont inférieurs au centimètre et le critère de tassement différentiel est validé.

Le bureau structure devra déterminer les valeurs seuils de tassements totaux et différentiels admissibles acceptables pour le bâtiment et rigidifier la structure en conséquence.

Dans le cadre de la mission G3 (phase étude d'exécution) et avec les géométries de fondations, les descentes de charges définitives, les efforts verticaux et horizontaux complets et les éventuelles inclinaisons et excentricités en tête des fondations, l'entreprise travaux devra calculer les tassements absolus et différentiels et vérifier la stabilité globale des fondations au renversement, au soulèvement, au glissement et au poinçonnement.

4.3 Sujétions d'exécution

Les sujétions d'exécution suivantes devront être respectées :

- respect d'un niveau d'ancrage des fondations de 0.30m au sein de la couche 3, y compris vis-à-vis de l'arase terrassement, et respect des critères développés au chapitre 4.2.1,

- surface minimale des fondations de 0,50 m² pour les massifs isolés, et largeur minimale de 0.50 m pour des semelles filantes,
- respect des règles de fondations à niveaux décalés,
- mise en place d'un béton de propreté immédiatement après l'ouverture des fouilles de fondations,
- En cas de présence d'eau, il conviendra de prévoir un pompage afin d'assécher les fouilles de fondation,
- rattrapage en gros béton des variations possibles du niveau d'assise des fondations, en relation avec la fluctuation du toit du niveau d'ancrage,
- purge et substitution par un gros béton en cas de découverte de vestiges enterrés, de niveaux décomprimés, de sols organiques, d'anciennes souches d'arbres et des sols foisonnés associés,
- blindage des fouilles des massifs au-delà de 1.30m de profondeur,
- Si l'emploi de BRH est nécessaire, il conviendra de prendre toutes les dispositions nécessaires vis à vis des avoisinants (attention aux vibrations),
- respect de l'interdiction de circulation des engins sur le fond de fouille,
- bétonnage à l'avancement des fondations : on privilégiera le travail par beau temps. S'il pleut, on veillera à ne pas laisser s'installer une stagnation d'eau dans les fouilles.

4.4 Dallage

Les surcharges d'exploitation répartie sur dallage ne nous ont pas été communiqués, nous considérons dans le présent rapport qu'elles seront de 1.0 Tonne/m² maximum.

Un dallage sur terre-plein pourra être envisagé, sous réserve de respecter les préconisations ci-dessous. Ces préconisations sont valables pour des surcharges d'exploitation répartie sur dallage $\leq 1.0 \text{ T/m}^2$.

Les planchers bas pourront aussi être traités en dalles portés par les fondations.

4.4.1 Préparation de la plateforme

Dans un premier temps il conviendra de purger la couche R, TV et 1, de purger et substituer tout systèmes racinaires, toutes éventuelles poches de matériaux foisonnés, décomprimés ou organiques et tout éventuels vestiges enterrés et anciennes fondations.

Les substitutions devront être réalisées avec des matériaux d'apports de type 0/150, insensibles à l'eau ($VBS < 0.1$), passants à $80 \mu\text{m} < 5\%$, $D_{10} > 1 \text{ mm}$), et durs (LOS et $MDE < 45$) et chimiquement inerte. Ces matériaux seront compactés par couches successives pour un objectif de densification q_3 , réceptionnées à $EV2 > 50 \text{ MPa}$.

Les poches de sols médiocres et détériorés par les engins de terrassement ou les eaux de pluie seront également purgées et substituées.

Après purge, substitution comme indiqué ci-dessus, le fond de forme sera constitué par le granite altéré (couche 2) à compact (couche 3) de compacité très élevée.

En cas de rencontre de gros blocs, de filons indurés il conviendra de les dérocter sur au moins 30cm ceci afin de minimiser les risques de désordres dans le dallage béton par phénomène de points durs rocheux.

Un tapis drainant associée à des tranchées drainantes et évènements de décompression sera à mettre en place sous le dallage, ce qui nécessitera de donner une pente aux drains et de les relier à un exutoire avec pompes de relevage (cf. paragraphe 4.1.6).

