



CANNES PAYS DE LERINS

MIICROTUNNELIER LA CROISSETTE

CANNES (06)

**ETUDE GEOTECHNIQUE DE CONCEPTION
PHASE PROJET – G2PRO**

X:\CALCULS (CG)\DOSSIER EN COURS\21CGC170 - MICROTUNNELIER LA CROISSETTE - CANNES\RAPPORT G2PRO IND B

N° DOSSIER	21 21	NG CGC	045 170	A A	b b	GE	JSN	BBR	PIECE	1/1	AGENCE	NICE
03/02/2022	35898b	J.SAAYFAN				P.BARNEOUD			135+Annexes		OBSERVATIONS SUEZ	
19/01/2022	35898	J.SAAYFAN				P.BARNEOUD			124+Annexes		PREMIERE DIFFUSION	
DATE	CHRONO	REDACTION			VERIFICATION			nb.Pages	MODIFICATIONS - OBSERVATIONS			

GEOTECHNIQUE-RISQUES NATURELS-INVESTIGATIONS-REHABILITATION DES SOLS-ENVIRONNEMENT-EAU



ABO ERG GEOTECHNIQUE - SAS au capital de 368 000 € - SIRET 339 110 611 00045 - code NAF 7112B-RC NICE 1990 00729 - www.abo-erg.fr
agence NICE - 62-66 avenue Valéry Giscard d'Estaing - Nice Leader - Bât. Apollo - 06200 NICE - ☎ 04 93 72 90 00 - nice@erg-sa.fr

TOULON · BORDEAUX · GRENOBLE · HAUTS DE FRANCE · LYON · MARSEILLE · MONTPELLIER · NANCY · NICE · PARIS · TOULOUSE



S O M M A I R E

1	CONTENU DE LA MISSION	6
1.1	Cadre de l'intervention	6
1.2	Objectifs de la mission	6
1.3	Limites de validité de la présente mission	7
1.4	Sondages et essais réalisés	7
2	DOCUMENTS / LOGICIELS	9
2.1	Documents spécifiques	9
2.2	Documents de référence	10
2.3	Logiciels	10
3	DESCRIPTION DU SITE ET DU PROJET-RAPPEL G2AVP	11
3.1	Description sommaire du site	11
3.2	Caractéristiques du projet	11
3.3	Puit particulier-St-Pierre	13
3.4	Mitoyens-ouvrages existantes	14
4	SYNTHESE GEOTECHNIQUE	16
4.1	Enquête documentaire-Rappel G2AVP	16
4.2	Données de la carte géologique	17
4.3	Sondages pressiométriques et destructifs	18
4.4	Sondages carottés-Rappel G2AVP	28
4.4.1	Sondages carottés ERG	28
4.4.2	Carottage tunnel MARIOTT-FORA [R06]	28
4.5	Investigations INNOGEO-Rappel G2AVP	30
4.5.1	Reconnaissance géophysique en Sismique réfraction [R09]	30
4.5.2	Reconnaissance géophysique MSP tunnel Mariott [R09]	31
4.6	Laboratoire-Rappel G2AVP	33
4.6.1	Préambule	33
4.6.2	Essais d'identification NF P 11-300	35
4.6.3	Détermination de la masse volumique des sols fins	42
4.6.4	Analyse granulométrique par sédimentometrie NF P-94-057	45
4.6.5	Détermination des limites d'Atterberg	47
4.6.6	Essai de cisaillement rectiligne direct-NFP-94-071-1	50
4.6.7	Essai à l'appareil triaxial de révolution CU+u NF P 94-070 et 074	51
4.6.8	Essai de compressibilité à l'œdomètre	51
4.6.9	Mesure de coefficient de friabilité des sables NF P 18-576	56
4.6.10	Détermination de la résistance à la fragmentation méthode LOS ANGELES NF EN 1097-2	56

4.6.11	Détermination de la résistance à l'usure NF EN 1097-1-Essia micro-Deval	56
4.6.12	Compression uniaxiale NF P 94-420	57
4.6.13	Résistance sous charge ponctuelle –essai FRANKILIN- Norme XP P 94-429 (Essai dans le sens longitudinal de l'éprouvette)	58
4.6.14	Essais de perméabilité LEFRANC-LUGEON	59
4.6.15	Analyses d'agressivité EUROFINIS -Sol	60
4.6.16	Analyses d'agressivité EUROFINIS -Eau	61
4.6.17	Analyse de dureté (XP 994-412) et abrasivité (NF P 94-430-1)	62
4.6.18	Caractérisation minéralogique par diffraction des rayons X	62
4.7	Contexte hydrogéologique	63
4.8	Contexte sismique	65
4.9	Liquéfaction des sols	65
5	MODELES GEOTECHNIQUES	66
5.1	Modèle par ouvrage de soutènement (Puits/Piquages)	66
5.2	Modèle Géotechnique pour la modélisation d'interaction (PLAXIS)	69
6	PUITS ET PIQUAGES - SOUTÈNEMENT PAR PIEUX SECANTS	72
6.1	Présentation de la solution paroi de pieux sécants	72
6.2	Coupes modélisées	74
6.3	Justification de l'écran de soutènement	80
6.4	Critères dimensionnants	82
6.5	Surcharges prises en compte	82
6.6	Coefficients de poussée / butée	82
6.7	Modules de réaction horizontale	85
6.8	Résistance structurale (STR)	85
6.8.1	Béton et coulis	85
6.8.2	Armatures	85
6.8.3	Inertie de la paroi	85
6.8.4	Butons d'angle provisoires (puits St-Pierre et Canada)	87
6.8.5	Appuis définitifs	89
6.8.6	Butée mobilisable	91
6.8.7	Armatures	91
6.9	Prise en compte du gradient hydraulique	91
6.10	Phasage des travaux	91
6.11	Résultats de la modélisation du soutènement sous K-Réa	92
6.11.1	Caractéristiques dimensionnelles (coupe étudiée)	92
6.11.2	Résultats des calculs sous K-REA	93
6.11.3	Massif de Réaction Microtunnelier	97
6.12	Rupture par soulèvement hydraulique-boullance (HYD)	97

6.13	Vérification du phénomène de renard solide selon NF P 94-282	99
6.14	Rabattement de la nappe en phase provisoire	99
6.14.1	Estimation du débit d'exhaure en phase provisoire	99
6.14.2	Limites et incertitudes	101
6.14.3	Contexte réglementaire	102
6.14.4	Impact à l'extérieur de la fouille engendré par le rabattement	102
6.14.5	Ancrage du radier en phase définitive	103
6.15	Zone d'influence géotechnique et avoisinants	105
6.16	Dispositions constructives à la paroi en pieux sécants	105
6.16.1	Exécution des pieux	105
6.16.2	Contrôle des bétons	106
7	RECOMMANDATIONS MICROTUNNELIER	107
7.1	Généralité-Préambule	107
7.2	Choix du type de marinage	107
7.3	Phasage des travaux	108
7.4	Choix des équipements	108
7.4.1	Facteurs de choix	108
7.4.2	Choix de têtes : ouverture, outils de coupe	109
7.5	Injections au niveau des puits et des piquages	110
7.6	Stabilité du front de taille et pression de confinement	110
7.7	Evaluation du frottement latéral	113
7.8	Evaluation de l'effort total de poussé	115
7.9	Massif de réaction	115
7.10	Passages sous ouvrages existantes	116
7.10.1	Méthode de modélisation des déformations	116
7.10.2	Critères de déformations	117
7.10.3	Hypothèses de calculs	117
7.10.4	Surcharges	118
7.10.5	Phasage des calculs	118
7.10.6	Résultats – passage sous tunnel Mariott	118
7.10.7	Résultats-passage sous tunnel Miramar	120
7.10.8	Section courante-Passage à côté de puits de Reynaldo Hahn	121
7.10.9	Section courante-Passage à côté du vallon des Gabres	122
7.10.10	Section courante-Passage à côté du puits de la Roseraie	123
7.10.11	Effort dans les voussoirs	125
8	DÉTAILS DE RÉALISATION ET DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES ET RECOMMANDATIONS	126
8.1	Dispositions relatives à la gestion des eaux souterraines	126

8.2	Terrassement	126
8.3	Avoisinants	127
8.4	Méthode observationnelle	127
8.4.1	Principes de la méthode observationnelle	127
8.4.2	Dispositifs de contrôle et d'auscultation	128
8.5	Risques et Aléa d'exécutions	129
8.6	Étude d'exécution	130
8.7	Suivi d'exécution	130
8.8	Rappel de la norme NF P94-500	130
CLASSIFICATION ET ENCHAINEMENT DES MISSIONS TYPES D'INGENIERIE GEOTECHNIQUE		131
CLASSIFICATION DES MISSIONS TYPES D'INGENIERIE GEOTECHNIQUE		132
CONDITIONS GENERALES		133
ANNEXES		135

1 CONTENU DE LA MISSION

1.1 Cadre de l'intervention

A la demande et pour le compte de la Métropole CANNES PAYS DE LERINS, la société ABO ERG GÉOTECHNIQUE, a effectué une étude géotechnique de conception phase projet G2PRO pour le projet de microtunnelier au droit de La Croisette prévu dans le cadre de la restructuration du réseau d'assainissement de la commune de CANNES (06).

Rappelons qu'ERG a réalisé pour le même projet une étude géotechnique de conception phase avant-projet [R10] référence : 21/NG/045Aa/GE/JSN/JSN/35450b, datée du 16/12/2021. Cette étude est réputée connue du lecteur.

Le présent rapport G2PRO indB tient compte des remarques formulées par SUEZ le 25/01/2022 [R15].

1.2 Objectifs de la mission

Cette mission géotechnique a pour objectifs :

- l'analyse des sondages et essais complémentaires réalisés,
- la synthèse géotechnique actualisée au droit du projet de microtunnelier, et la définition de modèles géotechniques au droit de puits et des piquages réalisés dans le cadre du projet,
- l'ébauche dimensionnelle des ouvrages de soutènement pour la réalisation des puits et des piquages,
 - puits St-Pierre
 - piquage amont puis St-Pierre
 - puits Gare de bus
 - piquage Vallon du Châtaignier
 - puits Reynaldo Hahn
 - piquage Vallon de la Foux
 - puits Canada
 - piquage Vallon des gabres
 - puits de la Roseraie
- la modélisation de l'interaction entre les existants et le tir du micro tunnelier t :
 - En section courante selon 3 profils/lithologies caractéristiques
 - AU droit du tunnel Mariott
 - Au droit du tunnel Miramar
- L'estimation des débits d'exhaure en phase provisoire au droit des puits et piquages
- les dispositions constructives relatives aux ouvrages géotechniques étudiés pour les puits et piquages,
- les recommandations et hypothèses spécifiques à retenir relatives à la réalisation du tir par micro tunnelier,
- les sujétions d'exécution et la définition des dispositions vis-à-vis des mitoyens,
- la définition des aléas géotechniques résiduels et compléments d'investigations nécessaires

Il s'agit d'une mission de type G2 – phase projet suivant la classification des missions géotechniques de la norme NF P 94-500 de Novembre 2013.

1.3 Limites de validité de la présente mission

Ne font pas partie de la présente mission :

- L'étude de tout autre ouvrage géotechnique que ceux précités (cf § 1.2), dont les autres puits et piquages,
- Les études hydrauliques, environnementales et de pollution,
- Le diagnostic des ouvrages mitoyens existants (bâti, voiries, réseaux...), et la définition des déplacements maximum admissibles pour les avoisinants (à préciser par la Maîtrise d'Œuvre),
- Les calculs de ferrailage (STR) des ouvrages en béton armé,
- Le redimensionnement suite à une modification du projet une fois le rapport diffusé,
- L'approche des quantités, coût et délais d'exécution des ouvrages géotechniques,
- Les missions G2DCE/ACT, G3 et G4.

1.4 Sondages et essais réalisés

Dans le cadre de la présente étude G2PRO, ABO ERG GEOTECHNIQUE a réalisé en novembre et décembre 2021 :

- 4 sondages pressiométriques complémentaires SP14 à SP17 profondeur 20 m,
- l'équipement des sondages SP14 et SP17 en piézomètres 52/60 mm avec bouche à clef en tête,
- 7 essais LEFRANC complémentaires dans les sondages SP14 et SP17,

Dans le cadre de la G2AVP, il avait été réalisé en 2021, les investigations in-situ et essais suivantes :

- 8 sondages de reconnaissance géologique destructifs SP1, SP3, SP5, SP6, SP7, SP9, SP11, SP 13 descendus entre 19 et 25 m de profondeur, avec enregistrement des paramètres de foration et la réalisation d'essais pressiométriques,
- 1 sondage destructif SD5 profondeur 16 m avec enregistrement des paramètres de foration et équipement en PVC 80/88 mm pour MSP
- 13 sondages carottés SC1 à SC13 descendus entre 15 et 25 m de profondeur, et équipés (à l'exception du SC9) en piézomètres 52/60 mm avec bouche à clé en tête,
- des essais de perméabilité de type Lefranc au droit des sondages SC1/SC7/SC11,
- des essais de perméabilité de type Lugeon au droit des sondages SC11/SC13
- des essais en laboratoire, à savoir :
 - des essais d'identification des sols (poids volumique sec et humide, teneur en eau, analyse granulométrique et sédimentométrique, valeur au bleu ou limites d'Atterberg suivant l'argilosité des sols),
 - des essais triaxiaux et de cisaillement à la boîte de Casagrande,
 - des essais de compressibilité à l'œdomètre
- 7 essais de dureté abrasivité CERCHAR réalisés par GEORESSOURCES
- 9 caractérisations minéralogiques par diffraction des rayons x réalisées par TS LAB
- 12 analyses de l'agressivité chimique des eaux vis-à-vis des bétons, réalisées par EUROFINS
- 11 packs d'analyses de pollution des sols prélevés dans les sondages carottés, réalisées par EUROFINS
- le suivi piézométrique sur 6 mois des 12 piézomètres installés dans les carottages réalisés à l'exception du SC9

- une campagne de carottage sur le GC du tunnel de Mariotte [R06] réalisée par FORA
- une campagne de reconnaissances géophysiques MSP au niveau du tunnel Mariotte [R07] réalisée par ABO INNOGEO
- une campagne de reconnaissance géophysique en Sismique réfraction au droit du tracé [R09] réalisée par ABO INNOGEO.

Remarque : le sondage SD5bis a été arrêté à 2m de profondeur (rencontre d'un réseau) et décalé en SD5.

Les profondeurs des sondages et essais sont donnés par rapport au terrain naturel, tel qu'il se présentait le jour de notre intervention.

Les points de sondages ont été implantés suivant les contraintes d'accès et de réseaux enterrés, sous arrêté de voirie. De plus, ceux-ci ont fait l'objet d'un repérage X, Y (LAMBERT) et Z (en m NGF IGN69).

D'une manière générale, il conviendra d'injecter au coulis de ciment sous pression (depuis le fond des forages) l'ensemble des forages et carottages réalisés y compris ceux équipés en piézomètre. **Ces injections devront être réalisées préalablement aux travaux de fonçage par micro tunnelier.**

2 DOCUMENTS / LOGICIELS

2.1 Documents spécifiques

Pour la présente mission G2 AVP, nous avons pris en compte les documents suivants :

Référence	Document	Emetteur	Indice	Date
[R01]	Cahier des charges géotechniques	SUEZ	1	30/12/2020
[R02]	Note de cadrage poste de St-Pierre	SUEZ	2	01/09/2021
[R03]	Synoptique OA existant et contraintes	SUEZ	-	-
[R04]	PL schématique scénario 2	SUEZ	-	-
[R05]	Plan/coupe tunnel Mariotte PC	-		17/08/1989
[R06]	Résultats investigations par carottages tunnel Marriott	FORA	-	15/10/2021
[R07]	Reconnaissance géophysique MSP tunnel Marriott	ABO INNOGEO	A	21/05/2021
[R08]	Plan/coupe tunnel Miramar	-		17/02/2010
[R09]	Reconnaissances géophysiques Sismique réfraction	ABO INNOGEO	A	13/07/2021
[R10]	Rapport G2AVP	ERG	B	16/12/2021
[R11]	Plans/coupes ouvrages V3f	SUEZ	B1	16/12/2021
[R12]	plans de détails du puits St-Pierre en phase définitive	SUEZ	A1	01/10/2021
[R13]	Caractéristique Microtunnelier	SUEZ	-	10/01/2022

[R14]	DDC sur ouvrages	SUEZ	par mail	10/01/2022
[R15]	Remarques sur G2PRO	SUEZ	Par mail	25/01/2022

2.2 Documents de référence

Les documents en référence dans le cadre de cette étude sont les suivants :

- Norme NF P 94-500 : missions géotechniques,
- Norme NF P 94-282/A2 : justification des ouvrages géotechniques, norme d'application nationale de l'Eurocode 7, écrans,
- Norme NFP 94-262/A1 : justification des ouvrages géotechniques, norme d'application nationale de l'Eurocode 7, fondations profondes,
- Norme NFP 94-261/A1 : justification des ouvrages géotechniques, norme d'application nationale de l'Eurocode 7, fondations superficielles,
- Fascicule 70 du CCTG,
- Recommandations Micro tunnelier FFST.

2.3 Logiciels

Les logiciels utilisés pour les calculs de prédimensionnement géotechnique des ouvrages sont les suivants :

- K-REA V4 : étude des écrans (calcul des équilibres élastoplastiques),
- PLAXIS 2D : modélisation interaction microtunnelier-ouvrages existantes

3 DESCRIPTION DU SITE ET DU PROJET-RAPPEL G2AVP

3.1 Description sommaire du site

Le projet est situé sur la commune de CANNES (06).

Le linéaire du projet s'étend au boulevard de la Croisette entre le jardin de la Roseraie et le quai St-Pierre.



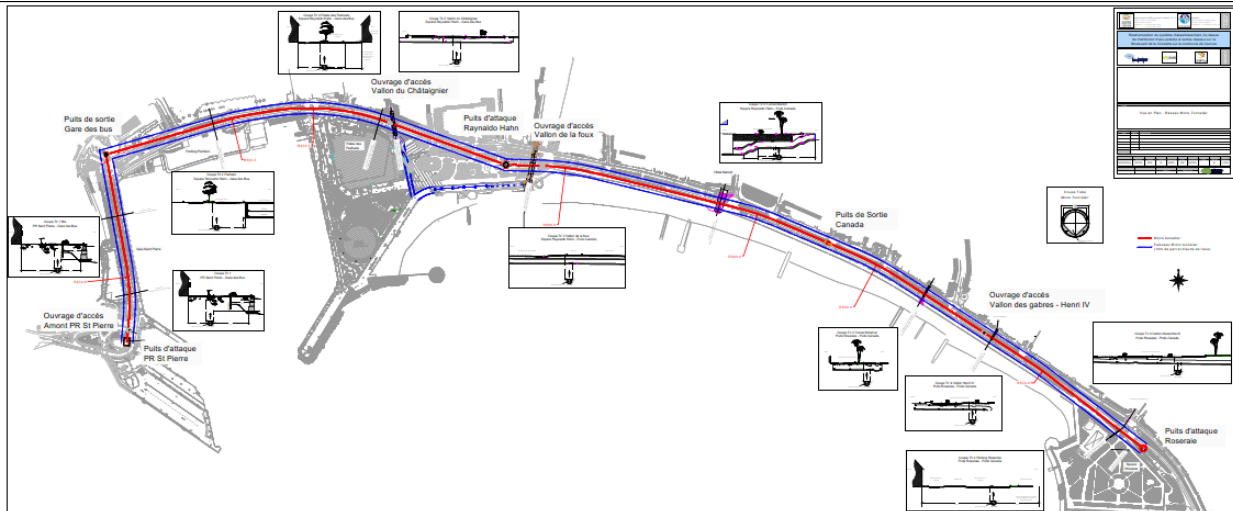
Vue aérienne du site-source : GOOGLE EARTH

Le contexte topographique général du site présente une faible pente générale vers le sud (plage), en direction de la mer.

3.2 Caractéristiques du projet

Dans le cadre de la restructuration du système d'assainissement de la Ville de Cannes, et plus particulièrement du secteur du Boulevard de la Croisette, il est envisagé la réalisation d'un fonçage par microtunnelier.

Le projet est situé entre le PR de la Baume (jardin de la Roseraie) et le PR Saint Pierre (zone Sud du quai Saint Pierre), sur une longueur d'environ 2.3 km.



Vue en plan du projet avec coupes des passages de microtunnelier à côté/sous d'existants-extrait [R11]

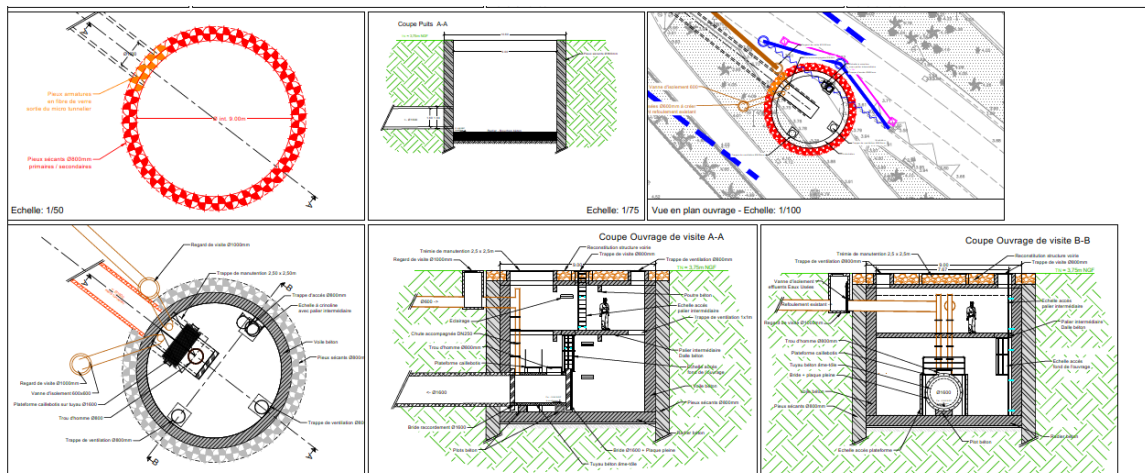
Le projet consiste en l'abandon de la canalisation de refoulement existante entre le PR la Baume et le PR Saint Pierre à l'Ouest, et à son remplacement par un collecteur gravitaire profond.

Selon les informations transmises à ce jour, le tir est envisagé à une profondeur comprise entre - 5 m NGF (PR de la Baume) selon [R11] et -12 m NGF environ (PR Saint Pierre) selon [R12]

Des puits intermédiaires sont envisagés au droit de la gare routière existante et du square Reynaldo Hahn ainsi que le puits de sortie Canada.

Rappelons que la présente mission concerne les puits/piquages suivants :

- puits St-Pierre
- piquage amont puis St-Pierre
- puits Gare de bus
- piquage Vallon du Châtaignier
- puits Reynaldo Hahn
- piquage Vallon de la Foux
- puits Canada
- piquage Vallon des gabres
- puits de la Roseraie



Coupe, plan et détails de puits de la Roseraie-extrait [R11]

Pour les puits/piquages, le soutènement sera réalisé par des pieux sécants (estimés de \varnothing 800 mm pour les puits et \varnothing 600 mm pour les piquages), et la fondation d'assise sera un radier (épaisseur non déterminer) [R11].

3.3 Puit particulier-St-Pierre

Le projet nécessite le remplacement du poste St-Pierre afin de relever les eaux collectées par l'ouvrage profond :

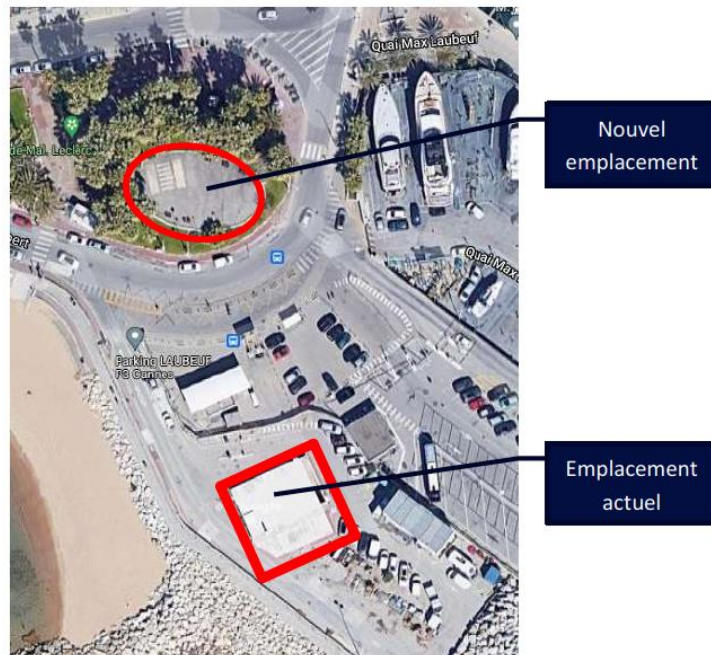
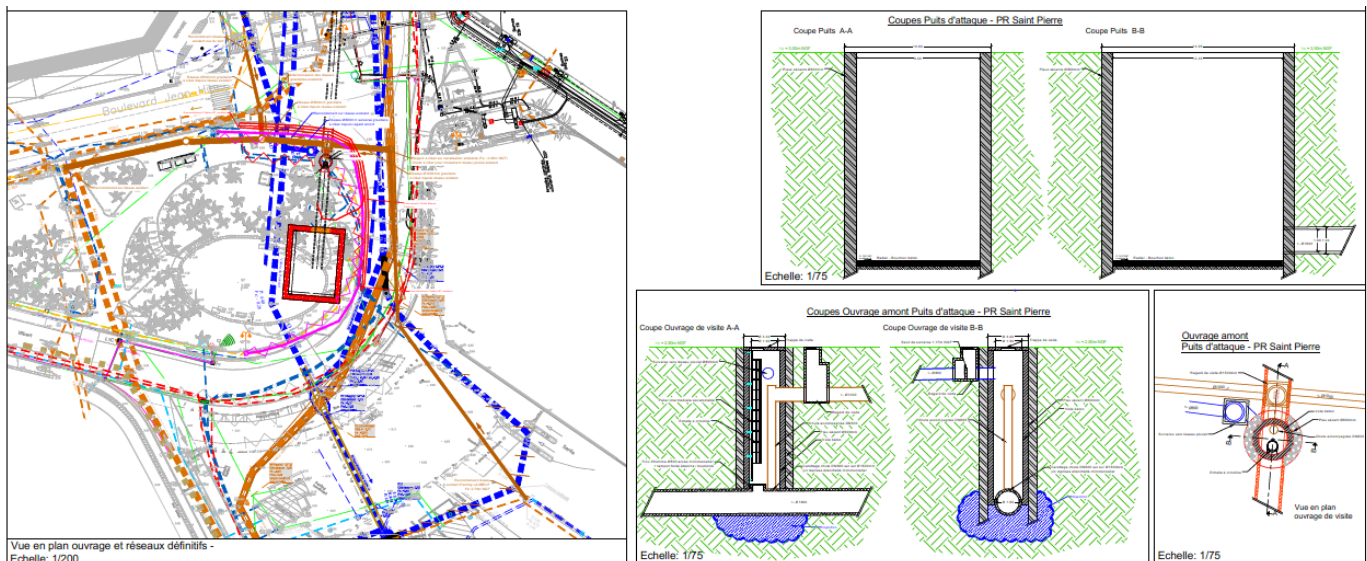
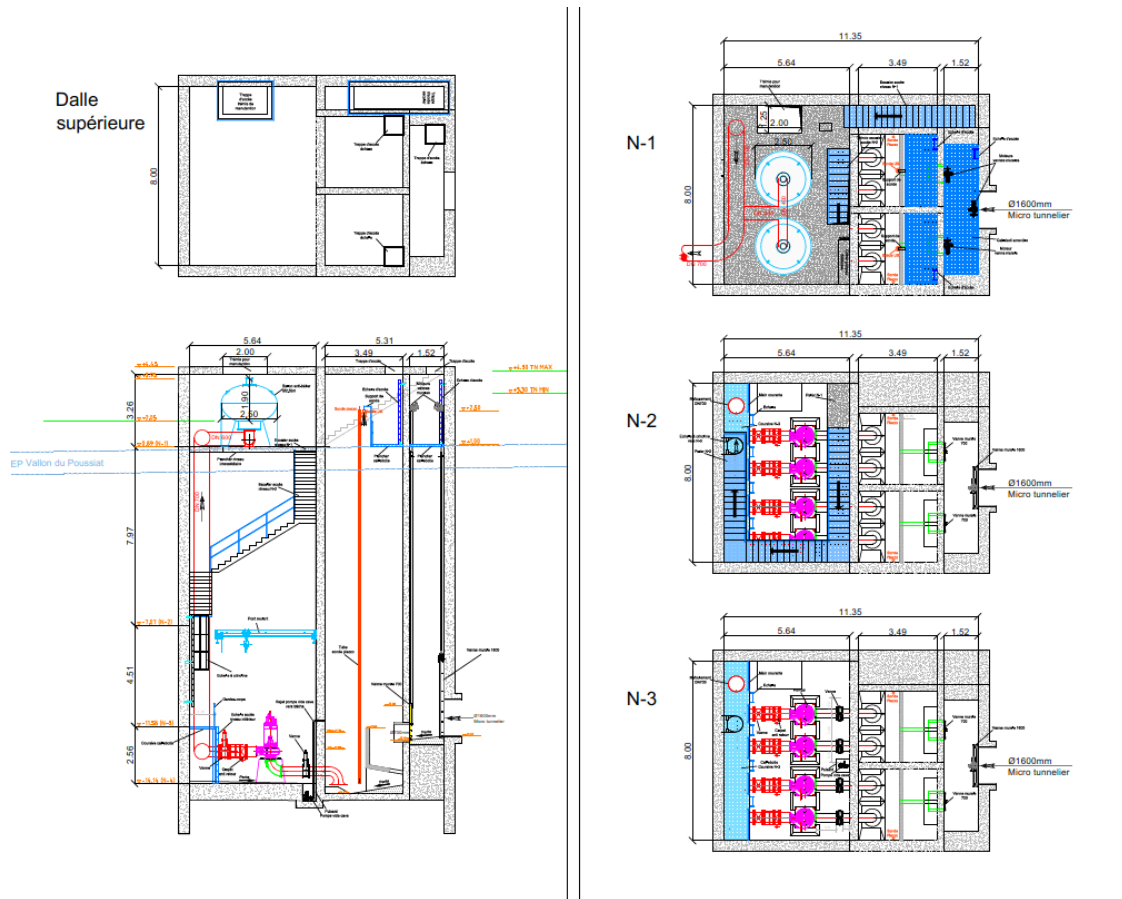


Figure 1 : Position du PR St-Pierre actuel et projeté
 Position actuelle et projetée du PR St-Pierre-extrait [R02]

D'après [R11] le puits ST-Pierre sera un puits rectangulaire de dimension intérieure définitive 12.35x9.0 m², comme le montre les coupes suivantes :



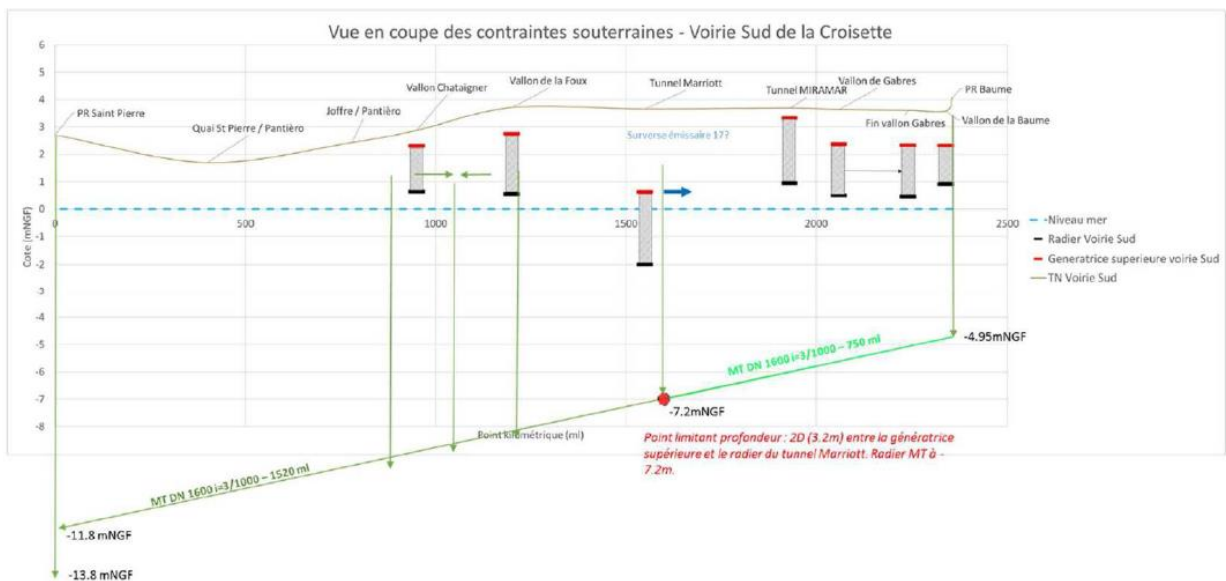
Plan/coupes du puits St-Pierre et piquage amont-extrait [R11]



Coupes détaillées et plans du puits St-Pierre en phase définitive-extrait [R12]

3.4 Mitoyens-ouvrages existantes

Le projet passe sous plusieurs ouvrages existants (tunnels, parkings souterrains, assainissements existants), la coupe suivante synthétise les ouvrages existants sur le linéaire du projet.

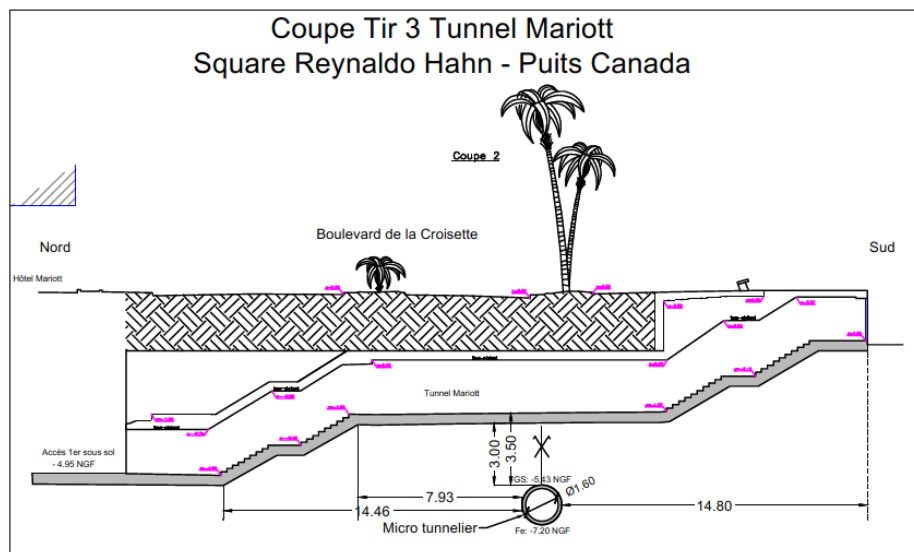


Coupes sur mitoyens-extrait [R01]

D'après [R03], les principaux ouvrages existants dans le ZIG sont :

1. Tunnel Mariott avec une cote inférieure de radier au plus bas située à $- 6.0$ m NGF environ,
2. Tunnel Miramar avec une cote inférieure de radier au plus bas située à $+ 0.0$ m NGF environ,
3. Vallon le châtaignier avec une cote inférieure du radier plus bas située à $+ 0.0$ m NGF environ,
4. Vallon le gabres avec une cote inférieure du radier plus bas située à $+ 0.0$ m NGF environ.

L'ouvrage la plus proche du projet est le tunnel Marriott avec une distance entre l'arase inférieure du radier du tunnel et de l'arase supérieure du projet estimée à 2.9 m environ, en considérant une épaisseur du radier de 1.1 m d'après [R06] (voir § 4.4.2).



Coupe du passage du microtunnelier sous le tunnel Mariott-extrait [R11]

La coupe de passage du microtunnelier fournie en [R11] de SUEZ, est compatible avec notre distance déduite soit de 3.0 m entre la tête du microtunnelier et l'arase inférieure du radier du tunnel Mariott.

L'étude d'impact de passage du microtunnelier en dessous de cet ouvrage sera abordée en §7.

Concernant les puits, à ce stade du projet, la ZIG (Zone d'influence géotechnique) est définie comme s'étendant sur une largeur à l'arrière des soutènements égale à 2 fois la hauteur de terre excavée soit 12 à 36 m environ au maximum.

La ZIG relative au microtunnelier en section courante est présentée en annexe A1 ; au stade G2PRO, il s'agit d'un cône de pente $2H/1V$ depuis l'axe du tir.

La zone d'influence géotechnique et l'impact sur les avoisinants devront être précisés/confirmés en phase EXE en fonction du dimensionnement final.




Les déformations admissibles des ouvrages avoisinants (bâti, voiries, réseaux) devront également être confirmées en fonction de la rigidité de ces derniers (Hors mission d'ERG).

Au stade G2PRO, par hypothèse, sont considérés un déplacement admissible de l'ordre de 2 cm pour les voiries et réseaux souples et de l'ordre de 1 cm pour les ouvrages en génie civil et/ou les réseaux sensibles (à confirmer).

4 SYNTHÈSE GÉOTECHNIQUE

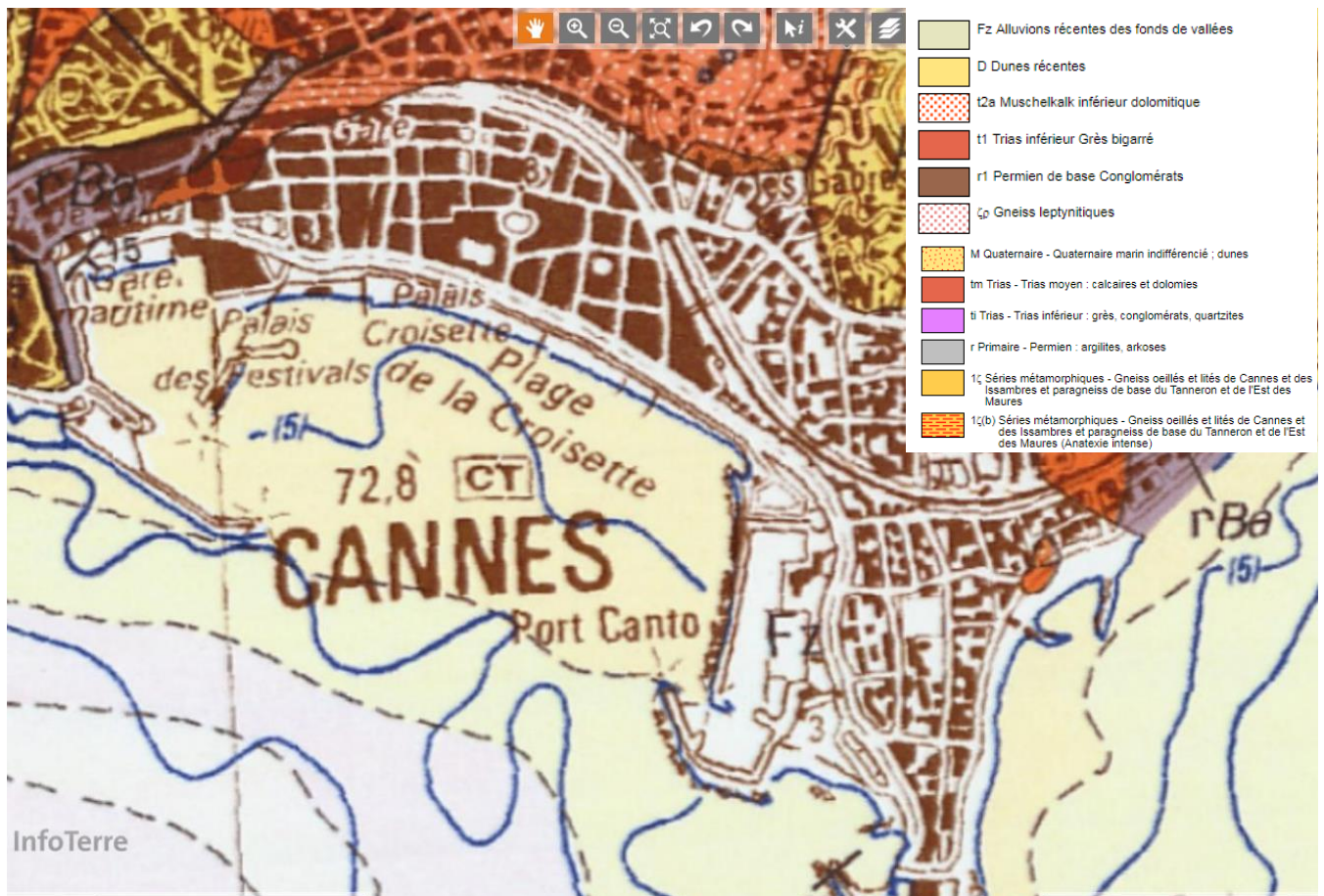
4.1 Enquête documentaire-Rappel G2AVP

Les résultats de l'enquête documentaire figurent ci-dessous.

RISQUES	SITE	CARTES	ANALYSE DES RISQUES
Inondation	www.georisques.gouv.fr		Commune soumise à un territoire à risque important d'inondation (TRI). Evènements historiques d'inondation dans le département : 29. Commune soumise à un Plan de prévention des risques inondation. Commune faisant l'objet d'un programme de prévention (PAPI).
Mouvement de terrain	www.georisques.gouv.fr	-	Pas de mouvements de terrain recensés dans un rayon de 500 m Pas de PPR.
Cavités souterraines	www.georisques.gouv.fr	-	Pas des cavités souterraines recensées dans un rayon de 500 m. Pas de PPR.
Séisme	www.georisques.gouv.fr		Zone 3 : modérée
Retrait gonflement des sols argileux	www.georisques.gouv.fr		Aléa moyen

4.2 Données de la carte géologique

La carte géologique au 1/50 000 – GRASSE - CANNES indique au droit de site du projet, la présence de formations alluvionnaires récentes des fonds de vallées (F_z), puis de formations de trias inférieur grès bigarré (t1a) et/ou de formation trias moyen (calcaires et dolomies (tm)) reposant probablement sur des formations du Gneiss oeilé (1ζ).



