

fondasel



MUTZIG (67)
Etude géotechnique G2-PRO

Rapport n° PR.MSGT.24.0038.004 - Indice A - 20 janvier 2025

**COMMUNAUTE DE COMMUNES DE LA REGION
DE MOLSHEIM-MUTZIG**



**Construction d'un centre aquatique
intercommunal**

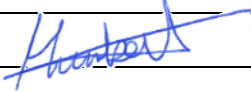
AGENCE DE STRASBOURG - MONTBELIARD

BP 28060
67038 – STRASBOURG CEDEX
☎ 03.88.76.00.36

530 avenue René Jacot
25460 ETUPES
☎ 03.81.91.77.92

SUIVI DES MODIFICATIONS ET MISE A JOUR

FTQ 261-B

Rév.	Date	Nb pages	Modifications	Rédacteur	Contrôleur
-	20/12/2024	108	1 ^{ère} Diffusion	M. HUMBERT	C. WIRRMANN
A	20/01/2025	109	Ajout influence pompage	M. HUMBERT	C. WIRRMANN
B					
C					

REV PAGE	-	A	B	C	REV PAGE	-	A	B	C	REV PAGE	-	A	B	C
1	X	X			41	X				81	X			
2	X	X			42	X				82	X			
3	X	X			43	X				83	X			
4	X	X			44	X				84	X			
5	X				45	X				85	X			
6	X				46	X				86	X			
7	X				47	X				87	X			
8	X				48	X				88	X			
9	X				49	X				89	X			
10	X				50	X				90	X			
11	X				51	X				91	X			
12	X				52	X	X			92	X			
13	X				53	X	X			93	X			
14	X				54	X				94	X			
15	X				55	X				95	X			
16	X				56	X				96	X			
17	X				57	X				97	X			
18	X				58	X				98	X			
19	X				59	X				99	X			
20	X				60	X				100	X			
21	X				61	X				101	X			
22	X				62	X				102	X			
23	X				63	X				103	X			
24	X	X			64	X				104	X			
25	X				65	X				105	X			
26	X				66	X				106	X			
27	X				67	X				107	X			
28	X				68	X				108	X			
29	X				69	X				109				
30	X				70	X				110				
31	X				71	X				111				
32	X				72	X				112				
33	X				73	X				113				
34	X				74	X				114				
35	X				75	X				115				
36	X				76	X				116				
37	X				77	X				117				
38	X				78	X				118				
39	X				79	X				119				
40	X				80	X				120				

SOMMAIRE

A	Présentation de notre mission	4
A.1	Eléments du contrat	4
A.2	Mission selon la norme NF P94-500	4
A.3	Prestations conjointes réalisées par FONDASOL	5
A.4	Normes et règlements utilisés	5
A.5	Documents à notre disposition pour cette étude	6
A.6	Description du projet	7
A.7	Investigations réalisées dans le cadre des études	10
B	Géologie et géotechnique du site	12
B.1	Synthèse générale	12
B.2	Résultats des investigations in-situ	13
B.3	Résultats des essais en laboratoire	17
B.4	Caractéristiques hydrogéologiques	17
C	Principes de construction des ouvrages géotechniques	20
C.1	Première approche de la Zone d'Influence Géotechnique (ZIG)	20
C.2	Données liées au risque sismique	21
C.3	Contraintes spécifiques du projet et du site	21
C.4	Travaux d'adaptation du site pour accueillir le projet	22
C.5	Dispositions vis-à-vis des eaux souterraines	23
C.6	Modes de fondation et structures de niveaux bas envisageables	25
C.7	Aléa relatif au remblai présent sur site	26
D	Terrassements	27
D.1	Identification des coupes de terrassements	27
D.2	Justification des terrassements	28
D.3	Réalisation des terrassements	30
E	Justification des fondations semi-profondes	32
E.1	Données d'entrée	32
E.2	Hypothèses géotechniques	34
E.3	Calcul des fondations	36
E.4	Résultats des calculs	36
F	Justification des radiers	40
F.1	Données d'entrées	40
F.2	Prédimensionnement des radiers	43
G	Réalisation des couches de forme et étude du niveau bas pour les plages extérieures	45
G.1	Préambule	45
G.2	Préparation de l'arase de terrassement	45
G.3	Mise en place de la couche de forme	46
G.4	Etude du niveau bas pour les plages extérieures	47
G.5	Sujétions d'exécution	48