NOTA : nous recommandons de réaliser les terrassements en périodes météorologiques favorables. Si les travaux ont lieu en période défavorable ou si le fond de forme présentait une teneur en eau trop importante, le cloutage du fond de forme et la pose d'un géotextile pourra s'avérer nécessaire, pouvant engendrer un surcoût non négligeable.

4.4.2 Couche de forme sous dallages et critères de réception

Une couche de forme sous dallage devra être mise en place afin d'obtenir une plateforme support de dallage de type PF2 avec pour objectif d'essai à la plaque mesurés (selon le mode opératoire LCPC) : $EV2 > 50$ MPa, avec un rapport de compactage $EV2/EV1 < 2.1$ et un module de Westergaard $Kw > 50$ MPa/m.

Avec un fond de forme constitué par le granite altéré en arène sablo-limoneuse (couche 2) ou le granite compact (couche 3), l'épaisseur de la couche de forme à mettre en place sera de 0.30 m minimum et sera constitué de :

- 0.20 m de 0/60mm compactés à q3,
- Fermé par une couche de réglage de 0.10m de 0/31.5 compacté à q3,
- Elle sera contrôlée par des essais à la plaque avec pour objectif $EV2 > 50$ MPa, $EV2/EV1 < 2.1$ et $Kw > 50$ MPa/m.

Les matériaux de couche de forme seront propres ($VBS < 0.1$), bien gradués (passants à 80 $\mu m < 5\%$; $D_{10} > 1.0$ mm pour le 0/80), durs et non gélifs (LOS et $MDE < 45$) et chimiquement inerte.

4.4.3 Module de déformation pour dallages

Le tableau suivant rappelle la succession lithologique attendue sous le dallage, et donne, pour chaque couche de sol, son épaisseur et ses caractéristiques mécaniques à long terme, pour permettre la justification du dallage au sens du DTU 13.3 de décembre 2021 :

N° de couche	E_M (MPa)	α	E_s (MPa)
Couche de forme	15	1/3	45
TV, 1	Purgée		
2	15	1/2	30
3	70	2/3	105

- E_M : module pressiométrique, E_s : module de déformation du sol,
- α : coefficient rhéologique,

Les dallages seront conçus et réalisés conformément aux DTU 13-3, décembre 2021.

5. CONCLUSION

Au regard de nos sondages, le granite compact est présent à faible profondeur.

Nous alertons le Maître d'Ouvrage que les terrassements au sein de cette couche seront difficiles avec un possible refus du BRH (Brise Roche Hydraulique), qui nécessitera l'emploi méthodes de terrassement spécifiques (comme utilisation d'une fraise hydraulique, ou sciage ou micro-minage par exemple) et amèneront des surcoûts non négligeables.

Notre mission G2PRO se termine à la remise du présent rapport.

Nous restons à la disposition de AIGUILLON et de tous les intervenants pour tous renseignements complémentaires.