Les sondages réalisés dans le cadre de la présente étude, mettent effectivement en évidence la présence des sols suivants :

- **Sol 1 : Remblais** : il s'agit de remblais argilo-sableux de très faible compacité, mis en évidence jusqu'à 0.5 à 3.0 m/T,
- **Sol 2a : Sable** : il s'agit des sables marron grossiers à moyens à cailloutis et galets de faible compacité, mis en évidence jusqu'à 4.4 à 10.0 m/T,
- **Sol 2b : Argile sableuse/Sable argileux** : il s'agit d'argile sableuse ou de sable argileux parfois à galets de bonne compacité, mis en évidence jusqu'à 16.5 m/T en SP6, et jusqu'à fin des sondages SP1, SC1, SC2, SC4, SP6, SC6, SP7, SC7, SP15, SP16 respectivement à 18.0, 19.0, 15.0, 15.0, 16.5, 16.0, 20.0, 20.0, 20.0, 20.0 m/T.
- **Sol 2c : Limon sableux/Sable limoneux** : il s'agit d'un sol intermédiaire de faible compacité rencontré entre les deux sols 2a et 2b localement dans les sondages SP1 entre 6 et 10.5 m/T, SC1 entre 6.9 et 11 m/T, SC2 entre 9.7 et 12.0 m/T et en SC4 il s'agit de limons argileux et d'argile limoneuse à passages sableux entre 8.3 et 9.4 m/T.
- **Sol 3a : Gneiss altéré** : il s'agit de l'altération du substratum de Gneiss rencontré seulement en SC12 entre 15.7 et 20.1 (fin du sondage), qui apparaît de bonne compacité selon les carottages (1ζ),

- **Sol 3b : Gneiss** : il s'agit du substratum de Gneiss identifié sur la carte géologique (Gneiss oeilés et lités de Cannes (1ζ)) de bonne compacité, rencontré jusqu'à la base des sondages SP11, SC11, SP13, SC13 respectivement à 25.0, 25.0, 22.0, 22.3 m/T
- **Sol 4 : Vase** : il s'agit d'argile vasarde et vase avec des sables noirs ou des vases limono-argileuses noires de faible compacité, mise en évidence dans les sondages SP9 entre 5.2 et 16.0 m/T (fin de sondage), SC9 entre 4.9 et 16.2 m/T (fin de sondage), SC10 entre 4.8 et 12.9 m/T et en SC12 entre 10 et 12.3 m/T,
- **Sol 5 : Pélite altérée/grès fracturé** : il s'agit de pélites altérées de bonne compacité mises en évidence entre 4.3 et 13.0 m/T dans le sondage SC11 et de pélites gréseuses entre 12.9 et 16.2 m/T pour le sondage SC10,
- **Sol 6a : Calcaire fracturé à altéré**: les sondages SC8, SP14, SP17 recourent cette formation respectivement entre 8.8 et 15.3 m/T, il s'agit de graves et cailloux à matrice limoneuse puis du calcaire gris fracturé entre 14.8 et 15.3 m/T, 15.0 et 16.5 m/T, 11.5 et 16.0 m/T qui surmonte le calcaire dolomitique gris, le sondage SC7 recoupe cet horizon entre 13.9 et la base du sondage.
- **Sol 6b : Calcaire** : il s'agit de calcaire dolomitique gris mis en évidence en SC8 entre 15.3 et 16.4 m/T, en SP14 entre 16.5 et 20.0, et en SP17 entre 16.0 et 20.0 (fin des sondages).

Un profil en long lithologique avec report des coupes de sondage est présenté en annexe A3.

4.3 Sondages pressiométriques et destructifs

Les sondages pressiométriques SP1, SP3, SP7, SP9, SP11, SP13 et SD5 ont été effectués avec une sondeuse SOCOMAFOR 50. Les caractéristiques de sondage sont les suivantes :

Sondage	Cote (m NGF)	Profondeur (m/T)	Outil	Nombre d'essais
SP1	4.14	19.0	TC Ø 66 mm+eau	12
SP3	3.88	16.0		10
SP6	3.88	16.5		11
SP7	3.88	20.0		13
SP9	2.37	16.0		11
SP13	4.39	25.0		16
SP11	2.27	22.0		14
SP14	3.72	20.0		12
SP15	3.96	20.0		12
SP16	3.74	20.0		10
SP17	3.14	20.0		10
SD5	3.78	16.0		-

Caractéristiques des sondages pressiométriques et destructif

Les essais ont été réalisés selon la norme NF EN ISO 22476-4.

Le sondage a été réalisé avec enregistrement des paramètres de forage suivants :

- La vitesse d'avancement de l'outil VIA (m/h),
- Pression de l'outil PO (bar),
- Pression d'injection PI (bar),
- Le couple de rotation (bar).

Les caractéristiques mécaniques des sols testés par les sondages pressiométriques sont :

- la pression limite nette pressiométrique p_l^* ,
- le module de déformation pressiométrique E_M .

Pour chaque horizon défini au § 4.2, sont présentés des graphiques donnant les modules pressiométriques E_M et les pressions limites p_l^* en fonction de la profondeur et un diagramme spectral logarithmique (diagramme de Baud ; E_M/p_l^* ; p_l^*) caractérisant la compacité. Une analyse statistique est également réalisée pour chaque horizon.

Sol 1 : Remblais :

	E_M	p_l
	[MPa]	[MPa]
Nombre de valeurs	5	5
moyenne arithmétique	31,57	1,08
moyenne géométrique	15,48	0,95
moyenne harmonique	9,43	0,79
minimum	3,48	0,34
maximum	114,47	1,72
Ecart-type	33,16	0,40

Analyse statistique

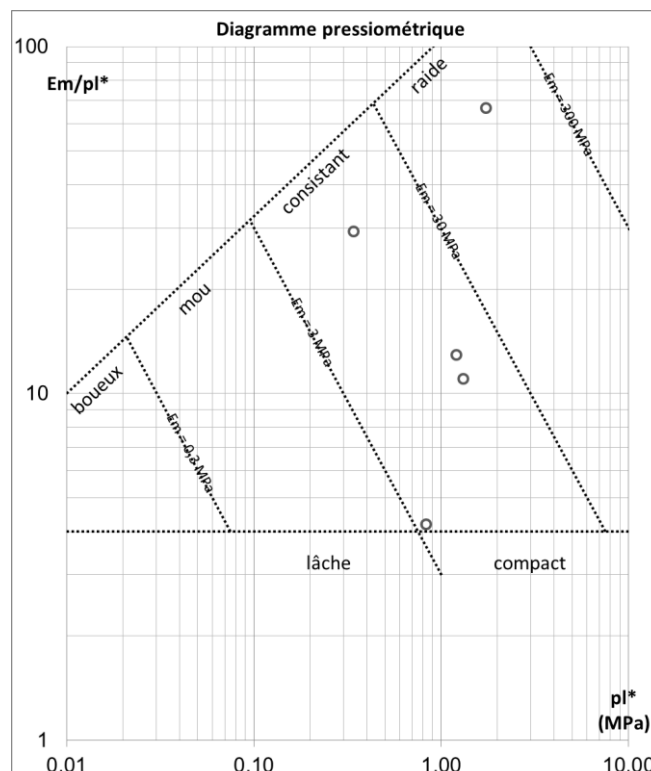


Diagramme spectral

Les essais caractérisent les remblais hétérogènes. Au regard de l'ensemble des essais réalisés, sont retenus un module moyen entre 10 et 15 MPa, une pression limite de 0.3 à 1.3 au maximum et un coefficient rhéologique de 1/2.

Les valeurs des caractéristiques pressiométriques de l'essai situé à 3.0 m/TN dans SP7, sont anormalement faibles et à la limite de la précision de la méthode de mesure. Compte tenu de l'outil de forage (tricône) il n'est pas exclu que les parois du forage aient été déstructurées. Aussi, cette valeur a été écartée de notre analyse.

Sol 2a : Sable :

	E_M	p_l
	[MPa]	[MPa]
Nombre de valeurs	32	32
moyenne arithmétique	21,25	1,29
moyenne géométrique	13,16	1,02
moyenne harmonique	8,16	0,78
minimum	2,29	0,22
maximum	100,33	5,00
Ecart-type	15,58	0,67

Analyse statistique

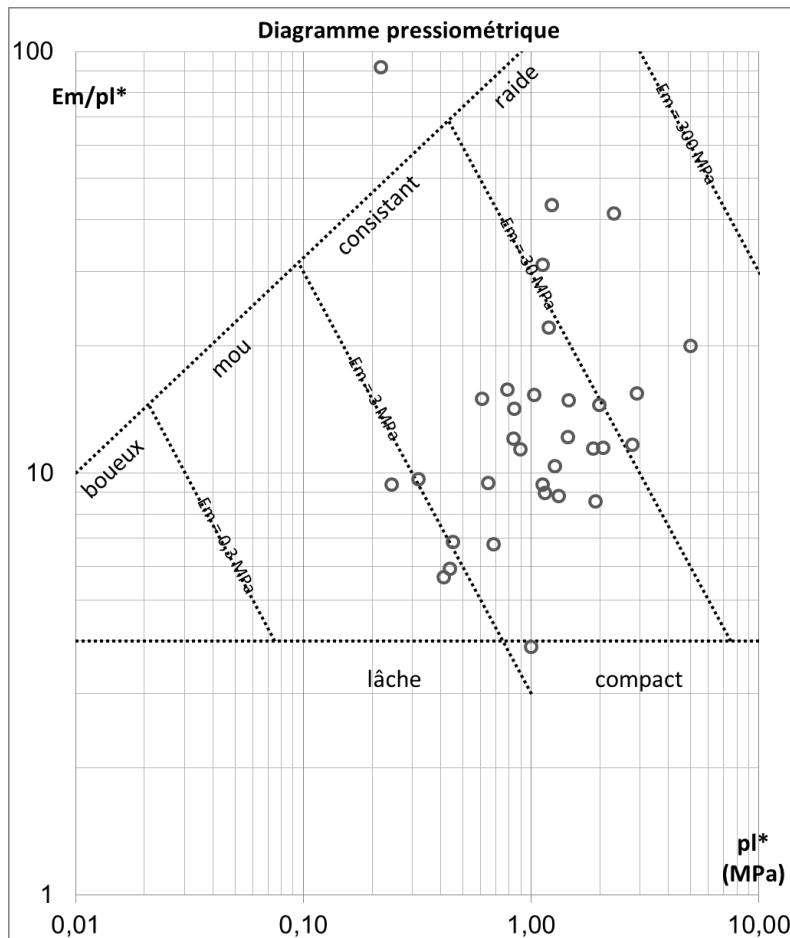


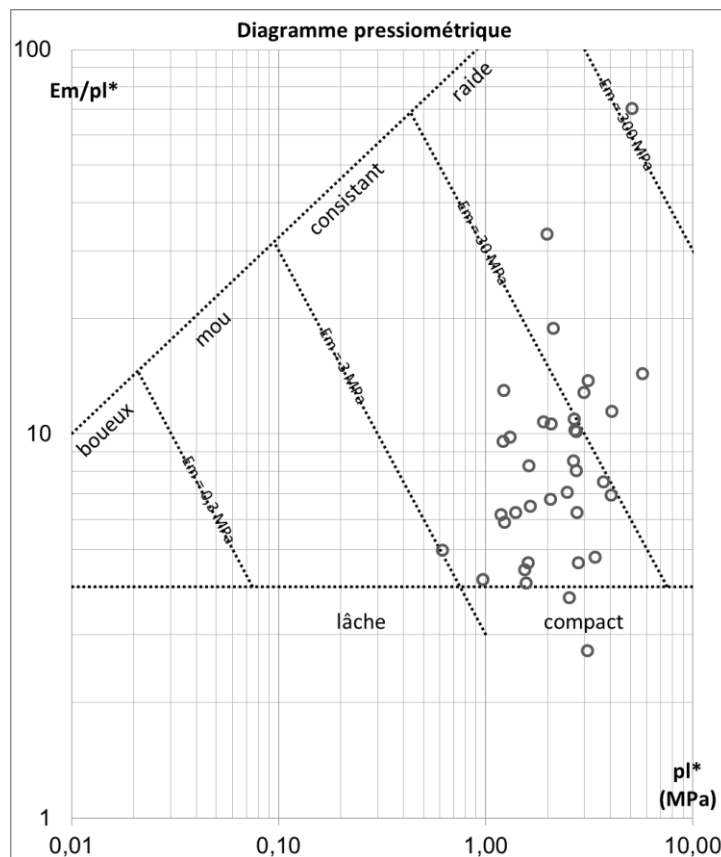
Diagramme spectral

Les essais caractérisent un sable grossier à moyen mécaniquement hétérogène. Au regard de l'ensemble des essais réalisés, sont retenus un module moyen entre 4 à 40 MPa et une pression limite de 0.5 à 2 MPa et un coefficient rhéologique de 1/3.

Sol 2b : Argile sableuse/Sable argileux :

	E_M	p_l
	[MPa]	[MPa]
Nombre de valeurs	36	36
moyenne arithmétique	30,82	2,39
moyenne géométrique	17,77	2,15
moyenne harmonique	12,70	1,91
minimum	3,09	0,62
maximum	356,89	5,68
Ecart-type	25,33	0,88

Analyse statistique

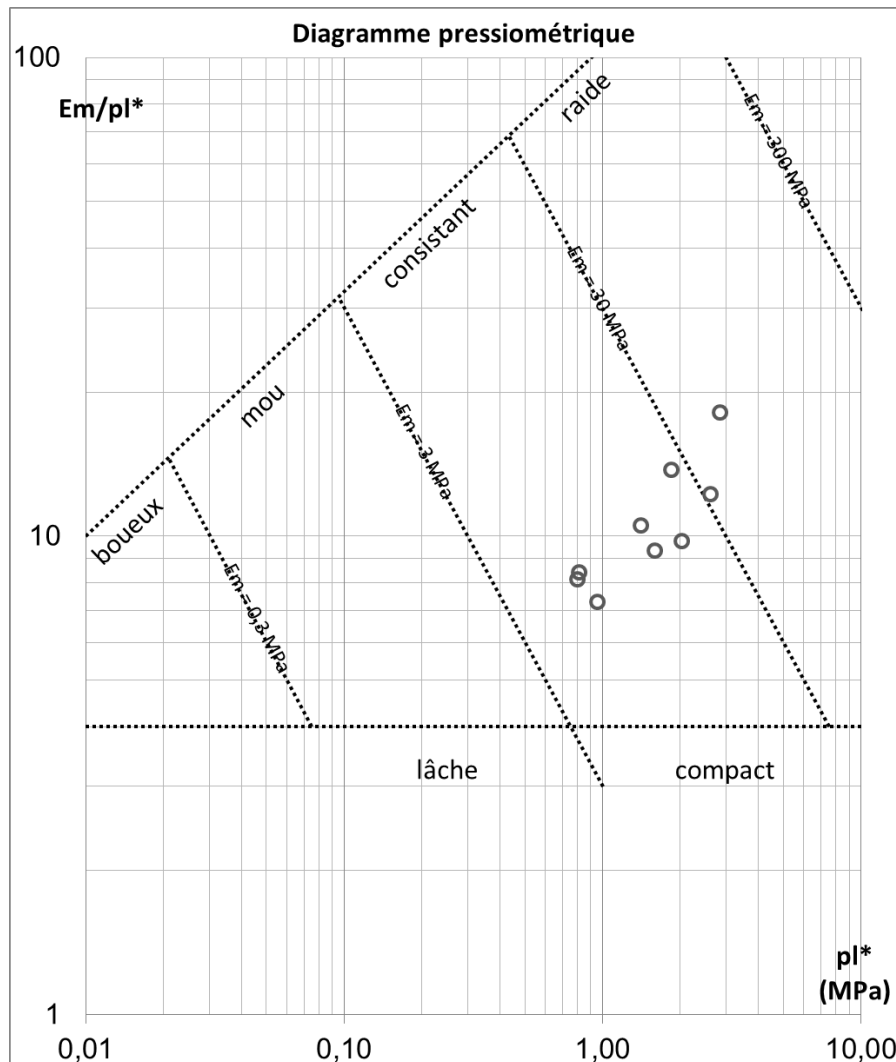


Les essais caractérisent les sables argileuses/argiles sableuses moyennement compact. Au regard de l'ensemble des essais réalisés, sont retenus un module moyen de 15 à 25 MPa, une pression limite de 2.0 à 3.0 MPa et un coefficient rhéologique de 1/2.

Sol 2c : Limon sableux/Sable limoneux :

	E_M	p_i
	[MPa]	[MPa]
Nombre de valeurs	9	9
moyenne arithmétique	19,80	1,65
moyenne géométrique	15,61	1,49
moyenne harmonique	12,47	1,35
minimum	6,47	0,79
maximum	51,37	2,83
Ecart-type	10,92	0,60

Analyse statistique



Les essais caractérisent les limons sableux/sables limoneux moyennement compacts. Au regard de l'ensemble des essais réalisés, sont retenus un module moyen de 15 MPa (maximum), une pression limite de 1.5 MPa et un coefficient rhéologique de 1/2.

Sol 3b : Gneiss :

	E_M	p_i
	[MPa]	[MPa]
Nombre de valeurs	19	19
moyenne arithmétique	544,66	5,02
moyenne géométrique	498,80	5,02
moyenne harmonique	442,61	5,02
minimum	159,70	4,96
maximum	913,48	5,06
Ecart-type	163,15	0,01

Analyse statistique

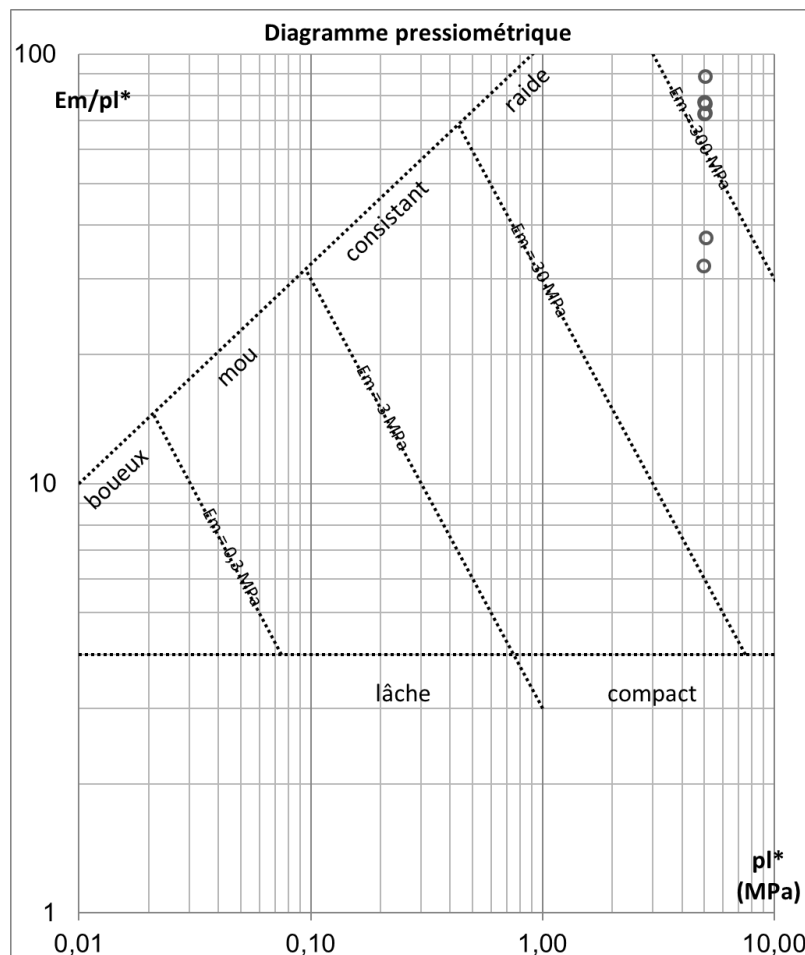


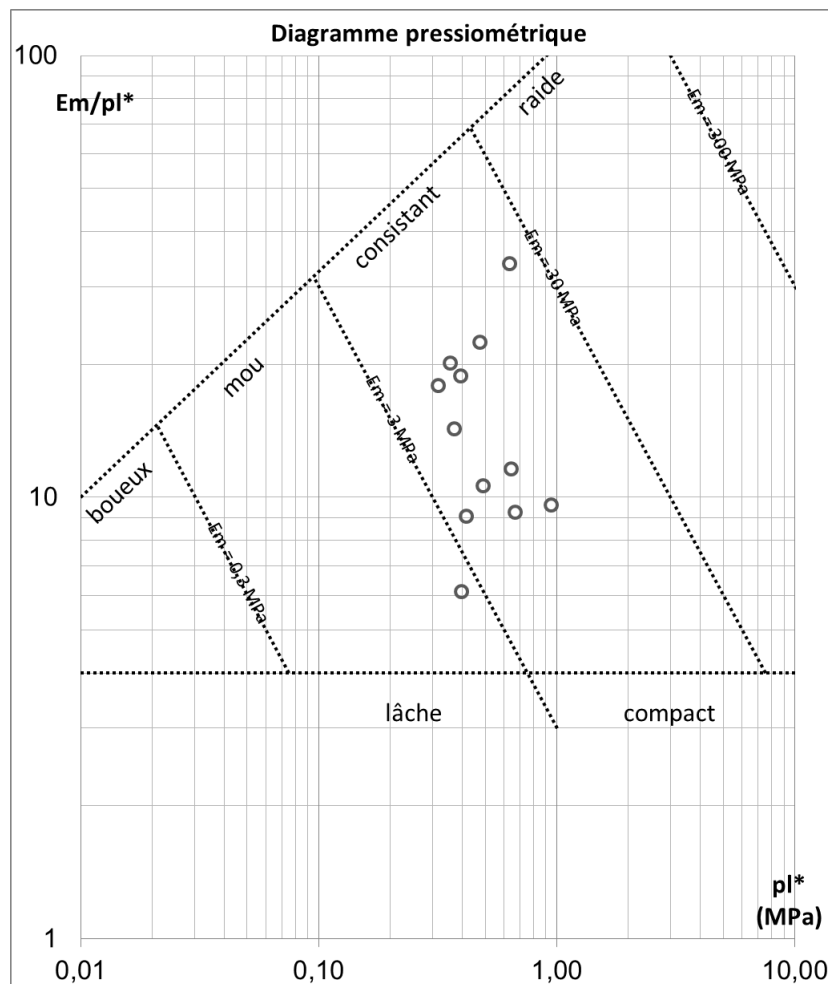
Diagramme spectral

Les essais caractérisent un gneiss peu altéré, très raide. Au regard de l'ensemble des essais réalisés, et les essais en laboratoire sur roche, nous proposons de retenir : un module moyen >150 MPa, une pression limite de 5 MPa et un coefficient rhéologique de 1/2.

Sol 4 : Vase :

	E_M	p_i
	[MPa]	[MPa]
Nombre de valeurs	12	12
moyenne arithmétique	7,65	0,51
moyenne géométrique	6,63	0,48
moyenne harmonique	5,84	0,46
minimum	2,43	0,32
maximum	21,37	0,95
Ecart-type	3,04	0,14

Analyse statistique



Les essais caractérisent un sol vasard très peu compact. Au regard de l'ensemble des essais réalisés, nous proposons de retenir : un module moyen de 6.0 MPa, une pression limite de 0.4 MPa et un coefficient rhéologique de 1.

Sol 5 : Pérites altérées à gréseuses :

	E_M	p_i
	[MPa]	[MPa]
Nombre de valeurs	10	10
moyenne arithmétique	48,76	3,49
moyenne géométrique	48,34	3,41
moyenne harmonique	47,96	3,33
minimum	43,72	2,44
maximum	61,90	4,52
Ecart-type	5,25	0,63

Analyse statistique

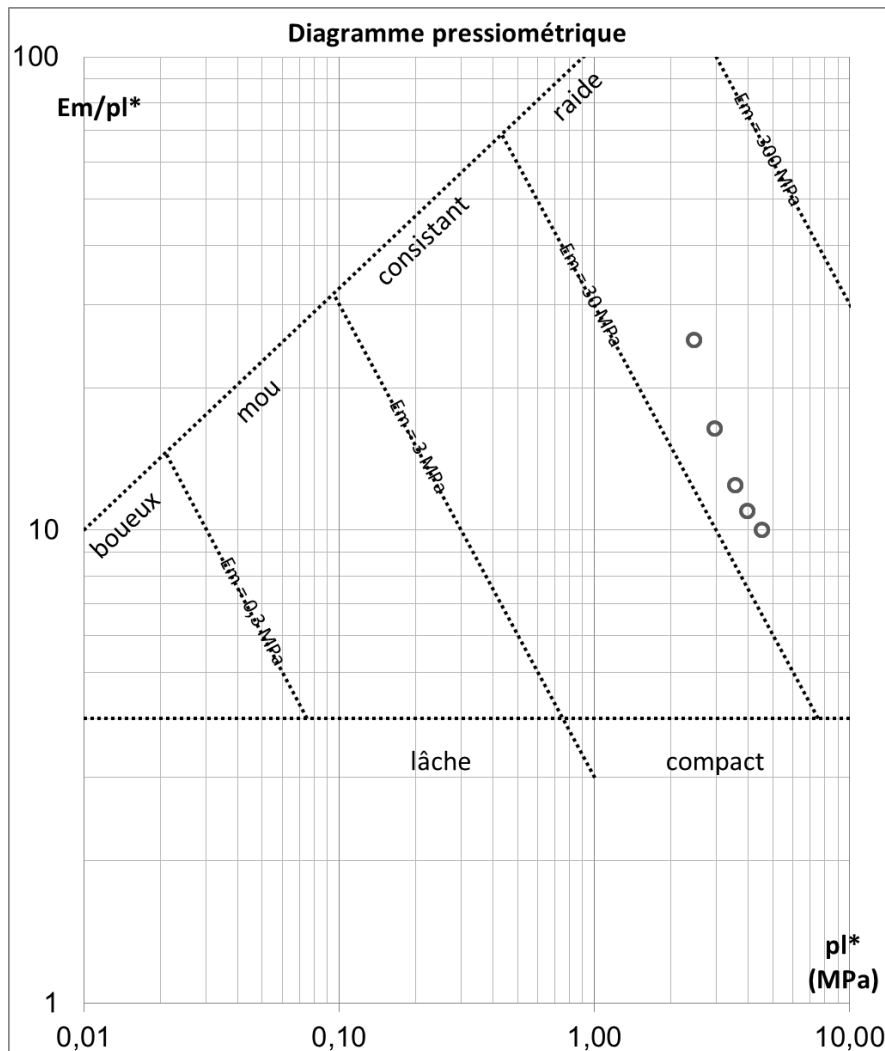


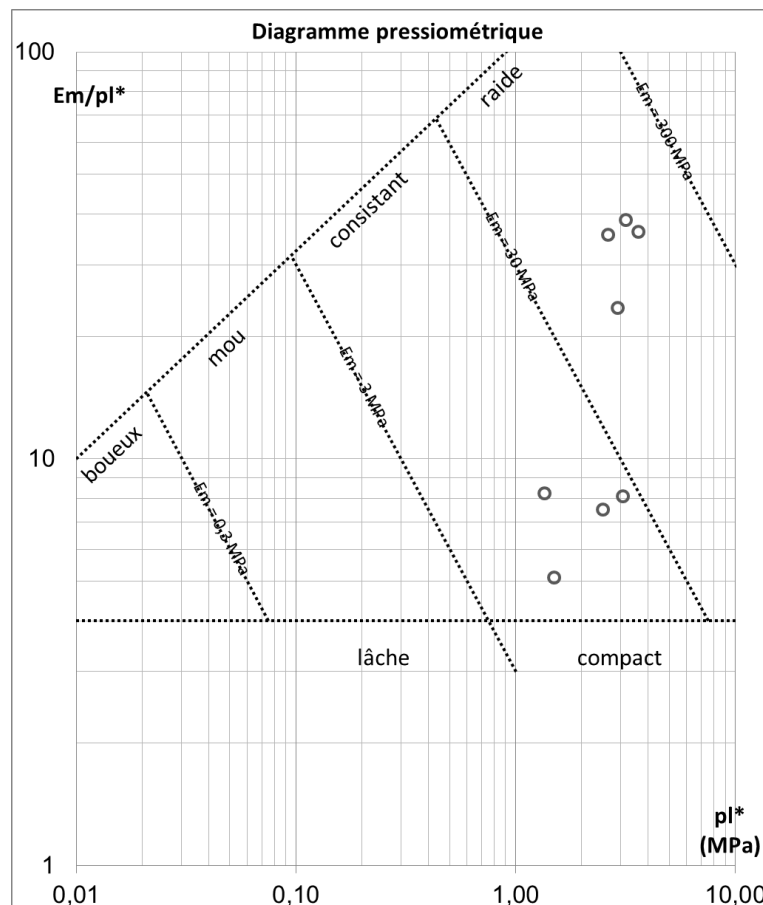
Diagramme spectral

Les essais caractérisent des pérites altérées à gréseuses moyennement compactes à compactes. Au regard de l'ensemble des essais réalisés, notamment les essais en laboratoire sur roche, nous proposons de retenir : un module moyen de 45.0 MPa, une pression limite de 3.3 MPa et un coefficient rhéologique de 1/2.

Sol 6a : Calcaire altéré (blocs et graves à matrice argilo sableuse)

	E_M	p_i
	[MPa]	[MPa]
Nombre de valeurs	8	8
moyenne arithmétique	59,58	2,59
moyenne géométrique	37,61	2,46
moyenne harmonique	22,46	2,31
minimum	7,62	1,35
maximum	130,27	3,60
Ecart-type	44,00	0,61

Analyse statistique



Les essais caractérisent des blocs calcaires dans une matrice argilo-sableuse compacte. Au regard de l'ensemble des essais réalisés, nous proposons de retenir : un module moyen de 20.0 MPa, une pression limite de 2.3 MPa et un coefficient rhéologique de 1/2.

Sol 6b : Calcaire dolomitique

	E_M	p_i
	[MPa]	[MPa]
Nombre de valeurs	4	4
moyenne arithmétique	78,13	4,84
moyenne géométrique	72,32	4,84
moyenne harmonique	66,99	4,84
minimum	48,21	4,75
maximum	113,94	5,00
Ecart-type	29,39	0,08

Analyse statistique

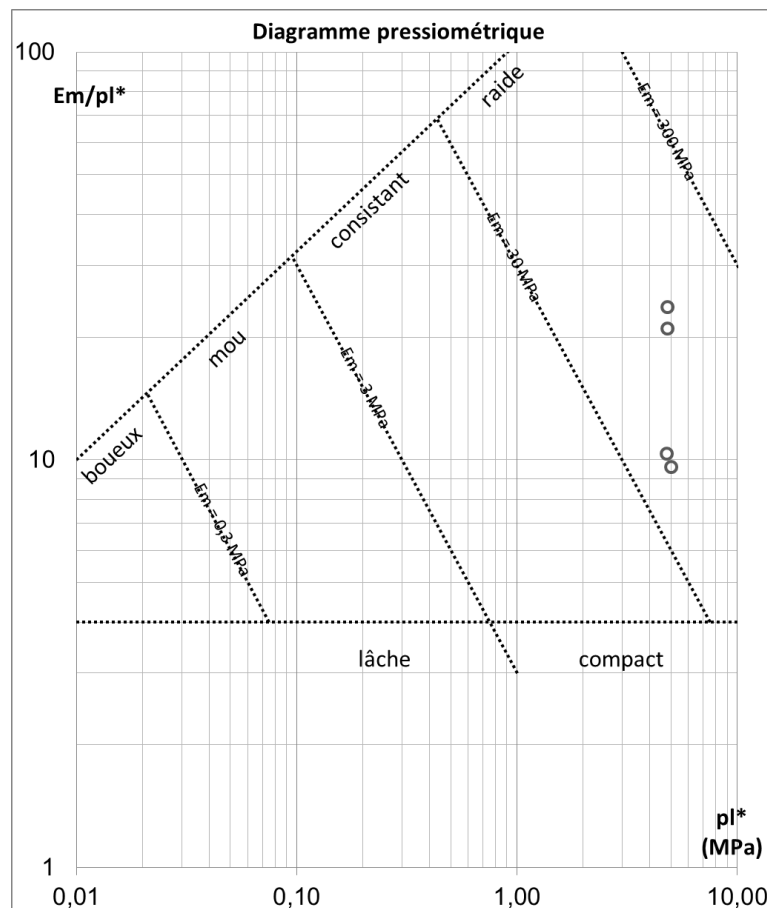


Diagramme spectral

Les essais caractérisent des calcaires dolomitiques compacts. Au regard de l'ensemble des essais réalisés, nous proposons de retenir : un module moyen de 65.0 MPa, une pression limite de 4.8 MPa et un coefficient rhéologique de 1/2.

La synthèse des paramètres pressiométriques à retenir est la suivante :

	Couche	P_{ie} (MPa)	E_M (MPa)	α
1	Remblais	0.3 à 1.3	10 à 15	1/2
2a	Sable	0.5 à 2	4 à 40	1/3
2b	Sable Argileux/Argile sableux	3	25	1/2
2c	Sable limoneux	1.5	15	1/2
3a	Gneiss altéré	-	-	-
3b	Gneiss	5.0	150	1/2
4	Vase	0.4	5	1
5	Pélites altérées	3.3	45	1/2
6a	Calcaire altéré	3	100	1/2
6b	Calcaire	4.8	65	1/2

Notons que le sol 3a (Gneiss altéré) n'a pas été recoupé par les sondages pressiométriques et destructifs.

4.4 Sondages carottés-Rappel G2AVP

4.4.1 Sondages carottés ERG

Les sols rencontrés sont présentés au §4.2.

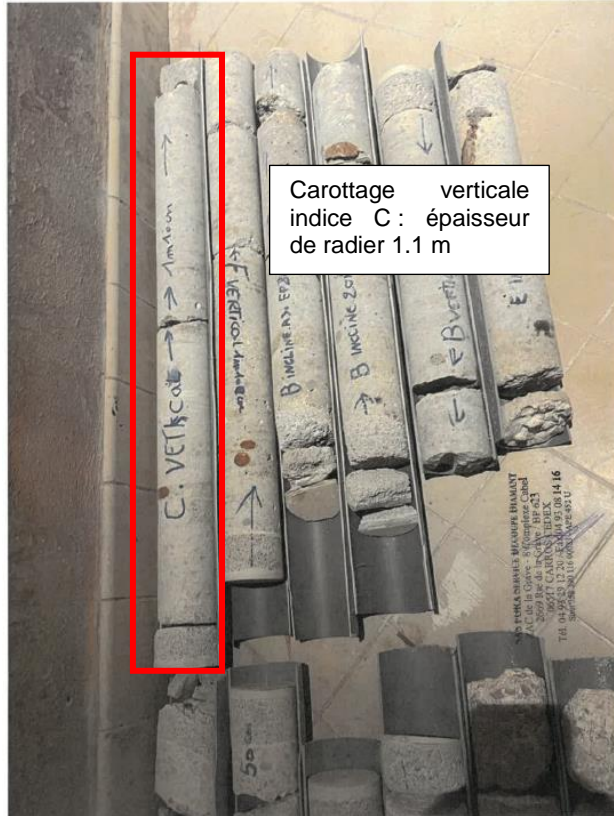
Les sondages SC1 à SC5 et SC10 à SC13 ont été équipés en piézomètres de type PVC 52/60 mm, et ils font l'objet d'un suivi piézométrique.

ERG a été missionné pour effectuer un suivi piézométrique sur 12 mois.

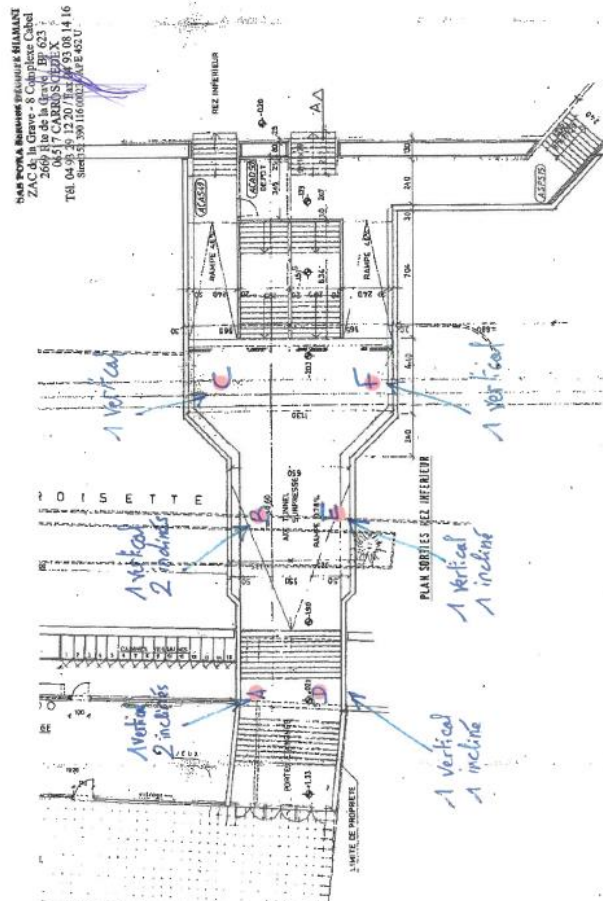
4.4.2 Carottage tunnel MARIOTT-FORA [R06]

Afin de déterminer l'épaisseur du radier du tunnel MARIOTT, un carottage a été effectué par l'entreprise FORA.

Le carottage vertical donne au maximum une épaisseur du radier de 1.1 m :



Carottage du radier-extrait [R06]



Implantations des carottages FORA-extrait [R06]

4.5 Investigations INNOGEO-Rappel G2AVP

Les rapports des campagnes d'investigations INNOGEO [R07] et [R09] sont présentés dans l'annexe A1 du présent rapport ainsi que le profil en long sismique avec report du tir de micro tunnelier projeté.

4.5.1 Reconnaissance géophysique en Sismique réfraction [R09]

INNOGEO a réalisé le 30 avril 2021 une campagne de reconnaissance géophysique par la méthode de la sismique réfraction.

Cette campagne est réalisée avec trois profils sur tout le tracé du projet, comme le montre la figure ci-après :



Figure 2 : Implantation du profil géophysique

Implantation du profil géophysique-extrait [R09]

D'après [R09], l'analyse des résultats des reconnaissances sismiques met en évidence un modèle de terrain tabulaire constitué de la lithologie suivante :

- **Sol1 : Remblais** : Ces terrains sont régulièrement rencontrés dans le premier mètre des sondages mécaniques, ils présentent une vitesse sismique inférieure à 1000 m/s.
Sol 2a : Sables : Ces terrains sont rencontrés sur l'ensemble des profils sismiques soit quasi affleurants soit juste sous les remblais, ils sont caractérisés par des vitesses sismiques comprises entre 1000 et 2000 m/s ; Ils présentent une épaisseur allant de quelques mètres jusqu'à une dizaine de mètre.
- **Sol 2b : Argiles** : Ces terrains sont rencontrés sous les sables grossier sur les profils sismiques 2 et 3, ils sont caractérisés par des vitesses sismiques comprises entre 1000 et 2000 m/s. Lorsqu'ils sont présents, ils constituent le substratum sismique et nous ne pouvons donc pas déterminer leur épaisseur.
- **Sol3 : Gneiss** : Ces terrains sont rencontrés au droit du profil 1 ; ils sont caractérisés par des vitesses sismiques supérieures à 2000 m/s. Lorsqu'ils sont présents, ils constituent le substratum sismique et nous ne pouvons donc pas déterminer leur épaisseur.

On note à l'Est du profil 3, PM 1200 à 1450, des zones d'augmentation de la vitesse sismique des sables grossiers et des argiles pouvant correspondre à des terrains plus indurés.

- **Sol 5 : Pérites :** Ces terrains sont rencontrés à l'Ouest du profil 2 et au Nord du profil 1. Ils sont caractérisés par des vitesses sismiques comprises entre 1200 et 2600 m/s. Lorsqu'ils sont présents, ils présentent une épaisseur de quelques mètres ou constituent le substratum sismique, et dans ce cas, leur épaisseur ne peut être fournie.

Les artéfacts identifiés sur le profil en long INNOGEO sont à mettre en lien avec des substructures (sous-sols, fondations, réseaux enterrés...) des mitoyens au projet (voir p8/16 du rapport INNOGEO).

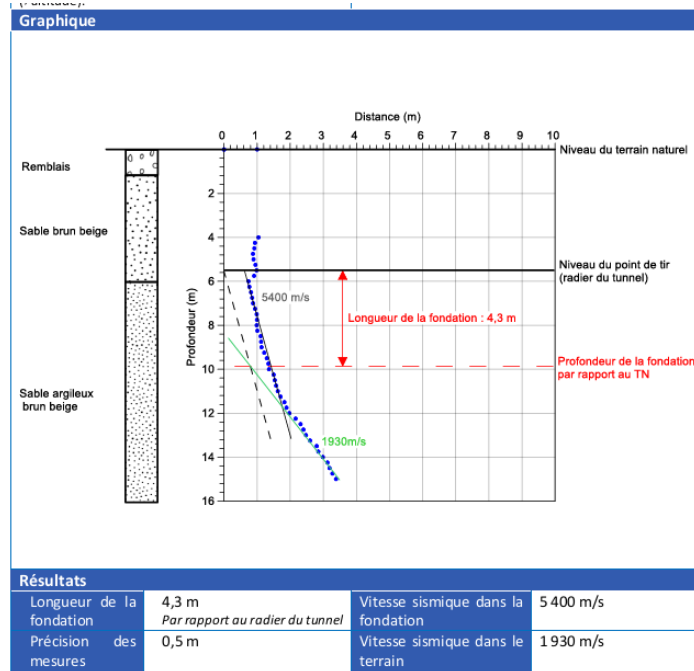
4.5.2 Reconnaissance géophysique MSP tunnel Mariott [R09]

Dans le but de déterminer la profondeur de la fondation du tunnel Mariott, INNOGEO a réalisé le 30 avril 2021 une campagne de reconnaissance géophysique par la méthode de la microsismique parallèle (MSP), dans le forage SC5 à proximité du tunnel.