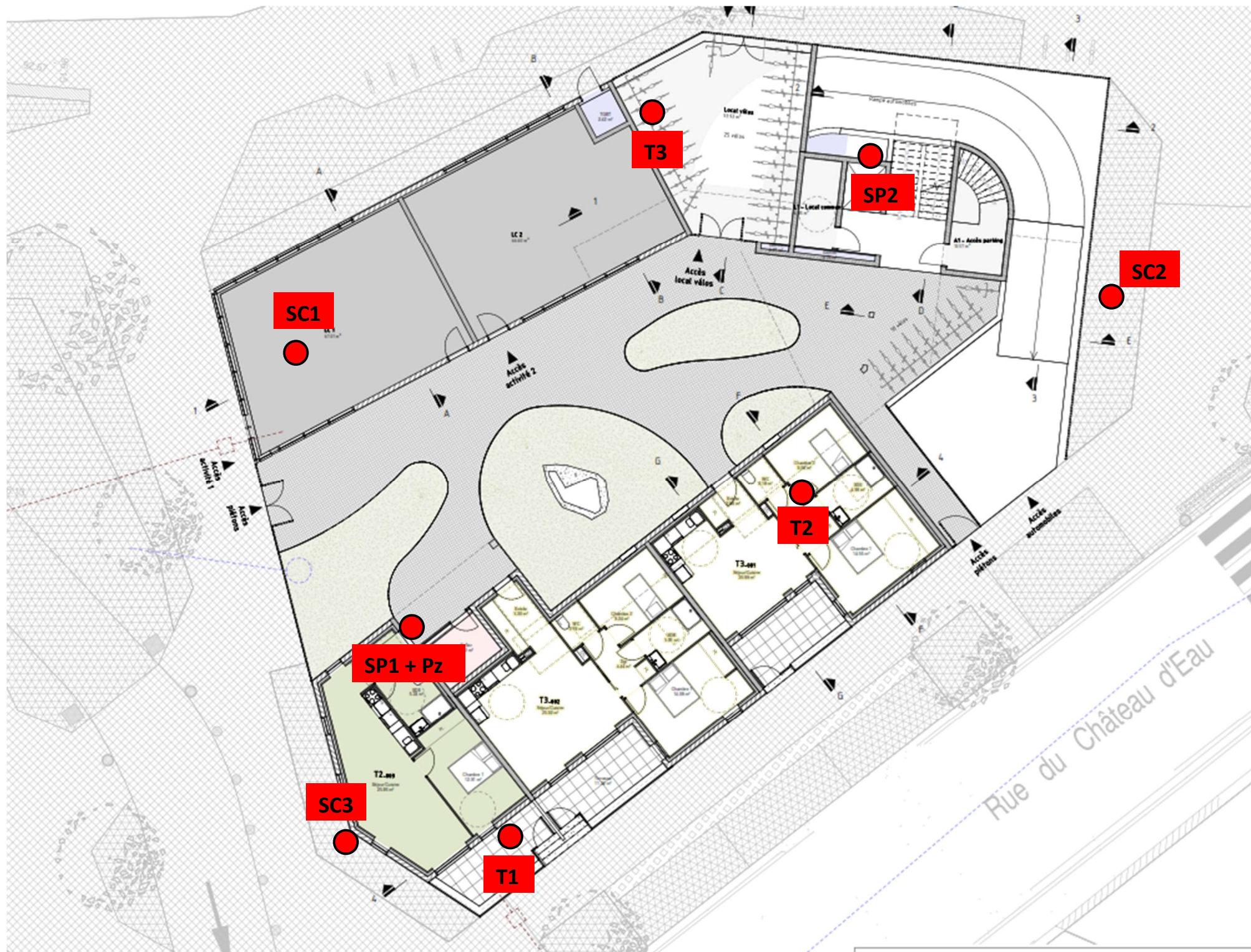
Rédacteur : Gaelan LE PORCHER – chargée d'affaires géotechnique

Relecteur : Benoît GAC – chargé d'affaires géotechnique

Date : 08/12/2025

ANNEXE

PLAN D'IMPLANTATION



Affaire n° G513

Etude G2PRO : Construction d'un bâtiment de Logements – ILOT C

GOUESNOU (29)

AIGUILLON CONSTRUCTION



COUPES DES SONDAGES

Projet: Etude G2AVP -Construction d'un
bâtiment de Logements

Client : AIGUILLON

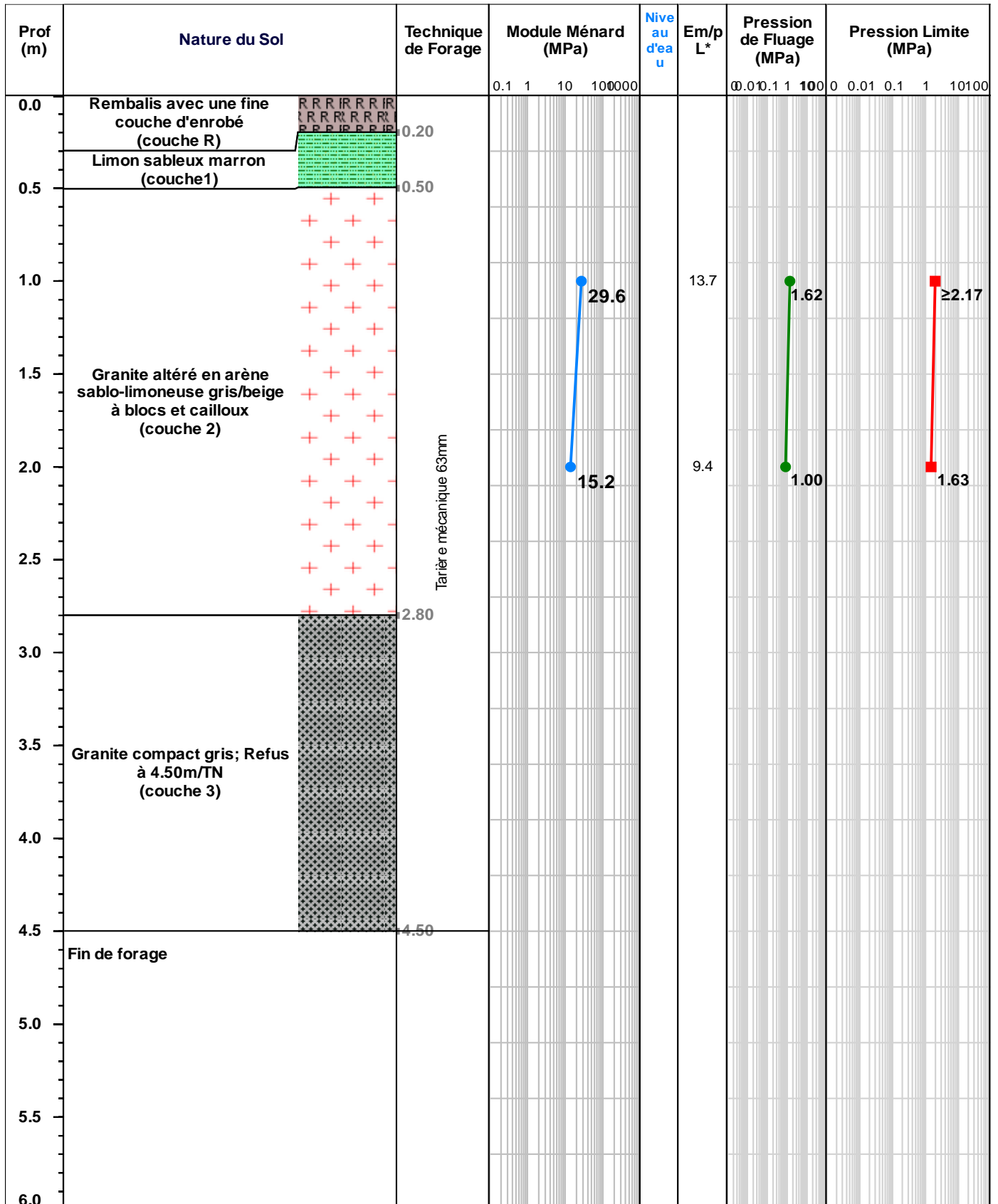
Date : du 26 au 27/02/2024

FORAGE PRESSIOMETRIQUE SP1+Pz

Nappe : pas de rencontre d'eau

N° d'affaire : G1756- GOUESNOU

Cote NGF: 88.6m



Projet: Etude G2AVP -Construction d'un
bâtiment de Logements

Client : AIGUILLON

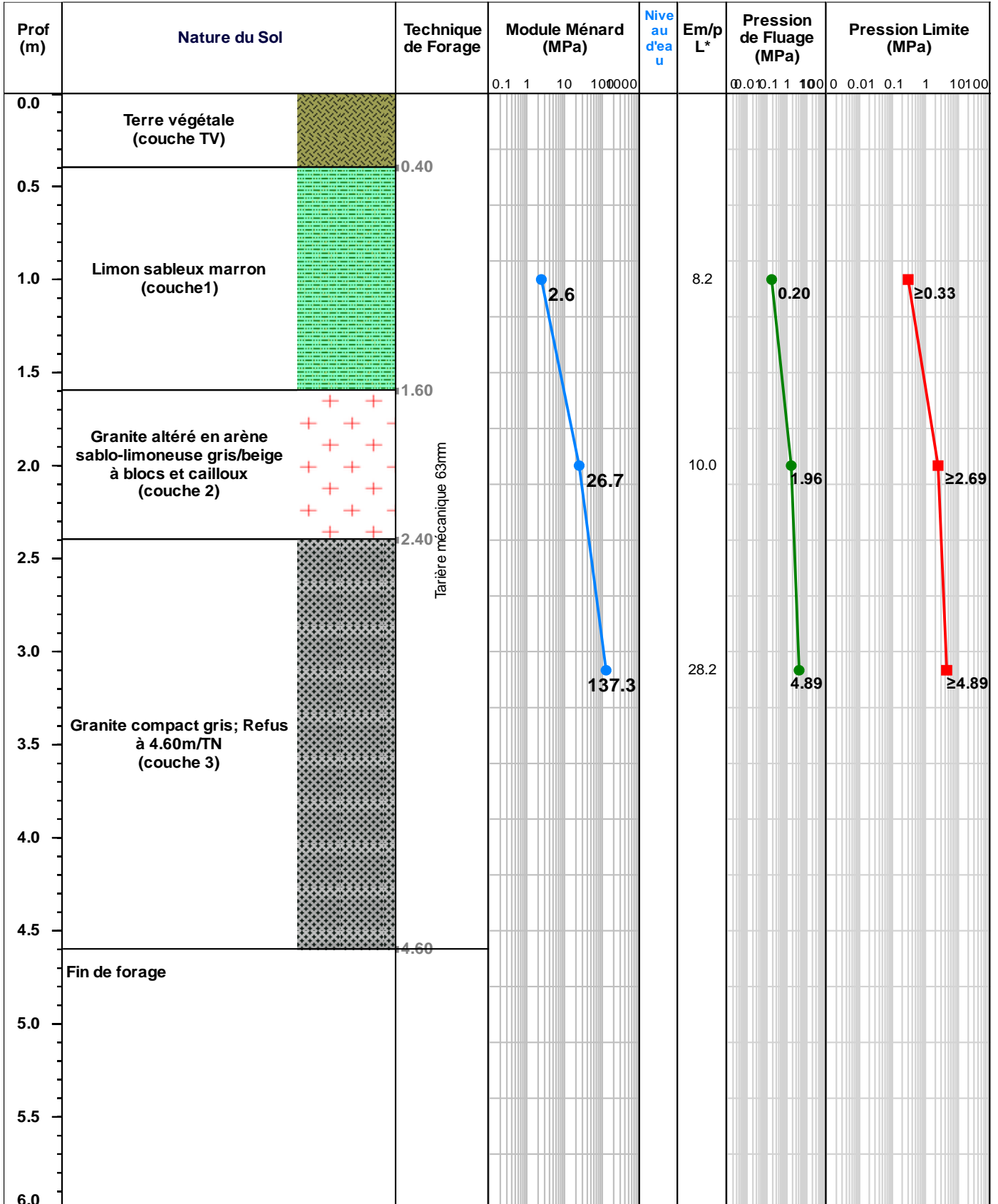
Date : du 26 au 27/02/2024

FORAGE PRESSIOMETRIQUE SP2

Nappe : pas de rencontre d'eau

N° d'affaire : G1756- GOUESNOU

Cote NGF: 88.9m



Projet: Etude G2AVP -Construction d'un
bâtiment de Logements

Client : AIGUILLON

Date : du 26 au 27/02/2024

FORAGE GEOLOGIQUE T1

Nappe : pas de rencontre d'eau

N° d'affaire : G1756- GOUESNOU

Cote NGF: 88.4m

Prof (m)	Nature du Sol	Technique de Forage	Niveau d'eau
0.0	Rembalis avec une fine couche d'enrobé (couche R)	Tarière mécanique 63mm	
0.5	Granite compact gris; Refus à 0.80m/TN (couche 3)		
1.0	Fin de forage		
1.5			
2.0			
2.5			
3.0			
3.5			
4.0			
4.5			
5.0			
5.5			
6.0			