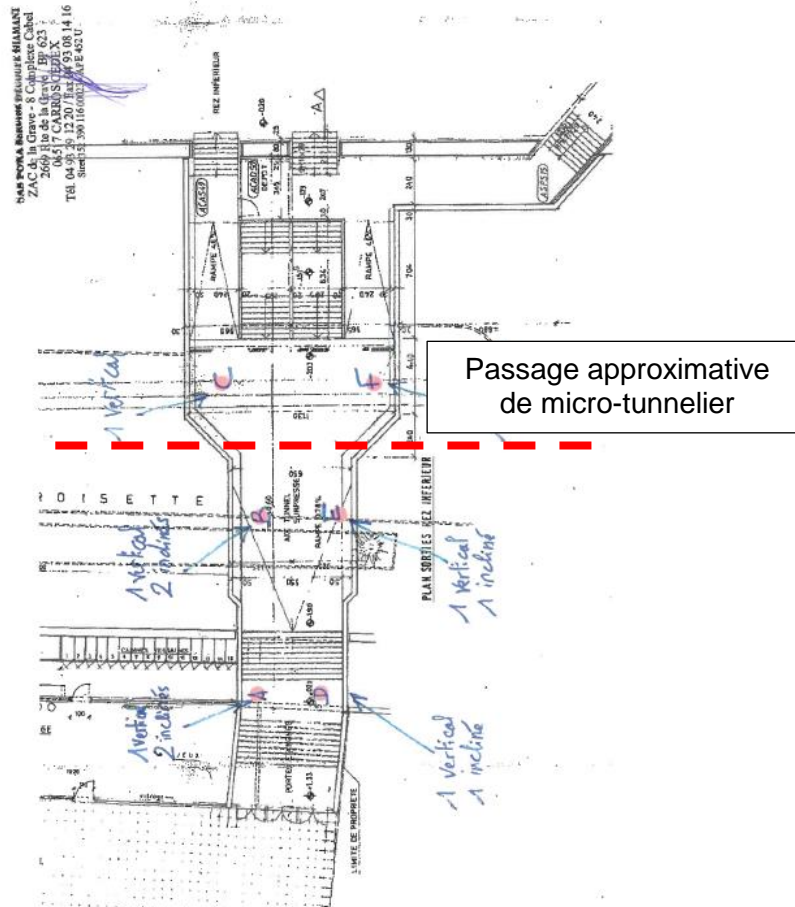
Localisation de la zone d'étude

D'après [R07], La base de la fondation du radier du tunnel a été détectée à une profondeur d'environ 10.0 m/T avec une épaisseur de la fondation de 4.3 m :

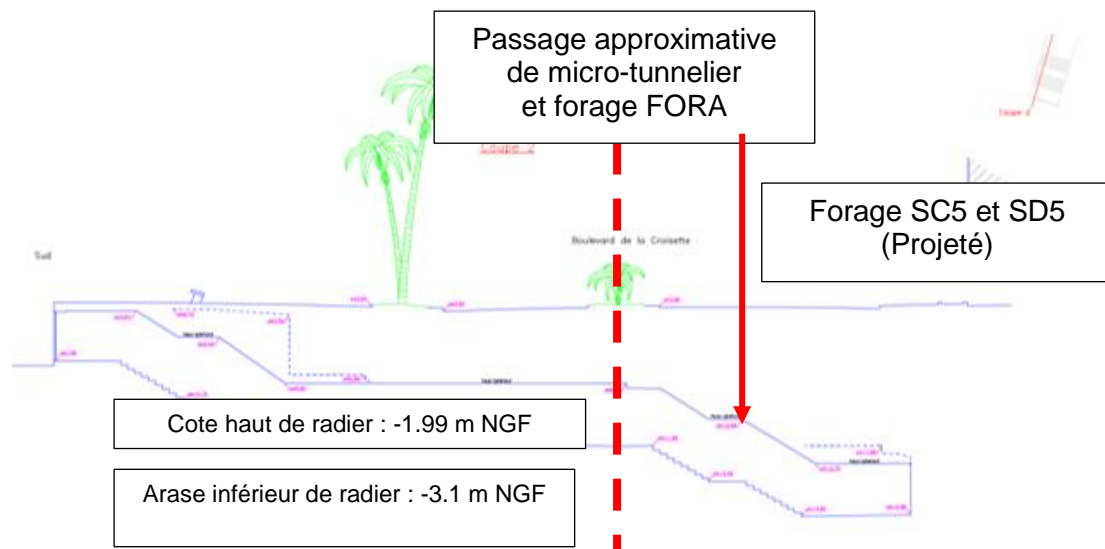


Résultat d'essai MSP (INNOGEO)-extrait [R07]

L'épaisseur maximale de la fondation déduit du carottage de FORA [R06] est de 1.1 m.



Implantations des carottages FORA-extrait [R06]



Passage de micro-tunnelier par rapport à la coupe de tunnel Marriott-extrait [R03].

Cette épaisseur semble plus réaliste que l'épaisseur déduite par INNOGEO [R07] qui peut être en relation avec la structure à proximité de l'essai réalisé dans le forage SD5 : tunnel Marriott plus profond au niveau du sondage SD5 (tracé initial) comme le montre la coupe ci-dessus.

Les résultats d'essai MSP INNOGEO sont considérés comme non représentatifs.

Selon la coupe du tunnel Marriott [R03], nous considérons dans la présente étude un niveau de l'arase inférieure de radier à -3.1 m NGF environ en prenant en compte le forage carotté de FORA indice C.

Selon les carottages FORA [06] l'arase inférieure du radier se situe à une distance minimale d'environ 2.8 m entre l'arase supérieure de micro-tunnelier.

La coupe de passage du microtunnelier fournie en [R11], indique une distance de 3.0 m entre l'arase inférieure du radier et l'arase supérieure du microtunnelier, cette coupe sera prise en compte dans notre modélisation sur PLAXIS 2D.

4.6 Laboratoire-Rappel G2AVP

4.6.1 Préambule

Les échantillons de sols prélevés au droit des sondages carottés, ont fait l'objet des essais suivants :

- teneur en eau naturelle w – Norme NF P 94-050,
- analyse granulométrique – Norme NF P 94-056,
- Analyse granulométrique par sédimentométrie NF P-94-057
- valeur au bleu VBS – Norme NF P 94-068,
- essai de cisaillement rectiligne direct Norme NF P 94-071-1,
- détermination de la masse volumique des sols fins NF P 94-053,
- détermination des limites d'Atterberg Norme NF P 94-051
- essai de cisaillement rectiligne direct-NFP-94-071-1
- essai à l'appareil triaxial de révolution CU+u NF P 94-070 et 074

- essai de compressibilité à l'œdomètre NFP-94-090-1
- mesure de coefficient de friabilité des sables NF P 18-576
- détermination de la résistance à la fragmentation méthode LOS ANGELES NF EN 1097-2
- détermination de la résistance à l'usure NF EN 1097-1-Essai micro-Deval
- compression uniaxiale NF P 94-420
- résistance sous charge ponctuelle –essai FRANKILIN- Norme XP P 94-429
- essais de perméabilité LEFRANC-LUGEON
- analyse pour l'environnement (EUROFINS)-Analyse des échantillons des sols
- analyse pour l'environnement (EUROFINS)-Analyse des échantillons des eaux souterraines
- analyse de dureté (XP 994-412) et abrasivité (NF P 94-430-1)
- caractérisation minéralogique par diffraction des rayons X.

Le détail des résultats des essais en laboratoire figure en annexe A2 du rapport. Les essais ont été réalisés en fonction de la nature des échantillons et lorsqu'ils étaient réalisables.

4.6.2 Essais d'identification NF P 11-300

Les principaux résultats des essais figurent dans les tableaux suivants :

- Sondage SC1 :

Dénomination échantillon	EI1	EI3	EI5	EI7	EI8
Profondeur du prélèvement (m/T)	3.05 à 3.25	6.05 à 6.2	8.05 à 8.2	10.05 à 10.25	13.7 à 13.9
Nature	Sable limoneux brun, gris à rares graviers	Argile limoneuse grise à rares graviers	Argile limoneuse grise à rares graviers	Limon sableux beige à quelque gravier	Limon Sableux beige à nombreux gravier
Sol	2a	2c	2c	2c	2b
Passant à 2 mm (%)	90.1	88.5	88.6	58.9	62.4
Passant à 80 µm (%)	34.3	79.1	70.7	41.0	29.9
D _{max} (mm)	3.95	9.575	5.4	31.553	10.43
D ₇₀ (mm)	0.581	0.037	0.075	8.036	3.058
Teneur en eau naturelle w _n (%)	29.3	26.7	23.0	14.7	10.9
Valeur au bleu de méthylène V.B.S.	1.2	5.4	3.8	0.7	0.1
Classification suivant norme NF P 11-300	B5	A3	A2	A1	B5

Principaux résultats des essais d'identification-sondage SC1

• Sondage SC2 :

Dénomination échantillon	EI2	EI4	EI6
Profondeur du prélèvement (m/T)	5.75 à 5.9	7.6 à 8.0	8.75 à 8.9
Nature	Sable gris à quelques graviers	Vase tourbeuse noire	Vase tourbeuse noire
Sol	2a	4	4
Passant à 2 mm (%)	87.3	96.1	98.4
Passant à 80 µm (%)	6.9	83.7	81.3
D _{max} (mm)	23.12	1.42	0.66
D ₇₀ (mm)	0.33	0.034	0.029
Teneur en eau naturelle w _n (%)	17.2	99.8	110.5
Valeur au bleu de méthylène V.B.S.	0.1	1.6	2.1
Classification suivant norme NF P 11-300	D1	A1	A1

Principaux résultats des essais d'identification-sondage SC2

• Sondage SC3 :

Dénomination échantillon	EI2	EI5	EI7
Profondeur du prélèvement (m/T)	7.1 à 7.25	9.0 à 9.4	11.05 à 11.25
Nature	Sable limoneux gris saturé	Sable légèrement argileux marron rouge	Sable légèrement argileux marron rouge
Sol	2a	2b	2b
Passant à 2 mm (%)	99.7	98.3	59.6
Passant à 80 µm (%)	45.4	26.3	13.7
D _{max} (mm)	0.873	0.885	6.86
D ₇₀ (mm)	0.279	0.323	2.81
Teneur en eau naturelle w _n (%)	15.7	15.5	10.6
Valeur au bleu de méthylène V.B.S.	0.7	1.6	0.4
Classification suivant norme NF P 11-300	A1	B6	B5

Principaux résultats des essais d'identification-sondage SC3

- Sondage SC4 :

Dénomination échantillon	EI1	EI5	EI7
Profondeur du prélèvement (m/T)	6.05 à 6.25	8.3 à 8.45	11.0 à 11.2
Nature	Sable moyen à grossier brun à rares graviers arrondis	Argile limoneuse marron	Sable légèrement argileux brun
Sol	2a	2c	2c
Passant à 2 mm (%)	88.4	100.0	94.7
Passant à 80 µm (%)	3.9	81.0	26.2
D _{max} (mm)	6.52	0.142	2.1
D ₇₀ (mm)	1.03	0.054	0.41
Teneur en eau naturelle w _n (%)	15.0	25.6	14.9
Valeur au bleu de méthylène V.B.S.	0.1	2.7	1.2
Classification suivant norme NF P 11-300	D1	A2	B5

Principaux résultats des essais d'identification-sondage SC4

- Sondage SC5 :

Dénomination échantillon	EI2	EI4	EI7
Profondeur du prélèvement (m/T)	7.8 à 8.0	9.3 à 9.5	11.65 à 11.8
Nature	Sable limoneux brun	Sable limono-argileux brun	Argile sableuse brune
Sol	2b	2b	2b
Passant à 2 mm (%)	96.7	94.0	94.4
Passant à 80 µm (%)	33.7	42.8	92.6
D _{max} (mm)	1.711	2.36	3.13
D ₇₀ (mm)	0.382	0.31	0.011
Teneur en eau naturelle w _n (%)	17.2	17.1	24.3
Valeur au bleu de méthylène V.B.S.	1.4	1.7	-
Classification suivant norme NF P 11-300	B5	A1	A3

Principaux résultats des essais d'identification-sondage SC4

- Sondage SC6 :

Dénomination échantillon	EI2	EI4	EI6
Profondeur du prélèvement (m/T)	9.25 à 9.45	10.45 à 10.65	12.2 à 12.45
Nature	Argile limoneuse brune	Sable limoneux jaune brun à nombreux graviers	Limon argileux légèrement sableux brun, marron
Sol	2c	2c	2c
Passant à 2 mm (%)	99.5	46.3	99.1
Passant à 80 µm (%)	82.4	20.8	79.2
D _{max} (mm)	0.24	27.95	0.34
D ₇₀ (mm)	0.053	9.99	0.048
Teneur en eau naturelle w _n (%)	23.6	8.1	22.0
Valeur au bleu de méthylène V.B.S.	-	0.4	-
Classification suivant norme NF P 11-300	A2	B5	A2

Principaux résultats des essais d'identification-sondage SC6

- Sondage SC7 :

Dénomination échantillon	EI2	EI4	EI6
Profondeur du prélèvement (m/T)	6.15 à 6.45	10.95 à 11.25	12.95 0à 13.15
Nature	Sable brun à nombreux graviers arrondis	Graviers et cailloux de calcaire gris à matrice argilo-sableuse brune beige	Limon légèrement sableux brun Beige à quelque graviers calcaires
Sol	2a	2b	2b
Passant à 2 mm (%)	58.6	40.3	83.2
Passant à 80 µm (%)	4.1	31.3	66.5
D _{max} (mm)	36.47	57.75	-
D ₇₀ (mm)	11.16	18.46	-
Teneur en eau naturelle w _n (%)	11.0	13.4	15.2
Valeur au bleu de méthylène V.B.S.	0.1	1.6	0.8
Classification suivant norme NF P 11-300	D2	C1A1	-

Principaux résultats des essais d'identification-sondage SC7

- Sondage SC8 :

Dénomination échantillon	EI1
Profondeur du prélèvement (m/T)	8.4 à 8.75
Nature	Graviers arrondis à matrice sablo-argileuse brun clair saturée
Sol	2a
Passant à 2 mm (%)	30.8
Passant à 80 µm (%)	24.6
D _{max} (mm)	37.76
D ₇₀ (mm)	27.97
Teneur en eau naturelle w _n (%)	21.3
Valeur au bleu de méthylène V.B.S.	2.2
Classification suivant norme NF P 11-300	B6

Principaux résultats des essais d'identification-sondage SC8

- Sondage SC9 :

Dénomination échantillon	EI2	EI4	EI6
Profondeur du prélèvement (m/T)	9.15 à 9.3	11.05 à 11.25	13.3 à 13.45
Nature	Argile vasarde limoneuse noire	Argile vasarde limoneuse noire	Argile vasarde limoneuse noire
Sol	4	4	4
Passant à 2 mm (%)	93.4	98.5	95.7
Passant à 80 µm (%)	83.5	93.1	75.3
D _{max} (mm)	4.5	0.3	1.73
D ₇₀ (mm)	0.042	0.024	0.04
Teneur en eau naturelle w _n (%)	35.5	45.2	42.6
Valeur au bleu de méthylène V.B.S.	3.9	4.7	3.6
Classification suivant norme NF P 11-300	A2	A2	A2

Principaux résultats des essais d'identification-sondage SC9

- Sondage SC10 :

Dénomination échantillon	EI3	EI5	EI6
Profondeur du prélèvement (m/T)	9.95 à 10.2	11.7 à 12.7	12.9 à 13.7
Nature	Argile vasarde limoneuse noire	Limon argilo-sableux vasard	Limon argilo-sableux rouge à gris (Pélite/grès fracturé rouge)
Sol	4	4	5
Passant à 2 mm (%)	96.7	87.4	94.5
Passant à 80 µm (%)	87.0	56.1	55.8
D _{max} (mm)	1.2	5.025	2.4
D ₇₀ (mm)	0.02	0.34	0.26
Teneur en eau naturelle w _n (%)	49.0	70.1	20.5
Valeur au bleu de méthylène V.B.S.	3.9	3.8	3.6
Classification suivant norme NF P 11-300	A2	A2	A3

Principaux résultats des essais d'identification-sondage SC10

- Sondage SC11 :

Dénomination échantillon	EI1	EI2	EI4
Profondeur du prélèvement (m/T)	2.85 à 3.05	4.4 à 4.55	10.1 à 10.2
Nature	Sable brun gris	Pélite rougeâtre altérée	Pélite rougeâtre altérée
Sol	2a	5	5
Passant à 2 mm (%)	97.3	96.9	-
Passant à 80 µm (%)	8.7	52.7	-
D _{max} (mm)	1.39	1.54	-
D ₇₀ (mm)	0.61	0.35	-
Teneur en eau naturelle w _n (%)	17.4	14.1	11.8
Valeur au bleu de méthylène V.B.S.	0.1	3.2	-
Classification suivant norme NF P 11-300	D1	A2	-

Principaux résultats des essais d'identification-sondage SC11

- Sondage SC12 :

Dénomination échantillon	EI2	EI4	EI5 bis
Profondeur du prélèvement (m/T)	11.25 à 11.4	13.2 à 13.4	14.95 à 15.2
Nature	Vase limoneuse à gravier avec MO	Sable limono argileux rougeâtre	Argile limoneuse rougeâtre
Sol	4	3a	3a
Passant à 2 mm (%)	55.2	96.6	99.0
Passant à 80 µm (%)	50.2	53.6	87.8
D _{max} (mm)	11.024	1.78	0.23
D ₇₀ (mm)	4.12	0.5	0.02
Teneur en eau naturelle w _n (%)	56.8	14.2	19.6
Valeur au bleu de méthylène V.B.S.	1.6	2.6	2.5
Classification suivant norme NF P 11-300	A1	A2	A2

Principaux résultats des essais d'identification-sondage SC12

- Sondage SC13 :

Dénomination échantillon	EI1	EI2	EI5 bis
Profondeur du prélèvement (m/T)	3.25 à 3.45	5.75 à 6.0	
Nature	Sable moyen brun	Sable grossier brun	
Sol	2a	2a	
Passant à 2 mm (%)	99.4	94.3	
Passant à 80 µm (%)	4.9	2.9	
D _{max} (mm)	0.77	2.29	
D ₇₀ (mm)	0.41	1.11	
Teneur en eau naturelle w _n (%)	9.9	18.2	
Valeur au bleu de méthylène V.B.S.	0.1	0.04	
Classification suivant norme NF P 11-300	D1	D1	

Principaux résultats des essais d'identification-sondage SC12

4.6.3 Détermination de la masse volumique des sols fins

- Sondage SC1 :

Echantillons	E11	E13	E15	E17
Sol	2a	2c	2c	2b
Masse Volumique sèche ρ_d (kg/m ³)	1220	1590	1620	2000
Masse Volumique humide ρ_h (kg/m ³)	1580	2010	1990	2290

- Sondage SC2 :

Echantillons	E12	E14	E16
Sol	2a	4	4
Masse Volumique sèche ρ_d (kg/m ³)	1560	850	670
Masse Volumique humide ρ_h (kg/m ³)	1830	1690	1410

- Sondage SC3 :

Echantillons	E12	E15	E17
Sol	2a	2b	2b
Masse Volumique sèche ρ_d (kg/m ³)	1980	1870	1970
Masse Volumique humide ρ_h (kg/m ³)	2290	2160	2180

- Sondage SC4 :

Echantillons	E11	E14	E17
Sol	2a	2c	2b
Masse Volumique sèche ρ_d (kg/m ³)	1900	1460	1820
Masse Volumique humide ρ_h (kg/m ³)	2190	1830	2090

- Sondage SC5:

Echantillons	EI2	EI4	EI7
Sol	2b	2b	2b
Masse Volumique sèche ρ_d (kg/m ³)	1800	1870	1660
Masse Volumique humide ρ_h (kg/m ³)	2110	2190	2070

- Sondage SC6:

Echantillons	EI2	EI4
Sol	2c	2c
Masse Volumique sèche ρ_d (kg/m ³)	1590	2040
Masse Volumique humide ρ_h (kg/m ³)	1970	2200

- Sondage SC7:

Echantillons	EI2	EI4	EI6
Sol	2a	2b	2b
Masse Volumique sèche ρ_d (kg/m ³)	1940	1810	1940
Masse Volumique humide ρ_h (kg/m ³)	2150	2050	2230

- Sondage SC8:

Echantillons	EI1
Sol	2a
Masse Volumique sèche ρ_d (kg/m ³)	1720
Masse Volumique humide ρ_h (kg/m ³)	2090

- Sondage SC9:

Echantillons	EI2	EI4	EI6
Sol	4	4	4
Masse Volumique sèche ρ_d (kg/m ³)	1350	1260	1210

Masse Volumique humide ρ_h (kg/m ³)	1830	1830	1730
--	------	------	------

- Sondage SC10:

Echantillons	EI3	EI5	EI6
Sol	4	4	4
Masse Volumique sèche ρ_d (kg/m ³)	1150	920	1750
Masse Volumique humide ρ_h (kg/m ³)	1710	1570	2110

- Sondage SC11:

Echantillons	EI1	EI4
Sol	2a	5
Masse Volumique sèche ρ_d (kg/m ³)	1600	2000
Masse Volumique humide ρ_h (kg/m ³)	1880	2240

- Sondage SC12:

Echantillons	EI2	EI4	EI5 bis
Sol	4	3a	3a
Masse Volumique sèche ρ_d (kg/m ³)	800	1490	1600
Masse Volumique humide ρ_h (kg/m ³)	1250	1700	1920

- Sondage SC13:

Echantillons	EI2	EI4	EI5 bis
Sol	2a	3a	3a
Masse Volumique sèche ρ_d (kg/m ³)	1660	1490	1600
Masse Volumique humide ρ_h (kg/m ³)	1960	1700	1920

4.6.4 Analyse granulométrique par sédimentométrie NF P-94-057

- Sondage SC1

Echantillons	EI1	EI3	EI7	EI8
Passant à 2µm sur la fraction 0/50 en %	11.01	37.71	5.04	0.7
Passant à 80µm en %	34.26	79.08	40.95	29.9

- Sondage SC2

Echantillons	EI4	EI6
Passant à 2µm sur la fraction 0/50 en %	15.32	14.6
Passant à 80µm en %	83.7	81.26

- Sondage SC3

Echantillons	EI2	EI5	EI7
Passant à 2µm sur la fraction 0/50 en %	11.69	16.81	5.6
Passant à 80µm en %	45.45	26.25	13.74

- Sondage SC4

Echantillons	EI4	EI7
Passant à 2µm sur la fraction 0/50 en %	22.34	12.49
Passant à 80µm en %	81.03	26.17

- Sondage SC5

Echantillons	EI2	EI4
Passant à 2µm sur la fraction 0/50 en %	11.7	19.75
Passant à 80µm en %	33.72	42.77

- Sondage SC6

Echantillons	EI2	EI4	EI6
Passant à 2µm sur la fraction 0/50 en %	25.84	5.09	26.43
Passant à 80µm en %	82.4	20.77	79.22

- Sondage SC7

Echantillons	EI4	EI6
Passant à 2µm sur la fraction 0/50 en %	18.17	6.03
Passant à 80µm en %	31.27	66.52

- Sondage SC8

Echantillons	EI2
Passant à 2µm sur la fraction 0/50 en %	16.19
Passant à 80µm en %	24.59

- Sondage SC9

Echantillons	EI2	EI4	EI6
Passant à 2µm sur la fraction 0/50 en %	23.97	31.75	26.67
Passant à 80µm en %	83.47	93.07	75.26

- Sondage SC10 :

Echantillons	EI3	EI5	EI6
Passant à 2µm sur la fraction 0/50 en %	35.17	16.48	21.32
Passant à 80µm en %	86.99	56.13	55.84

- Sondage SC11 :

Echantillons	EI2
Passant à 2µm sur la fraction 0/50 en %	18.43
Passant à 80µm en %	52.73

- Sondage SC12 :

Echantillons	EI2	EI4	EI5 bis
Passant à 2µm sur la fraction 0/50 en %	19.82	16.97	21.95
Passant à 80µm en %	50.23	53.57	87.82

4.6.5 Détermination des limites d'Atterberg

indice de plasticité	Degré de plasticité
$0 < I_p < 5$	Non plastique (l'essai perd sa signification dans cette zone de valeurs)
$5 < I_p < 15$	Moyennement plastique
$15 < I_p < 40$	Plastique
$I_p > 40$	Très plastique

Etat de plasticité selon I_p

- Sondage SC1 :

Echantillon	EI3	EI5
Teneur en eau w_n (%)	26.7	23,0
Limite de liquidité W_L (%)	53	49
Limite de plasticité W_P (%)	24	24
Indice de plasticité I_P	29	25
Indice de consistance I_c	0.9	1,1
Etat de plasticité	Plastique	Plastique

- Sondage SC5 :

Echantillon	EI7
Teneur en eau w_n (%)	24,3
Limite de liquidité W_L (%)	56
Limite de plasticité W_P (%)	28
Indice de plasticité I_P	28
Indice de consistance I_c	1,1
Etat de plasticité	Plastique

- Sondage SC6 :

Echantillon	EI7
Teneur en eau w_n (%)	23,6
Limite de liquidité W_L (%)	34
Limite de plasticité W_P (%)	18
Indice de plasticité I_P	16
Indice de consistance I_c	0,6
Etat de plasticité	Plastique

- Sondage SC9 :

Echantillon	EI2	EI4
Teneur en eau w_n (%)	35,5	45,2
Limite de liquidité W_L (%)	38	44
Limite de plasticité W_P (%)	24	24
Indice de plasticité I_P	14	20
Indice de consistance I_c	0,2	0,0
Etat de plasticité	Moyennement Plastique	Plastique

- Sondage SC10 :

Echantillon	EI3	EI5	EI7
Teneur en eau w_n (%)	49,0	70,1	20,5
Limite de liquidité W_L (%)	45	59	57
Limite de plasticité W_P (%)	27	44	26
Indice de plasticité I_P	18	15	31
Indice de consistance I_c	-0,2	-0,8	1,2
Etat de plasticité	Plastique	Plastique	Plastique

- Sondage SC11 :

Echantillon	EI2
Teneur en eau w_n (%)	14,1
Limite de liquidité W_L (%)	40
Limite de plasticité W_P (%)	27
Indice de plasticité I_P	13
Indice de consistance I_c	2,0
Etat de plasticité	Moyennement Plastique

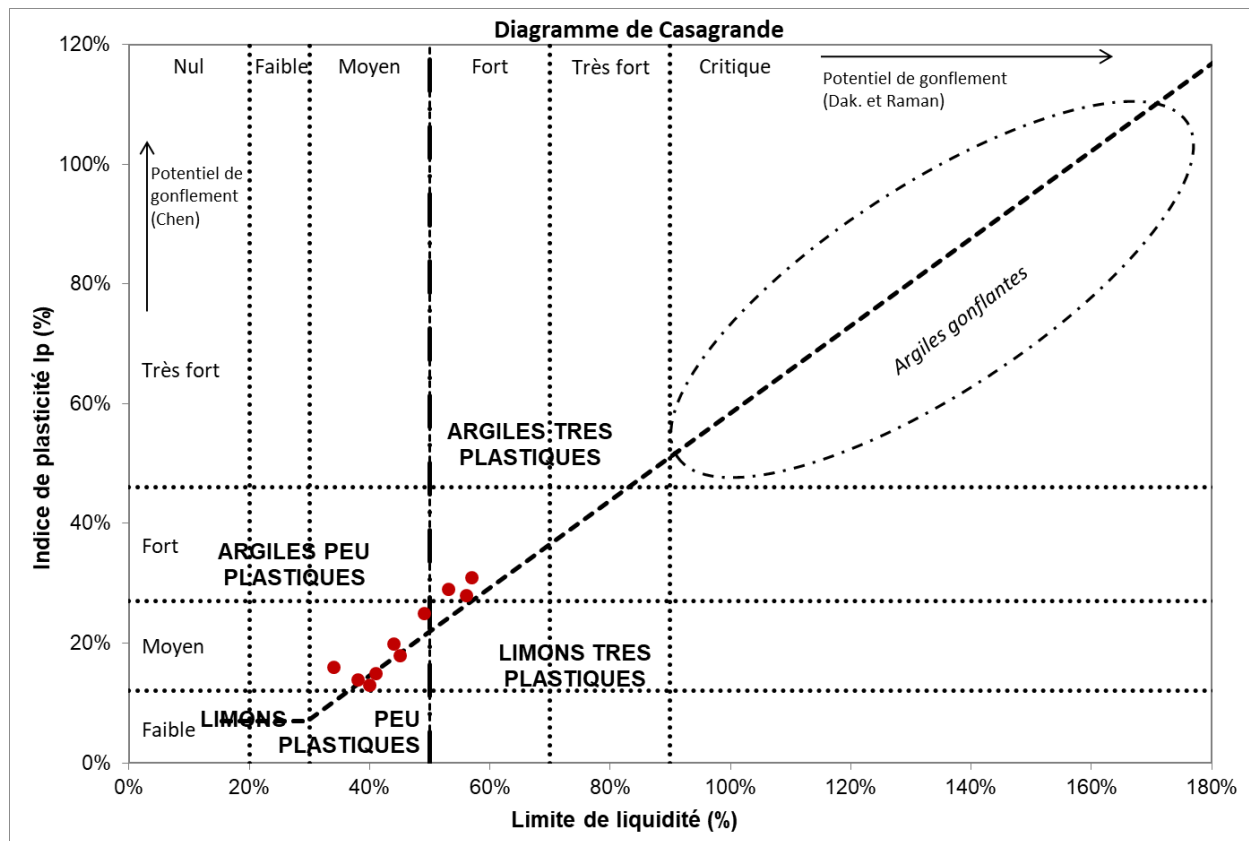
- Sondage SC12 :

Echantillon	EI5 bis
Teneur en eau w_n (%)	19,6
Limite de liquidité W_L (%)	41
Limite de plasticité W_P (%)	26
Indice de plasticité I_P	15
Indice de consistance I_c	1,4
Etat de plasticité	Plastique

Il s'agit des argiles plastiques à moyennement plastiques.

L'enquête documentaire au §4.1 indique que le site se situe en zone moyenne vis à vis de l'aléa gonflement d'argile.

Les résultats au niveau des échantillons intacts prélevés en termes d'indice de plasticité et de limite de liquidité sont reportés dans un digramme de Casagrande.



Au regard de l'ensemble de ces éléments, le risque lié à des argiles gonflantes est très faible.

4.6.6 Essai de cisaillement rectiligne direct-NFP-94-071-1

Résultats\Echantillon	SC3	SC3	SC4	SC5	SC6	SC11
	EI2	EI5	EI4	EI4	EI4	EI1
Sol	2a	2b	2c	2b	2c	5
ϕ'_p (degré)	35	33	25	41	34	27
ϕ'_f (degré)	34	34	27	42	34	27
C'_p (kPa)	5	25	14	9	34	9
C'_f (kPa)	3	4	4	4	28	3

Résultats\Echantillon	SC11
	EI4
Sol	5
ϕ'_p (degré)	-
ϕ'_f (degré)	23
C'_p (kPa)	-
C'_f (kPa)	29

4.6.7 Essai à l'appareil triaxial de révolution CU+u NF P 94-070 et 074

Résultats\Echantillon	SC1	SC2	SC9	SC10
	EI5	EI2	EI2	EI3
Sol	2c	2a	4	4
ϕ' (degré)	21	36	27	22
C' (kPa)	22	1	14	15
ϕ_{cu} (degré)	12	35	19	10
C _{cu} (kPa)	45	18	38	17
λ_{cu}	0.27	1.39	0.49	0.23
C _{u0} (kPa)	52	20	53	16

4.6.8 Essai de compressibilité à l'œdomètre

Rappelons que l'état de consolidation des sols se définit tel que :

- $\sigma'_p < \sigma'_{v0}$: échantillon sous consolidé,
- $\sigma'_p = \sigma'_{v0}$: échantillon normalement consolidé,
- $\sigma'_p > \sigma'_{v0}$: échantillon surconsolidé,

La compressibilité des sols est estimée selon les appréciations suivantes :

- $c_c / (1 + e_0) < 0.015$: sol incompressible
- $0.015 < c_c / (1 + e_0) < 0.05$: sol peu compressible
- $0.05 < c_c / (1 + e_0) < 0.2$: sol moyennement compressible
- $c_c / (1 + e_0) > 0.2$: sol très compressible

Sondage	Echantillon	Coeff de consolidation	
		Méthode semi-logarithmique	
		Cv= 0.197*(h-s50) ² / t50*4	
		Plage de contrainte	Cv
		en kPa	en m ² /s
SC1	EI5	232-464	2,77E-08
		464-928	2,10E-08
		928-1856	1,80E-08
SC2	EI6	200-400	9,64E-08
		400-800	3,20E-08
		800-1600	7,88E-09
SC4	EI7	200-400	2,21E-06
		400-800	1,90E-06
		800-1600	1,46E-06
SC5	EI4	200-400	1,27E-06
		400-800	6,72E-07
		800-1600	6,46E-07
SC6	EI6	200-400	2,61E-08
		400-800	3,06E-08
		800-1600	3,04E-08
SC7	EI6	220-440	1,92E-06
		440-880	1,47E-06
		880-1760	1,26E-06
SC9	EI4	140-280	7,29E-09
		280-560	1,10E-08
		560-1120	1,02E-08
SC10	EI3	240-480	1,44E-08
		480-960	8,87E-09
		960-1920	1,04E-08
SC12	EI2	180-360	6,78E-09
		360-720	7,20E-09
		720-1440	5,01E-09

	SC1 EI5 à 8.4 m/T Sol 2c	SC2 EI6 à 9.4 m/T Sol 4
	Caractéristiques de compressibilité:	Caractéristiques de compressibilité:
	Contrainte au repos: $\sigma'_{vo} = 116$ kPa	Contrainte au repos: $\sigma'_{vo} = 80$ kPa
	Pression de préconsolidation: $\sigma'_p = 306$ kPa	Pression de préconsolidation: $\sigma'_p = 20$ kPa
	Pression de gonflement: $\sigma'_g = 35$ kPa	Pression de gonflement: $\sigma'_g = \backslash$
	Indice de compression: $C_c = 0,260$	Indice de compression: $C_c = 2,991$
	Indice de gonflement: $C_s = 0,083$	Indice de gonflement: $C_s = 0,750$
	Indice des vides e_0 : $e_0 = 0,691$	Indice des vides e_0 : $e_0 = 7,035$
Etat de consolidation	Sur consolidé	Sous consolidé
$c_c / (1 + e_0)$	0.15	>0.2*
Compressibilité	Moyennement compressible	Vase très compressible*

	SC4 EI7 à 11.0 m/T Sol 2b	SC5 EI4 à 9.5 m/T Sol 2b
	Caractéristiques de compressibilité:	Caractéristiques de compressibilité:
	Contrainte au repos: $\sigma'_{vo} = 157$ kPa	Contrainte au repos: $\sigma'_{vo} = 157$ kPa
	Pression de préconsolidation: $\sigma'_p = 49$ kPa	Pression de préconsolidation: $\sigma'_p = 53$ kPa
	Pression de gonflement: $\sigma'_g = \backslash$	Pression de gonflement: $\sigma'_g = \backslash$
	Indice de compression: $C_c = 0,059$	Indice de compression: $C_c = 0,083$
	Indice de gonflement: $C_s = 0,012$	Indice de gonflement: $C_s = 0,006$
	Indice des vides e_0 : $e_0 = 0,355$	Indice des vides e_0 : $e_0 = 0,365$
Etat de consolidation	Sous consolidé	Sous consolidé
$c_c / (1 + e_0)$	0.043	0.06
Compressibilité	Peu compressible	Moyennement compressible
	SC6 EI6 à 12.45 m/T Sol 2c	SC7 EI6 à 13.2 m/T Sol 2b

	<table border="1"> <tr> <td>Caractéristiques de compressibilité:</td> </tr> <tr> <td>Contrainte au repos: $\sigma'_{vo} = 165$ kPa</td> </tr> <tr> <td>Pression de préconsolidation: $\sigma'_p = 116$ kPa</td> </tr> <tr> <td>Pression de gonflement: $\sigma'_g = \backslash$</td> </tr> <tr> <td>Indice de compression: $C_c = 0,158$</td> </tr> <tr> <td>Indice de gonflement: $C_s = 0,015$</td> </tr> <tr> <td>Indice des vides e_0: $e_0 = 0,518$</td> </tr> </table>	Caractéristiques de compressibilité:	Contrainte au repos: $\sigma'_{vo} = 165$ kPa	Pression de préconsolidation: $\sigma'_p = 116$ kPa	Pression de gonflement: $\sigma'_g = \backslash$	Indice de compression: $C_c = 0,158$	Indice de gonflement: $C_s = 0,015$	Indice des vides e_0 : $e_0 = 0,518$	<table border="1"> <tr> <td>Caractéristiques de compressibilité:</td> </tr> <tr> <td>Contrainte au repos: $\sigma'_{vo} = 184$ kPa</td> </tr> <tr> <td>Pression de préconsolidation: $\sigma'_p = 132$ kPa</td> </tr> <tr> <td>Pression de gonflement: $\sigma'_g = \backslash$</td> </tr> <tr> <td>Indice de compression: $C_c = 0,091$</td> </tr> <tr> <td>Indice de gonflement: $C_s = 0,008$</td> </tr> <tr> <td>Indice des vides e_0: $e_0 = 0,440$</td> </tr> </table>	Caractéristiques de compressibilité:	Contrainte au repos: $\sigma'_{vo} = 184$ kPa	Pression de préconsolidation: $\sigma'_p = 132$ kPa	Pression de gonflement: $\sigma'_g = \backslash$	Indice de compression: $C_c = 0,091$	Indice de gonflement: $C_s = 0,008$	Indice des vides e_0 : $e_0 = 0,440$
Caractéristiques de compressibilité:																
Contrainte au repos: $\sigma'_{vo} = 165$ kPa																
Pression de préconsolidation: $\sigma'_p = 116$ kPa																
Pression de gonflement: $\sigma'_g = \backslash$																
Indice de compression: $C_c = 0,158$																
Indice de gonflement: $C_s = 0,015$																
Indice des vides e_0 : $e_0 = 0,518$																
Caractéristiques de compressibilité:																
Contrainte au repos: $\sigma'_{vo} = 184$ kPa																
Pression de préconsolidation: $\sigma'_p = 132$ kPa																
Pression de gonflement: $\sigma'_g = \backslash$																
Indice de compression: $C_c = 0,091$																
Indice de gonflement: $C_s = 0,008$																
Indice des vides e_0 : $e_0 = 0,440$																
Etat de consolidation	Sous consolidé	Sous consolidé														
$c_c / (1 + e_0)$	0.1	0.063														
Compressibilité	Moyennement compressible	Moyennement compressible														

	SC9 EI4 à 11.0 m/T Sol 4	SC10 EI3 à 9.9 m/T Sol 4
	Caractéristiques de compressibilité:	Caractéristiques de compressibilité:
	Contrainte au repos: $\sigma'_{vo} = 104$ kPa	Contrainte au repos: $\sigma'_{vo} = 88$ kPa
	Pression de préconsolidation: $\sigma'_p = 16$ kPa	Pression de préconsolidation: $\sigma'_p = 26$ kPa
	Pression de gonflement: $\sigma'_g = \backslash$	Pression de gonflement: $\sigma'_g = \backslash$
	Indice de compression: $C_c = 0,309$	Indice de compression: $C_c = 0,321$
	Indice de gonflement: $C_s = 0,036$	Indice de gonflement: $C_s = 0,059$
	Indice des vides e_0 : $e_0 = 1,033$	Indice des vides e_0 : $e_0 = 1,064$
Etat de consolidation	Sous consolidé	Sous consolidé
$c_c / (1 + e_0)$	>0.2*	>0.2*
Compressibilité	Très compressible*	Très compressible*

	SC12 EI2 à 11.5 m/T Sol 4
	Caractéristiques de compressibilité:
	Contrainte au repos: $\sigma'_{vo} = 68$ kPa
	Pression de préconsolidation: $\sigma'_p = 90$ kPa
	Pression de gonflement: $\sigma'_g = \backslash$
	Indice de compression: $C_c = 0,966$
	Indice de gonflement: $C_s = 0,147$
	Indice des vides e_0 : $e_0 = 1,868$
Etat de consolidation	Sur-consolidé
$c_c / (1 + e_0)$	>0.2*
Compressibilité	Très compressible*

* : Résultats ininterprétables, il s'agit des sols vaseux voire tourbe.

4.6.9 Mesure de coefficient de friabilité des sables NF P 18-576

Résultats\Echantillon	SC1	SC2	SC3	SC3	SC4
	EI7	EI3	EI3	EI5	EI1
Sol	2c	2a	2a	2b	2a
Coefficient moyenne de friabilité des sables FS (%)	96	18	21	15	21

Résultats\Echantillon	SC5	SC6	SC7	SC12
	EI2	EI4	EI2	EI4
Sol	2b	2c	2a	3a
Coefficient moyenne de friabilité des sables FS (%)	19	46	28	28

4.6.10 Détermination de la résistance à la fragmentation méthode LOS ANGELES NF EN 1097-2

- Sondage SC11 EI7 : 14.8 à 15.8 : Gneiss gris rosé : sol 3b

Coefficient Los Angeles LA			caractéristique de l'essai	
LA	masse sèche du refus à 1,6mm après essai (g)	masse sèche de l'échantillon (g)	classe granulaire (mm)	nombre de boulets
87	642	5002	10/14	11

4.6.11 Détermination de la résistance à l'usure NF EN 1097-1-Essia micro-Deval

Plus le coefficient de MDE est petit plus la résistance à l'usure est grande.

- Sondage SC11 EI8 17.3 à 17.9 m/T : Gneiss gris, rosé : sol 3b

coefficient MICRO-DEVAL (%) M _{DE}		
moyenne	essai 1	essai 2
49	50	48

- Sondage SC13 EI5 14.35 à 14.75 m/T : Gneiss gris, noir légèrement rougeâtre : sol 3b

coefficient MICRO-DEVAL (%)		
M_{DE}		
moyenne	essai 1	essai 2
18	18	19

- Sondage SC13 EI7 20.05 à 20.5 m/T : Gneiss gris, noir : sol 3b

coefficient MICRO-DEVAL (%)		
M_{DE}		
moyenne	essai 1	essai 2
39	40	37

4.6.12 Compression uniaxiale NF P 94-420

- Sondage SC11 EI8 18.1 à 18.3 m/T : Gneiss gris, rosé : sol 5

Résistance à la compression (MPa)	
charge (kN)	R_c
195,2	36,4

L'essai a durée 3 minutes 56 secondes.

La photo de rupture est présentée dans l'annexe A2.

- Sondage SC11 EI8 12.6 à 12.8 m/T : Gneiss gris noir légèrement rougeâtre : sol 3b

Résistance à la compression (MPa)	
charge (kN)	R_c
128,4	24,0

L'essai a durée 2 minutes 36 secondes.

- Sondage SC13 EI7 20.5 à 20.7 m/T : Gneiss gris noir: sol 3b

Résistance à la compression (MPa)	
charge (kN)	R_c
216,3	40,5

4.6.13 Résistance sous charge ponctuelle –essai FRANKILIN- Norme XP P 94-429 (Essai dans le sens longitudinal de l'éprouvette)

- Sondage SC11 EI8 17.9 à 18.1 m/T : Gneiss gris, rosé : sol 5

Indice de résistance (MPa)	
F _{max} (kN)	I_{s,D}
21,5	2,2

L'essai a duré 25sec. L'éprouvette a été fendue en deux.

- Sondage SC11 EI8 12.6 à 12.8 m/T : Gneiss gris noir légèrement rougeâtre : sol 3b

Indice de résistance (MPa)	
F _{max} (kN)	I_{s,D}
28,4	3,3

L'essai a duré 38sec. L'éprouvette a été fendue en deux.

4.6.14 Essais de perméabilité LEFRANC-LUGEON

Des essais de perméabilité de type LEFRANC ont été réalisés au droit des sondages carottés :

Sondage	Profondeurs de la poche (m/TN)	Sol	Nature de sol	Perméabilité (m/s)
SC1	7.0 à 8.0	Sol 2c	Argile grise à quelques graviers et parfois limoneux	6.6×10^{-6}
	9.0 à 10.0	Sol 2c	Argile grise à quelques graviers et parfois limoneux	*
	11.0 à 12.0	Sol 2b	Argile sableuse	4.4×10^{-6}
	14.0 à 15.0	Sol 2b	Argile sableuse	5.57×10^{-6}
SC4	11.0 à 12.0	Sol 2b	Sable Argileux	3.0×10^{-5}
SC7	8.6 à 10.4	Sol 2b	Blocs et cailloux calcaires à matrice argilo-sableuse	1.65×10^{-6}
	10.4 à 11.9	Sol 2b	Blocs et cailloux calcaires à matrice argilo-sableuse	2.8×10^{-6}
	13.4 à 14.9	Sol 2b	Blocs et graves calcaires, calcaire à matrice argilo-sableuse	*
	16.4 à 17.7	Sol 2b	Blocs et graves calcaires, calcaire à matrice argilo-sableuse	*
SC11	8.8 à 9.8	Sol 5	Pélite altérée	5.3×10^{-7}
	10.0 à 11.3			3.0×10^{-7}
SP14	12.0 à 13.0	Sol 4	Sable limoneux et vase	1.3×10^{-5}
	13.5 à 14.5	Sol 2b	Sable et blocs	2.6×10^{-5}
SP15	13.0 à 14.5	Sol 2b	Sable argileux	5.2×10^{-6}
	14.5 à 16.0	Sol 2b	Argile sableuse	5.2×10^{-6}
SP16	11.8 à 13.0	Sol 2b	Sable argileux	1.3×10^{-6}
	13.0 à 14.0	Sol 2b	Sable argileux	1.2×10^{-6}
SP17	12.0 à 13.0	Sol 6a	Blocs et sable argileux (calcaire altéré)	4.1×10^{-6}

(*) Essais non interprétables, non pris en compte.