Projet: Etude G2AVP -Construction d'un
bâtiment de Logements

Client : AIGUILLON

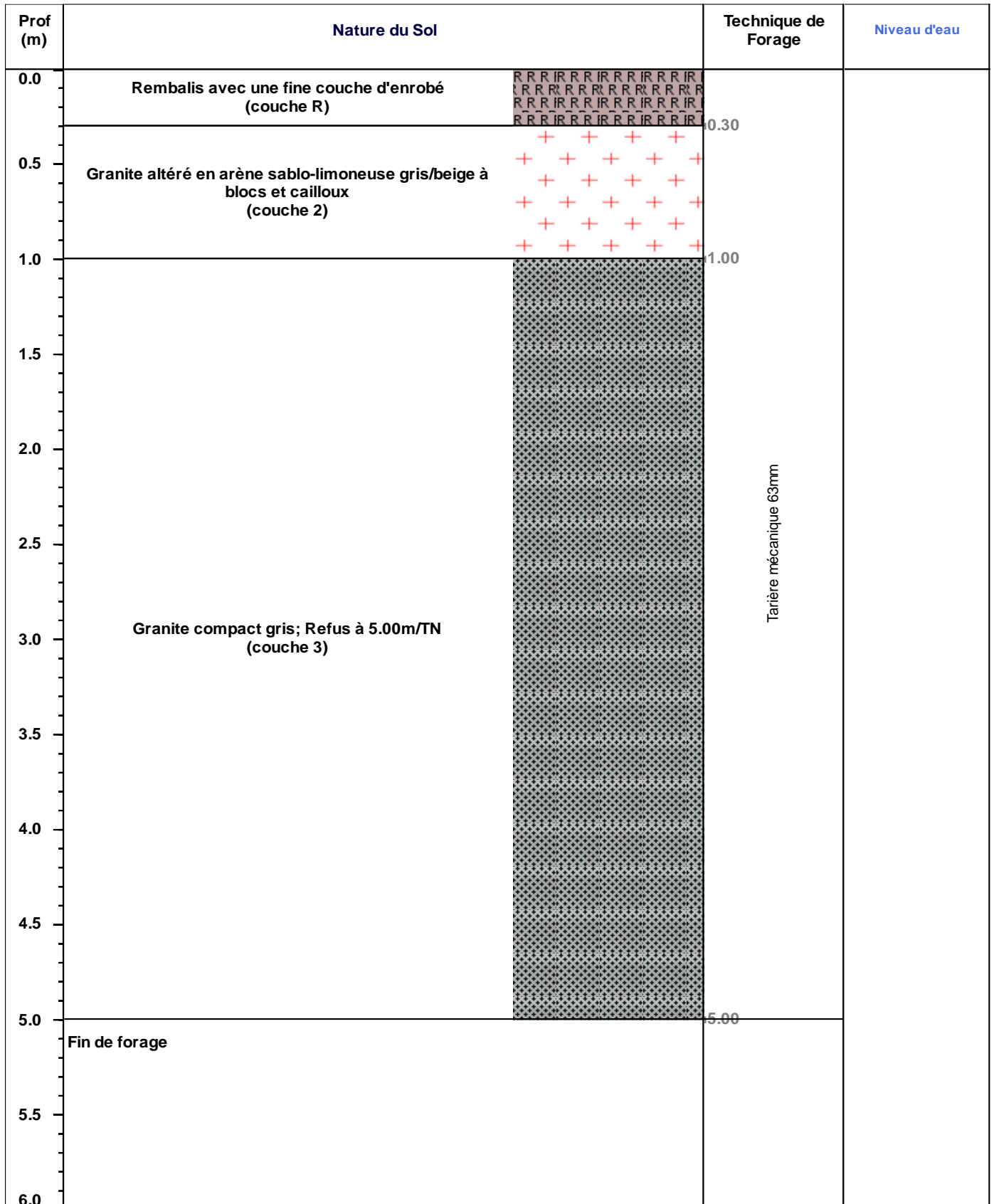
Date : du 26 au 27/02/2024

FORAGE GEOLOGIQUE T2

Nappe : pas de rencontre d'eau

N° d'affaire : G1756- GOUESNOU

Cote NGF: 88.6m



Projet: Etude G2AVP -Construction d'un
bâtiment de Logements

Client : AIGUILLON

Date : du 26 au 27/02/2024

FORAGE GEOLOGIQUE T3

Nappe : pas de rencontre d'eau

N° d'affaire : G1756- GOUESNOU

Cote NGF: 88.9m

Prof (m)	Nature du Sol	Technique de Forage	Niveau d'eau
0.0	Terre végétale (couche TV)	Tarière mécanique 63mm	
0.5	Limon sableux marron (couche1)		
1.0	Granite compact gris; Refus à 1.70m/TN (couche 3)		
1.5			
2.0	Fin de forage		
2.5			
3.0			
3.5			
4.0			
4.5			
5.0			
5.5			
6.0			

Projet: Etude G2AVP -Construction d'un
bâtiment de Logements

Client : AIGUILLON

Date : du 08/10/2025

FORAGE CAROTTE SC1

Nappe : pas de rencontre d'eau

N° d'affaire : G1756- GOUESNOU

Cote NGF: 87,9m

Prof (m)	Nature du Sol	Technique de Forage	Niveau d'eau	Observations
0.00	Remblais sablo-limoenux à cailloux et blocs (couche R)	Tarière 114mm		
0.50	Limon sableux marron (couche 1)			
1.00				
1.50	Granite compact gris, peu fragmenté ; Refus à 2.00m/TN (couche 3)	Carottier 116mm		Taux de récupération de 100% RQD de 90%
2.00				
2.50				
3.00				
3.50				
4.00				
4.50				
5.00				
5.50				
6.00				

Projet: Etude G2AVP -Construction d'un
bâtiment de Logements

Client : AIGUILLON

Date : du 07/10/2025

FORAGE CAROTTE SC2

Nappe : pas de rencontre d'eau