Des essais de Lugeons ont été réalisés dans le sol 3b « Gneiss », au droit des sondages carottés :

Sondage	Profondeurs de la poche (m/TN)	Sol	Nature de sol	Nombre de Lugeons (l/min/m)
SC11	16.0 à 17.0	Sol 3b	Gneiss gris rosé	28.6
SC13	8.4 à 9.4	Sol 3b	Gneiss gris noir rosé +/- fracturé	3.3
	10.4 à 11.4			14.3
	12.4 à 13.4			2.1
	17.4 à 18.4			2.2

Les essais Lugeons caractérisent un gneiss globalement peu perméable avec des perméabilités équivalentes comprises entre 2×10^{-7} et 3×10^{-6} m/s. Toutefois, compte tenu du caractère ponctuel des essais, par sécurité pour les estimations de débit provisoire au droit des puits nous considérerons une perméabilité moyenne de 10^{-5} au stade G2PRO

4.6.15 Analyses d'agressivité EUROFINS -Sol

Les rapports d'analyse d'EUROFINS sont présentés dans l'annexe A2.

Les principaux résultats utiles pour l'étude géotechnique sont présentés dans les tableaux suivants, avec les classes d'agressivité conclus :

Résultats\Echantillon	SC1	SC2	SC3	SC4	SC5
	5.0 à 11.0 m/T	5.0 à 11.0 m/T	6.0 à 12.0 m/T	6.0 à 12.0 m/T	7.0 à 13.0 m/T
Sol	2a-2c	2a-4	2a-2b	2a-2c-2b	2b
Sulfates (SO ₄) (mg/l)	1500	1560	391	149	554
Classe d'agressivité selon NF EN 206	XA2	XA2	XA1	<XA1	XA1

Résultats\Echantillon	SC7	SC8	SC9	SC10	SC11	SC12
	9.4 à 12.9 m/T	7.8 à 8.8 m/T	7.7 à 13.7	8.0 à 13.7	8.75 à 12.75 m/T	10.2 à 15.7 m/T
Sol	2b	2a	4	4-5	5	4-3a
Sulfates (SO ₄) (mg/l)	111	121	1020	1770	187	1650
Classe d'agressivité selon NF EN 206	<XA1	<XA1	XA2	XA2	<XA1	XA2

4.6.16 Analyses d'agressivité EUROFINS -Eau

Des analyses environnementales d'agressivité d'eau souterraine vis-à-vis du béton ont été effectuées par EUROFINS au droit des sondages carottés, présentés ci-dessous avec les classes d'agressivités :

N° Echantillon		001	002	003	004	005	006
Référence client :		SC1	SC2	SC3	SC4	SC5	SC6
Matrice :		ESO	ESO	ESO	ESO	ESO	ESO
Date de prélèvement :		03/06/2021	02/06/2021	02/06/2021	02/06/2021	02/06/2021	02/06/2021
Date de début d'analyse :		04/06/2021	04/06/2021	04/06/2021	04/06/2021	04/06/2021	04/06/2021
Température de l'air de l'enceinte :		17.8°C	17.8°C	17.8°C	17.8°C	17.8°C	17.8°C
Préparation Physico-Chimique							
LS025 : Filtration 0.45 µm		Effectuée	Effectuée	Effectuée	Effectuée	Effectuée	Effectuée
Analyses immédiates							
LS001 : Mesure du pH							
pH	*	7.4	▲ # 7.4	▲ # 7.1	▲ # 7.4	▲ # 7.5	▲ # 7.2
Température de mesure du pH	°C	21.5	21.4	21.3	21.4	21.4	21.0
J1020 : Titre Alcalimétrique Complet (TAC)	* f	32.2	40.6	27.4	20.8	36.9	28.9
LS028 : Anhydride carbonique (CO2) agressif	mg/l	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Indices de pollution							
LS02L : Azote Nitrique / Nitrates (NO3)							
Nitrates	mg NO3/l	6.68	▲ # 1.13	▲ # 7.82	▲ # 21.2	▲ # 16.9	▲ # 21.3
Azote nitrique	mg N-NO3/l	1.51	▲ # 0.26	▲ # 1.77	▲ # 4.78	▲ # 3.82	▲ # 4.81
LS021 : Chlorures (Cl)	mg/l	67.2	237	40.5	27.4	446	27.3
LS02R : Ammonium	mg NH4/l	<0.05	▲ # 5.68	▲ # 0.32	▲ # 0.17	▲ # 0.20	▲ # 0.11
LS02Z : Sulfates (SO4)	mg/l	141	199	213	440	251	405
LSRDB : Classe d'agressivité selon NF EN 206		<XA1	<XA1	XA1	XA1	XA1	XA1
Métaux							
LS206 : Magnésium (Mg) dissous	mg/l	46.4	40.4	34.7	48.8	64.3	47.6
LS204 : Calcium (Ca) dissous	mg/l	128	158	170	236	90.6	232
LS207 : Potassium (K) dissous	mg/l	2.80	15.8	3.57	2.47	30.6	2.63
LS208 : Sodium (Na) dissous	mg/l	44.4	192	27.9	17.0	331	17.8

N° Echantillon		007	008	009	010	011	012
Référence client :		SC7	SC8	SC10	SC11	SC12	SC13
Matrice :		ESO	ESO	ESO	ESO	ESO	ESO
Date de prélèvement :		02/06/2021	02/06/2021	02/06/2021	02/06/2021	02/06/2021	02/06/2021
Date de début d'analyse :		04/06/2021	04/06/2021	04/06/2021	04/06/2021	04/06/2021	04/06/2021
Température de l'air de l'enceinte :		17.8°C	17.8°C	17.8°C	17.8°C	17.8°C	17.8°C
Préparation Physico-Chimique							
LS025 : Filtration 0.45 µm		Effectuée	Effectuée	Effectuée	Effectuée	Effectuée	Effectuée
Analyses immédiates							
LS001 : Mesure du pH							
pH	*	7.9	▲ # 8.1	▲ # 7.3	▲ # 7.8	▲ # 7.4	▲ # 7.4
Température de mesure du pH	°C	21.4	21.2	21.3	21.3	21.2	21.2
J1020 : Titre Alcalimétrique Complet (TAC)	* f	20.0	18.6	41.0	22.8	28.7	36.7
LS028 : Anhydride carbonique (CO2) agressif	mg/l	0.00	0.00	0.00	0.00	1.67	0.00
Indices de pollution							
LS02L : Azote Nitrique / Nitrates (NO3)							
Nitrates	mg NO3/l	1.55	▲ # 1.32	▲ # <1.00	▲ # 1.34	▲ # 1.07	▲ # 1.51
Azote nitrique	mg N-NO3/l	0.35	▲ # 0.30	▲ # <0.20	▲ # 0.30	▲ # 0.24	▲ # 0.34
LS021 : Chlorures (Cl)	mg/l	38.0	6.18	884	71.9	12500	5350
LS02R : Ammonium	mg NH4/l	0.19	▲ # 0.11	▲ # 5.60	▲ # 0.09	▲ # 1.63	▲ # 0.44
LS02Z : Sulfates (SO4)	mg/l	112	29.6	129	43.0	1960	792
LSRDB : Classe d'agressivité selon NF EN 206		<XA1	<XA1	<XA1	<XA1	XA3	XA2
Métaux							
LS206 : Magnésium (Mg) dissous	mg/l	17.3	8.19	67.6	14.1	1070	324
LS204 : Calcium (Ca) dissous	mg/l	96.0	72.3	136	63.0	216	180
LS207 : Potassium (K) dissous	mg/l	12.2	2.50	33.5	7.94	380	135
LS208 : Sodium (Na) dissous	mg/l	27.1	3.88	471	74.2	7240	2420

Résultats des analyses EUROFINS

Une classe XA3 a été déduite au droit du sondage SC12 et une classe XA2 a été déduite au droit du sondage SC13.

Les autres échantillons analysés des eaux souterraines sont de classe XA1 ou <XA1.

4.6.17 Analyse de dureté (XP 994-412) et abrasivité (NF P 94-430-1)

A notre demande, GEORESSOURCES a effectué des analyses de dureté et d'abrasivité sur les échantillons présentés sur le tableau ci-dessous avec les résultats :

Références (m/TN)	Dureté (D _{IN})			Abrasivité (A _{IN})		
SC7 EI4 « 11.60-11.70 »m -2b	28	32	29	06	0.4	Peu abrasif
SC11 EI5 « 11.50-11.60 »m-5	<5	6	11	1.1	1.3	Abrasif
SC11 EI7 « 15.70-15.80 »m-3b	18	18	19	2.1	2.4	Très Abrasif
SC13 EI4 « 12.80-12.95 »m-3b	>120	>120	110	2.3	2.6	Très Abrasif
SC13 EI5 « 14.65-14.75 »m-3b	>120	>120	>120	4.1	4.4	Extrêmement abrasif
SC13 EI6 « 16.15-16.25 »m-3b	>120	>120	>120	3.7	4.0	Très Abrasif
SC13 EI7 « 20.00-20.15 »m-3b	>120	>120	>120	4.0	4.3	Extrêmement abrasif

4.6.18 Caractérisation minéralogique par diffraction des rayons X

THIN SECTION LAB, à effectuer suite à notre demande une caractérisation minéralogique des échantillons au droit des sondages carottés par diffraction des rayons X.

Les résultats de la composition minérale des échantillons analysés sont présentés ci-après :

%	SC3 EI2	SC4 EI7	SC5 EI7	SC6 EI6	SC7 EI2	SC7 EI6	SC8 EI1	SC9 EI6	SC10 EI3
Quartz	79	44	20	52	32	3		46	27
Feldspath K	6	12	24	27	18			15	19
Plagioclase				3				2	
Muscovite	8	14	41	8	19			4	15
Illite		15	8						
Kaolinite		10	7						
Oxydes de fer	7	5		4	3				
Calcite				5	28	5	98	18	20
Ankérite				1		92	2		
Dolomite								15	19

Composition minérale des échantillons-diffraction des rayons X

D'autres échantillons de SC1, SC2, SC12 ont subi les mêmes identifications avec les résultats suivants :

- L'échantillon SC1-EI3 – 6.20 à 6.50 m est constitué dans l'ordre d'abondance décroissante de calcite, de quartz et de mica de type muscovite.

- L'échantillon SC2-EI3 – 7.55 à 7.60 m est constitué dans l'ordre d'abondance décroissante de quartz, de mica de type muscovite et de kaolinite. On note des traces possibles de titanomagnétite (<1%).
- L'échantillon SC12-EI2 – 11.40 à 11.50 m est constitué dans l'ordre d'abondance décroissante de quartz et de feldspaths potassiques de type orthoclase.
- L'échantillon SC12-EI4 – 13.40 à 13.50 m est constitué dans l'ordre d'abondance décroissante de quartz, de feldspaths potassiques de type orthoclase, de kaolinite (nacrite = polytype de la kaolinite). On note des traces potentielles d'oxyde de titane et de fer (titanomagnétite).

4.7 Contexte hydrogéologique

Les résultats de suivi piézométrique jusqu'à 17/12/2021, sont présentés sur les tableaux suivants :

NIVEAU NGF					
n° ordre relevé	date relevé	niveau eau NGF (m)			
		SC1	SC2	SC3	SC4
0	12-mai-21	0,75	1,28	0,57	0,72
1	31-mai-21	0,70	1,03	0,37	0,52
2	19-juil-21	0,75	1,23	0,57	0,52
3	05-août-21	0,75	1,23	0,57	0,52
4	06-sept-21	0,70	1,13	0,42	0,42
5	06-oct-21	0,75	1,28	0,62	0,72
6	17-nov-21	0,75	1,18	0,62	0,72
7	17-déc-21	0,80	1,23	0,67	0,57

NIVEAU NGF					
n° ordre relevé	date relevé	niveau eau NGF (m)			
		SC5	SC6	SC7	SC8
0	12-mai-21	-0,26	0,78	0,78	0,41
1	31-mai-21	-0,31	0,58	0,48	0,41
2	19-juil-21	-0,11	0,78	0,78	0,41
3	05-août-21	-0,11	0,78	0,78	0,41
4	06-sept-21	0,04	bouché à 0,78m	-	0,51
5	06-oct-21	0,34	bouché à 0,78m	0,53	0,51
6	17-nov-21	0,39	bouché à 0,78m	0,48	0,36
7	17-déc-21	0,39	#VALEUR!	0,48	0,51

NIVEAU NGF					
n° ordre relevé	date relevé	niveau eau NGF (m)			
		SC10	SC11	SC12	SC13
0	12-mai-21	0,27	0,27	0,20	0,24
1	31-mai-21	0,27	0,27	0,15	1,69
2	19-juil-21	0,22	0,37	0,15	0,24
3	05-août-21	0,27	0,37	0,15	0,29
4	06-sept-21	0,32	0,32	0,10	0,24
5	06-oct-21	0,37	0,37	0,20	0,29
6	17-nov-21	0,42	0,42	0,25	0,34
7	17-déc-21	0,37	Rebouché	0,25	0,19

PROFONDEURS				
n° ordre relevé	date relevé	niveau eau (m) par rapport au sol		
		SP14	SP17	
0	03-déc-21			
1	17-déc-21	3,10	2,60	

Suivi piézométrique jusqu'à 17 décembre 2021-extrait [R01]

Le tableau suivant récapitule les niveaux les plus hauts mesurés au droit de chaque sondage :

Sondage	Tête de sondage (m NGF)	Niveau d'eau (m/T)	Niveau d'eau (m NGF)
SC1	4.15	3.35	+ 0.8
SC2	3.73	2.45	+ 1.28
SC3	3.82	3.15	+ 0.67
SC4	3.72	3.0	+ 0.72
SC5	3.79	3.45	+ 0.39
SC6	3.88	3.1	+ 0.78
SC7	3.88	3.1	+ 0.78
SC8	3.21	2.7	+ 0.51
SC10	1.97	1.55	+ 0.42
SC11	2.27	1.85	+ 0.42
SC12	1.25	1.0	+ 0.25
SC13	4.39	2.7	+ 1.69
SP14	3.14	3.1	+ 0.04
SP17	3.72	2.6	+ 1.12

Les niveaux d'eau relevés sont ponctuels et correspondent vraisemblablement à ceux d'une nappe en relation hydraulique avec la mer, et ne constituent pas forcément des niveaux maximum.

En effet, ces niveaux peuvent probablement remonter, pendant et après des épisodes pluvieux intenses et/ou prolongés par exemple ou suivant les saisons, et en fonction du régime des marées et tempêtes.

A ce stade, compte tenu des données disponibles, nous considérerons un niveau EC=EH à -1 m/TN pour l'ensemble des ouvrages et un niveau EE à -0.5 m/TN.

Seule l'exploitation d'un suivi des piézomètres en continu permettrait à terme une optimisation des niveaux d'eau souterraine caractéristiques au sens des Eurocodes.

La présente étude n'aborde pas le problème de l'inondabilité/submersibilité du site et de l'influence des marées, des effets dynamiques de la houle et/ou des coups de mer, qui n'entre pas dans le cadre de la mission d'ERG.

4.8 Contexte sismique

D'après le zonage sismique de la France de 2011, la commune de CANNES est classée en zone de sismicité 3 (très faible).

Selon l'arrêté du 22 octobre 2010 relatif à la classification et aux règles de construction parasismique applicables aux bâtiments de la classe dite « à risque normal », les principales données parasismiques figurent dans le tableau suivant :

Zone de sismicité cantonale	3 – très faible
Accélération maximale de référence au niveau d'un sol de type rocheux a_{gr} (m/s ²)	1.1
Catégorie d'importance de l'ouvrage*	I
Coefficient d'importance γ_I	0.8
Classe de sol**	A à B
Paramètre de sol S	1.0 à 1.35

*: catégorie d'importance à valider par le maître d'œuvre,

** : classe de sol estimée à partir des investigations géotechniques réalisées.

Pour un ouvrage de catégorie I, en zone 3, le cas sismique n'est pas considéré.

4.9 Liquéfaction des sols

Compte tenu du contexte géologique et hydrogéologique, le risque de liquéfaction des sols ne peut être totalement exclu. Toutefois, compte tenu de la nature des ouvrages, il est très limité.

5 MODELES GEOTECHNIQUES

5.1 Modèle par ouvrage de soutènement (Puits/Piquages)

Les valeurs issues de l'interprétation des investigations réalisées in-situ dans le cadre de cette étude sont synthétisées dans les tableaux suivants.

Un modèle géotechnique spécifique a été accordé à chaque puits et piquages, selon les sondages à côté.

- **Modèle Géotechnique 1 : Puits d'attaque de la Roseraie :**

Le modèle Géotechnique au droit du puits de la Roseraie a été déterminé d'après les sondages SC1 et SP1 :

	Couche	Profondeur de la base couche	γ (kN/m ³)	P_{le} (MPa)	E_M (MPa)	c' (kPa)	ϕ' (°)	α	Perméabilité k (m/s)
1	Remblais	0.5 m/T + 3.64 m NGF	18/19	0.5	5.0	0	25	1/2	-
2a	Sable grossier à graviers	6.0 m/T - 1.68 m NGF	19/20	0.8	7.5	3	35	1/3	10 ⁻³
2c	Limon sableux	10.5 m/T - 6.36 m NGF	19/20	1.5	15	4	25.0	1/2	10 ⁻⁴
2b	Argile sableuse	>19.0 m/T < - 14.86 m NGF	20/22	3.0	25	4	33.0	1/2	5x10 ⁻⁵

Caractéristiques géotechniques retenues-Modèle 1

- **Modèle Géotechnique 2 : Puits square de Reynaldo Hahn:**

Le modèle Géotechnique au droit du puits de Reynaldo Hahn a été déterminé d'après les sondages SC7 et SP7 :

	Couche	Profondeur de la base couche	γ (kN/m ³)	P_{le} (MPa)	E_M (MPa)	c' (kPa)	ϕ' (°)	α	Perméabilité k (m/s)
1	Remblais	2.6 m/T + 1.28 m NGF	18/19	0.3	10	0	25	1/2	-
2a	Sable grossier à graviers	7.2 m/T - 3.32 m NGF	19/20	0.5	4	3	35	1/3	10 ⁻³
2b	Argile sableuse	> 20.0 m/T < - 16.12 m NGF	20/22	3.0	25	4	33	1/2	5x10 ⁻⁵

Caractéristiques géotechniques retenues-Modèle 2

• **Modèle Géotechnique 3 : Puits gare routière:**

Le modèle Géotechnique au droit du puits de la gare routière a été déterminé d'après les sondages SC11 et SP11 :

	Couche	Profondeur de la base couche	γ (kN/m ³)	P_{le} (MPa)	E_M (MPa)	c' (kPa)	ϕ' (°)	α	Perméabilité k (m/s)
2a	Sable grossier à graviers	4.4 m/T - 2.13 m NGF	19/20	2.0	40	3.0	35	1/3	10 ⁻³
5	Pélite altérée	13.0 m/T -10.3 m NGF	20/22	3.3	45	9.0	27	1/2	5x10 ⁻⁷
3b	Gneiss	> 22.0 m/T < - 19.73 m NGF	20/22	5.0	150	15.0	35	1/2	10 ⁻⁵

Caractéristiques géotechniques retenues-Modèle 3

• **Modèle Géotechnique 4 : Puits d'attaque et ouvrage amont Saint Pierre:**

Le modèle Géotechnique au droit du puits de Saint Pierre a été déterminé d'après les sondages SC13 et SP13 :

	Couche	Profondeur de la base couche	γ (kN/m ³)	P_{le} (MPa)	E_M (MPa)	c' (kPa)	ϕ' (°)	α	Perméabilité k (m/s)
1	Remblais	3.2 m/T + 1.19 m NGF	18/19	1.3	15	0	25	1/2	-
2a	Sable grossier à graviers	6.8 m/T - 2.41 m NGF	19/20	2.0	40	3	35	1/3	10 ⁻³
3b	Gneiss	> 25.0 m/T < - 20.61 m NGF	20/22	5.0	150	15	35	1/2	10 ⁻⁵

Caractéristiques géotechniques retenues-Modèle 4

• **Modèle Géotechnique 5 : Puits de sortie Canada**

Le modèle Géotechnique au droit du puits de Canada a été déterminé d'après le sondage SP15 :

	Couche	Profondeur de la base couche	γ (kN/m ³)	P_{le} (MPa)	E_M (MPa)	c' (kPa)	ϕ' (°)	α	Perméabilité k (m/s)
1	Remblais	1.2 m/T + 2.54 m NGF	18/19	1.0	5.0	0	25	1/2	-
2a	Sable à galets	5.3 m/T - 1.56 m NGF	19/20	0.25	3.5	3	35	1/2	10 ⁻³
2b	Sable argileux/Argile sableuse	> 20.0 m/T < - 16.26 m NGF	20/22	1.8	10.0	4	33	1/2	5x10 ⁻⁵

Caractéristiques géotechniques retenues-Modèle 5

• **Modèle Géotechnique 6 : Ouvrage d'accès Vallons de Châtaignier**

Le modèle Géotechnique au droit de l'ouvrage d'accès Vallons de Châtaignier a été déterminé d'après le sondage SP17 :

	Couche	Profondeur de la base couche	γ (kN/m ³)	P_{le} (MPa)	E_M (MPa)	c' (kPa)	ϕ' (°)	α	Perméabilité k (m/s)
1	Remblais	2.8 m/T + 0.34 m NGF	18/19	1.0	15.0	0	25	1/2	-
2a	Sable et blocs	11.5 m/T - 8.36m NGF	19/20	2.5	25	3	35	1/3	10 ⁻³
6a	Calcaire altéré	16.0 m/T - 12.86 m NGF	21/22	2.0	15.0	5	28	1/2	10 ⁻⁴
6b	Calcaire dolomitique	>20.0 m/T <-16.86 m NGF	22/23	4.8	45.0	10	35	1/2	10 ⁻⁵

Caractéristiques géotechniques retenues-Modèle 6

• **Modèle Géotechnique 7 : Ouvrage d'accès Vallons de la Foux**

Le modèle Géotechnique au droit de l'ouvrage d'accès vallon de la Foux a été déterminé d'après le sondage SP16 :

	Couche	Profondeur de la base couche	γ (kN/m ³)	P_{le} (MPa)	E_M (MPa)	c' (kPa)	ϕ' (°)	α	Perméabilité k (m/s)
1	Remblais	1.0 m/T + 2.96 m NGF	18/19	0.8	3.5	0	25	1/2	-
2b	Sable argileux/Argile sableuse	> 20.0 m/T < - 16.04 m NGF	20/22	1.3	8.0	4	33	1/2	5x10 ⁻⁵

Caractéristiques géotechniques retenues-Modèle 7

• **Modèle Géotechnique 8 : Ouvrage d'accès Vallons des gabres-Henri IV**

Le modèle Géotechnique au droit de l'ouvrage d'accès vallon des gabres a été déterminé d'après le sondage SP14 :

	Couche	Profondeur de la base couche	γ (kN/m ³)	P_{le} (MPa)	E_M (MPa)	c' (kPa)	ϕ' (°)	α	Perméabilité k (m/s)
1	Remblais	1.0 m/T + 2.72 m NGF	18/19	1.0	15.0	0	25	1/2	-
2a	Sable et blocs	6.5 m/T - 2.78 m NGF	19/20	2.5	25	3	35	1/3	10 ⁻³
4	Sable limoneux et vasard	13.2 m/T - 9.48 m NGF	16/18	0.4	5.0	0	15	1	10 ⁻⁴
6a	Calcaire altéré	15.0 m/T - 11.28 m NGF	21/22	1.4	7.0	5	28	1/2	10 ⁻⁴
6b	Calcaire dolomitique	>20.0 m/T <-16.28 m NGF	22/23	4.8	45.0	10	35	1/2	10 ⁻⁵

Caractéristiques géotechniques retenues-Modèle 8

Paramètres généraux des sols

- γ poids volumique
- P_i^* pression limite moyenne obtenue à partir d'essais pressiométriques
- E_M module pressiométrique moyen obtenu à partir d'essais pressiométriques
- α coefficient rhéologique
- c' cohésion effective
- ϕ' angle de frottement effectif

Commentaire : Les paramètres de sols (γ , c' , ϕ') ont été estimés à partir des essais en laboratoire et des résultats des essais pressiométriques (à l'aide de corrélations), de notre retour d'expérience sur le secteur de la description des faciès ainsi qu'avec nos observations sur site.

5.2 Modèle Géotechnique pour la modélisation d'interaction (PLAXIS)

Les modèles géotechniques suivants sont utilisés pour la modélisation de l'interaction de passage du microtunnelier sous des ouvrages existants et pour des sections courantes sous le boulevard de la croisette avec le logiciel PLAXIS.

- **Modèle Géotechnique 9 : passage sous Tunnel Mariott**

Le modèle Géotechnique au droit du tunnel Mariott a été déterminé d'après les sondages SC5, SD5, SP6 (pressiomètre le plus défavorable à proximité) :

	Couche	Profondeur de la base couche	γ (kN/m ³)	P_{ie} (MPa)	E_M (MPa)	E_y (MPa)	E_{oed} (MPa)	c' (kPa)	ϕ' (°)	α
1	Remblais	1.5 m/T + 2.28 m NGF	18/19	0.5	5	7.4	10.0	0	25	1/2
2a	Sable à galets	6.0 m/T - 2.22 m NGF	19/20	1.0	14.0	31.0	42	3	35	1/3
2b	Sable argileux/Argile sableuse	> 16.0 m/T < - 12.22 m NGF	20/22	1.2	13.0	19.24	26	4	25	1/2

Caractéristiques géotechniques retenues-Modèle 9

- **Modèle Géotechnique 10 : passage sous Tunnel Miramar**

Le modèle Géotechnique au droit du tunnel Miramar a été déterminé d'après les sondages SC3 et SP3 :

	Couche	Profondeur de la base couche	γ (kN/m ³)	P_{ie} (MPa)	E_M (MPa)	E_y (MPa)	E_{oed} (MPa)	c' (kPa)	ϕ' (°)	α
1	Remblais	1.6 m/T + 2.28 m NGF	18/19	0.5	5	7.4	10.0	0	25	1/2
2a	Sable à galets	9.0 m/T - 5.12 m NGF	19/20	0.7	7	15.5	21	3	35	1/3
2b	Sable argileux/Argile sableuse	> 16.0 m/T < - 12.22 m NGF	20/22	3.5	15	22.2	30	4	33	1/2

Caractéristiques géotechniques retenues-Modèle 10

- **Modèle Géotechnique 11 : Section courante à côté de l'ouvrage du vallon des Gabres**

Le modèle Géotechnique au droit de cette section courante a été déterminé d'après le sondage SP14 :

	Couche	Profondeur de la base couche	γ (kN/m ³)	P_{le} (MPa)	E_M (MPa)	E_y (MPa)	E_{oed} (MPa)	ϕ' (°)	α
1	Remblais	1.0 m/T + 2.72 m NGF	18/19	1.0	15.0	22.2	30	25	1/2
2a	Sable et blocs	6.5 m/T - 2.78 m NGF	19/20	2.5	25	37	50	35	1/3
4	Sable limoneux et vasard	13.2 m/T - 9.48 m NGF	16/18	0.4	5.0	3.7	5	15	1
6a	Calcaire altéré	15.0 m/T - 11.28 m NGF	21/22	1.4	7.0	10.3	14	28	1/2
6b	Calcaire dolomitique	>20.0 m/T <-16.28 m NGF	22/23	4.8	45.0	66.6	90	35	1/2

Caractéristiques géotechniques retenues-Modèle 11

- **Modèle Géotechnique 12 : Section courante à côté du puits de Reynaldo Hahn:**

Le modèle Géotechnique au droit de cette section courante a été déterminé d'après les sondages SC7 et SP7 :

	Couche	Profondeur de la base couche	γ (kN/m ³)	P_{le} (MPa)	E_M (MPa)	E_y (MPa)	E_{oed} (MPa)	c' (kPa)	ϕ' (°)	α
1	Remblais	2.6 m/T + 1.28 m NGF	18/19	0.3	10	14.8	20	0	25	1/2
2a	Sable grossier à graviers	7.2 m/T - 3.32 m NGF	19/20	0.5	4	8.8	12	3	35	1/3
2b	Argile sableuse	> 20.0 m/T < - 16.12 m NGF	20/22	3.0	25	37	50	4	33	1/2

Caractéristiques géotechniques retenues-Modèle 12

• **Modèle Géotechnique 13 : Section courante à côté du puits d'attaque la Roseraie :**

Le modèle Géotechnique au droit de cette section courante a été déterminé d'après les sondages SC1 et SP1 :

	Couche	Profondeur de la base couche	γ (kN/m ³)	P_{le} (MPa)	E_M (MPa)	E_y (MPa)	E_{oed} (MPa)	c' (kPa)	ϕ' (°)	α
1	Remblais	0.5 m/T + 3.64 m NGF	18/19	0.5	5.0	7.4	10	0	25	1/2
2a	Sable grossier à graviers	6.0 m/T - 1.68 m NGF	19/20	0.8	7.5	16.65	22.5	3	35	1/3
2c	Limon sableux	10.5 m/T - 6.36 m NGF	19/20	1.5	15	22.2	30	4	25.0	1/2
2b	Argile sableuse	>19.0 m/T < - 14.86 m NGF	20/22	3.0	25	37	50	4	33.0	1/2

Caractéristiques géotechniques retenues-Modèle 13

γ : poids volumique

P_{le} : pression limite moyenne obtenue à partir d'essais pressiométriques

E_M : module pressiométrique moyen obtenu à partir d'essais pressiométriques

α : coefficient rhéologique

c' : cohésion effective

ϕ' : angle de frottement effectif

E_{oed} : module œdométrique

E_y : module d'Young

Commentaires :

Le module E_{oed} , est obtenu par la relation : $E_{oed} = E_M / \alpha$.

Le module E_y est obtenu par la relation : $E_y = 0.74 E_M / \alpha$ en considérant un coefficient de Poisson de 0.3 dans les sols en place.

Les caractéristiques des sols sont considérées comme homogènes au sein de chaque formation sous l'ensemble du projet de traversée.

6 PUIS ET PIQUAGES - SOUTÈNEMENT PAR PIEUX SÉCANTS

6.1 Présentation de la solution paroi de pieux sécants

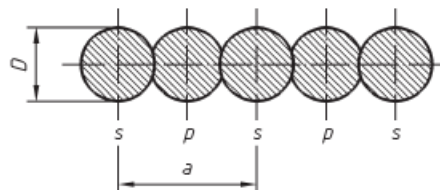
D'après [R11], et compte tenu du contexte géotechnique et de la présence d'une nappe à faible profondeur, il est envisagé des ouvrages de soutènement pseudo-étanches, de type paroi de pieux sécants.

D'autres types d'écrans continus et pseudo-étanches pourront être éventuellement proposés par les Entreprises, sous réserve d'apporter toutes les justifications nécessaires et de bien tenir compte du caractère raide à très raide des calcaires altérés ou dolomitiques, pélites gréseuses et des gneiss.

La formation d'ancrage des pieux sera constituée soit de gneiss raide (sol 3b) et de calcaire dolomitique (sol 6b) ou de sable argileux de bonne compacité (sol 2b). Ainsi, l'Entreprise devra adapter, dès sa réponse à l'appel d'offre, la technique de pieux afin de s'affranchir de refus prématuré

Nous avons des parois composées :

- De pieux secondaires (s) en béton armé en alternance avec des pieux primaires (p) de mortier non armé.
- De certains pieux avec des armatures en fibre de verre dans la zone d'entrée et de sortie du microtunnelier :



Paroi de pieux sécants

La paroi de pieux sécants envisagée sera constituée de pieux de \varnothing 800 mm pour les puits et de \varnothing 600 mm pour les piquages (ouvrages d'accès aux vallons).

A ce stade, pour les puits (\varnothing 800 mm) nous considérons un recouvrement de 25 cm avec un espacement entre pieux secondaires (armés) de 1,1 m. Pour les piquages (\varnothing 600 mm) nous considérons un recouvrement de 25 cm avec un espacement entre pieux secondaires (armés) de 0.7 m.

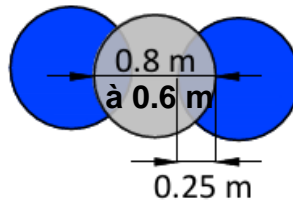
Ces recouvrements sont valables en considérant une déviation maximale de 0.5%.

Les pieux secondaires seront armés de cages d'armatures qui devront être dimensionnées en phase d'exécution. Le ferrailage devra permettre de reprendre les efforts de poussée des terres et les poussées hydrostatiques et poussées du massif de réaction du microtunnelier.

La paroi de pieux sécants est assimilée à un écran continu uniforme d'inertie équivalente $le=lp/a$ (inertie des pieux primaires non prise en compte).

Les longueurs des pieux primaires et secondaires pourront être ajustées selon le dimensionnement des fiches mécaniques (pieux secondaires) et hydrauliques (pieux primaires et secondaires).

Un schéma de l'ouvrage étudié est présenté à la page suivante :



Détails sur pieux sécants

Le diamètre et la longueur des pieux ainsi que leur maillage seront adaptés à la suite de l'étude d'exécution spécifique. Des solutions variantes (diamètre de pieux différents, paroi moulée...) pourront être proposées puis réalisées sous réserve que toutes les justifications dimensionnelles soient apportées et en accord avec le projet (solutions palplanches et soutènement discontinus à proscrire au regard du contexte géotechnique et/ou des ouvrages projetés).

Le ferrailage des pieux devra être réalisé lors de la mission G3 conformément aux dispositions constructives des Eurocodes 2. L'enrobage minimal de 7 cm et l'espacement entre les barres HA devront être assurés.

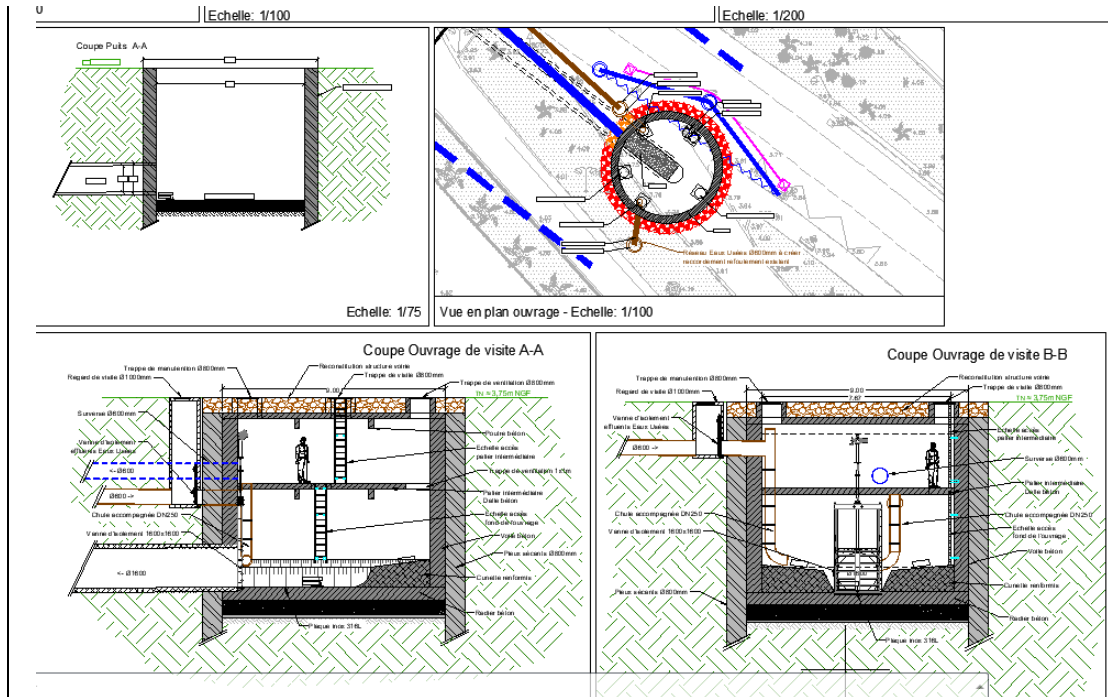
Le phasage de réalisation des travaux que nous envisageons sera le suivant :

- Pré-terrassements pour la mise en place de l'atelier,
- Réalisation de la murette guide,
- Foration à la verticale des pieux primaires (p) mortiers,
- Foration à la verticale des pieux secondaires (s) et mise en place armatures noyées dans le béton des pieux,
- Réalisation d'une poutre de couronnement en tête de paroi solidarissant l'ensemble des pieux,
- Terrassements, avec rabattement provisoire de la nappe sous le fond de fouille de la plateforme terrassée,
- Réalisation de l'infrastructure du puits (radier, voile de reprise, cuvelage, poteaux éventuels, dalle haute,...),
- Arrêt du rabattement de nappe.