N° d'affaire : G1756- GOUESNOU

Cote NGF: 88,4m

Prof (m)	Nature du Sol	Technique de Forage	Niveau d'eau	Observations
0.00	Remblais avec une fine couche d'enrobé (couche R)	Tarière 114mm		
0.50				
1.00				
1.50				
2.00				
2.50				
3.00	Granite altéré en arène sablo-limoneuse gris/beige à blocs et cailloux (couche 2)	Tarière 114mm		
3.50				
4.00				
4.50				
5.00				
5.50				
6.00				

Projet: Etude G2AVP -Construction d'un
bâtiment de Logements

Client : AIGUILLON

Date : du 09/10/2025

FORAGE CAROTTE SC3

Nappe : pas de rencontre d'eau

N° d'affaire : G1756- GOUESNOU

Cote NGF: 88,0m

Prof (m)	Nature du Sol	Technique de Forage	Niveau d'eau	Observations
0.00	Remblais sablo-limoenux à cailloux et blocs (couche R)	Tarière 114mm		
0.50	Granite altéré en arène sablo- limoneuse gris/beige à blocs et cailloux (couche 2)			
1.00				
1.50				
2.00				
2.50	Granite compact gris (couche 3)	Carottier 116mm		Taux de récupération de 70% RQD de 30%
3.00				Taux de récupération de 100% RQD de 65%
3.50				Taux de récupération de 100% RQD de 75%
4.00				Taux de récupération de 100% RQD de 82%
4.50	Granite compact gris, peu fragmenté; Refus à 6.00m/TN (couche 3)			
5.00				
5.50				
6.00				

EXTRAIT NORME NFP 94-500

Tableau 2 – Classification des missions d'ingénierie géotechnique

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

ÉTAPE 1 : ÉTUDE GÉOTECHNIQUE 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.

Tableau 2 – Classification des missions d'ingénierie géotechnique**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).