6.2 Coupes modélisées

Les coupes des puits/piquages sont présentées ci-dessous :

- **Coupe 1 : puits de la Roseraie (puits d'attaque)**

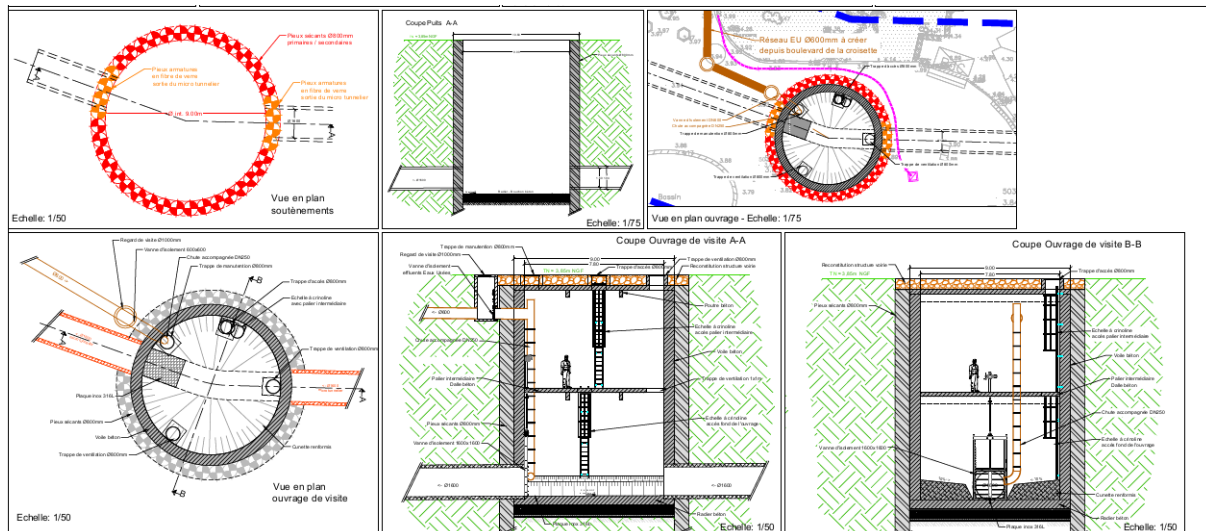


Coupe, plan et détails de puits de la roseraie-extrait [R11]

Les principales caractéristiques géométriques considérées au droit de la coupe 1 d'après [R11]

	Coupe 1 : puits de la Roseraie
Niveau TN avant travaux	+3.75 m NGF
Niveau d'eau EC	+2.75 m NGF
Niveau TN fini extérieur	+3.75 m NGF
Niveau arase supérieur du Radier	- 4.46 m NGF
Fond de fouille (par hypothèse) - FF	- 5.16 m NGF
Hauteur totale de soutènement	8.91 m

• **Coupe 2 : puits du Reynaldo Hahn (puits d'attaque)**

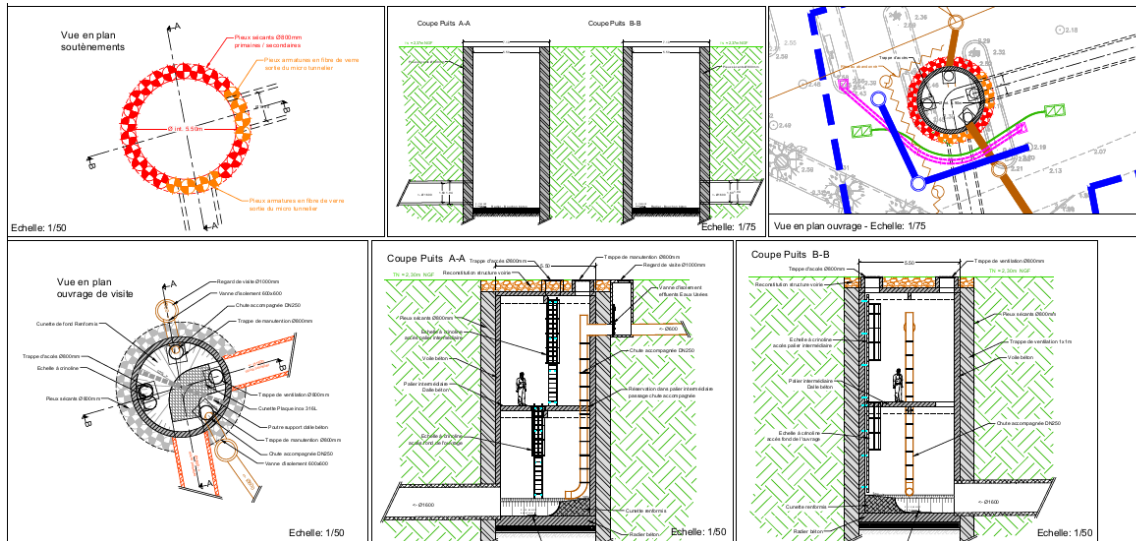


Coupe, plan et détails de puit de Reynaldo Hahn-extrait [R11]

Les principales caractéristiques géométriques considérées au droit de la coupe 2 d'après [R11]

	Coupe 2 : puits du Reynaldo Hahn
Niveau TN avant travaux	+3.85 m NGF
Niveau d'eau EC	+ 2.85 m NGF
Niveau TN fini extérieur	+3.85 m NGF
Niveau arase supérieur du Radier	- 8.34 m NGF
Fond de fouille (par hypothèse) - FF	- 9.04 m NGF
Hauteur totale de soutènement	12.89 m

● **Coupe 3 : puits de la Gare routière**

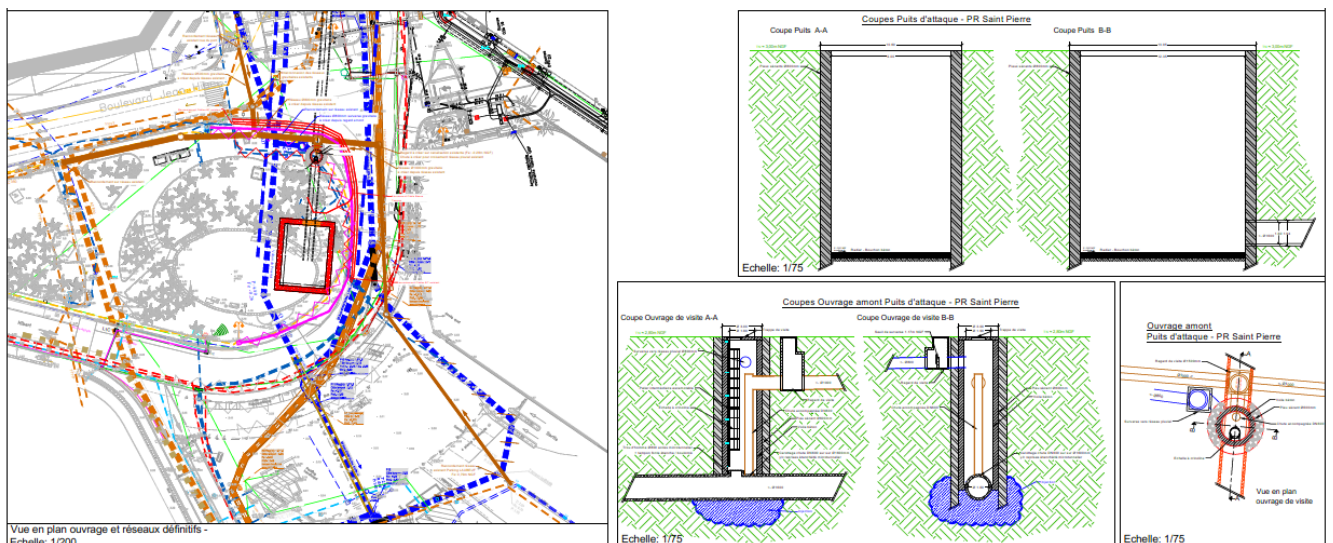


Coupe, plan et détails de puits de la gare routière-extrait [R11]

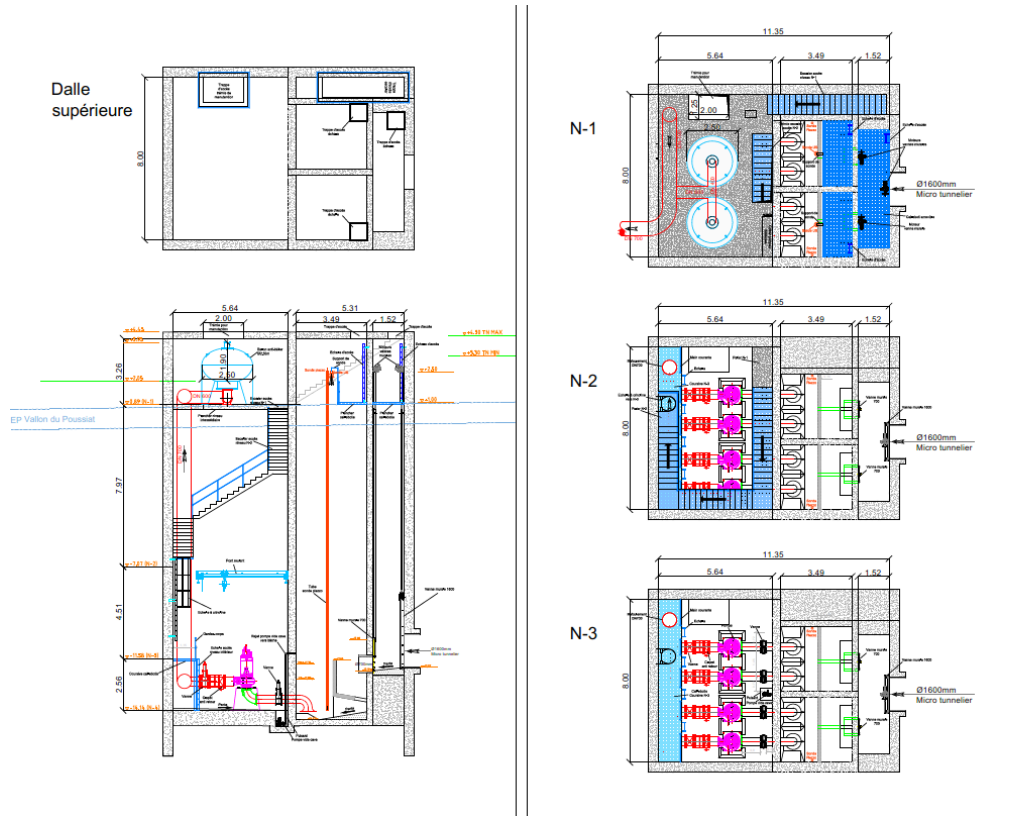
Les principales caractéristiques géométriques considérées au droit de la coupe 2 d'après [R11] :

	Coupe 3 : puits Gare routière
Niveau TN avant travaux	+ 2.37 m NGF
Niveau d'eau EC	+ 1.37 m NGF
Niveau TN fini extérieur	+2.37 m NGF
Niveau arase supérieur du Radier	-11.02 m NGF
Fond de fouille (par hypothèse) - FF	- 11.72 m NGF
Hauteur totale de soutènement	14.09 m

● **Coupe 4/5 : puits d'attaque et ouvrage amont St-Pierre**



Puits de St-Pierre phase Provisoire et ouvrage d'accès St-Pierre -extrait [R11]

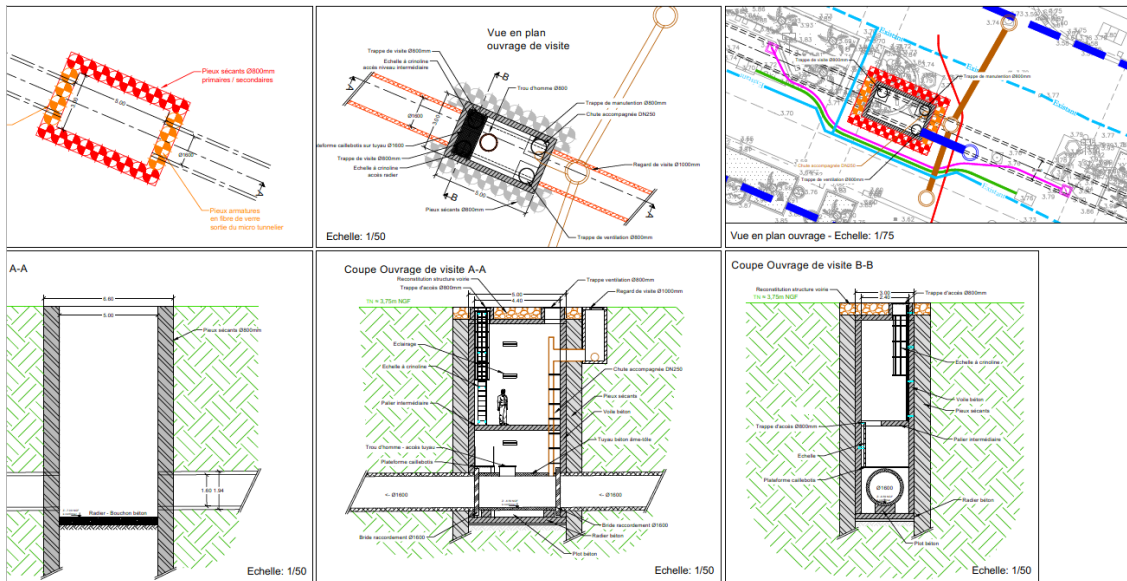


Plans et coupes puits St-pierre en phase définitive-extrait [R12]

Les niveaux du puits St-Pierre indiqués dans les plans/coupes de détails [R12] ne sont pas conformes aux niveaux fournis sur le profil en long et les coupes [R11] les plus récentes. Nous considérons dans la présente étude les niveaux fournis les plus récents [R11] :

	Coupe 4 : puits St-Pierre	Coupe 5 : Ouvrage d'accès St-Pierre
Niveau TN	+ 3.0 m NGF	+2.8 m NGF
Niveau d'eau EC	+ 2.0 m NGF	+ 1.8 m NGF
Niveau TN fini extérieur	+ 3.0 m NGF	+2.8 m NGF
Niveau arase supérieur du Radier	- 12.01 m NGF	-11.45 m NGF
Fond de fouille (par hypothèse) - FF	- 12.71 m NGF	- 12.15 m NGF
Hauteur totale de soutènement	15.1 m	14.95 m

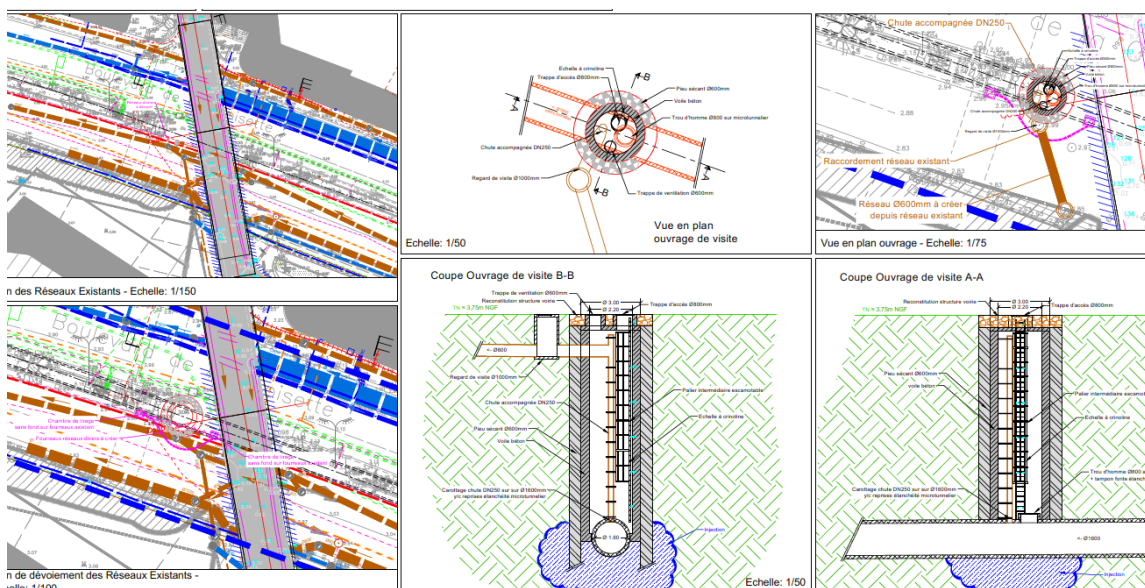
Coupe 6 : puits de sortie canada



Puits de sortie Canada -extrait [R11]

Coupe 6 : puits Canada	
Niveau TN	+ 3.75 m NGF
Niveau d'eau EC	+ 2.75 m NGF
Niveau arase supérieur du Radier	- 6.59 m NGF
Fond de fouille (par hypothèse) - FF	- 7.29 m NGF
Hauteur totale de soutènement	11.04 m

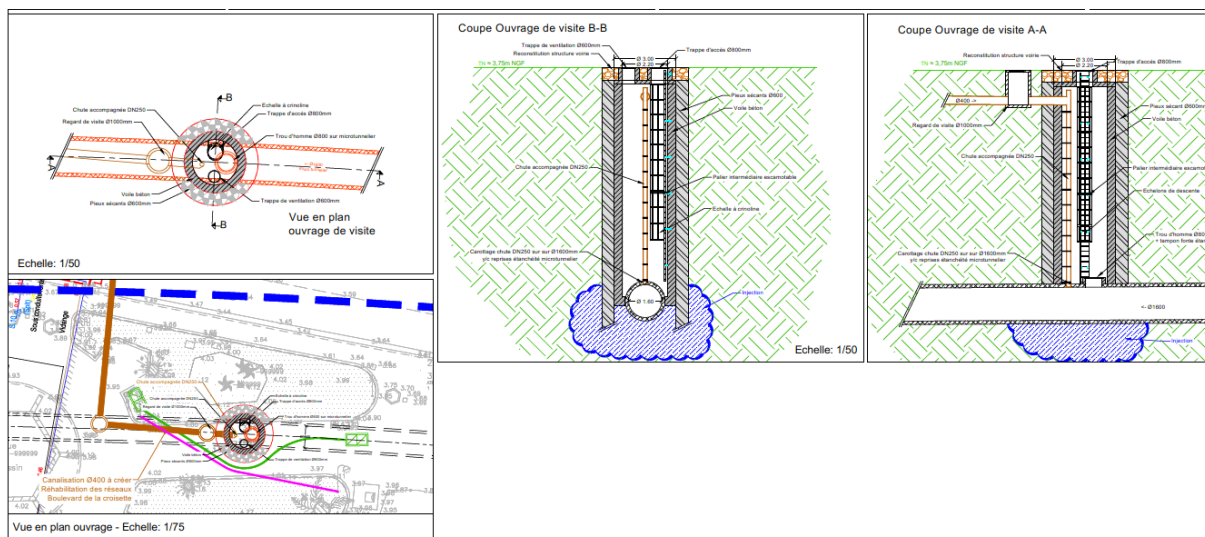
Coupe 7 : Ouvrage d'accès : Vallon du Châtaigner



Ouvrage d'accès Vallon de Châtaigner-extrait [R11]

Coupe 7 : Vallon du Châtaigner	
Niveau TN	+ 3.75 m NGF
Niveau d'eau EC	+ 2.75 m NGF
Niveau arase supérieur du Radier	- 8.99 m NGF
Fond de fouille (par hypothèse) - FF	- 9.69 m NGF
Hauteur totale de soutènement	13.44 m

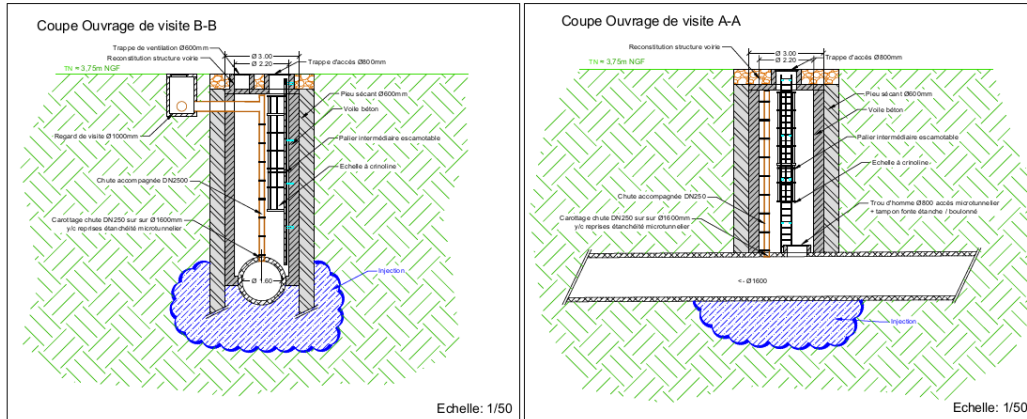
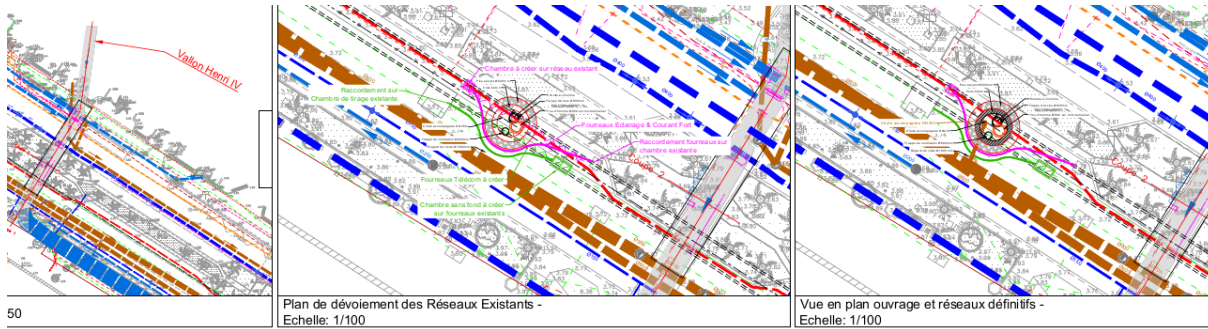
Coupe 8 : Ouvrage d'accès : Vallon de la Foux



Ouvrage d'accès Vallon de la Foux-extrait [R11]

Coupe 8 : Vallon de la Foux	
Niveau TN	+ 3.75 m NGF
Niveau d'eau EC	+ 2.75 m NGF
Niveau arase supérieur du Radier	-8.15 m NGF
Fond de fouille (par hypothèse) - FF	-8.85 m NGF
Hauteur totale de soutènement	12.6 m

Coupe 9: Ouvrage d'accès : Vallon des Gabres



Ouvrage d'accès Vallon de la Foux-extrait [R11]

Coupe 9 : Vallon des Gabres	
Niveau TN	+ 3.75 m NGF
Niveau d'eau EC	+ 2.75 m NGF
Hauteur	9.5 m
Niveau arase supérieur du Radier	-5.33 m NGF
Fond de fouille (par hypothèse) - FF	- 6.03 m NGF
Hauteur totale de soutènement	9.78 m

Notons qu'on a considéré par hypothèse un radier de 40 cm sur un bouchon de béton de 30 cm, à confirmer en phase en G3.

Le bouchon de béton a pour intérêt de garder le fond de forme du radier étanche.

6.3 Justification de l'écran de soutènement

La vérification de la stabilité du soutènement a été réalisée selon l'EUROCODE 7 et la norme NF P 94-282.

L'approche de calcul 2 est appliquée pour vérifier les ELU STR et GEO. Elle consiste à appliquer les facteurs de sécurité partiels A1, M1 et R2 aux actions ou à leurs effets et aux résistances.

Les modèles de calcul MEL (Modèle d'Equilibre Limite, justification du défaut de butée) et MISS (Modèle interaction Sol – Structure) sont nécessaires pour dimensionner la paroi. Le modèle MEL s'applique aux écrans non ancrés. Le modèle MISS s'applique dans tous les autres cas.

Les vérifications à réaliser sont les suivantes :

		Phase provisoire	Phase exploitation
ELU	Approche 2 GEO STR	Défaut de butée	Défaut de butée Effort planchers
ELS	Déplacements STR	ELS QP	ELS QP

Vérifications NF P94-282

Les coefficients partiels à appliquer pour les calculs aux ELU sont les suivants :

		Approche 2/2*	Modèle MISS	Modèle MEL	
Actions (γ_A)	Poussée active du sol		1.00	1.35	
	Pression d'eau		1.00	1.35	
	Poids propre écran		1.00	1.35	
	Surcharges sur le sol	Permanentes		1.00	1.00
		Variables		1.11	1.11
	Surcharges directes sur l'écran	Permanente favorable		1.00	1.00
Permanente défavorable			1.00	1.35	
Variable défavorable			1.11	1.50	
Effet des Actions (γ_E)	Sollicitations écran				
	Sollicitations ancrages		1.35	1.00	
	Butée mobilisée				
Paramètres de résistance (γ_M)	Angle de frottement		1.00	1.00	
	Cohésion (effective)				
Résistances (γ_R)	Butée mobilisable	Phase durable	1.40	1.40	
		Phase transitoire	1.10	1.10	
	Résistance des appuis	Limite élastique	1.00	-	
	Massif d'ancrage (Kranz)	Effort déstabilisant	1.10	-	

Coefficients partiels ELU

Le pré-dimensionnement (GEO) a été réalisé avec le logiciel K-REA qui calcule les équilibres élastoplastiques d'un rideau (méthode aux coefficients de réaction).

Les vérifications de la fiche hydraulique ont de plus été vérifiées (phénomènes de boulangerie et de Renard) ainsi que le débit en phase provisoire.

La paroi est définitive et porteuse. La reprise des efforts verticaux a été vérifiée selon la norme NF P 94-262.

6.4 Critères dimensionnants

Les critères dimensionnants considérés dans le cadre de nos calculs sont :

- Déplacements maximaux : < 20 mm en tête et < 30 mm en ventre (validée par la MOE) ;
- Modèle MISS - Rapport « butée mobilisée » / « butée mobilisable »
 - en travaux > 1.5 (1,35 x 1,1 = 1,48)
 - en phase service > 2 (1,35 x 1,4 = 1,89)
- Modèle MEL – vérification de la hauteur de fiche :
 - en travaux $fb/f_0 < 1,2 > 1.5$ (1,35 x 1,1 = 1,48)

Les valeurs de déplacement devront impérativement être validées par la Maîtrise d'œuvre et/ou les gestionnaires des ouvrages concernés (avoisnants, voirie et réseaux,...), et selon la sensibilité des ouvrages existants.

6.5 Surcharges prises en compte

Il est considéré une surcharge de voirie de 20 kPa (surcharge variable) en phase provisoire et définitive.

6.6 Coefficients de poussée / butée

Pour les calculs des poussées sur la paroi, on adopte les hypothèses suivantes :

δ = inclinaison des efforts sur la paroi

φ = angle de frottement interne du sol

Le tableau ci-après regroupe les valeurs des coefficients de poussée K_a et de butée K_p déterminées à partir de Caquot et Absi.

Le coefficient K_0 des terres au repos est obtenu à partir de la formule de Jaky : $K_0 = 1 - \sin\varphi$.

- **Coupe 1 : Puits d'attaque de la Roseraie :**

Facies	Profondeur Coupe 1 Roseraie	ϕ' (°)	c' (kPa)	$(\delta/\phi')_p$	$(\delta/\phi')_b$	K_0	K_a	K_p
1-Remblais	0.5 m/T + 3.64 m NGF	25	0	1/3	-1/3	0,577	0,373	0,989
2a-Sable grossier à graviers	6.0 m/T - 1.68 m NGF	35	3	2/3	-2/3	0,426	0,254	5,289
2c-Limon sableux	10.5 m/T - 6.36 m NGF	25	4	1/3	-1/3	0,577	0,381	0,989
2b-Argile sableuse	>19.0 m/T < - 14.86 m NGF	33	4	2/3	-2/3	0.455	0,277	4.751

Coefficients de poussée/butée- Coupe 1

• **Coupe 2 : Puits square du Reynaldo Hahn:**

Facies	Profondeur Coupe 1 Roseraie	ϕ' (°)	c' (kPa)	$(\delta/\phi')_p$	$(\delta/\phi')_b$	K_0	K_a	K_p
1-Remblais	2.6 m/T + 1.28 m NGF	25	0	1/3	-1/3	0,577	0,373	0,989
2a-Sable grossier à graviers	7.2 m/T - 3.32 m NGF	35	3	2/3	-2/3	0,426	0,254	5,289
2b-Argile sableuse	> 20.0 m/T <- 16.12 m NGF	33	4	2/3	-2/3	0.455	0,277	4.751

Coefficients de poussée/butée- Coupe 2

• **Coupe 3 : Puits gare routière:**

Facies	Profondeur Coupe 1 Roseraie	ϕ' (°)	c' (kPa)	$(\delta/\phi')_p$	$(\delta/\phi')_b$	K_0	K_a	K_p
2a-Sable grossier à graviers	4.4 m/T - 2.13 m NGF	35	3	2/3	-2/3	0,426	0,254	5,289
5-Pélite altérée	13.0 m/T -10.3 m NGF	27	9	1/3	-1/3	0,546	0,322	4,127
3b-Gneiss	> 22.0 m/T <- 19.73 m NGF	35	15	2/3	-2/3	0,426	0,227	7,345

Coefficients de poussée/butée- Coupe 3

• **Coupe 4/5 : Puits d'attaque Saint Pierre et ouvrage amont :**

Facies	Profondeur Coupe 1 Roseraie	ϕ' (°)	c' (kPa)	$(\delta/\phi')_p$	$(\delta/\phi')_b$	K_0	K_a	K_p
1-Remblais	3.2 m/T + 1.19 m NGF	25	0	1/3	-1/3	0,577	0,381	3,067
2a-Sable grossier à graviers	6.8 m/T - 2.41 m NGF	35	3	2/3	-2/3	0,426	0,254	5,289
3b-Gneiss	> 25.0 m/T < - 20.61 m NGF	35	15	2/3	-2/3	0,426	0,227	7,345

Coefficients de poussée/butée- Coupe 4/5

• **Coupe 6 : Puits de sortie Canada :**

Facies	Profondeur Coupe 1 Roseraie	ϕ' (°)	c' (kPa)	$(\delta/\phi')_p$	$(\delta/\phi')_b$	K_0	K_a	K_p
1-Remblais	1.2 m/T + 2.54 m NGF	25	0	1/3	-1/3	0,577	0,381	3,067
2a-Sable à galets	5.3 m/T - 1.56 m NGF	35	3	1/3	-2/3	0,426	0,254	5,289
2b-Sable argileux/Argile sableuse	> 20.0 m/T <- 16.26 m NGF	33	4	1/3	-2/3	0,426	0,227	7,345

Coefficients de poussée/butée- Coupe 6

• **Coupe 7 : Ouvrage d'accès Vallons de Châtaignier :**

Facies	Profondeur Coupe 1 Roseraie	ϕ' (°)	c' (kPa)	$(\delta/\phi')_p$	$(\delta/\phi')_b$	K_0	K_a	K_p
1-Remblais	2.8 m/T + 0.34 m NGF	25	0	1/3	-1/3	0,577	0,373	0,989
2a-Sable et blocs	11.5 m/T - 8.36m NGF	35	3	2/3	-2/3	0,426	0,254	7,345
6a-Calcaire altéré	16.0 m/T - 12.86 m NGF	28	5	1/3	-1/3	0,531	0,339	3,592
6b-Calcaire dolomitique	>20.0 m/T <-16.86 m NGF	35	10	2/3	-2/3	0,426	0,227	5,289

Coefficients de poussée/butée- Coupe 7

• **Coupe 8 : Ouvrage d'accès Vallons de la Foux :**

Facies	Profondeur Coupe 1 Roseraie	ϕ' (°)	c' (kPa)	$(\delta/\phi')_p$	$(\delta/\phi')_b$	K_0	K_a	K_p
1-Remblais	1.0 m/T + 2.96 m NGF	25	0	1/3	-1/3	0,577	0,373	0,989
2b- Sable argileux/ Argile sableuse	> 20.0 m/T <- 16.04 m NGF	33	4	2/3	-2/3	0,426	0,254	5,289

Coefficients de poussée/butée- Coupe 8

• **Coupe 9 : Ouvrage d'accès Vallons des Gabres-Henri IV :**

Facies	Profondeur Coupe 1 Roseraie	ϕ' (°)	c' (kPa)	$(\delta/\phi')_p$	$(\delta/\phi')_b$	K_0	K_a	K_p
1-Remblais	1.0 m/T + 2.72 m NGF	25	0	1/3	-1/3	0,577	0,373	0,989
2a-Sable et blocs	6.5 m/T - 2.78 m NGF	35	3	2/3	-2/3	0,426	0,254	7,345
4-Sable limoneux et vase	13.2 m/T - 9.48 m NGF	15	0	1/3	-1/3	0,741	0,561	1,873
6a-Calcaire altéré	15.0 m/T - 11.28 m NGF	28	5	1/3	-1/3	0,531	0,339	3,592
6b-Calcaire dolomitique	>20.0 m/T <-16.28 m NGF	35	10	2/3	-2/3	0,426	0,227	5,289

Coefficients de poussée/butée- Coupe 9

Paramètres généraux des sols

ϕ' angle de frottement drainé

δ inclinaison de la poussée sur la face arrière du mur

p = poussée ; b = butée

K_0 coefficient des terres au repos

K_a, K_p coefficients de poussée et de butée des terres (tables de Caquot et Absi)

6.7 Modules de réaction horizontale

Les coefficients de k_h peuvent être déterminés suivant les recommandations de la norme NF P 94-282 – Annexe F, §3 :

$$\blacksquare \quad k_h = \frac{2 \left(\frac{E_M}{\alpha} \right)^{\frac{4}{3}}}{\left(\frac{EI}{B_0} \right)^{\frac{1}{3}}}$$

Avec : EI = module d'inertie de la paroi

α = paramètre rhéologique

E_M = module pressiométrique

B_0 = longueur de référence (en général = 1 m).

6.8 Résistance structurale (STR)

6.8.1 Béton et coulis

La classe d'exposition des bétons devra être déterminée selon les agressivités des eaux et des sols.

Les éléments suivants ont été considérés :

- Type de pieux : tarière creuse ou forés avec enregistrement des paramètres de forage
- Béton C30/37 à C35/45, en fonction de la classe d'agressivité mesurée (XA1 à XA2 au droit des puits)

Le module de déformation du béton est :

- E_{bp} = 20 GPa en phase provisoire,
- E_{bs} = 10 GPa en phase service,
- E_{ba} = 30 GPa en phase sismique (sollicitations de courtes durées).

6.8.2 Armatures

Le module d'Young des aciers E_{acier} considéré est de 210 GPa.

6.8.3 Inertie de la paroi

Il a été pris en compte la paroi en pieux sécants avec les caractéristiques suivantes :

Pieux diamètre = 0,8 m Pour les puits

Pieux diamètre = 0,6 m Pour les ouvrages d'accès (piquages)

Espacement des pieux secondaires (armés) = 1,1 m pour les pieux \varnothing 0.8 m et de 0.7 m pour les pieux \varnothing 0.6 m (remordu de 25cm).

Produit d'inertie de la paroi :

Diamètre	Produit d'inertie de la paroi		
	Situation transitoire (travaux)	Situations durable et accidentelle (service)	Situation sismique
	[m]	[kN.m ² /ml]	[kN.m ² /ml]
0.8 (Puits)	365 567	182 784	-
0.6 (Piquages)	115 667	57 833	-

La rigidité cylindrique d'une paroi circulaire continue est donnée par la relation suivante :

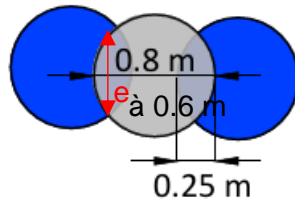
$$R_c = E \cdot e / R^2$$

Avec :

E le module (Kn/m²)

e l'épaisseur de la paroi (m) = 0,6 m en tête (valeur théorique)

R le rayon moyen du puit (m)



e = 0.4 à 0,6 m en tête (valeur théorique)

Schéma de positionnement des pieux des puits

Cette rigidité est fonction de la précision d'implantation des pieux et de la déviation relative :

Puit	Rayon moyen (m)	Rigidité de la paroi R _c	
		Phase Provisoire (travaux)	Phase définitive
		[KN.m ²]	[KN.m ²]
Roseraie	4.5	395 000	197 500
Raynaldo Hahn	4.5	395 000	197 500
Gare Routière	2.75	1 060 000	530 000
Vallon du Chataignier	1.5	3 555 555	1 777 777
Vallon de la Foux	1.5		
Vallons des gabres	1.5		
Ouvrage d'accès St-Pierre	1.54		

De manière sécuritaire, il a été considéré une rigidité cylindrique uniquement en considérant une épaisseur de paroi de 0.4 m pour les piquages et de 0.6 m pour les puits, d'où la rigidité des différents ouvrages :

A noter :

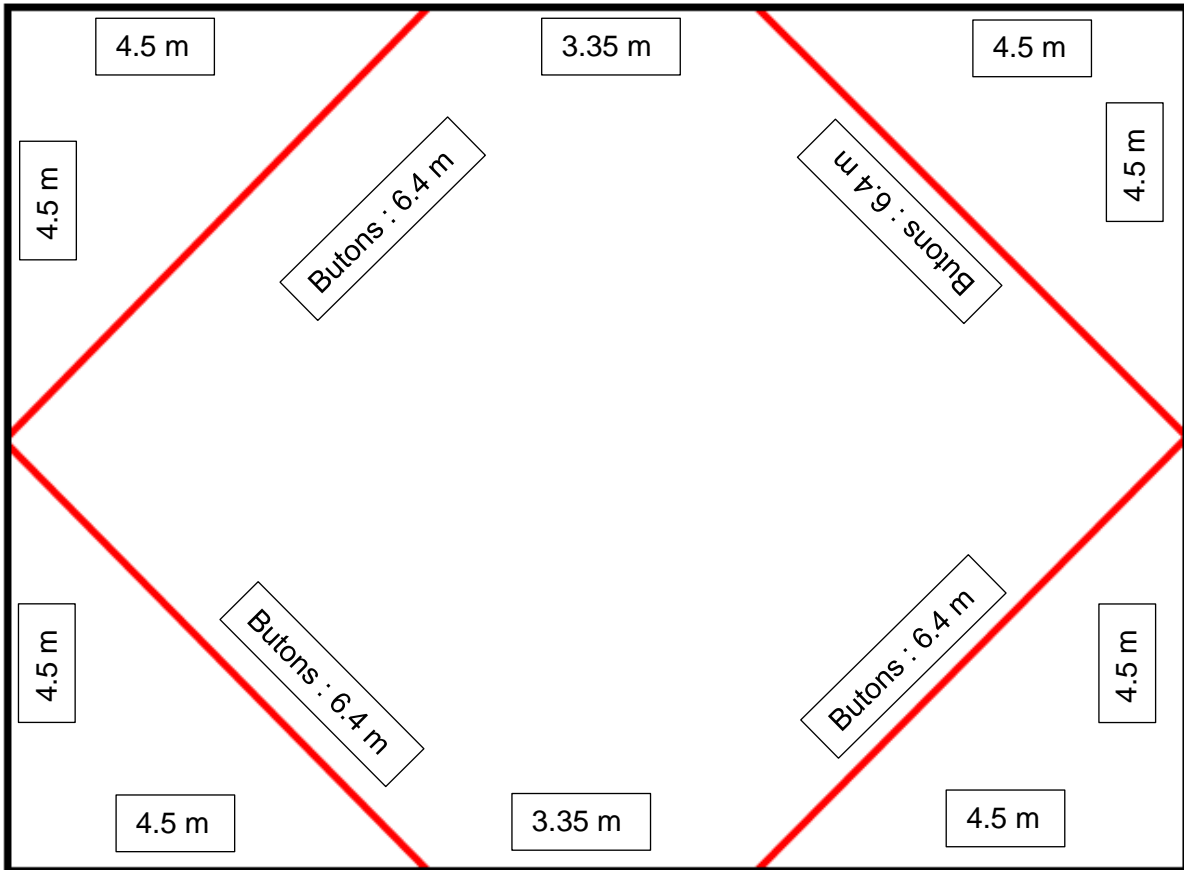
- Cette hypothèse sécuritaire ne dispense en aucun l'entreprise de réaliser un soutènement étanche. L'entreprise devra assurer un recouvrement non nul entre les pieux secondaires et primaires.
- Le point particulier de l'approfondissement au niveau de la fosse devra être étudié. De plus, la traversée de la paroi par des réseaux entraîne une perte de rigidité cylindrique ponctuelle qu'il conviendra de prendre en compte en phase G3.

6.8.4 Butons d'angle provisoires (puits St-Pierre et Canada)

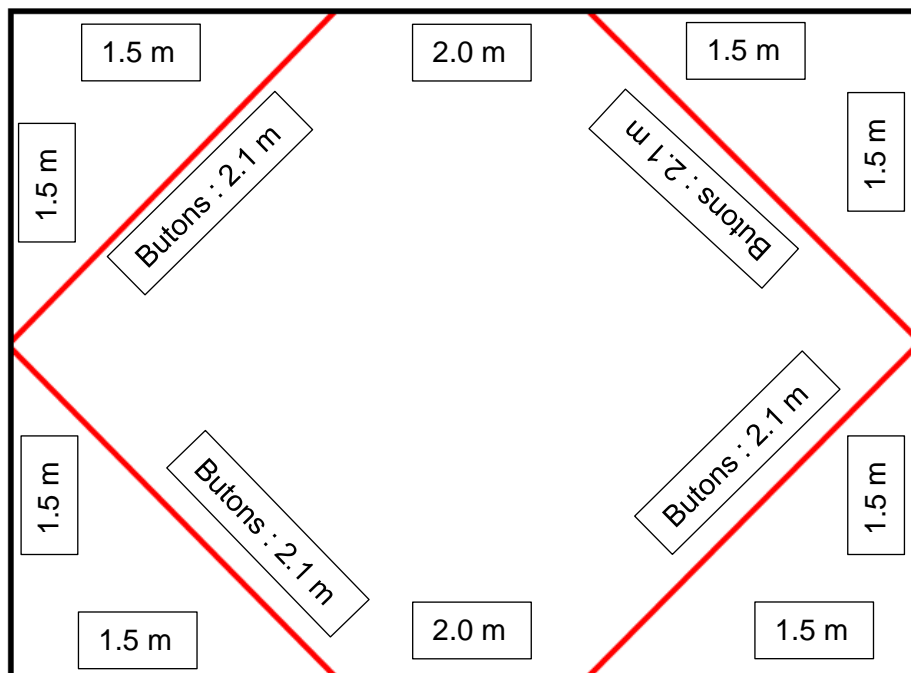
A ce stade nous considérons trois lignes de butons d'angle en phase provisoire pour le puits St-Pierre, avec les caractéristiques suivantes données à titre indicatif :

Puits	Tube	Epaisseur	Section	Longueur Maximale	Espacement Maximale	Inclinaison en plan horizontale	Raideur retenu	R _{adm}	R _{max} appliqué (ELU)
	mm	mm	cm ²	m	m	Degré (°)	kN/m/ml	kN	kN
St-Pierre	762	15.9	372.2	6.4	3.35	45	1.6x10 ⁵	8938	869.35x5.4=4694.5
Canada	762	15.9	372.2	2.1	2.0	45	4.32x10 ⁵	8938	510x2=1020

Les plans de boutonnage pour les deux puits sont présentés ci-dessous :



Plan de boutonnage Provisoire- Puits St-pierre



Plan de boutonnage Provisoire-Puits Canada

Pour ces deux puits, il est prévu dans nos calculs trois lits de butons d'angle, avec les niveaux suivants :

Puit	Ouvrage	Cote
St-Pierre		m NGF
	1 ^{er} plan	0.94
	2 ^{em} plan	-5.2
	3 ^{em} plan	-10.44
Canada	1 ^{er} plan	1.85
	2 ^{em} plan	-1.95
	3 ^{em} plan	-5.95

6.8.5 Appuis définitifs

Les appuis définitifs (radier et plancher) ont été modélisés sur le logiciel K-réa par des butons.

La raideur axiale du radier en phase provisoire a été calculée avec la formule suivante :

$$K = \frac{E_b S}{L_e}$$

Avec :

K : raideur en kN/m/mL,

E_b : module du béton kPa (cf. §9.7.1),

S : section de l'appui en m² (pour un mètre linéaire),

L_e : longueur élastique de l'appui en m ($L/2$ demi-longueur de la fouille).

Par sécurité, il a été considéré une épaisseur de 0,3 m pour le radier et de 0,2 m pour les dalles.

Un coefficient de sécurité égale à 0.8 a été considéré, afin de prendre en compte les vides dans les dalles.

Le tableau ci-dessous récapitule les raideurs utilisées dans les calculs pour chaque élément butonnant :

Puit	Ouvrage	Cote	Le	K (phase service)
		m NGF	m	[kN/m/mL]
Roseraie	Radier	- 3.75	4.5	4.8x10 ⁶
	Dalle milieu	+ 0.0		3.2x10 ⁶
	Dalle haute	+ 3.55		3.2x10 ⁶
Raynaldo Hahn	Radier	-8.65	4.5	4.8x10 ⁶
	Dalle milieu	-2.4		3.2x10 ⁶
	Dalle haute	+ 3.65		3.2x10 ⁶
Gare Routière	Radier	-10.7	2.75	7.84 x10 ⁶
	Dalle milieu	-2.4		5.2 x10 ⁶
	Dalle haute	+ 2.1		5.2 x10 ⁶
St-Pierre	Radier N-4	- 12.0	2.82	4.8x10 ⁶
	Dalle haute	+ 2.5		3.2 x10 ⁶
Canada	Radier	-7.0	2.5	5.2 x10 ⁶
	Dalle milieu	-2.0		3.6 x10 ⁶
	Dalle haute	3.25		3.6 x10 ⁶
Vallon du Chataignier	Radier	- 8.99	1.5	14.4 x10 ⁶
	Dalle haute	+ 3.0		21.6 x10 ⁶
Vallon de la Foux	Radier	-8.15	1.5	14.4 x10 ⁶
	Dalle haute	+ 3.0		21.6 x10 ⁶
Vallon des gabres	Radier	- 5.75	1.5	14.4 x10 ⁶
	Dalle haute	+ 3.0		21.6 x10 ⁶

Ces raideurs seront à mettre à jour lors des études à venir (missions G3), en fonction des raideurs exactes des planchers et radier, calculées par un BET des Structures.

6.8.6 Butée mobilisable

L'espacement des parois est supérieur à 3 fois la longueur élastique du rideau l_0 ($l_0 = (E_s/E_M)^{0,33}$). De ce fait on considère qu'il n'y a pas d'interférence sur la butée mobilisable.

6.8.7 Armatures

Le module d'Young des aciers E_{acier} considéré est de 210 GPa.

6.9 Prise en compte du gradient hydraulique

Dans cette étude de projet, nous avons considéré un niveau d'eau statique. Toutefois, lors d'un pompage, un gradient hydraulique pourra se créer entre l'extérieur et l'intérieur de la fouille. De ce fait, en phase d'exécution et suite à une étude hydraulique, il faudrait prendre en compte une augmentation des efforts de poussée et une diminution des efforts de butée induits par les écoulements d'eau.

En fonction de la solution de pompage retenue, ce point pourra engendrer des efforts supplémentaires dans la paroi pouvant emmener en un réajustement du dimensionnement (à justifier en étude G3).

6.10 Phasage des travaux

Nous rappelons ci-après le phasage de réalisation que nous envisageons au droit du profil étudié :

- Pré terrassement des plateformes de travail,
- Mise en place de l'atelier,
- Réalisation de murettes guide,
- Réalisation de la paroi en pieux sécants,
- Réalisation de la poutre de couronnement,
- Rabattement/pompage de la nappe jusqu'à - 0.5 m sous le fond de fouille,
- Réalisation des terrassements en déblais,
- Réalisation du radier et de la dalle haute.

Le phasage et les calculs avec le logiciel K-REA de chaque coupe sont présentés en annexe A4.

6.11 Résultats de la modélisation du soutènement sous K-Réa

6.11.1 Caractéristiques dimensionnelles (coupe étudiée)

– Dimensions de la paroi :

	Coupe 1 Puits de la Roseraie	Coupe 2 Puits square Reynaldo Hahn	Coupe 3 Puits de la gare routière	Coupe 4 Puits PR St-Pierre	Coupe 6 Puits de Canada
Épaisseur	Pieux primaires de 0,8 m espacés de 1,1 m				
Arase supérieure	+ 3.75 m NGF	+ 3.85 m NGF	+ 2.37 m NGF	+ 3.0 m NGF	+ 3.75 m NGF
Niveau d'eau	+ 2.75 m NGF	+ 2.85 m NGF	+ 1.37 m NGF	+ 2.0 m NGF	+ 0.72 m NGF
Arase inférieure	- 9.95 m NGF	- 13.75 m NGF	-16.72 m NGF	- 18.71 m NGF	-11.79 m NGF
Cote du fond de fouille FF	- 5.16 m NGF	-9.04 m NGF	-11.72 m NGF	-12.71 m NGF	-7.29 m NGF
Hauteur de la fiche depuis FF	4.8 m	4.7 m	5.0 m	6.0 m	4.5 m
Ancrage dans le substratum	3.6 m (sol 2b)	4.7 m (sol 2b)	5.0 m (sol 3b)	6.0 m (sol 3b)	4.5 m (sol 2b)
Hauteur de soutènement	8.91 m	12.89 m	14.09 m	15.71 m	11.04 m
Arase inférieur fiche hydraulique	-12.5 m NGF	- 15 m NGF	-16.72 m NGF	- 18.71m NGF	- 14.79 m NGF
Hauteur de la fiche hydraulique depuis FF	7.34 m	6 m	5.0 m	6.0 m	7.5 m

	Coupe 5 Ouvrage Amont St- Pierre	Coupe 7 Vallon de châtaignier	Coupe 8 Vallon de la Foux	Coupe 9 Vallon de Gabres
Épaisseur	Pieux primaires de 0,6 m espacés de 1,1 m			
Arase supérieure	+2.8 m NGF	+ 3.75 m NGF	+ 3.75 m NGF	+ 3.75 m NGF
Niveau d'eau	+ 1.8 m NGF	+ 2.75 m NGF	+ 2.75 m NGF	+ 2.75 m NGF
Arase inférieure	-17.15 m NGF	- 15.0 m NGF	- 15.85 m NGF	-15.0 m NGF
Cote du fond de fouille FF	-12.15 m NGF	- 9.69 m NGF	-8.85 m NGF	-6.03 m NGF
Hauteur de la fiche depuis FF	5.0	5.3 m	7.0 m	8.97 m
Ancrage dans le substratum	5.0 (sol 3 b)	2.1 m (sol 6b)	7.0 m (sol 2b)	3.7 m (sol 6b)
Hauteur de soutènement	14.95 m	13.44 m	12.6 m	9.78 m
Arase inférieur fiche hydraulique	-17.15 m NGF	-20 m NGF	-17.5 m NGF	-18 m NGF
Hauteur de la fiche hydraulique depuis FF	5.0 m	10.3 m	8.65 m	11.97 m

– Armatures : HA (dimensionnement à définir en G3).

Remarque :

En fonction des efforts internes de la paroi qui seront calculés, le diamètre des pieux pourra être revu à la hausse.

6.11.2 Résultats des calculs sous K-REA

Les résultats du dimensionnement sous le logiciel K-REA sont présentés dans l'annexe A4.

Ce dimensionnement est valable dans la mesure où les hypothèses énoncées précédemment sont vérifiées et les dispositions constructives énoncées au § 8 soient respectées.

Les résultats ELS/ELU sont présentés ci-dessous :

N° PHASE	Déplacement en tête [mm]	Déplacement maximal [mm]	Moment maximal [kNm/m]	Tranchant maximal [kN/m]	Rapport butées	Effort caractéristi... buton n°1...	Effort caractéristi... buton n°2...	Effort caractéristiq... buton n°3...
1	0,02	0,16	-3,28	5,01	6,271	0,00	0,00	0,00
2	0,00	-1,06	262,94	-373,04	6,698	0,00	0,00	0,00
3	0,00	-0,84	272,45	-420,91	4,194	837,71	61,87	7,12
Extrema	0,02	-1,06	272,45	-420,91	4,194	837,71	61,87	7,12

N° PHASE	Type	M,d maximal [kNm/m]	V,d maximal [kN/m]	Effort de calcul buton n°1...	Effort de calcul buton n°2...	Effort de calcul buton n°3...	Vérif. Def. Butée	Bilan Vert [kN/m]
1	MISS	-4,43	6,76	0,00	0,00	0,00	OK	0,43
2	MISS	354,97	-503,60	0,00	0,00	0,00	OK	-25,42
3	MISS	367,81	-568,23	1130,91	83,52	9,62	OK	-9,71
Extrema		367,81	-568,23	1130,91	83,52	9,62		-25,42

Tableau de résultats ELS/ELU issus de K-REA-Puits la Roseraie coupe 1 avec massif de réaction

N° PHASE	Déplacement en tête [mm]	Déplacement maximal [mm]	Moment maximal [kNm/m]	Tranchant maximal [kN/m]	Rapport butées	Effort caractéristi... buton n°1...	Effort caractéristi... buton n°2...	Effort caractéristiq... buton n°3...
1	0,03	0,22	-6,56	6,94	8,455	0,00	0,00	0,00
2	0,03	-3,08	693,07	-977,38	6,454	0,00	0,00	0,00
3	0,02	-2,32	641,94	-999,26	4,897	1979,26	71,62	6,14
Extrema	0,03	-3,08	693,07	-999,26	4,897	1979,26	71,62	6,14

N° PHASE	Type	M,d maximal [kNm/m]	V,d maximal [kN/m]	Effort de calcul buton n°1...	Effort de calcul buton n°2...	Effort de calcul buton n°3...	Vérif. Def. Butée	Bilan Vert [kN/m]
1	MISS	-8,85	9,36	0,00	0,00	0,00	OK	4,65
2	MISS	935,65	-1319,46	0,00	0,00	0,00	OK	-118,73
3	MISS	866,62	-1349,00	2672,01	96,68	8,29	OK	-31,12
Extrema		935,65	-1349,00	2672,01	96,68	8,29		-118,73

Tableau de résultats ELS/ELU issus de K-REA -Puits Raynaldo Hahn coupe 2 avec massif de réaction

N° PHASE	Déplacement en tête [mm]	Déplacement maximal [mm]	Moment maximal [kNm/m]	Tranchant maximal [kN/m]	Rapport butées	Effort caractéristi... buton n°1...	Effort caractéristi... buton n°2...	Effort caractéristiq... buton n°3...
1	0,00	0,08	5,13	15,48	11,207	0,00	0,00	0,00
2	0,00	-1,11	334,91	677,00	6,076	0,00	0,00	0,00
3	-0,01	-0,87	420,83	-963,11	3,354	1864,86	72,46	6,57
Extrema	-0,01	-1,11	420,83	-963,11	3,354	1864,86	72,46	6,57

N° PHASE	Type	M,d maximal [kNm/m]	V,d maximal [kN/m]	Effort de calcul buton n°1...	Effort de calcul buton n°2...	Effort de calcul buton n°3...	Vérif. Def. Butée	Bilan Vert [kN/m]	Vérif. Kranz
1	MISS	6,92	20,90	0,00	0,00	0,00	OK	-61,54	
2	MISS	501,56	1014,03	0,00	0,00	0,00	OK	-790,27	
3	MISS	626,85	-1436,93	2780,37	97,68	8,87	OK	-535,78	
Extrema		626,85	-1436,93	2780,37	97,68	8,87		-790,27	

Tableau de résultats ELS/ELU issus de K-REA -Puits de la Gare Routière coupe 3 avec massif de réaction

N° PHASE	Déplacement en tête [mm]	Déplacement maximal [mm]	Moment maximal [kNm/m]	Tranchant maximal [kN/m]	Rapport butées	Effort caractéristi... buton n°1...	Effort caractéristi... buton n°2...	Effort caractéristi... buton n°3...	Effort caractéristi... buton n°4...	Effort caractéristi... buton n°5...	Effort caractéristiq... buton n°6...
1	0,71	0,71	-36,71	60,71	10,065	92,48	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
2	-0,52	3,40	-159,38	203,12	3,949	178,66	400,75	0,00	0,00	0,00	0,00
3	-0,48	4,93	262,52	303,50	1,992	177,24	540,45	556,82	0,00	0,00	0,00
4	-0,48	5,22	2627,16	2335,02	2,685	175,10	611,38	0,00	0,00	0,00	0,00
5	-4,00	18,85	3193,47	2884,72	2,302	0,00	0,00	0,00	126,06	5705,96	613,70
6	-29,19	228,01	3126,87	-2793,09	2,243	0,00	0,00	0,00	270,08	4801,39	0,00
Extrema	-29,19	228,01	3193,47	2884,72	1,992	178,66	611,38	556,82	270,08	5705,96	613,70

N° PHASE	Type	M,d maximal [kNm/m]	V,d maximal [kN/m]	Effort de calcul buton n°1...	Effort de calcul buton n°2...	Effort de calcul buton n°3...	Effort de calcul buton n°4...	Effort de calcul buton n°5...	Effort de calcul buton n°6...	Vérif. Def. Butée	Bilan Vert [kN/m]	Vérif. Kranz
1	MISS	-49,56	81,95	124,85	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	OK	-255,69	
2	MISS	-215,16	274,21	241,19	541,02	0,00	0,00	0,00	0,00	OK	-537,65	
3	MISS	354,40	409,72	239,28	729,61	751,70	0,00	0,00	0,00	OK	-458,08	
4	MISS	4451,37	-3747,09	234,82	869,35	0,00	0,00	0,00	0,00	OK	-5167,87	
5	MISS	4340,22	3911,72	0,00	0,00	0,00	171,15	7703,62	840,24	OK	-3520,55	
6	MISS	4249,14	-3752,94	0,00	0,00	0,00	364,42	6496,07	0,00	OK	-2731,12	
Extrema		4451,37	3911,72	241,19	869,35	751,70	364,42	7703,62	840,24		-5167,87	

Tableau de résultats ELS/ELU issus de K-REA -Puits de PR St-Pierre coupe 4 avec massif de réaction (côté microtunnelier)

Remarque :

En plus, de la dalle butonnante en tête (ép 20 cm) et du radier (ép 40 cm), dans la phase 5 nous avons considéré une dalle butonnante à -5.4 m NGF par hypothèse (car non prévue sur les plans de détails), on obtient un déplacement d'environ 19 mm < 20mm acceptable.

La phase 6 présente un calcul sans dalle butonnante à -5.4 m NGF en ventre, ce qui donne des déplacements inacceptables.

N° PHASE	Déplacement en tête [mm]	Déplacement maximal [mm]	Moment maximal [kNm/ml]	Tranchant maximal [kN/ml]	Rapport butées	Effort caractéristi... buton n°1...	Effort caractéristi... buton n°2...	Effort caractéristi... buton n°3...	Effort caractéristi... buton n°4...	Effort caractéristi... buton n°5...	Effort caractéristi... buton n°6...
1	-1,00	2,52	-87,72	-93,19	9,083	136,01	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
2	-1,06	5,48	-84,24	-149,70	4,128	109,24	256,06	0,00	0,00	0,00	0,00
3	-1,02	9,17	102,37	189,73	1,951	102,10	275,26	377,43	0,00	0,00	0,00
4	-1,47	9,99	168,43	258,96	2,130	0,00	0,00	0,00	51,85	363,69	424,54
Extrema	-1,47	9,99	168,43	258,96	1,951	136,01	275,26	377,43	51,85	363,69	424,54

N° PHASE	Type	M,d maximal [kNm/ml]	V,d maximal [kN/ml]	Effort de calcul buton n°1...	Effort de calcul buton n°2...	Effort de calcul buton n°3...	Effort de calcul buton n°4...	Effort de calcul buton n°5...	Effort de calcul buton n°6...	Vérif. Def. Butée	Bilan Vert [kN/ml]
1	MISS	-118,42	-125,80	183,62	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	OK	-60,18
2	MISS	-113,72	-202,10	147,48	345,68	0,00	0,00	0,00	0,00	OK	-194,52
3	MISS	138,20	256,13	137,83	371,60	509,53	0,00	0,00	0,00	OK	-150,72
4	MISS	227,38	349,60	0,00	0,00	0,00	70,00	490,98	573,13	OK	-142,53
Extrema		227,38	349,60	183,62	371,60	509,53	70,00	490,98	573,13		-194,52

Tableau de résultats ELS/ELU issus de K-REA -Puits du Canada coupe 6 sans massif de réaction

N° PHASE	Déplacement en tête [mm]	Déplacement maximal [mm]	Moment maximal [kNm/ml]	Tranchant maximal [kN/ml]	Rapport butées
1	0,00	0,05	-0,94	3,98	8,805
2	0,01	0,09	-1,63	8,65	5,572
Extrema	0,01	0,09	-1,63	8,65	5,572

N° PHASE	Type	M,d maximal [kNm/ml]	V,d maximal [kN/ml]	Vérif. Def. Butée	Bilan Vert [kN/ml]
1	MISS	-1,27	5,38	OK	9,86
2	MISS	-2,20	11,67	OK	25,91
Extrema		-2,20	11,67		25,91

Tableau de résultats ELS/ELU issus de K-REA –ouvrage amont St-Pierre coupe 5

N° PHASE	Déplacement en tête [mm]	Déplacement maximal [mm]	Moment maximal [kNm/ml]	Tranchant maximal [kN/ml]	Rapport butées	Effort caractéristi... buton n°1...	Effort caractéristi... buton n°2...
1	0,00	0,06	0,70	3,71	11,123	0,00	0,00
2	0,00	0,11	13,79	-49,33	10,560	98,37	9,28
Extrema	0,00	0,11	13,79	-49,33	10,560	98,37	9,28

N° PHASE	Type	M,d maximal [kNm/ml]	V,d maximal [kN/ml]	Effort de calcul buton n°1...	Effort de calcul buton n°2...	Vérif. Def. Butée	Bilan Vert [kN/ml]
1	MISS	0,95	5,01	0,00	0,00	OK	5,49
2	MISS	18,62	-66,60	132,80	12,53	OK	13,62
Extrema		18,62	-66,60	132,80	12,53		13,62

Tableau de résultats ELS/ELU issus de K-REA –Ouvrage d'accès vallon de Châtaignier coupe 7

N° PHASE	Déplacement en tête [mm]	Déplacement maximal [mm]	Moment maximal [kNm/m]	Tranchant maximal [kN/m]	Rapport butées	Effort caractéristi... buton n°1...	Effort caractéristiq... buton n°2...
1	0,00	0,05	-0,34	0,82	12,801	0,00	0,00
2	0,01	0,11	13,95	-47,44	18,738	94,20	8,06
Extrema	0,01	0,11	13,95	-47,44	12,801	94,20	8,06

N° PHASE	Type	M,d maximal [kNm/m]	V,d maximal [kN/m]	Effort de calcul buton n°1...	Effort de calcul buton n°2...	Vérif. Def. Butée	Bilan Vert [kN/m]
1	MISS	-0,46	1,11	0,00	0,00	OK	1,79
2	MISS	18,83	-64,05	127,17	10,88	OK	0,48
Extrema		18,83	-64,05	127,17	10,88		1,79

Tableau de résultats ELS/ELU issus de K-REA – Ouvrage d'accès vallon de la Foux coupe 8

N° PHASE	Déplacement en tête [mm]	Déplacement maximal [mm]	Moment maximal [kNm/m]	Tranchant maximal [kN/m]	Rapport butées	Effort caractéristi... buton n°1...	Effort caractéristiq... buton n°2...
1	0,00	0,05	0,89	-4,56	8,552	0,00	0,00
2	0,01	0,10	12,52	-43,05	9,203	85,32	8,32
Extrema	0,01	0,10	12,52	-43,05	8,552	85,32	8,32

N° PHASE	Type	M,d maximal [kNm/m]	V,d maximal [kN/m]	Effort de calcul buton n°1...	Effort de calcul buton n°2...	Vérif. Def. Butée	Bilan Vert [kN/m]
1	MISS	1,20	-6,16	0,00	0,00	OK	-1,53
2	MISS	16,90	-58,11	115,18	11,23	OK	-3,31
Extrema		16,90	-58,11	115,18	11,23		-3,31

Tableau de résultats ELS/ELU issus de K-REA –
Ouvrage d'accès vallon des Gabres coupe 9

Les déplacements maximums estimés sont inférieurs au cm pour les puits et piquages cylindriques et pour le puits Canada rectangulaire.

Pour le puits St-Pierre, les déplacements maximaux sont inférieurs au centimètre en phase provisoire (3 lits de butons d'angles) et non admissibles selon la géométrie fournie pour la phase définitive [R12].

Pour minimiser les déplacements en phase définitive pour le puits St-Pierre, il est indispensable de mettre en œuvre un élément butonnant pour limiter les déplacements. Dans le cas d'une dalle butonnante, celle-ci doit être définie par la maîtrise d'œuvre (changement de la configuration architecturale de puits St-Pierre).

A ce stade, par hypothèse, nous avons considéré une dalle butonnante (épaisseur 20 cm à - 5.4 m NGF avec une raideur considérée à 3.2×10^6 kN/m/ml), avec une dalle en tête et le radier en pied (voir §6.8.5). Cet élément butonnant complémentaire permet de limiter le déplacement à une valeur admissible, qui sera d'après notre calcul de l'ordre de 19 mm (<20 mm) au maximum (voir phase 5 pour les tableaux puits St-Pierre).

Les déplacements inadmissibles sans dalle butonnante en ventre sont présentés en phase finale de notre calcul (voir tableaux puits St-Pierre : évolutions des déplacements de la phase avec dalle butonnante à la phase sans dalle butonnante encadrées en rouges).

Après la définition de la nouvelle géométrie du puits St-Pierre, la paroi en pieux sécants sera vérifiée en phase G3 étude avec la nouvelle géométrie.

Il y a lieu de s'assurer de la compatibilité des déformations de l'écran ainsi estimées, vis-à-vis des structures avoisinant le projet. Nous rappelons toutefois que les calculs de déplacements ne donnent qu'une valeur approchée de la valeur réelle. Un suivi des déplacements en phase travaux sera nécessaire afin de déclencher les dispositions adéquates si les déplacements mesurés dépassent les valeurs calculées et/ou les valeurs acceptables.

La paroi en pieux sécants devra être ferraillée en fonction des efforts internes.

6.11.3 Massif de Réaction Microtunnelier

Les massifs de réactions ont été modélisés dans tous les puits (sauf le puits Canada qui est un puits de sortie selon [R15]) selon les contraintes présentées au §7.8).

Ces massifs ne provoquent pas des déformations significatives (résultats présentés sur les tableaux ci-dessus) lors de phase de mobilisation du massif de réaction.

6.12 Rupture par soulèvement hydraulique-boullance (HYD)

Ce mode de rupture se produit lorsque des forces d'écoulement dirigées vers le haut s'opposent au poids du sol, réduisant à zéro la contrainte effective verticale. Les particules du sol sont alors entraînées vers le haut par l'écoulement de l'eau et la rupture se produit par bouillonnement.

Compte tenu de la présence de remblais, ce phénomène ne peut pas être exclu. Pour démontrer que la rupture du fond de fouille par boullance, du fait d'un écoulement ascendant de l'eau, n'est pas possible, on doit vérifier l'inégalité suivante :

$$1.35 \times S_{dst;d} \leq 0.9 \times G_{stb;d}$$

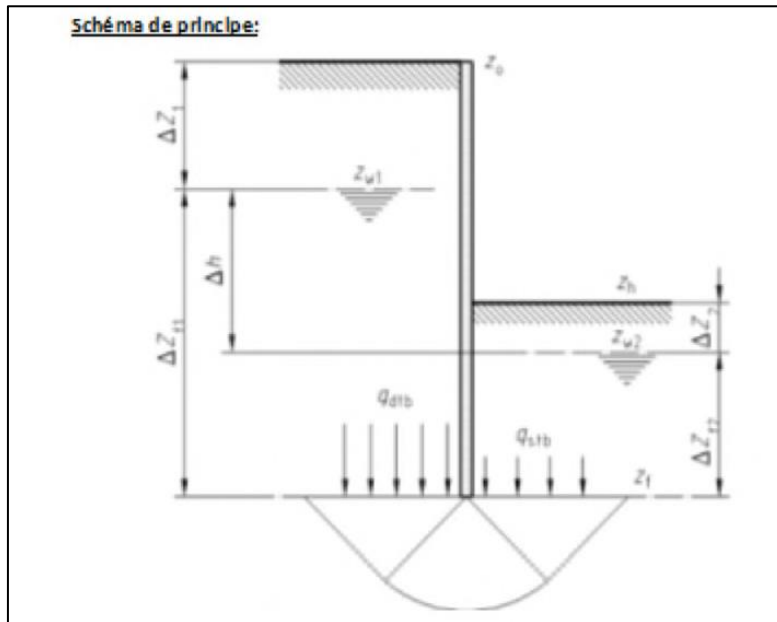
Soit $1.5 \times i_2 \leq i_c$

$S_{dst;d}$: est la valeur de calcul de la force d'écoulement déstabilisatrice,

$G_{stb;d}$: est la valeur de calcul des actions verticales permanentes stabilisatrices (poids déjaugé),

i_2 : gradient hydraulique aval ($i_2 = (Z_{w2} - Z_{w1}) / (Z_f - Z_{w2})$)

i_c : gradient critique : $i_c = \gamma' / \gamma_w$



Il convient, lors de l'étude d'exécution de vérifier la nature des sols attendue en fond de fouille et de préciser les niveaux d'eau à prendre en compte en phase provisoire.

Pour les fiches hydrauliques présentées au §6.11.1, la relation $1.5 \times i_2 \leq i_c$ est vérifiée pour toutes les coupes.

Sachant que pour les coupes 3,4 et 5, les fonds de fouilles sont dans le Gneiss (sol 3b), cette vérification n'est pas nécessaire (substratum rocheux)

Le détail de calcul est présenté en Annexe A5 et A7.

6.13 Vérification du phénomène de renard solide selon NF P 94-282

Nous faisons l'hypothèse d'un niveau rabattu de 0.5 m, stabilisé à sous le fond de fouille. Selon la norme NF P 94-282, il faut vérifier :

$$q_{dst} = \gamma Z_{zw1} + [\gamma - (1 - i_1) \times \gamma_w] \times (z_f - z_{w1}) < q_{stb} = N_q \sigma'_{v2k} + \frac{N_q - 1}{\text{tg } \phi'_k}$$

Pour les fiches hydrauliques présentées au §6.11.1, le phénomène de Renard solide est vérifié pour l'ensemble des coupes caractéristiques.

Pour les coupes 3,4 et 5, les fonds de fouilles sont dans le Gneiss (sol 3b), cette vérification n'est pas nécessaire (substratum rocheux).

Les détails des calculs sont présentés en annexe A6.

6.14 Rabattement de la nappe en phase provisoire

6.14.1 Estimation du débit d'exhaure en phase provisoire

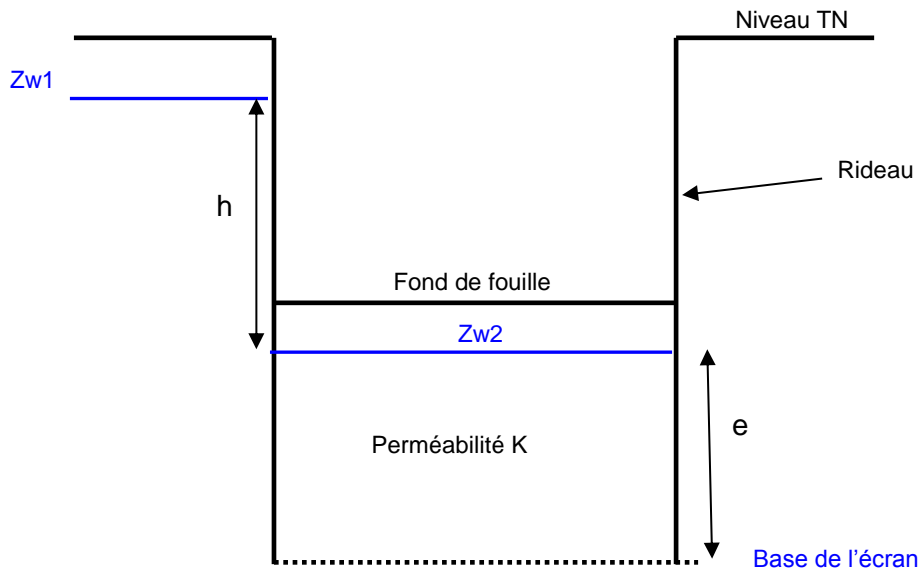
Nous rappelons que la mise en œuvre d'un pompage nécessite l'obtention d'autorisations concernant le rejet des eaux pompées.

Les débits d'exhaure des deux fouilles ont été estimés par les deux méthodes suivantes :

- Formule de DARCY,
- Formule de DAVIDENKOFF (détails en annexe A8),

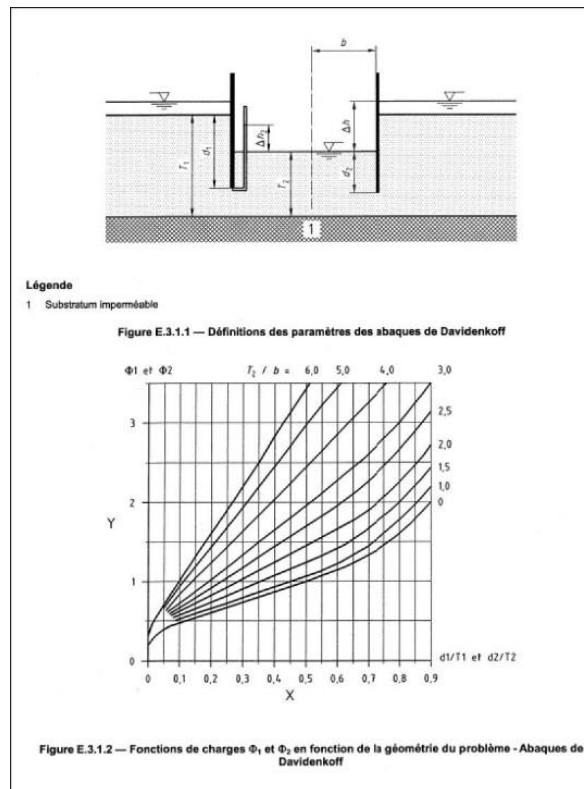
L'estimation des débits a été effectuée à l'aide de la formule de Darcy : $Q = K S h / e$

Avec : Q : débit résiduel en fond de fouille en m^3/s
 S : surface de la fouille
 K : perméabilité de fond de fouille en m/s
 h : hauteur de rabattement de la nappe en m
 e : hauteur de fiche sous le niveau d'eau à l'intérieur de la fouille



Schématisation de la formule de Darcy

Le principe des abaques de calcul de débit de Daidenkoff est illustré sur la figure suivante :



Abaque de Daidenkoff extrait de la norme NF94-282

Au stade G2PRO, nous considérons un rabattement de nappe de 0.5 m sous le fond de fouille et un niveau EC à l'extérieur de la fouille à -1 m/TN.

Les valeurs des débits ont été estimées selon les perméabilités des sols représentées au §5, et selon les caractéristiques dimensionnelles représentées au §6.11.1, pour les coupes 1 et 2 (puits de la Roseraie et puits du Raynaldo Hahn).

Les résultats sont présentés ci-après :

Puit	Roseraie Coupe 1	Raynaldo Hahn coupe 2	Gare Routière Coupe 3	PR St- Pierre Coupe 4	Canada Coupe 6
Perméabilité de sol en Fond de Fouille k (m/s)	10^{-4} (Sol 2c)	5×10^{-5} (Sol 2b)	10^{-5} (Sol 3b)	10^{-5} (Sol 3b)	5×10^{-5} (Sol 2b)
Débit (m ³ /h) Formule de DAVIDENKOFF	10	13	1	5	6.2
Débit (m ³ /h) Formule de DARCY	24	13.1	3.3	5	4.1

Piquage	Ouvrage Amont St- Pierre	Vallon de châtaignier Coupe 7	Vallon de la Foux Coupe 8	Vallon de Gabres Coupe 9
Perméabilité de sol en Fond de Fouille k (m/s)	10^{-5} (Sol 3b)	10^{-4} (Sol 6a)	5×10^{-5} (Sol 2b)	10^{-4} (Sol 4)
Débit (m ³ /h) Formule de DAVIDENKOFF	1	5	3.3	4.5
Débit (m ³ /h) Formule de DARCY	0.5	3	2.0	2.1

Nous attirons l'attention que ces débits sont donnés à titre indicatif.

De plus, ces débits sont basés sur certaines hypothèses géométriques (profondeur de la fiche du soutènement, niveaux d'eau extérieur et intérieur de la fouille) qu'il conviendra de préciser dans le cadre des études ultérieures en G3.

Ces débits sont donc à prendre avec prudence et seront à vérifier et le dispositif de pompage à adapter en fonction de la profondeur réelle de la fiche du soutènement, du niveau de la nappe au moment de la réalisation des travaux et des débits réellement mesurés lors des travaux.

6.14.2 Limites et incertitudes

L'estimation du débit résiduel en phase provisoire a été effectuée sur la base des essais de perméabilité ponctuels.

Compte tenu de la probable forte perméabilité des formations présentes sous le site, nous conseillons au Maître d'Ouvrage la réalisation d'un essai de pompage de longue durée qui permettrait de préciser la valeur de perméabilité des formations sous le site et la valeur de débit en phase provisoire.

Les résultats d'un tel essai sont de nature à entraîner une révision des préconisations émise pour la gestion des eaux en phase provisoire (mise en œuvre d'une solution de rabattement par puits de pompage).

6.14.3 Contexte réglementaire

Nous attirons l'attention sur le fait qu'un dispositif de rabattement / drainage de nappe en phases provisoire / définitive peut être soumis, en fonction des débits pompés, à déclaration ou à autorisation au titre du code de l'environnement (limite de déclaration à 10 000 m³/an, limite d'autorisation à 200 000 m³/an) (démarches à effectuer par le Maître d'Ouvrage ou son représentant).

De plus, le Maître d'Ouvrage ou son représentant devra obtenir toutes les autorisations nécessaires au rejet des eaux pompées / drainées.

En tout état de cause, le dispositif de gestion des eaux souterraines en phase provisoire devra être suivi pendant toute la phase de travaux (relevé et consignation des débits / volumes pompés, matières en suspension).

6.14.4 Impact à l'extérieur de la fouille engendré par le rabattement

Nous rappelons que le rabattement sera réalisé à l'intérieur d'une enceinte considérée pseudo-étanche.

En phase Travaux, le niveau de la nappe extérieure devra être surveillé afin de vérifier que les niveaux piézométriques varient bien dans l'intervalle de battement annuel de la nappe (à préciser avec les résultats du suivi piézométrique continu). Un seuil d'alerte sera à fixer en phase travaux.

A ce stade un haut situé à EC-EH- 0.2 m/TN, niveau bas égal à EB+0.2 m/TN est retenu, nous le considérons comme un seuil d'alerte pour le suivi du niveau de nappe.

Pour chaque piézomètre les niveaux EB mesurés sont les suivants :

Sondage	Tête de sondage (m NGF)	Niveau d'eau EB (m/T)	Niveau d'eau EB (m NGF)
SC1	+4.15	3.45	+0.7
SC2	+3.73	2.7	+1.03
SC3	+3.82	3.45	+0.37
SC4	+3.72	3.3	+0.42
SC5	+3.79	4.1	-0.31
SC7	+3.88	3.4	+0.48
SC8	+3.21	2.85	+0.36
SC10	+1.97	1.7	+0.27
SC11	+2.27	2.0	+0.27
SC12	+1.25	1.15	+0.15
SC13	+4.39	4.2	+0.19

Le niveau EB par rapport aux sondages SC6, SP14 et SP17 reste à définir.

6.14.5 Ancrage du radier en phase définitive

D'après [R14], les descentes des charges sur les différents ouvrages sont les suivants :

	ELS (G+Q)	ELU (1.35G + 1.5Q)
Puit d'attaque PR St Pierre	39.80 kN/m ²	57.49 kN/m ²
Ouvrage d'accès Amont PR St Pierre	173.14 kN/m ²	237.50 kN/m ²
Puit de sortie Gare des bus	158.40 kN/m ²	218.37 kN/m ²
Ouvrage d'accès Vallon du Châtaignier	170.47 kN/m ²	233.90 kN/m ²
Puits d'attaque Reynaldo Hahn	147.60 kN/m ²	203.79 kN/m ²
Ouvrage d'accès Vallon de la Foux	149.26 kN/m ²	205.26 kN/m ²
Puit de sortie Canada	159.14 kN/m ²	219.37 kN/m ²
Ouvrage d'accès Vallon des Gabres - Henri IV	127.85 kN/m ²	176.36 kN/m ²
Puit d'attaque Roseraie	78.64 kN/m ²	110.70 kN/m ²

DDC sur ouvrages-extrait [R14]

Compte tenu du niveau d'eau EE défini, la nature de l'ouvrage nécessite une vérification du non soulèvement de l'ouvrage (UPL selon EC7).

$$G_{dst;d} \leq 0.9 \times (G_{stb;d} + Rd)$$

Avec :

$G_{dst;d}$: action déstabilisatrice (poussée hydrostatique)

$G_{stb;d}$: poids stabilisateur (poids du radier + charges permanentes)

Rd : résistance à la traction additionnelle en dessous du radier

Nous avons considéré par hypothèse des radiers de 40 cm d'épaisseur.

	Hauteur	Action Hydraulique (kN/m ²)	0,9*(ELU + PP) (kN/m ²)	Vérification
Puits ST PIERRE	15,71	152,1	60,7	non ok
Piquage ST PIERRE	14,95	144,5	222,7	ok
Puits GARE DE BUS	14,09	135,9	205,5	ok
Piquage VALLON CHATAIGNIER	13,44	129,4	219,5	ok
Puits REYNALDO HAHN	12,89	123,9	192,4	ok
Piquage VALLON DE LA FOUX	12,6	121	193,7	ok
Puits CANADA	11,04	105,4	206,4	ok
Piquage VALLON DES GABRES	9,78	92,8	167,7	ok
Puits LA ROSRAIE	8,91	84,1	108,6	ok

Vérification hydraulique des radiers

Le soulèvement hydraulique est vérifié sauf le radier du puits St pierre.

Pour cet ouvrage, il faut prévoir une solution structurelle de liaisonnement entre le radier et la paroi en pieux sécants ou un ancrage du radier par des tirants travaillant à la traction.

Dans le premier cas, la vérification des pieux à l'arrachement devra être réalisée en étude d'exécution G3, en fonction du type de pieux retenus.

A titre indicatif, la capacité de résistance à la traction de la paroi du puits St-Pierre en dessous du point neutre (situé à -12.7 m NGF) et jusqu'à -18.7 m NGF (ancrage de 6.0 m dans le Gneiss) pour des pieux forés simples (catégorie 1, classe 1), est :

- $Q_{ELS\ CARAC}=21161\text{ kN}$,
- $Q_{ELU\ FOND}=28947\text{ kN}$.

Avec :

$S_{\text{Totale paroi st pierre}}=36.72\text{ m}^2$, S : Aire totale de la paroi

$P_{\text{Totale paroi st pierre}}=42.7\text{ m}$, P : périmètre frottant de la paroi

Alors on obtient une contrainte maximale de traction en ELU :

$$\sigma_{ELU\ FOND}=260\text{ kN/m}^2 > \sigma_{\text{action hydro ELU}}=152.1$$

Ces résultats ont été calculés en prenant en compte les caractéristiques suivantes :

Sol	Nature	Toit m/TN	$\gamma_{R,d1}$ -	$\gamma_{R,d2}$ -	$\alpha_{\text{sol-pieu}}$ -	Courbe	p_i MPa	f_{sol} kPa	q_s kPa
3b	Gneiss	> 25.0	1.4	1.1	2.4	Q5	5.0	130	200

Avec :

- P_i^* : pression limite,
- f_{sol} : fonction dépendant du type de sol et de P_i^* ,
- q_{si} : frottement axial unitaire limite en considérant un pieu foré simple,

	Hauteur	σ'_{v0} (kN/m ²)	$\sigma_{\text{app.,ELS+pp}}$ (kN/m ²)	Vérification ($\sigma'_{v0} > \sigma_{\text{app.,ELS+pp}}$)	$\sigma_{\text{rd.,ELS}}$ (kN/m ²)
Puits ST PIERRE	15,71	283	49,8	ok	500
Piquage ST PIERRE	14,95	269	183,1	ok	500
Puits GARE DE BUS	14,09	254	168,4	ok	500
Piquage VALLON CHATAIGNIER	13,44	242	180,47	ok	400
Puits REYNALDO HAHN	12,89	232	157,6	ok	300
Piquage VALLON DE LA FOUX	12,6	227	159,26	ok	250
Puits CANADA	11,04	199	169,1	ok	300
Piquage VALLON DES GABRES	9,78	176	137,9	ok	140
Puits LA ROSRAIE	8,91	160	88,7	ok	300

Vérification à la portance des radiers

σ'_{v0} : Contrainte initiale appliqué sur le sol portante du radier avant excavation ($\gamma \cdot h_{\text{excavé}}$).

Pour tous les ouvrages $\sigma'_{v0} > \sigma_{\text{app,ELS+pp}}$, dans ce cas les tassements prévus après applications des charges sont négligeables.

Notons que ces calculs devront être vérifiés en phase G3 étude en fonction de la solution finale (épaisseur des radier, DDC réelle,...)

6.15 Zone d'influence géotechnique et avoisinants

Concernant les puits, à ce stade du projet, la ZIG est défini comme s'étendant sur une largeur à l'arrière du soutènement égale à 2 fois la hauteur de terre excavée soit 12 à 36 m environ au maximum.

La ZIG relative au micro tunnelier est présenté en annexe A1 ; en première approche au stade G2PRO, il s'agit d'un cône de pente 2H/1V depuis l'axe du tir.

La zone d'influence géotechnique devra être redéfinie en phase EXE en fonction du dimensionnement final. L'impact sur les avoisinants devra être évalué.

Les déformations admissibles des ouvrages avoisinants (réseaux ou autres) devront également être précisées en fonction de la rigidité de ces derniers.

6.16 Dispositions constructives à la paroi en pieux sécants

6.16.1 Exécution des pieux

L'exécution des fondations profondes devra être conforme aux normes NF P 94-262 et NF EN 1536. La technique d'exécution des pieux devra être adaptée aux faciès rencontrés.

La technique de réalisation des pieux, la définition des contraintes de mise en œuvre des pieux et la vérification des diamètres de pieux retenues par cette étude seront à définir par l'entreprise de fondations profondes. Entre autres :

- L'entreprise devra faire en sorte d'assurer l'étanchéité de la paroi : précision de verticalité avec un diamètre de pieu adapté à cette verticalité et en fonction de la profondeur de la fouille.
- La technique de mise en œuvre des pieux devra permettre de garantir la fiche mécanique et hydraulique.

Les sols en surface étant constitués de remblais, il est probable que d'autres éléments indurés soient rencontrés (blocs béton armé ou non par exemple). Dans ce cas, l'emploi d'engins de terrassements puissants sera nécessaire (type pelle lourde équipée d'un BRH).

Le forage des pieux constituera une reconnaissance de sol de détail à l'avancement dont les résultats, consignés sur des fiches de forage, seront analysés au fur et à mesure. Si des différences par rapport aux hypothèses retenues (stratigraphie horizontale, épaisseurs des formations) sont mises en évidence, des adaptations du dimensionnement devront être réalisées par l'entreprise dans le cadre de sa mission G3. Ces adaptations seront soumises pour avis au bureau de contrôle et au bureau d'étude géotechnique en charge de la mission G4.

Les pieux sont mis en œuvre jusqu'à ce que leurs pointes atteignent la cote déterminée avec l'ancrage minimal correspondant pour la qualité de terrain prévue.

L'entrepreneur informe le maître d'œuvre et propose à son visa les dispositions à prendre lorsque les conditions précédentes ne sont pas remplies ou lorsque la sévérité de la mise en œuvre risque d'altérer la résistance du pieu.

6.16.2 Contrôle des bétons

Des essais de contrôle de qualité et de résistance devront être réalisés sur le béton des pieux en cours de réalisation des travaux.

7 RECOMMANDATIONS MICROTUNNELIER

7.1 Généralité-Préambule

Le micro tunnelier sera adapté à l'excavation à réaliser en sachant que la nature des terrains rencontrés variera en fonction de sa position tout au long du tracé.

A partir du PR St-Pierre au PR Gare de bus, les matériaux rencontrés seront des roches peu altérées (Gneiss sol 3b).

Du PR Gare de bus ou PA Reynaldo Hahn les sols seront hétérogènes : le tracé intercepte au-delà des Gneiss (sol 3b) des sols vaseux (sol 4) sur les linéaires qui s'étendent entre les sondages SC11/SC9 et SP14/SC2 puis des calcaires altérés (sol 6a) entre les sondages SC8 et SC9 jusqu'au puits d'attaque.

Du PA Reynaldo Hahn au PA Roseraie, au-delà des calcaires altérés (sol 6a), le tracé recoupe les horizons 2b et 2c.

Le profil géotechnique proposé en annexe A3 est interprétatif.

Compte tenu de leur mode de dépôts de ces formations (lentilles, alternances de formations fines et grossières), les variations latérales de faciès et de compacité différentes doivent être attendues au droit du tir.

7.2 Choix du type de marinage

Les terrains rencontrés par le microtunnelier sont des roches, ou des sols sablo-argileux/limoneux à galets et des sols vaseux.

Nous conseillons d'utiliser une machine à marinage hydraulique, qui sera adaptée aux sols rencontrés.

Pour les sols, les essais labo (limites d'Atterberg §4.6.5) montrent que la majorité des échantillons ont un $IP < 30$:

Machines à marinage	Galets	Graviers	Sables	Limons	Argiles	
					Peu plastiques (IP < 30)	Plastiques (IP > 30)
Hydraulique	**	**	**	**	**	*
A vis	O	*	**	**	*	O
Pneumatique	O	**	**	**	*	*

** : machine bien adaptée ; * : machine pouvant convenir ; O : machine déconseillée

Tableau 5.1. *Choix des machines en fonction des types de terrains à excaver*
Choix des machines en fonction des types des terrains-extrait FSTT

Le marinage devra garantir :

- La stabilité de l'excavation,
- Une bonne lubrification.

Il conviendra de prendre en compte les pertes de fluides par pénétration dans les terrains perméables pour le choix des lubrifiants et du taux d'injection :

- Le coulis bentonitique comprendra l'ajout de polymères et/ou de microbilles pour accroître la viscosité (boue à forte densité),
- La lubrification devra être en continue et en plusieurs endroit du train du tuyau,
- Le volume injecté sera supérieur à très supérieur au volume annulaire.

Une surcoupe de 0.2 m est prise en compte dans notre étude.

7.3 Phasage des travaux

Les indications d'ordre géotechnique sont reprises ci-dessous :

- Réalisation des puits d'entrée et de sortie,
- Terrassements, pompage et aménagement de la fosse de travail,
- Réalisation du radier et du massif de réaction dans le puits d'entrée,
- Mise en place des ateliers du microtunnelier (pompes, poste de commandes, déssableur..) et du microtunnelier en fond de puits,
- Avancement du microtunnelier avec contrôle de sa trajectoire, de la vitesse d'avancement, des débits de marinages et de la pression de confinement,
- Evacuation du microtunnelier dans la fosse de sortie.

Les outils de foration devront être adaptés aux formations reconnues et attendues le long du forage, ainsi qu'au contexte hydrogéologique. La présence de vestiges divers n'est pas non plus exclue au droit du projet.

La vitesse d'avancement devra être adaptée au débit de marinage.

7.4 Choix des équipements

7.4.1 Facteurs de choix

Les principales caractéristiques des terrains qui conditionnent les choix de ces équipements sont :

1. La dureté : dans les cas de roches entre le puits St-Pierre et le puits de Gare de bus, des roches sont certainement rencontrées par le microtunnelier (Gneiss voir Pélites) et probablement entre le Vallon de Châtaignier et le puits du Raynaldo Hahn (sol 6b : calcaire) avec une Rc entre 24 et 40.5 Mpa (voir § 4.6.10)
2. La susceptibilité au collage d'argile : en cas d'argile collante (IP>30) : les essais labo (limites d'Atterberg §4.6.5) montrent que la majorité des échantillons ont un IP<30, ce risque peut être écarté en premier approche,
3. L'abrasivité des terrains : l'analyse d'abrasivité des échantillons (voir §4.6.16) montre que la majorité des échantillons en terrains rocheux sont très abrasifs à extrêmement abrasif parfois : dans ce cas on pourra être amené à renforcer les outils par des pastilles en carbure de tungstène de façon à diminuer leur usure.

7.4.2 Choix de têtes : ouverture, outils de coupe

Nous recommandons de choisir un équipement un outil molettes (Roue rocher) dans la zone de Gneiss.

Pour le reste du tracé un outil avec molettes et pics, tête ouverte et un broyeur puissant (Roue mixte) sera probablement le plus adapté pour tous les types des sols rencontrés (blocs dans une matrice et argiles de IP<30)

Terrain	Caractéristiques déterminantes	Compacité de la matrice	Fonctionnalité recherchée	Choix des équipements
Rocher pleine section	σ_c des blocs < 200 MPa	Sans objet	Découper le rocher pour le réduire en éléments de petites dimensions	Molettes Ouvertures de la tête de dimensions compatibles avec le circuit de marinage
Blocs emballés dans une matrice	Dimensions des blocs < D/3	Sans objet	Permettre aux blocs de pénétrer dans la tête Réduire les blocs à des dimensions < diamètre du système de marinage	Tête ouverte Broyeur
		Lâche	Découpage des blocs relativement facile Eviter de trop pousser	Pics (+ molettes) Tête très ouverte Broyeur standard
	Dimensions des blocs > D/3 et $\sigma_c < 10$ MPa	Compacte	Découpage des blocs relativement facile	Pics (+ molettes) Tête ouverte Broyeur standard
		Lâche	Découpage des blocs très difficile Eviter de trop pousser	Molettes et pics Tête très ouverte Broyeur puissant
	Dimensions des blocs > D/3 et $\sigma_c > 10$ MPa	Compacte	Découpage des blocs difficile	Molettes et pics Tête ouverte Broyeur puissant
		Lâche	Découpage des blocs très difficile Eviter de trop pousser	Molettes et pics Tête très ouverte Broyeur puissant
Argiles	IP < 30	–	–	Pics Tête très ouverte
	IP > 30	–	Eviter le collage	Couteaux Buses d'injection sur la tête (<i>jetting</i>) Tête très ouverte

Tableau 5.2. Guide de choix des équipements d'abattage

Choix des équipements d'abattage-extrait FSTT

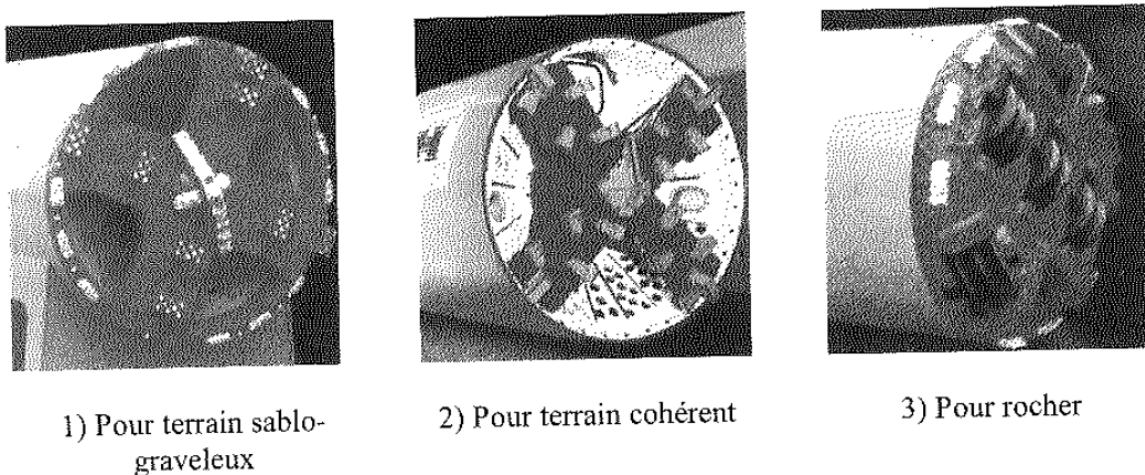


Figure 5.1. Différentes têtes de coupe (document Herenknecht)

Différentes têtes de coupe-extrait FSTT

7.5 Injections au niveau des puits et des piquages

Lors de l'arrivée/sortie de microtunnelier au niveau des puits, compte tenu du risque d'arrivée d'eau et d'entraînement de fines, il est nécessaire de prévoir des forages d'injection de coulis auréolaires en périphérie des puits. L'objectif est de disposer d'un massif de sol en place suffisamment imperméable pour limiter ces phénomènes.

En fonction de la technique retenue, le calepinage et la profondeur des injections seront à préciser lors des études d'exécution G3.

7.6 Stabilité du front de taille et pression de confinement

La pression de confinement requise pour assurer la stabilité du front de taille et de la surcoupe est définie par la relation suivante :

$$\sigma_T = \gamma \cdot \left(H + \frac{D_e}{2} \right) - T_c c_u$$

Avec :

γ : poids volumique apparent des sols sur la hauteur de recouvrement

H : hauteur de recouvrement

D_e : diamètre de l'excavation (y compris surcoupe)

c_u : cohésion non drainée

T_c : coefficient de stabilité de sol cohérent (cf abaque FSTT).

L'excavation est stable si σ_T est inférieure ou égale à 0.

Dans le cas de sols purement frottants, la pression de confinement σ_T est toujours positive, et par conséquent l'excavation est toujours instable sans pression de confinement.

Les pressions de confinement pour des ouvrages circulaires sont définies ci-dessous :

$$P_{min} = 1.5 \times \left[\frac{kp}{kp^2 - 1} \times (YD_e + s) \right]$$

$$P_{max} = \frac{\sigma_v + s}{1.1}$$

Avec :

Kp : coefficient de poussée ($kp = \tan^2(\pi/4 + \varphi/2)$)

Y : poids volumique apparent des sols sur la hauteur de recouvrement

s : surcharge permanente (ici, nulle, trafic non permanent)

σ_v : contrainte verticale (hauteur de recouvrement)

Lors des études et du suivi d'exécution, il conviendra de s'assurer que la poussée en tête P_{totale} (cf§7.7) reste à la fois :

- Supérieure à la pression active du sol (poussée), afin de limiter l'éboulement du front de taille susceptible d'augmenter les tassements en surface,
- Inférieure à la pression passive (butée) afin de ne pas poinçonner les sols sus-jacents et risquer un soulèvement en surface.

La pression de l'outil sera contrôlée tout au long de la foration par le foreur.

Il conviendra de s'assurer du niveau des eaux souterraines préalablement aux travaux du microtunnelier.

Le tableau suivant donne les pressions de confinement minimales et maximales selon les puits et les ouvrages d'accès du projet :

Ouvrage	Profondeur (m)	σ_v (Kpa)	P_{max} (kPa)	P_{min} (kPa)
Puits de la Roseraie	8,91	178,2	162,0	23,4
Puits de Reynaldo Hahn	12,89	257,8	234,4	15,5
Puits de la Gare Routière	14,09	281,8	256,2	21,0
Puits de St-Pierre	15,71	314,2	285,6	14,1
Ouvrage amont St-Pierre	14,95	299,0	271,8	14,1
Puits de Canada	11,04	220,8	200,7	15,5
Vallon de Châtaignier	13,44	268,8	244,4	14,1
Vallon de la Foux	12,6	252,0	229,1	15,5
Vallon des Gabres	9,78	195,6	177,8	43,4

Lors des études et du suivi d'exécution, il conviendra de s'assurer que la poussée en tête P_{totale} reste à la fois :

- Supérieure à la pression active du sol (poussée), afin de limiter l'éboulement du front de taille susceptible d'augmenter les tassements en surface,
- Inférieure à la pression passive (butée) afin de ne pas poinçonner les sols sus-jacents et risquer un soulèvement en surface.
- La pression de l'outil sera contrôlée tout au long de la foration par le foreur.

Il conviendra de s'assurer du niveau des eaux souterraines préalablement aux travaux du microtunnelier. Dans le cas où le projet se situerait dans la zone de battement des eaux souterraines, des adaptations seront nécessaires.

7.7 Evaluation du frottement latéral

Il est possible d'évaluer le frottement latéral de façon théorique.

La contrainte appliquée sur le tuyau est estimée à partir de la formule Terzaghi.

Dans notre cas, en présence de la nappe, la contrainte sera calculée comme expliqué sur la page 141 des recommandations de FSTT :

6.4.6. Les pressions hydrauliques : présence d'une nappe phréatique

Les pressions hydrauliques exercées sur la canalisation sont dues à :

- la présence éventuelle de la nappe phréatique,
- la circulation d'un fluide à l'intérieur de la canalisation pendant sa mise en service.

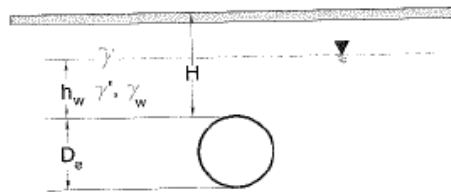


Figure 6.22. Présence d'une nappe phréatique

En tenant compte du modèle de Terzaghi pour les conduites peu profondes (paragraphe 6.4.3.1) la pression verticale due au terrain au niveau de la génératrice supérieure de la conduite devient (figure 6.22) :

$$\sigma_{EV} = k_1 \cdot \gamma \cdot (H - h_w) + k_2 \cdot \gamma' \cdot h_w + \gamma_w \cdot h_w$$

avec :

- γ : poids volumique du sol,
- γ' : poids volumique du sol immergé,
- γ_w : poids volumique de l'eau,
- H : hauteur de couverture sur la génératrice supérieure de la conduite,
- h_w : hauteur de la nappe phréatique sur la génératrice supérieure de la conduite.

$$k_1 = \frac{1 - e^{-2K \tan \phi \frac{H - h_w}{b}}}{2K \cdot \tan \phi \cdot \frac{H - h_w}{b}} \quad \text{soit } k_1 = k \text{ pour } h_w = 0$$

$$k_2 = \frac{1 - e^{-2K \tan \phi \frac{h_w}{b}}}{2K \cdot \tan \phi \cdot \frac{h_w}{b}} \quad \text{soit } k_2 = 1 \text{ pour } h_w = 0$$

$$\text{où } b = D_e \tan \left(\frac{3\pi}{8} - \frac{\phi}{4} \right) \text{ et } K = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right).$$

Calcul de la contrainte appliquée sur le tuyau-extrait FSTT Microtunneliers

L'effort normal s'appliquant est égal à :

$$n = D_{ext} \frac{\pi}{2} \left\{ \left(\sigma_{EV} + \frac{\gamma D_e}{2} \right) + K_2 \left(\sigma_{EV} + \frac{\gamma D_e}{2} \right) \right\}$$

- K2 = 0,3 par simplification
- D ext : diamètre extérieur
- De : diamètre de l'excavation

La force unitaire (f) est égale à :

$$f = n\mu$$

Les recommandations de la FSTT préconisent les valeurs suivantes pour ce coefficient de friction :

- sans lubrification : $\mu = 0,3$ en général et $\mu = 0,4$ pour les sols très grossiers,
- avec lubrification : $\mu = 0,1$ (injection continue, volume injecté > vide annulaire),
- avec lubrification : $\mu = 0,15$ à $0,2$ (injection discontinue, volume injecté < vide annulaire).

Dans notre cas, nous considérons un fonçage avec lubrification, avec $\mu=0.1$.

• **Effort supplémentaire dû aux arrêts**

Les arrêts du fonçage entraînent un supplément de frottement. Le tableau ci-dessous donne une estimation de ces suppléments, d'après les recommandations FSTT.

	Un weekend	Une nuit	< 3h
f_{sup} (kPa/ml)	2,4 kPa	1 à 2 kPa	0,6 à 0,8 kPa

Afin de ne pas tenir compte de cet effort supplémentaire les longueurs de fonçage devront être limitées à 50m.

Selon les recommandations FSTT, un effort de poussée en tête Rp doit être considéré tel que:

$$R_p = r_p \pi \frac{D_e^2}{4}$$

Ou Rp : la résistance en tête apparente

	Sables	Argiles	Sables et graviers
r_p (kPa)	1 000	600	1 700

r_p selon le type de sol-extrait FSTT

Nous avons considéré pour tous les sols une r_p de 1700 kPa (sables et graviers).

Le tableau suivant, regroupe les efforts de frottement latérale unitaire et les efforts de poussé en tête en fonction des sols rencontrés selon les puits/ouvrages d'accès:

Coupe	Profondeur jusqu'au toit de canalisation (m)	b (m)	σ_{EV} (kPa)	n (kN/ml)	F (kN/ml)	$\sigma_{\text{Frottement}}$ (kPa)	Rp (kN)
La Roseraie	7,31	3,6	60,6	395,3	39,5	7,9	3416,32
Reynaldo Hahn	11,29	3,3	44,7	529,5	53,0	10,5	3416,32
Gare Routière	12,49	3,6	62,2	599,7	60,0	11,9	3416,32
St-Pierre	14,11	3,3	25,2	628,7	62,9	12,5	3416,32
Canada	9,44	3,3	44,1	458,2	45,8	9,1	3416,32

7.8 Evaluation de l'effort total de poussé

L'effort total de poussée est calculé à partir :

- du frottement le long du tracé ;
- de l'effort en tête Rp.

Par hypothèse les longueurs de fonçage sont limitées à 50 m (hypothèse à valider lors des études d'exécution).

D'après [R15], les tirs à réaliser sont :

- Tir 1 de St Pierre à Canada
- Tir 2 de Reynaldo Hahn à Gare de bus
- Tir 3 de Reynaldo Hahn à Canada
- Tir 4 de Roseraie à Canada

L'évaluation de l'effort total poussée, pour chaque tir sont présentés sur le tableau ci-dessous :

TIR	Distance	Tranches de 50 ml	F (kN/ml)	Effort de Poussé au frottement (kN)	Effort de Poussé totale à l'avancement (kN)
1-ST pierre à Canada	1640,416	33	62,9	103133	215871
2-Reynaldo Hahn à Gare de bus	724,956	15	60,0	43474	94719
3-Reynaldo Hahn à Canada	583,454	12	53,0	30897	71892
4-Roseraie à Canada	658,781	13	45,8	30185	74597

7.9 Massif de réaction

L'effort de réaction dans les vérins qui se répartit sur le massif de réaction ne doit pas dépasser l'effort de butée mobilisable dans le terrain.

L'effort admissible de poussage peut être calculé selon la formule de Stein ci-dessous :

$$V_{adm} = \frac{K_p \cdot \gamma \cdot b}{2 \cdot F} [h_1^2 + h_1(2h_2 + h_3)]$$

- Kp = coefficient de butée,
- γ = poids volumique des terrains,
- b = largeur du massif,
- F = coefficient de sécurité pris égal à 1.5,
- h1 = hauteur du puits au-dessus du massif,
- h2 = hauteur du massif,
- h3 = ancrage du puits.

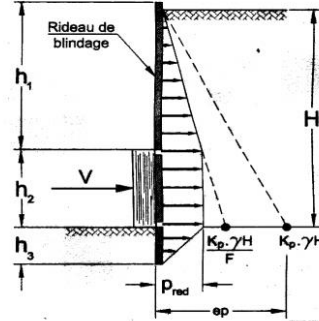


Schéma de principe

On a :

$$P_{total} < V_{adm}$$

Les efforts transmis au sol par le massif ne devront pas dépasser la butée admissible du sol. Dans tous les cas, la pression appliquée lors du fonçage ne devra pas excéder la pression de confinement déterminée dans le §7.5. Afin de mieux répartir les efforts de poussée, des stations intermédiaires devront être mises en place.

Nous avons appliqué la contrainte correspondante aux massifs des réactions au droit des puits/accès sur la paroi de pieux sécants sous K-REA.

Les dimensions de massif de réaction ont été prises par hypothèse comme suit :

b= 2.0 m

h2=2.5 m

Les résultats de calculs de $R_{admissible}$ pour chaque ouvrage sont présentés sur le tableau suivant (le puits canada est un puits de sortie et ne contient pas un massif de réaction [R15]) :

Coupe	Kp	H1 (m)	H2 (m)	H3 (m)	Vadm (kN)	σ Appliquée (MPa)
La Roseraie	2,5	6,9	2,0	4,79	3556	0,9
Reynaldo Hahn	3,4	10,9	2,0	4,71	9629	2,4
Gare Routière	2,7	12,1	2,0	5	9032	2,3
St-Pierre	3,7	13,7	2,0	6	15951	4,0

Le massif d'appui des vérins de fonçage devra être vérifié et dimensionné (STR) lors des études d'exécution G3.

7.10 Passages sous ouvrages existantes

7.10.1 Méthode de modélisation des déformations

L'estimation des tassements a été faite par une modélisation aux éléments finis avec le logiciel PLAXIS 2D.

Le modèle de sol utilisé pour la modélisation est celui de Mohr Coulomb.

Le calcul sera conduit en déformations planes (plane strain) permettant de modéliser un projet selon une coupe type qui suppose une continuité, hors du plan d'étude, des paramètres géométriques et mécaniques.

Les calculs qui sont effectués et les résultats qui en découlent sont théoriques. En particulier, les déformations ne doivent être considérées que comme des estimations qui se veulent être représentatives de l'ordre de grandeur des amplitudes des tassements.

La précision réelle de l'amplitude des déformations est difficile à déterminer compte tenu de la variabilité inhérente des sols et de la dispersion des résultats des essais in-situ.

Il est donc indispensable d'accepter que ces tassements ne soient que des estimations faites sur la base du modèle géotechnique interprété et simplifié. L'imprécision de ces estimations dépend notamment :

- De l'inévitable imperfection de représenter l'hétérogénéité et la variabilité mécanique des sols par un modèle simplifié,
- De l'inévitable imprécision à définir les paramètres de déformation des sols utilisés dans les modèles numériques (module d'Young et coefficient de Poisson) à partir d'essais in-situ, et en particulier en nombre limité. Notons que cette imprécision pourrait être réduite par exemple par un plus grand nombre de points de sondage liés à des essais de nature variée (essais de laboratoire de type œdomètre, triaxial / essais in-situ de type essais pressiométriques cycliques, cross-hole/downhole),
- Des simplifications qui doivent forcément être faites pour modéliser le comportement des sols.

Ces résultats permettront de mettre en œuvre la méthode observationnelle et seront à comparer avec les valeurs de tassements de la chaussée mesurées lors de la phase G3 suivi.

7.10.2 Critères de déformations

En première approche nous avons retenu le seuil admissible de tassements maximaux de :

- 1 à 1.5 cm sous les fondations des ouvrages existants et les réseaux sensibles et/ou rigides
- 2 à 2.5 cm pour les voiries et les réseaux souples.

L'équipe de conception devra se prononcer sur ces valeurs seuils avant le démarrage des études d'exécution en fonction du diagnostic des avoisinants (hors mission d'ERG).

7.10.3 Hypothèses de calculs

Les hypothèses géotechniques figurent dans les tableaux du §5.2 et les entrées du logiciel PLAXIS relatives aux matériaux modélisés figurent en annexe A9.

D'après [R15], il s'agit d'un microtunnelier de diamètre intérieur de 1600 mm et de diamètre extérieur 1940 mm.

Nous avons considéré :

- Un comportement de sol par la loi de Mohr-Coulomb de manière sécuritaire, (des calculs de calage avec un modèle Hardening soil ont également été réalisés et donnent des tassements moins défavorables)
- Les caractéristiques de conduite en béton suivantes (voussoir) :
 - $D_{\text{intérieur}}=1600$ mm ; $D_{\text{extérieur}}=1940$ mm ; Epaisseur= 170 mm ;
 - Inertie $I= 0.37$ m⁴ ; $EI=3.6 \times 10^6$ kN.m²
- Une réduction de la résistance de l'interface entre les tuyaux et les sols 2 avec $R = 0.8$,

- Une perte de volume due à la contraction radiale lors de la foration de 0.5 % (valeur à confirmer en phase G3).

7.10.4 Surcharges

Aucune surcharge permanente n'a été considérée dans les modèles PLAXIS 2D.

7.10.5 Phasage des calculs

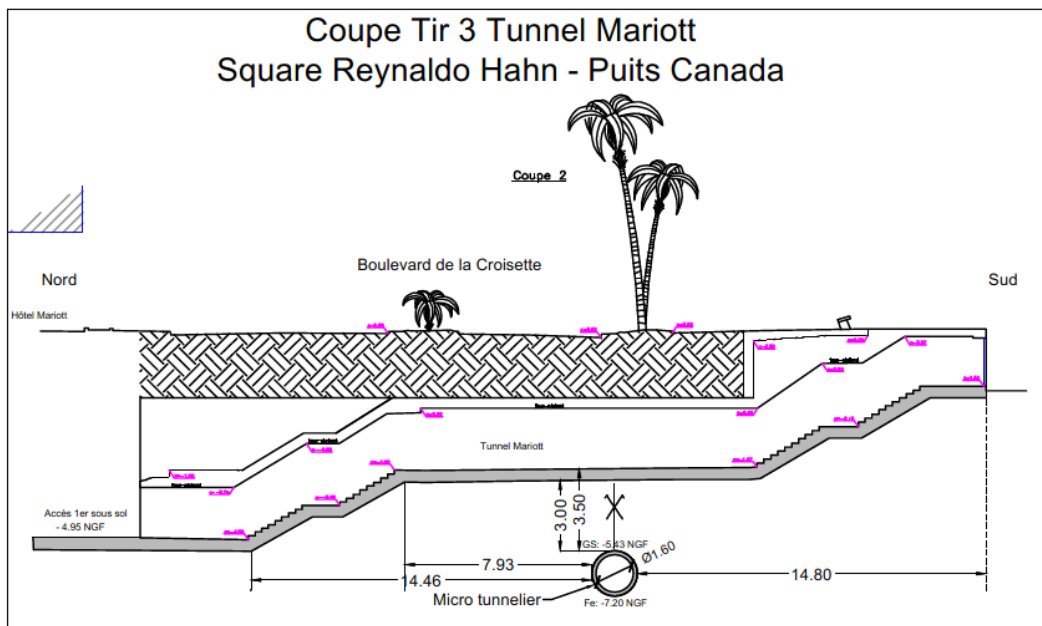
Le phasage des calculs avec le logiciel PLAXIS 2D est le suivant :

Nom de la phase	Action	Initialisation des déplacements
Phase initiale	Initialisation	-
Phase 2	Construction (Tunnel Miramar et Mariott)	Oui
Phase 3	Foration / excavation tir : Mise en place de voussoir en béton	Oui
Phase 4	Contraction de sol	Non

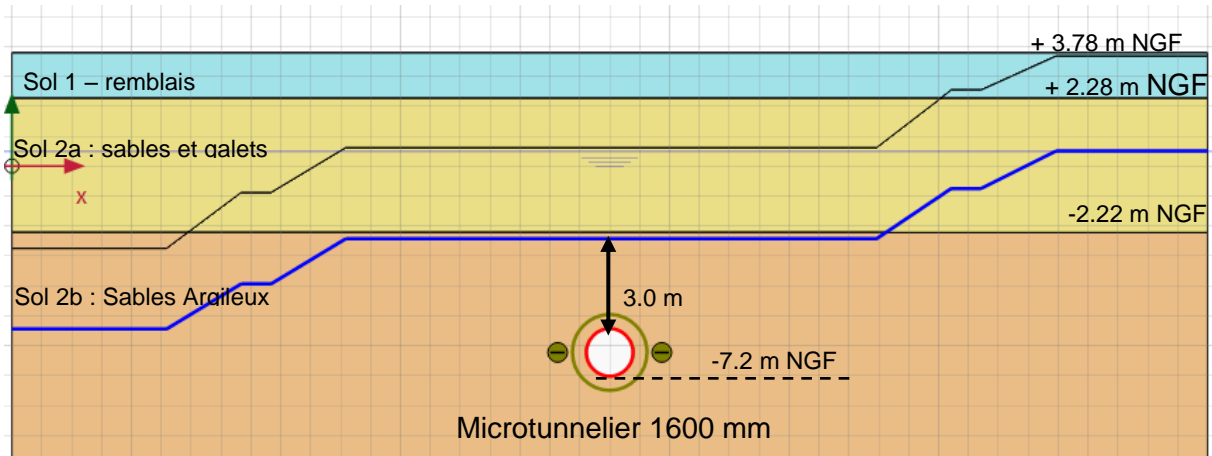
Phasage des calculs sous Plaxis

7.10.6 Résultats – passage sous tunnel Mariott

La coupe de passage du microtunnelier suivante a été modélisée sur Plaxis 2D, d'après [R11] :

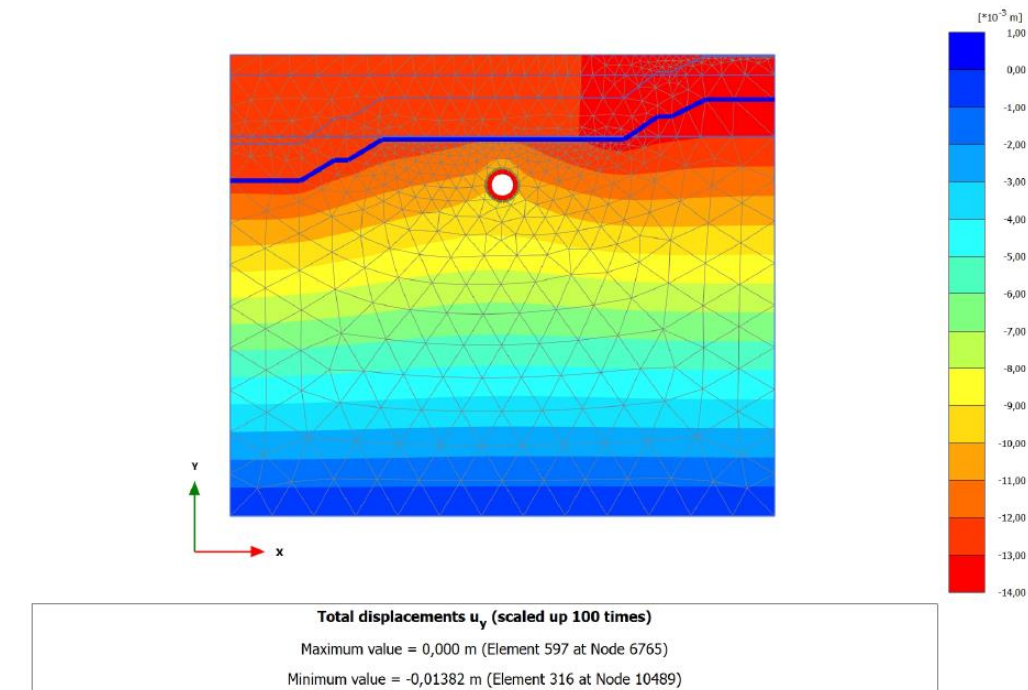


Coupe de passage de microtunnelier sous le tunnel Mariott-extrait [R11]



Modélisation du tir du microtunnelier-Tunnel Mariott

Les résultats des tassements totaux suite au passage du tir sous le tunnel Mariott sont illustrés sur la figure suivante et sont de l'ordre de 1.4 cm :

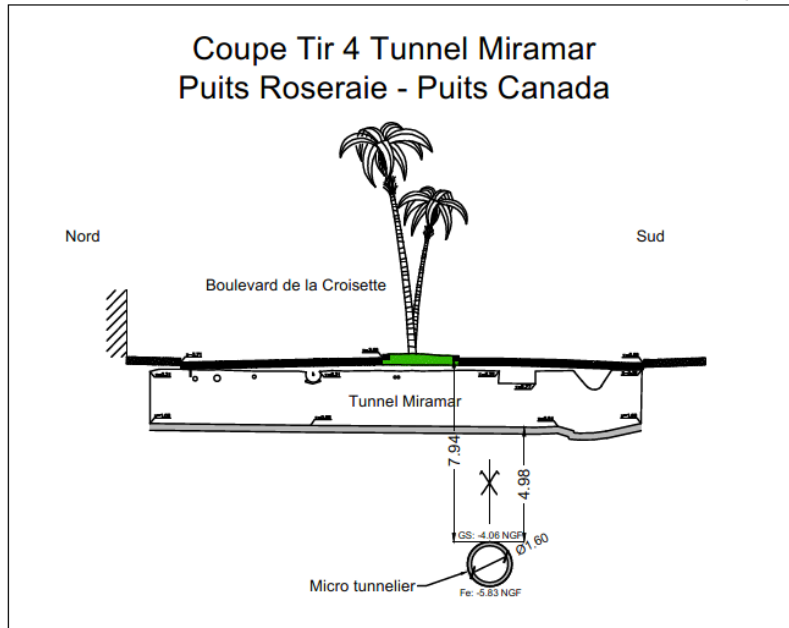


12

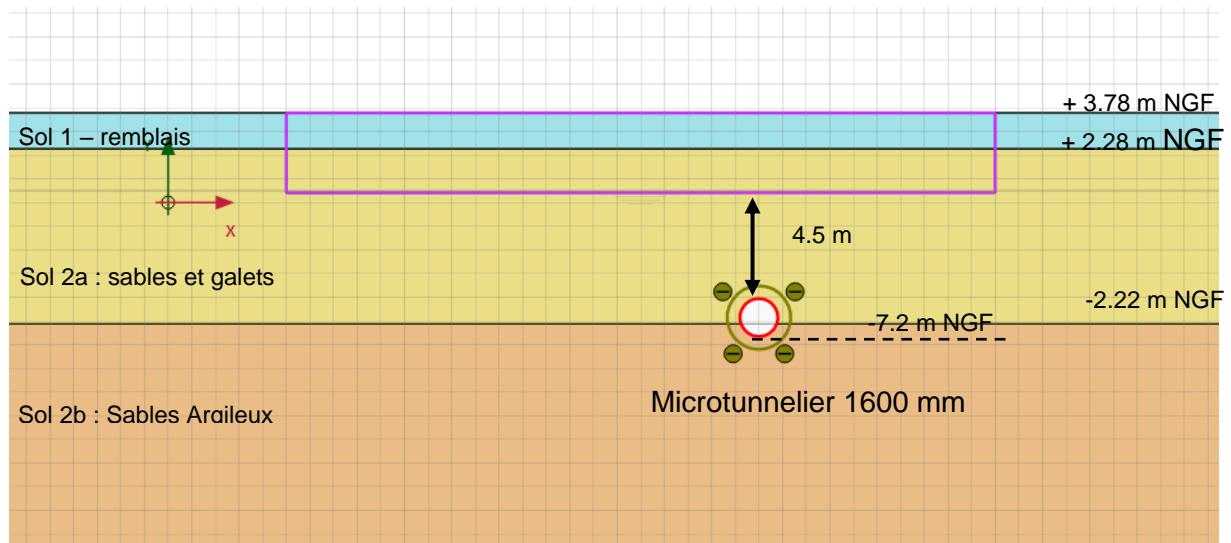
Tassements totaux (~1.4 cm)-Tunnel Mariott

7.10.7 Résultats-passage sous tunnel Miramar

La coupe du passage du microtunnelier a été modélisée sur Plaxis, d'après [R11] :

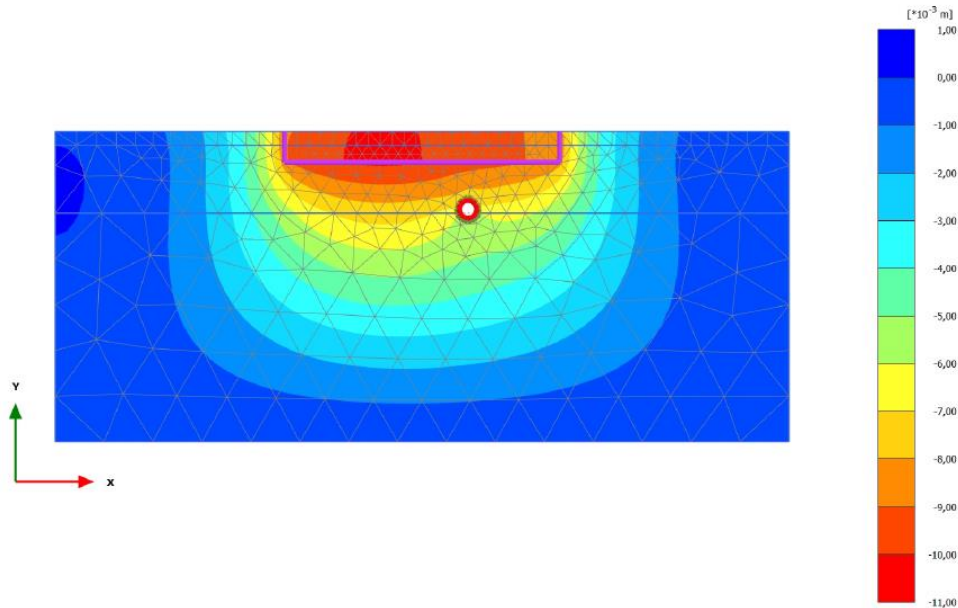


Coupe de passage de microtunnelier sous le tunnel Miramar-extrait [R11]



Modélisation du tir du microtunnelier-Tunnel Miramar

Les résultats des tassements totaux suite au passage du tir sous le tunnel Miramar sont illustrés sur la figure suivante et sont de l'ordre de 1.0 cm :



Total displacements u_y (scaled up 200 times)
 Maximum value = $0,05717 \cdot 10^{-3}$ m (Element 196 at Node 5018)
 Minimum value = $-0,01019$ m (Element 112 at Node 2720)

12

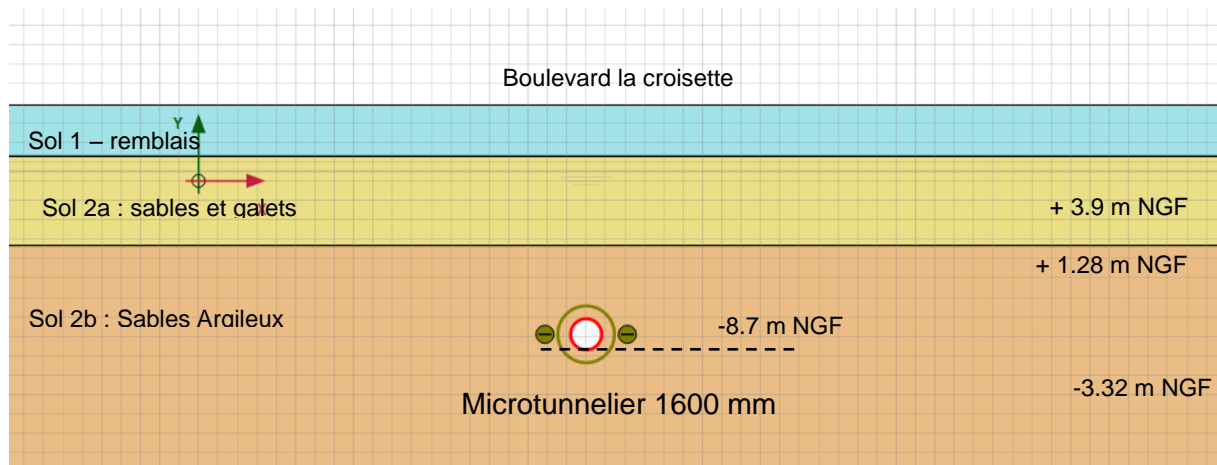
Tassements totaux (~1.0 cm)-Tunnel Miramar

L'attention sur le fait que le modèle géotechnique considéré au droit du tunnel Miramar a été obtenu par extrapolation des sondages les plus proches.

A notre sens, il conviendrait de s'assurer de la validité de ce modèle géotechnique par la réalisation d'un sondage de type pressiométrique à proximité du tunnel Miramar.

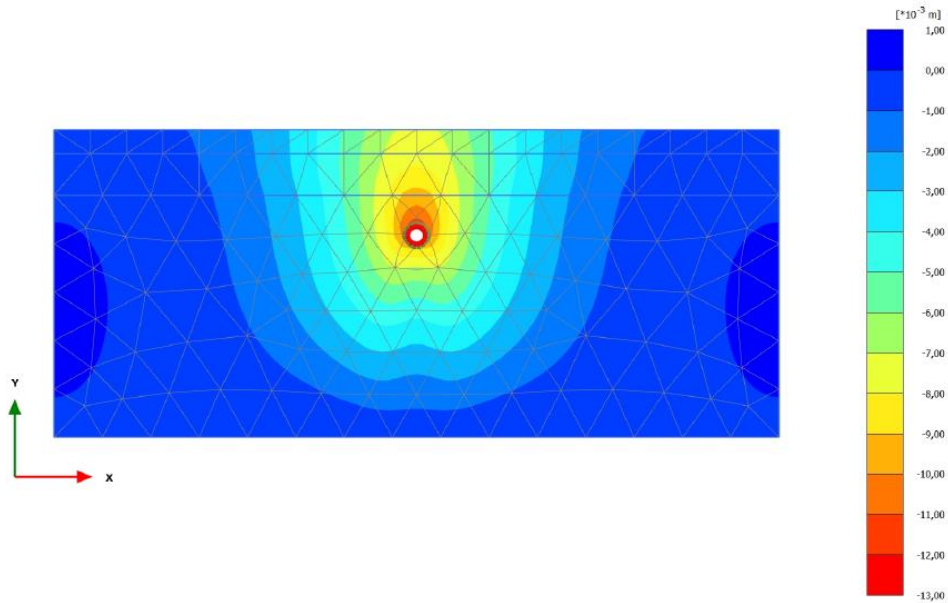
7.10.8 Section courante-Passage à coté de puits de Reynaldo Hahn

Une section courante de passage à côté du puits de Reynaldo Hahn a été modélisée, comme suit :



Modélisation du tir du microtunnelier

Les résultats des tassements totaux suite au passage du tir sous le tunnel Miramar sont illustrés sur la figure suivante et sont de l'ordre de 1.3 cm :



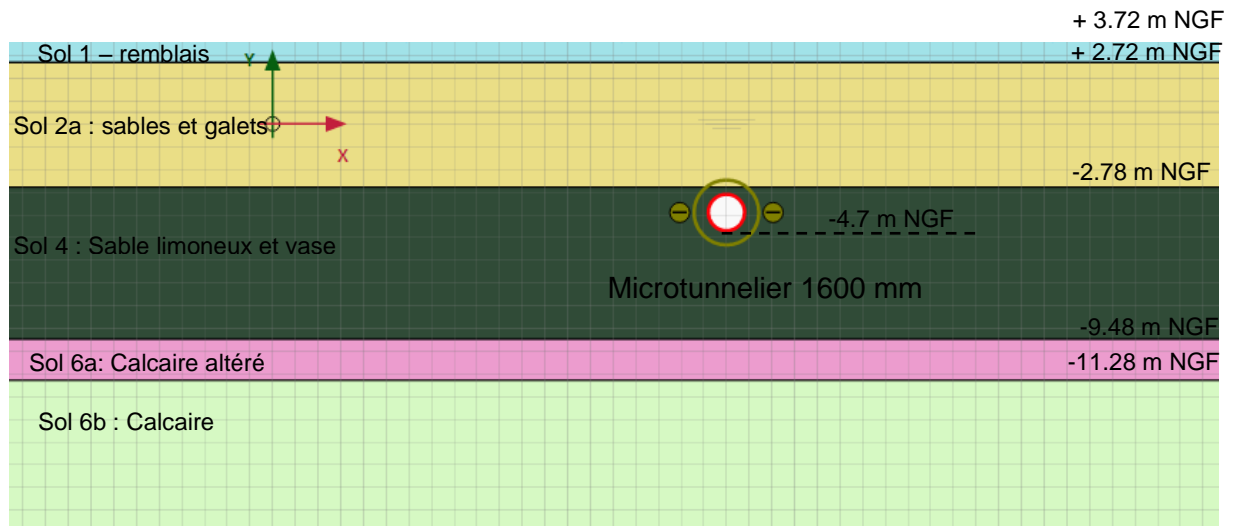
Total displacements u_y (scaled up 200 times)
 Maximum value = $0,06484 \cdot 10^{-3}$ m (Element 82 at Node 187)
 Minimum value = $-0,01231$ m (Element 237 at Node 850)

11

Tassements totaux (~1.3 cm)-Passage à côté du puits Reynaldo Hahn

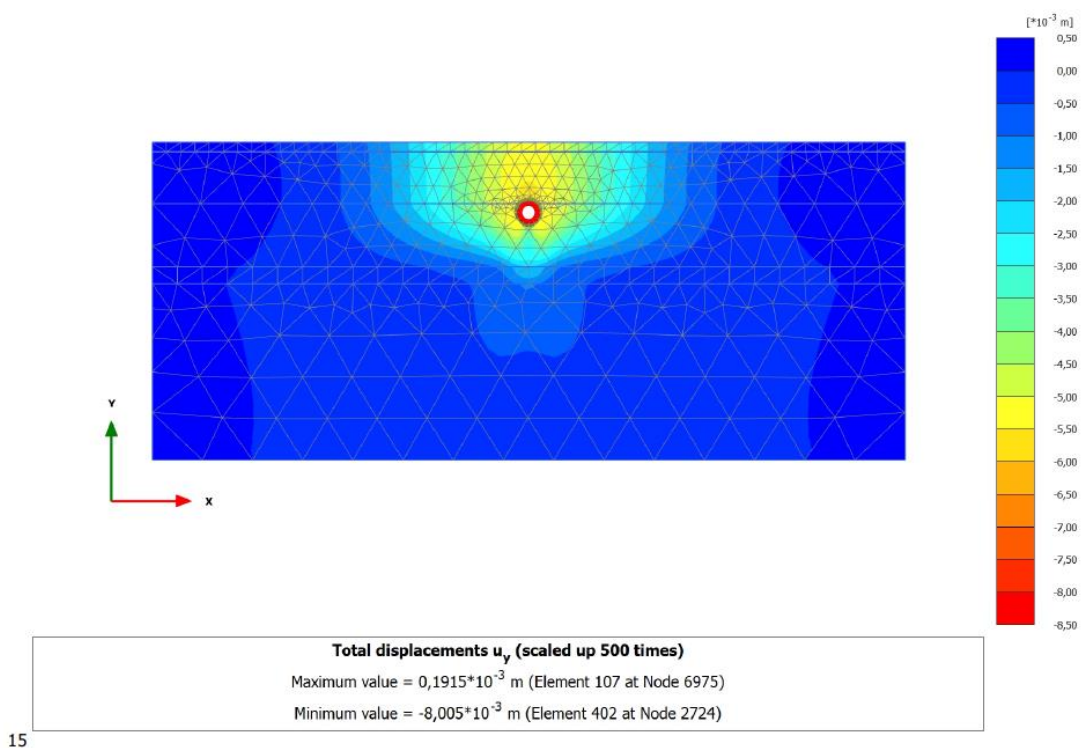
7.10.9 Section courante-Passage à côté du vallon des Gabres

Une section courante de passage à côté du vallon des Gabres a été modélisée, comme suit :



Modélisation du tir du microtunnelier

Les résultats des tassements totaux suite à la réalisation du tir sont illustrés sur la figure suivante et sont de l'ordre de 1 cm :

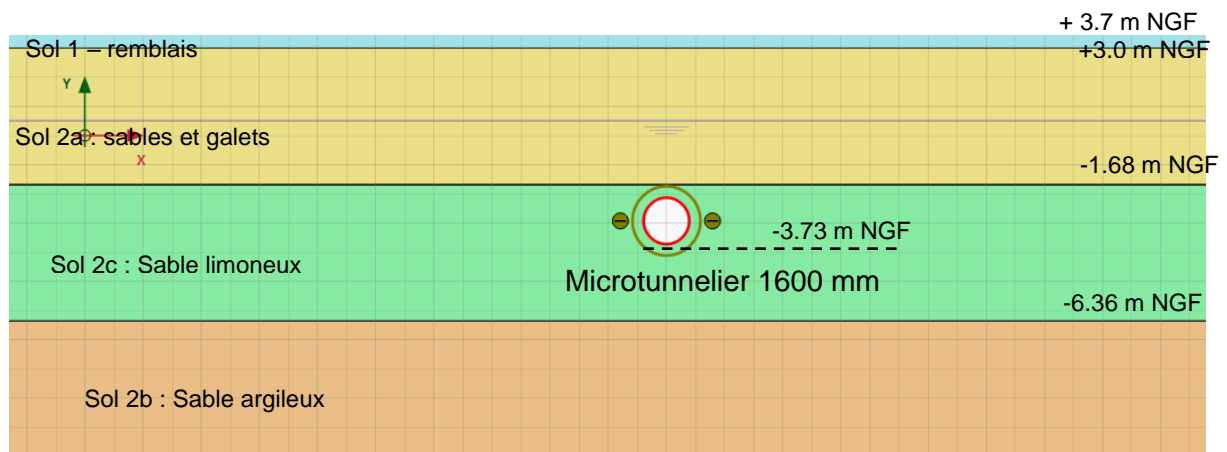


15

Tassements totaux (~1.0 cm)-Passage à côté de vallon des Gabres

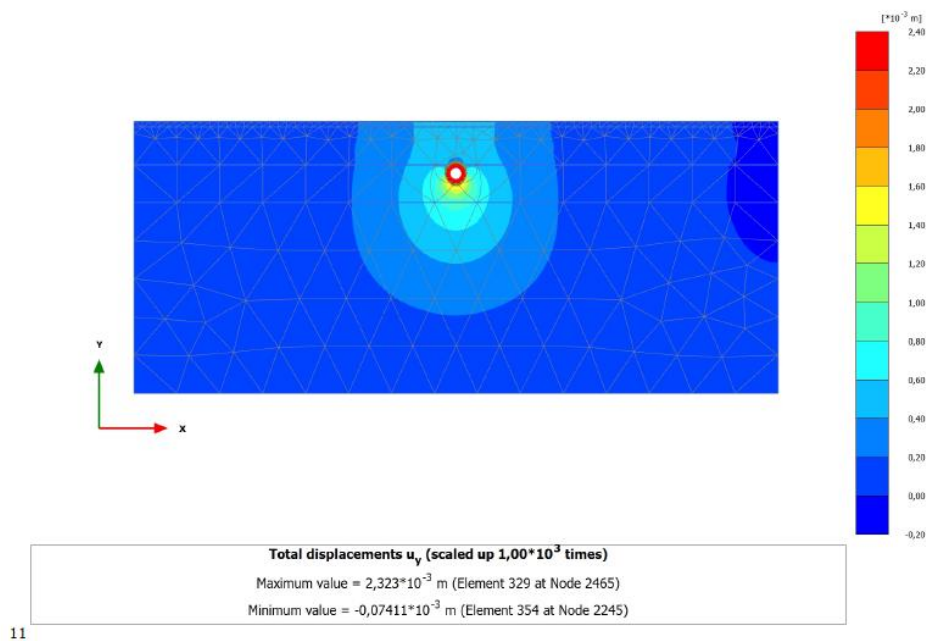
7.10.10 Section courante-Passage à côté du puits de la Roseraie

Une section courante de passage à côté du puits de la Roseraie a été modélisée, comme suit :



Modélisation du tir du microtunnelier

Les tassements totaux sont inférieurs au demi-centimètre suite à la réalisation du tir et sont illustrés sur la figure suivante :



Tassements totaux-Passage à coté de puits de la Roseraie

Les détails des calculs sont présentés en annexe A9.

Ces modèles devront être confirmés dans le cadre des études d'exécution (mission G3 phase étude).

A ce stade, les tassements obtenus sont admissibles au regard des critères proposés précédemment.

Ces critères devront être confirmés par la maîtrise d'œuvre et un suivi observationnel devra être prévu dans le cadre de la mission G3 phase suivi afin de vérifier si les valeurs théoriques obtenus au droit des différents modèles sont en corrélation avec les valeurs mesurées lors des relevés topographiques d'auscultation.

Si nécessaire, des adaptations devront être proposées pendant les travaux.

7.10.11 Effort dans les voussoirs

A titre purement indicatif, le tableau suivant présente les différents efforts/moments maximaux (effort normal N, effort tranchant V, moment fléchissant M), en phase finale sur les voussoirs d'après notre calcul PLAXIS :

Passage/Effort	N (kN)	V (kN)	M (+) (kN.m)	M (-) (kN.m)
Tunnel Mariott	100	± 30	+ 255	- 147
Tunnel Miramar	80	± 25	+ 225	- 109
SC : Reynaldo Hahn	117	± 11	+ 271	- 174
SC : vallon des gabres	70	± 7	+ 173	- 102
SC : La Roseraie	44	± 16	+ 150	- 60

| Les graphiques de ces efforts sont présentés en annexe A9.

| Notons que ces efforts devront être recalculés/vérifiés en phase G3 étude.

8 DÉTAILS DE RÉALISATION ET DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES ET RECOMMANDATIONS

8.1 Dispositions relatives à la gestion des eaux souterraines

Phase provisoire :

Les valeurs de débits estimées sont à considérer avec prudence, car basées rappelons-le sur l'interprétation de mesures de perméabilité très ponctuelles et sur certaines hypothèses géométriques qu'il conviendra de préciser dans le cadre des études d'exécution G3.

Ces débits sont donc à prendre avec prudence et seront à vérifier et le dispositif de pompage à adapter en fonction des travaux réalisés (fiche de la paroi en pieux sécants, dimensions des tranchées,...), du niveau de la nappe au moment de la réalisation des travaux et des débits réellement mesurés lors des travaux.

Dans tous les cas, des essais de perméabilités ponctuels en grand nombre, ainsi que la réalisation d'un essai de pompage sont à prévoir afin de préciser la perméabilité en grand du site, et de préciser les débits d'exhaure.

Afin de s'affranchir des effets défavorables de l'écoulement de la nappe au moment du pompage, des puits de pompage profonds (sous l'arase inférieure de la paroi) pourront être mis en place.

Il sera nécessaire de prévoir un suivi des débits de pompage pendant toute la phase de terrassement.

Des bacs de décantation permettront d'observer la présence ou non de particules fines entraînées par le système de pompage.

Nous attirons l'attention du Maître d'Ouvrage, en vertu de notre devoir de conseil, sur le fait qu'un dispositif de rabattement de nappe en phase provisoire est soumis, en fonction des débits pompés, à déclaration ou à autorisation au titre du code de l'environnement.

De plus, le Maître d'Ouvrage devra obtenir toutes les autorisations nécessaires au rejet des eaux pompées.

Phase définitive :

En ce qui concerne la protection des ouvrages contre les eaux en phase définitive et selon le degré de protection souhaité, on se référera au DTU 14.1.

La structure des ouvrages enterrés devra être dimensionnée en prenant en compte la pression hydrostatique.

8.2 Terrassement

Cette étude n'est pas conçue pour forfaitiser un marché de terrassement et l'analyse détaillée des modalités et des conditions de terrassements ne rentre pas dans le cadre de cette étude. Les éléments ci-dessous sont donnés à titre indicatif et présentent un caractère général.

Les terrains concernés par les terrassements seront de nature argileuse, limoneuse, sablo-graveleuse et rocheuse, sachant que la présence de blocs ou d'anciennes infrastructures est possible au sein des remblais, dans certains secteurs. Une remontée du toit des Gneiss ou pélites n'est pas exclue.

L'usage du brise roche (notamment au niveau des puits St-Pierre et Gare Routière), serait fait avec les précautions suffisantes en regard de l'environnement et du contexte général du projet. Dans ce cas, il y aurait lieu d'effectuer des mesures de vibration sur les structures existantes avoisinantes et de vérifier le respect des seuils de tolérance fixés par la circulaire ministérielle de juillet 1986.

8.3 Avoisinants

Il est impératif de vérifier :

- les profondeurs des réseaux existants à l'arrière des parois de soutènements et à proximité du tracé du microtunnelier (Enquête auprès des gestionnaires des ouvrages concernés, géophysiques, fouilles de reconnaissance si nécessaire),
- la profondeur d'assise des bâtiments avoisinants.

Les déformations admissibles des ouvrages avoisinants devront également être confirmées en fonction de la rigidité de ces derniers. A ce stade les déformées admissibles proposées sont indiquées au §7.10.2. Elles devront être confirmées.

A noter : Afin de prémunir les intérêts du maître d'ouvrage, il est vivement recommandé de procéder à un référé préventif sur l'ensemble des existants définis dans la ZIG (voir annexe A1)

8.4 Méthode observationnelle

8.4.1 Principes de la méthode observationnelle

Il est indispensable de mettre en place un suivi d'exécution suivant la méthode observationnelle (Eurocode 7 et norme NF P 94-282).

L'objectif de cette méthode est d'aboutir à une optimisation du dimensionnement de l'ouvrage par une itération entre les résultats d'un calcul du comportement le plus probable et les résultats d'une instrumentation durant la construction.

Elle consiste en :

- une définition préalable du programme de mesures à réaliser (déplacement, vibration, débit d'exhaure, niveaux piézométriques),
- une fixation de seuils d'alerte pour chaque phase de construction et de terrassement,
- une analyse des résultats des mesures à chaque étape,
- une adaptation, si nécessaire, de l'ouvrage en fonction de l'analyse des mesures,
- un suivi des enregistrements de forage des pieux de l'écran de soutènement en temps réel pour s'assurer des ancrages minimums à respecter.

La méthode observationnelle constitue une approche pertinente qui permet, compte tenu du contexte géotechnique, d'aboutir à des ouvrages qui ne sont pas inutilement surdimensionnés et coûteux, sans concession sur les objectifs de sécurité et de comportement.

8.4.2 Dispositifs de contrôle et d'auscultation

La mise en œuvre de dispositifs de suivi et de surveillance est nécessaire pendant les travaux.

Nous récapitulons ci-après qualitativement les mesures que nous jugeons devoir être réalisées à minima lors de la phase travaux en particulier vis-à-vis de la paroi en pieux sécants et du tir en microtunnelier :

- **Mesures spécifiques pour le tir de microtunnelier**

Plus spécifiquement, pour le tir :

- Une fixation de seuils d'alerte lors de l'avancement du microtunnelier. Nous proposons de retenir les seuils suivants, à confirmer par la maîtrise d'œuvre, en gardant à l'esprit que les calculs qui sont effectués et les résultats qui en découlent sont théoriques et ne doivent être considérés que comme des estimations représentatives de l'ordre de grandeur des amplitudes des tassements et/ou soulèvements :
 - Seuil de vigilance : 5 mm,
 - Seuil d'alerte : 8 mm
 - Seuil d'intervention : 12 mm.
- Un contrôle en continu de la pression de l'outil de forage contre le front de taille,
- Une analyse des résultats des mesures à chaque étape (suivi topographique avant, pendant et juste après la réalisation de la passe du tir, contrôle de la déviation,...),

- **Mesures spécifiques à la paroi en pieux sécants**

- Mesures au niveau de la paroi

- Mise en place d'inclinomètres répartis sur la paroi en pieux sécants et suivi. Lors de la réalisation de celle-ci des tubes de réservation seront à mettre en place dans les cages d'armatures ;
- Mise en place des cibles de visée localisées au niveau de la poutre de couronnement et sur la paroi au droit de chaque inclinomètre.
- de jauges de contrainte de contrôle de compression des butons,

Ces dispositifs permettront de suivre les déplacements de la paroi.

- Mesures côté fouille

- Dans l'emprise de la fouille, réalisation d'essais de pompage après la réalisation de l'écran de soutènement et avant terrassement ;
- Installation et suivi de piézomètres à l'intérieur de la fouille afin de vérifier régulièrement les niveaux d'eau.

- Mesures à l'extérieur de la fouille

- Installation et suivi de piézomètres afin de suivre régulièrement les niveaux de rabattement d'eau en amont de l'ouvrage de soutènement.

Ces dispositifs devront faire l'objet d'une procédure d'exécution, d'un suivi et d'une analyse spécifiques à réaliser dans le cadre de la mission G3 à la charge de l'entreprise.

• Pour les ouvrages avoisinants dans la ZIG

La mise en œuvre de dispositifs de suivi et de surveillance est nécessaire pendant les travaux.

Ces dispositifs seront constitués a minima :

- De cibles topographiques avec mesures de précision par un géomètre (erreur de ± 2 mm maximum en cumulé) sur les ouvrages sensibles au déplacement compris dans la ZIG (chaussées et bâtiments),
- D'un suivi vibratoire des ouvrages avoisinants risquant d'être impactés par les vibrations (à préciser en fonction des méthodes et techniques de travaux retenues par l'entreprise),
- De jauges Saugniac sur les éventuelles fissures existantes sur les avoisinants dans la ZIG,
- Pour le suivi vibratoire : le suivi devra être mis en place avant le début des travaux. Des seuils de vibrations (alerte et limites) devront être définis avant le démarrage des travaux (seuils à définir par une BET Structures en fonction des ouvrages et à valider par le bureau de contrôle). A minima ; il conviendra de respecter les seuils de tolérance fixés par la circulaire ministérielle de juillet 1986 (ou des textes applicables aux ouvrages avoisinants).

Les moyens et la méthodologie d'exécution des travaux devront permettre de respecter ces seuils.

Les seuils d'alerte et d'intervention devront être validés par la Maîtrise d'œuvre ainsi que par le bureau de contrôle. Ces seuils devront notamment être définis, en fonction notamment de la sensibilité au déplacement de la structure des ouvrages mitoyens existants, des voiries et réseaux, pour :

- les déformées des parois,
- les déformées des avoisinants,
- les débits d'exhaure,
- les niveaux piézométriques intérieurs et extérieurs,
- les vibrations admissibles.

8.5 Risques et Aléa d'exécutions

Lors de réalisations des travaux il est indispensable de mettre en œuvre les dispositions constructives pour lutter contre les aléas et les risques suivants :

- Variations de la lithologie entre les points de sondage
- Perméabilité des sols : faudra réaliser des essais de pompage à chaque lieu d'implantation des puits/piquages afin de prévoir une machine de pompage qui sera adapté au débit d'exhaure réel en fond de fouille,
- Niveaux indurés dans les terrains d'ancrages La formation d'ancrage des pieux sera constituée soit de Gneiss raide (sol 3b) de Calcaire (sol 6b) ou de sable argileux de bonne compacité (sol 2b). Ainsi, l'entreprise devra adapter, la technique de forage des pieux selon les terrains rencontrés afin de s'affranchir de refus prématuré (forage à la tarière creuse à proscrire en cas de l'ancrage dans des roches),
- A notre sens, il conviendrait de s'assurer de la validité de ce modèle géotechnique par la réalisation d'un sondage de type pressiométrique à proximité du tunnel Miramar.

- Des sondages complémentaires sont à prévoir dans le cas de doute sur des formations rencontrés (remontée de substratum rocher, zone remblayée) ; en particulier pour les interfaces lithologiques entre les sondages SC10 et SC11, SP9 et SP17 et pour l'extension des terrains vasards dans la zone du sondage SC12.

8.6 Étude d'exécution

L'entreprise retenue pour la réalisation des travaux de fondation, de soutènement et de terrassement devra dimensionner les ouvrages géotechniques dans le cadre de sa mission G3 phase étude (norme NFP 94-500). Cette étude pourra être adapté aux différentes techniques proposées par l'entreprise.

Elle devra réaliser une campagne d'investigations géotechniques complémentaire (essais de pompage notamment) pour préciser les conditions d'exécution, adapter et éventuellement optimiser le dimensionnement des ouvrages.

8.7 Suivi d'exécution

De nombreuses hypothèses sont faites dans le cadre de cette étude, comme par exemple les caractéristiques mécaniques, le comportement des matériaux qui ne peuvent pas être définis avec certitude ainsi que l'épaisseur et la position du toit des différentes formations. Il sera indispensable d'adapter le dimensionnement des ouvrages géotechniques aux conditions effectivement rencontrées lors des travaux.

Un suivi et une supervision géotechniques de l'exécution (missions G3 et G4) des travaux devront être prévus pour adapter si nécessaire les travaux aux conditions rencontrées. Pour ces raisons, le dimensionnement proposé peut évoluer et être adapté aux conditions réelles rencontrées lors des travaux.

Au fur et à mesure de la réalisation des terrassements, soutènements et forages, la nature et les caractéristiques des sols mis à jour seront vérifiées et contrôlées (géotechnicien G3). En présence de sols à faibles caractéristiques ou très lâches, ou en cas de venues d'eau, des adaptations devront s'envisager.

Les observations devront être immédiatement analysées et répertoriées afin de valider les hypothèses de la présente note, et celles retenues au final en G3 et, si nécessaire, pour adaptation du dimensionnement des ouvrages (principe de la méthode observationnelle).

8.8 Rappel de la norme NF P94-500

En ce qui concerne le présent document, il s'agit d'une étude géotechnique de conception phase Avant-Projet (G2PRO) dans le cadre du projet de microtunnelier à droit de La Croisette prévu dans le cadre de la restructuration du réseau d'assainissement de la commune de CANNES (06).

Il conviendra de prévoir la réalisation des missions d'exécution (G3) et de supervision d'exécution (G4) afin d'adapter les dispositions préconisées dans la présente étude compte tenu des hypothèses retenues et des aléas géotechniques éventuellement mis à jour lors des terrassements.

J.SAAYFAN

Ingénieur géotechnicien

Extrait de la norme NF P 94-500 révisée en novembre 2013
CLASSIFICATION ET ENCHAÎNEMENT DES MISSIONS TYPES D'INGENIERIE GEOTECHNIQUE

L'enchaînement des missions contribue à la maîtrise des risques géotechniques en vue de fiabiliser la qualité, le délai d'exécution et le coût réel des ouvrages géotechniques. Tout ouvrage géotechnique est en interaction avec son environnement géotechnique. Le maître d'ouvrage doit associer l'ingénierie géotechnique au même titre que les autres ingénieries à la maîtrise d'œuvre et ce, à toutes les étapes successives de conception puis de réalisation de l'ouvrage. Le maître d'ouvrage ou son mandataire doit veiller à la synchronisation des missions d'ingénierie géotechnique avec les phases effectives de la maîtrise d'œuvre du projet. L'enchaînement et la définition synthétique des missions d'ingénierie géotechnique sont donnés dans les tableaux 1 et 2. Deux ingénieries géotechniques différentes doivent intervenir : la première pour le compte du maître de l'ouvrage ou de son mandataire lors des étapes 1 à 3 ; la seconde pour le compte de l'entreprise lors de l'étape 3. Toute mission d'ingénierie géotechnique doit s'appuyer sur des données géotechniques pertinentes issues de la réalisation de prestations d'investigations géotechniques spécifiées à l'Article 6.

Tableau 1 – Enchaînement des missions d'ingénierie géotechnique

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

TABLEAU 2 - CLASSIFICATION DES MISSIONS TYPES D'INGENIERIE GEOTECHNIQUE

<p>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.</p>
<p>ÉTAPE 1 : ÉTUDE GÉOTECHNIQUE PREALABLE (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 :</p> <p><u>Phase Étude de Site (ES)</u> 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.</p> <p><u>Phase Principes Généraux de Construction (PGC)</u> 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).</p>
<p>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 :</p> <p><u>Phase Avant-projet (AVP)</u> 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.</p> <p><u>Phase Projet (PRO)</u> 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.</p> <p><u>Phase DCE / ACT</u> 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.</p>
<p>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 :</p> <p><u>Phase Étude</u> — 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.</p> <p><u>Phase Suivi</u> — 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)</p> <p>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 :</p> <p><u>Phase Supervision de l'étude d'exécution</u> — 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.</p> <p><u>Phase Supervision du suivi d'exécution</u> — 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.</p>
<p>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).</p>

CONDITIONS GENERALES

1. Avertissement, préambule

Toute commande et ses avenants éventuels impliquent de la part du co-contractant, ci-après dénommé « le Client », signataire du contrat et des avenants, acceptation sans réserve des présentes conditions générales.

Les présentes conditions générales prévalent sur toutes autres, sauf conditions particulières contenues dans le devis ou dérogation formelle et explicite. Toute modification de la commande ne peut être considérée comme acceptée qu'après accord écrit du Prestataire.

2. Déclarations obligatoires à la charge du Client, (DT, DICT, ouvrages exécutés)

Dans tous les cas, la responsabilité du Prestataire ne saurait être engagée en cas de dommages à des ouvrages publics ou privés (en particulier, ouvrages enterrés et canalisations) dont la présence et l'emplacement précis ne lui auraient pas été signalés par écrit préalablement à sa mission.

Conformément au décret n° 2011-1241 du 5 octobre 2011 relatif à l'exécution de travaux à proximité de certains ouvrages souterrains, aériens ou subaquatiques de transport ou de distribution, le Client doit fournir, à sa charge et sous sa responsabilité, l'implantation des réseaux privés, la liste et l'adresse des exploitants des réseaux publics à proximité des travaux, les plans, informations et résultats des investigations complémentaires consécutifs à sa Déclaration de projet de Travaux (DT). Ces informations sont indispensables pour permettre les éventuelles DICT (le délai de réponse est de 15 jours) et pour connaître l'environnement du projet. En cas d'incertitude ou de complexité pour la localisation des réseaux sur domaine public, il pourra être nécessaire de faire réaliser, à la charge du Client, des fouilles manuelles pour les repérer. Les conséquences et la responsabilité de toute détérioration de ces réseaux par suite d'une mauvaise communication sont à la charge exclusive du Client.

Conformément à l'art L 411-1 du code minier, le Client s'engage à déclarer à la DREAL tout forage réalisé de plus de 10 m de profondeur. De même, conformément à l'article R 214-1 du code de l'environnement, le Client s'engage à déclarer auprès de la DDT du lieu des travaux les sondages et forages destinés à la recherche, à la surveillance ou au prélèvement d'eaux souterraines (piézomètres notamment). ERG est en mesure d'établir un devis pour ces différents types de déclaration.

3. Cadre de la mission, objet et nature des prestations, prestations exclues, limites de la mission

Le terme « prestation » désigne exclusivement les prestations énumérées dans le devis du Prestataire. Toute prestation différente de celles prévues fera l'objet d'un prix nouveau à négocier. Il est entendu que le Prestataire s'engage à procéder selon les moyens actuels de son art, à des recherches consciencieuses et à fournir les indications qu'on peut en attendre. Son obligation est une obligation de moyen et non de résultat au sens de la jurisprudence actuelle des tribunaux. Le Prestataire réalise la mission dans les strictes limites de sa définition donnée dans son offre (validité limitée à trois mois à compter de la date de son établissement), confirmée par le bon de commande ou un contrat signé du Client.

Hors domaine sites et sols pollués, la mission (géotechnique par exemple) et les investigations éventuelles n'abordent pas le contexte environnemental. Seule une étude environnementale spécifique comprenant des investigations adaptées permettra de détecter une éventuelle contamination des sols et/ou des eaux souterraines.

Le Prestataire n'est solidaire d'aucun autre intervenant sauf si la solidarité est explicitement convenue dans le devis ; dans ce cas, la solidarité ne s'exerce que sur la durée de la mission.

Par référence à la norme NF P 94-500, il appartient au maître d'ouvrage, au maître d'œuvre ou à toute entreprise de faire réaliser impérativement par des ingénieries compétentes chacune des missions géotechniques (successivement G1, G2, G3 et G4 et les investigations associées) pour suivre toutes les étapes d'élaboration et d'exécution du projet. Si la mission d'investigations est commandée seule, elle est limitée à l'exécution matérielle de sondages et à l'établissement d'un compte rendu factuel sans interprétation et elle exclut toute activité d'étude ou de conseil. La mission de diagnostic géotechnique G5 engage le géotechnicien uniquement dans le cadre strict des objectifs ponctuels fixés et acceptés.

Si le Prestataire déclare être titulaire de la certification ISO 9001, le Client agit de telle sorte que le Prestataire puisse respecter les dispositions de son système qualité dans la réalisation de sa mission.

4. Plans et documents contractuels

Le Prestataire réalise la mission conformément à la réglementation en vigueur lors de son offre, sur la base des données communiquées par le Client. Le Client est seul responsable de l'exactitude de ces données. En cas d'absence de transmission ou d'erreur sur ces données, le Prestataire est exonéré de toute responsabilité.

5. Limites d'engagement sur les délais

Sauf indication contraire précise, les estimations de délais d'intervention et d'exécution données aux termes du devis ne sauraient engager le Prestataire. Sauf stipulation contraire, il ne sera pas appliqué de pénalités de retard et si tel devait être le cas elles seraient plafonnées à 5% de la commande. En toute hypothèse, la responsabilité du Prestataire est dérogée de plein droit en cas d'insuffisance des informations fournies par le Client ou si le Client n'a pas respecté ses obligations, en cas de force majeure ou d'événements imprévisibles (notamment la rencontre de sols inattendus, la survenance de circonstances naturelles exceptionnelles) et de manière générale en cas d'événement extérieur au Prestataire modifiant les conditions d'exécution des prestations objet de la commande ou les rendant impossibles.

Le Prestataire n'est pas responsable des délais de fabrication ou d'approvisionnement de fournitures lorsqu'elles font l'objet d'un contrat de négoce passé par le Client ou le Prestataire avec un autre Prestataire.

6. Formalités, autorisations et obligations d'information, accès, dégâts aux ouvrages et cultures

Toutes les démarches et formalités administratives ou autres, en particulier l'obtention de l'autorisation de pénétrer sur les lieux pour effectuer des prestations de la mission sont à la charge du Client. Le Client se charge d'une part d'obtenir et communiquer les autorisations requises pour l'accès du personnel et des matériels nécessaires au Prestataire en toute sécurité dans l'enceinte des propriétés privées ou sur le domaine public, d'autre part de fournir tous les documents relatifs aux dangers et aux risques cachés, notamment ceux liés aux réseaux, aux obstacles enterrés, à la pollution des sols et des nappes et à la présence d'amiante ou de matériaux amiantés. Le Client s'engage à communiquer les règles pratiques que les intervenants doivent respecter en matière de santé, sécurité et respect de l'environnement : il assure en tant que de besoin la formation du personnel, notamment celui du Prestataire, entrant dans ces domaines, préalablement à l'exécution de la mission. Le Client sera tenu responsable de tout dommage corporel, matériel ou immatériel dû à une spécificité du site connue de lui et non clairement indiquée au Prestataire avant toutes interventions. Sauf spécifications particulières, les travaux permettant l'accessibilité aux points de sondages ou d'essais et l'aménagement des plates-formes ou grutage nécessaires aux matériels utilisés sont à la charge du Client. Les investigations peuvent entraîner d'inévitables dommages sur le site, en particulier sur la végétation, les cultures et les ouvrages existants, sans qu'il y ait négligence ou faute de la part de son exécutant. Les remises en état, réparations ou indemnisations correspondantes sont à la charge du Client.

7. Implantation, nivellement des sondages

Au cas où l'implantation des sondages est imposée par le Client ou son conseil, le Prestataire est exonéré de toute responsabilité dans les événements consécutifs à ladite implantation. La mission ne comprend pas les implantations topographiques permettant de définir l'emprise des ouvrages et zones à étudier ni la mesure des coordonnées précises des points de sondages ou d'essais. Les éventuelles altitudes indiquées pour chaque sondage (qu'il s'agisse de cotes de références rattachées à un repère arbitraire ou de cotes NGF) ne sont données qu'à titre indicatif. Seules font foi les profondeurs mesurées depuis le sommet des sondages et comptées à partir du niveau du sol au moment de la réalisation des essais. Pour que ces altitudes soient garanties, il convient qu'elles soient relevées par un Géomètre Expert avant remodelage du terrain. Il en va de même pour l'implantation des sondages sur le terrain.

8. Hydrogéologie

Les niveaux d'eau indiqués dans le rapport correspondent uniquement aux niveaux relevés au droit des sondages exécutés et à un moment précis. En dépit de la qualité de l'étude, les aléas suivants subsistent, notamment la variation des niveaux d'eau en relation avec la météo ou une modification de l'environnement des études. Seule une étude hydrogéologique spécifique permet de déterminer les amplitudes de variation de ces niveaux, les cotes de crue et les PHEC (Plus Hautes Eaux Connues).

9. Recommandations, aléas, écart entre prévision de l'étude et réalité en cours de travaux

Si, en l'absence de plans précis des ouvrages projetés, le Prestataire a été amené à faire une ou des hypothèses sur le projet, il appartient au Client de lui communiquer par écrit ses observations éventuelles sans quoi, il ne pourrait en aucun cas et pour quelque raison que ce soit lui être reproché d'avoir établi son étude dans ces conditions.

L'étude géotechnique s'appuie sur les renseignements reçus concernant le projet, sur un nombre limité de sondages et d'essais, et sur des profondeurs d'investigations limitées qui ne permettent pas de lever toutes les incertitudes inéluctables à cette science naturelle. En dépit de la qualité de l'étude, des incertitudes subsistent du fait notamment du caractère ponctuel des investigations, de la variation d'épaisseur des remblais et/ou des différentes couches, de la présence de vestiges enterrés. Les conclusions géotechniques ne peuvent donc conduire à traiter à forfait le prix des fondations compte tenu d'une hétérogénéité, naturelle ou du fait de l'homme, toujours possible et des aléas d'exécution pouvant survenir lors de la découverte des terrains. Si un caractère évolutif particulier a été mis en lumière (notamment glissement, érosion, dissolution, remblais évolutifs, tourbe), l'application des recommandations du rapport nécessite une actualisation à chaque étape du projet notamment s'il s'écoule un laps de temps important avant l'étape suivante.

L'estimation des quantités des ouvrages géotechniques nécessite une mission d'étude géotechnique de conception G2 (phase projet). Les éléments géotechniques non décelés par l'étude et mis en évidence lors de l'exécution (pouvant avoir une incidence sur les conclusions du rapport) et les incidents importants survenus au cours des travaux (notamment glissement, dommages aux avoisinants ou aux existants) doivent obligatoirement être portés à la connaissance du Prestataire ou signalés aux géotechniciens chargés des missions de suivi géotechnique d'exécution G3 et de supervision géotechnique d'exécution G4, afin que les conséquences sur la conception géotechnique et les conditions d'exécution soient analysées par un homme de l'art.

10. Rapport de mission, réception des travaux, fin de mission, délais de validation des documents par le client

A défaut de clauses spécifiques contractuelles, la remise du dernier document à fournir dans le cadre de la mission fixe le terme de la mission. La date de la fin de mission est celle de l'approbation par le Client du dernier document à fournir dans le cadre de la mission. L'approbation doit intervenir au plus tard deux semaines après sa remise au Client, et est considérée implicite en cas de silence. La fin de la mission donne lieu au paiement du solde de la mission.

.../...

Conditions générales (suite)

11. Réserve de propriété, confidentialité, propriété des études, diagrammes

Les coupes de sondages, plans et documents établis par les soins du Prestataire dans le cadre de sa mission ne peuvent être utilisés, publiés ou reproduits par des tiers sans son autorisation. Le Client ne devient propriétaire des prestations réalisées par le Prestataire qu'après règlement intégral des sommes dues. Le Client ne peut pas les utiliser pour d'autres ouvrages sans accord écrit préalable du Prestataire. Le Client s'engage à maintenir confidentielle et à ne pas utiliser pour son propre compte ou celui de tiers toute information se rapportant au savoir-faire du Prestataire, qu'il soit breveté ou non, portée à sa connaissance au cours de la mission et qui n'est pas dans le domaine public, sauf accord préalable écrit du Prestataire. Si dans le cadre de sa mission, le Prestataire mettrait au point une nouvelle technique, celle-ci serait sa propriété. Le Prestataire serait libre de déposer tout brevet s'y rapportant, le Client bénéficiant, dans ce cas, d'une licence non exclusive et non cessible, à titre gratuit et pour le seul ouvrage étudié.

12. Modifications du contenu de la mission en cours de réalisation

La nature des prestations et des moyens à mettre en œuvre, les prévisions des avancements et délais, ainsi que les prix sont déterminés en fonction des éléments communiqués par le client et ceux recueillis lors de l'établissement de l'offre. Des conditions imprévisibles par le Prestataire au moment de l'établissement de son offre touchant à la géologie, aux hypothèses de travail, au projet et à son environnement, à la législation et aux règlements, à des événements imprévus, survenant en cours de mission autorisent le Prestataire à proposer au Client un avenant avec notamment modification des prix et des délais. A défaut d'un accord écrit du Client dans un délai de deux semaines à compter de la réception de la lettre d'adaptation de la mission, le Prestataire est en droit de suspendre immédiatement l'exécution de sa mission, les prestations réalisées à cette date étant rémunérées intégralement, et sans que le Client ne puisse faire état d'un préjudice. Dans l'hypothèse où le Prestataire est dans l'impossibilité de réaliser les prestations prévues pour une cause qui ne lui est pas imputable, le temps d'immobilisation de ses équipes est rémunéré par le client.

13. Modifications du projet après fin de mission, délai de validité du rapport

Le rapport constitue une synthèse de la mission définie par la commande. Le rapport et ses annexes forment un ensemble indissociable. Toute interprétation, reproduction partielle ou utilisation par un autre maître de l'ouvrage, un autre constructeur ou maître d'œuvre, ou pour un projet différent de celui objet de la mission, ne saurait engager la responsabilité du Prestataire et pourra entraîner des poursuites judiciaires. La responsabilité du Prestataire ne saurait être engagée en dehors du cadre de la mission objet du rapport. Toute modification apportée au projet et à son environnement ou tout élément nouveau mis à jour au cours des travaux et non détecté lors de la mission d'origine, nécessite une adaptation du rapport initial dans le cadre d'une nouvelle mission. Le client doit faire actualiser le dernier rapport de mission en cas d'ouverture du chantier plus de 1 an après sa livraison. Il en est de même notamment en cas de travaux de terrassements, de démolition ou de réhabilitation du site (à la suite d'une contamination des terrains et/ou de la nappe) modifiant entre autres les qualités mécaniques, les dispositions constructives et/ou la répartition de tout ou partie des sols sur les emprises concernées par l'étude géotechnique.

14. conditions d'établissement des prix, variation dans les prix, conditions de paiement, acompte et provision, retenue de garantie

Les prix unitaires s'entendent hors taxes. Ils sont majorés de la T.V.A. au taux en vigueur le jour de la facturation. Ils sont établis aux conditions économiques en vigueur à la date d'établissement de l'offre. Ils sont fermes et définitifs pour une durée de trois mois. Au-delà, ils sont actualisés par application de l'indice « SYNTEC », l'Indice de base étant celui du mois de l'établissement du devis.

Aucune retenue de garantie n'est appliquée sur le coût de la mission.

Dans le cas où le marché nécessite une intervention d'une durée supérieure à un mois, des factures mensuelles intermédiaires sont établies. Lors de la passation de la commande ou de la signature du contrat, le Prestataire peut exiger un acompte dont le montant est défini dans les conditions particulières et correspond à un pourcentage du total estimé des honoraires et frais correspondants à l'exécution du contrat. Le montant de cet acompte est déduit de la facture ou du décompte final. En cas de sous-traitance dans le cadre d'un ouvrage public, les factures du Prestataire sont réglées directement et intégralement par le maître d'ouvrage, conformément à la loi n°75-1334 du 31/12/1975.

Les paiements interviennent à réception de la facture et sans escompte. En l'absence de paiement au plus tard le jour suivant la date de règlement figurant sur la facture, il sera appliqué à compter dudit jour et de plein droit, un intérêt de retard égal au taux d'intérêt appliqué par la Banque Centrale Européenne à son opération de refinancement la plus récente majorée de 10 points de pourcentage. Cette pénalité de retard sera exigible sans qu'un rappel soit nécessaire à compter du jour suivant la date de règlement figurant sur la facture.

En sus de ces pénalités de retard, le Client sera redevable de plein droit des frais de recouvrement exposés ou d'une indemnité forfaitaire de 40 €.

Un désaccord quelconque ne saurait constituer un motif de non paiement des prestations de la mission réalisées antérieurement. La compensation est formellement exclue : le Client s'interdit de déduire le montant des préjudices qu'il allègue des honoraires dus.

15. Résiliation anticipée

Toute procédure de résiliation est obligatoirement précédée d'une tentative de conciliation. En cas de force majeure, cas fortuit ou de circonstances indépendantes du Prestataire, celui-ci a la faculté de résilier son contrat sous réserve d'en informer son Client par lettre recommandée avec accusé de réception. En toute hypothèse, en cas d'inexécution par l'une ou l'autre des parties de ses obligations, et 8 jours après la mise en demeure visant la présente clause résolutoire demeurée sans effet, le contrat peut être résilié de plein droit. La résiliation du contrat implique le paiement de l'ensemble des prestations régulièrement exécutées par le Prestataire au jour de la résiliation et en sus, d'une indemnité égale à 20 % des honoraires qui resteraient à percevoir si la mission avait été menée jusqu'à son terme.

16. Répartition des risques, responsabilités et assurances

Le Prestataire n'est pas tenu d'avertir son Client sur les risques encourus déjà connus ou ne pouvant être ignorés du Client compte tenu de sa compétence. Ainsi par exemple, l'attention du Client est attirée sur le fait que le béton armé est inévitablement fissuré, les revêtements appliqués sur ce matériau devant avoir une souplesse suffisante pour s'adapter sans dommage aux variations d'ouverture des fissures. Le devoir de conseil du Prestataire vis-à-vis du Client ne s'exerce que dans les domaines de compétence requis pour l'exécution de la mission spécifiquement confiée. Tout élément nouveau connu du Client après la fin de la mission doit être communiqué au Prestataire qui pourra, le cas échéant, proposer la réalisation d'une mission complémentaire. A défaut de communication des éléments nouveaux ou d'acceptation de la mission complémentaire, le Client en assumera toutes les conséquences. En aucun cas, le Prestataire ne sera tenu pour responsable des conséquences d'un non-respect de ses préconisations ou d'une modification de celles-ci par le Client pour quelque raison que ce soit. L'attention du Client est attirée sur le fait que toute estimation de quantités faite à partir de données obtenues par prélèvements ou essais ponctuels sur le site objet des prestations est entachée d'une incertitude fonction de la représentativité de ces données ponctuelles extrapolées à l'ensemble du site. Toutes les pénalités et indemnités qui sont prévues au contrat ou dans l'offre remise par le Prestataire ont la nature de dommages et intérêts forfaitaires, libératoires et exclusifs de toute autre sanction ou indemnisation.

Assurance décennale obligatoire

Le Prestataire bénéficie d'un contrat d'assurance au titre de la responsabilité décennale afférente aux ouvrages soumis à obligation d'assurance, conformément à l'article L.241-1 du Code des assurances. Conformément aux usages et aux capacités du marché de l'assurance et de la réassurance, le contrat impose une obligation de déclaration préalable et d'adaptation de la garantie pour les ouvrages dont la valeur HT (travaux et honoraires compris) excède au jour de la déclaration d'ouverture de chantier un montant de 15 M€. Il est expressément convenu que le client a l'obligation d'informer le Prestataire d'un éventuel dépassement de ce seuil, et accepte, de fournir tous éléments d'information nécessaires à l'adaptation de la garantie. Le client prend également l'engagement, de souscrire à ses frais un Contrat Collectif de Responsabilité Décennale (CCRD), contrat dans lequel le Prestataire sera expressément mentionné parmi les bénéficiaires. Le client prendra en charge toute éventuelle surcotisation qui serait demandée au Prestataire par rapport aux conditions de base de son contrat d'assurance. Par ailleurs, les ouvrages de caractère exceptionnel, voire inusuels sont exclus du présent contrat et doivent faire l'objet d'une cotation particulière. Le prix fixé dans l'offre ayant été déterminé en fonction de conditions normales d'assurabilité de la mission, il sera réajusté, et le client s'engage à l'accepter, en cas d'éventuelle surcotisation qui serait demandée au Prestataire par rapport aux conditions de base de son contrat d'assurance. A défaut de respecter ces engagements, le client en supportera les conséquences financières (notamment en cas de défaut de garantie du Prestataire, qui n'aurait pu s'assurer dans de bonnes conditions, faute d'informations suffisantes). Le maître d'ouvrage est tenu d'informer le Prestataire de la DOC (déclaration d'ouverture de chantier).

Ouvrages non soumis à l'obligation d'assurance

Les ouvrages dont la valeur HT (travaux et honoraires compris) excède un montant de 6 000 000 € pour les ouvrages de génie civil en convention spéciale Responsabilité Professionnelle de l'Ingénierie et 2 000 000 € en génie civil en convention spéciale Responsabilité Professionnelle de l'Economie de la Construction doivent faire l'objet d'une déclaration auprès du Prestataire qui en réfèrera à son assureur pour détermination des conditions d'assurance. Les limitations relatives au montant des chantiers auxquels le Prestataire participe ne sont pas applicables aux missions portant sur des ouvrages d'infrastructure linéaire, c'est-à-dire routes, voies ferrées, tramway, etc. En revanche, elles demeurent applicables lorsque sur le tracé linéaire, la/les mission(s) de l'assuré porte(nt) sur des ouvrages précis tels que ponts, viaducs, échangeurs, tunnels, tranchées couvertes... En tout état de cause, il appartiendra au client de prendre en charge toute éventuelle surcotisation qui serait demandée au prestataire par rapport aux conditions de base de son contrat d'assurance. Toutes les conséquences financières d'une déclaration insuffisante quant au coût de l'ouvrage seront supportées par le client et le maître d'ouvrage.

Le Prestataire assume les responsabilités qu'il engage par l'exécution de sa mission telle que décrite au présent contrat. A ce titre, il est responsable de ses prestations dont la défektivité lui est imputable. Le Prestataire sera garanti en totalité par le Client contre les conséquences de toute recherche en responsabilité dont il serait l'objet du fait de ses prestations, de la part de tiers au présent contrat, le client ne garantissant cependant le Prestataire qu'au delà du montant de responsabilité visé ci-dessous pour le cas des prestations défectueuses. La responsabilité globale et cumulée du Prestataire au titre ou à l'occasion de l'exécution du contrat sera limitée à trois fois le montant de ses honoraires sans pour autant excéder les garanties délivrées par son assureur, et ce pour les dommages de quelque nature que ce soit et quel qu'en soit le fondement juridique. Il est expressément convenu que le Prestataire ne sera pas responsable des dommages immatériels consécutifs ou non à un dommage matériel tels que, notamment, la perte d'exploitation, la perte de production, le manque à gagner, la perte de profit, la perte de contrat, la perte d'image, l'immobilisation de personnel ou d'équipements.

17. Cessibilité de contrat

Le Client reste redevable du paiement de la facture sans pouvoir opposer à quelque titre que ce soit la cession du contrat, la réalisation pour le compte d'autrui, l'existence d'une promesse de porte-fort ou encore l'existence d'une stipulation pour autrui.

18. Litiges

En cas de litige pouvant survenir dans l'application du contrat, seul le droit français est applicable. Seules les juridictions du ressort du Tribunal de Commerce de Marseille sont compétentes, même en cas de demande incidente ou d'appel en garantie ou de pluralité de défendeurs.

ANNEXES

- A1 – INVESTIGATIONS ET ZIG
- A2 – LABORATOIRE
- A3 – PROFIL GEOLOGIQUE EN LONG
- A4 –RESULTATS K-REA
- A5 –BOULANCE HYDRAULIQUE
- A6 –RENARD SOLIDE
- A7 –SOULEVEMENT HYDRAULIQUE
- A8 –DEBIT DAVIDENKOFF
- A9 - PLAXIS

A1 – INVESTIGATIONS ET ZIG