H	Étude de l'assise des chaussées	49
H.1	Données d'entrée	49
H.2	Préparation de l'arase de terrassement	49
H.3	Couche de forme des voiries	50
H.4	Exemple de structure de chaussée	51
H.5	Réseaux enterrés sous chaussées	51
H.6	Première approche des dispositions constructives et des recommandations d'exécution	51
I	Effet du pompage sur le bâtiment voisin	52
I.1	Préambule	52
I.2	Estimation du tassement induit	52
I.3	Aléa résiduel	53
	Enchaînement des missions types d'ingénierie géotechnique	55
	Missions types d'ingénierie géotechnique	56
	ANNEXES	57
1.	Plan de situation	58
2.	Plan d'implantation des sondages	59
3.	Résultat des investigations in situ	61
4.	Résultat des essais en laboratoire	91
5.	Données d'entrée et résultats TALREN	96
6.	Justification des fondations semi-profondes	98
7.	Données d'entrée et résultats TASPLAQ	107

A PRESENTATION DE NOTRE MISSION

A.1 Eléments du contrat

Maître d'Ouvrage : **COMMUNAUTE DE COMMUNES DE LA REGION DE MOLSHEIM-MUTZIG**
Devis : SQ.MSGT.23.11.124 du 17/01/2024
Commande : du 25/01/2024
Adresse : 8 Route des Loisirs à MUTZIG (67)

Concernant les Conditions Générales de Services, il conviendra de se référer à celles définies dans le devis associé à la présente mission.

On trouvera ci-après un tableau récapitulatif des missions géotechniques qui nous ont été confiées dans le cadre de ce projet :

Phase du projet	Mission géotechnique correspondante	Affaire	Pièce n°	Date
Avant-Projet	Etude géotechnique G2-AVP	PR.MSGT.24.0038	001.A	25/06/2024
Projet	Etude géotechnique G2-PRO	PR.MSGT.24.0038	004.A	Objet du présent rapport

A noter que cet indice A du rapport a pour objet l'estimation des tassements engendrés par le pompage sur le bâtiment existant.

A.2 Mission selon la norme NF P94-500

Missions : **G2-PRO** selon la norme NF P94-500 (Missions d'Ingénierie Géotechnique Types – Révision de Novembre 2013).

Objectifs définis dans notre devis :

- La synthèse des hypothèses géotechniques à prendre en compte au stade du projet ;
- La définition des choix constructifs des ouvrages géotechniques listés ci-après ;
- Un prédimensionnement au stade projet de ces ouvrages géotechniques ;
- La définition des dispositions constructives et prescriptions particulières d'exécution.

Les ouvrages géotechniques visés par la présente étude sont, à l'exclusion de tout autre ouvrage :

- Les terrassements provisoires (talus) permettant la réalisation des ouvrages enterrés ;
- Les fondations superficielles à semi-profondes (puits) du bâtiment ;
- Les radiers enterrés du bâtiment ;
- L'assise des niveaux bas (bâtiment, plages extérieures, etc.) ;
- Les fondations superficielles à semi-profondes (puits) des ombrières ;
- L'assise des chaussées (rappels de la G2-AVP).

Notre mission ne comprend pas, notamment :

- L'avis sur la faisabilité / l'ébauche dimensionnelle d'ouvrages de gestion des eaux pluviales ;
- La définition des niveaux d'eau caractéristiques du projet et l'avis sur la faisabilité d'un rabattement de nappe (se référer à cet effet à l'étude hydrogéologique réalisée).

Remarques importantes :

Nos études géotechniques ne concernent pas les projets géothermiques. Des études géologiques, hydrogéologiques et thermiques spécifiques, aux profondeurs requises pour ces projets, doivent être menées pour analyser les aléas particuliers qui pourraient y être liés (notamment risque de mise en communication de nappes, d'artésianisme, de sols gonflants, etc.).

L'objet de l'étude géotechnique n'est pas de détecter une éventuelle contamination des sols par des matières polluantes, ni de définir les filières d'évacuation des déblais.

A.3 Prestations conjointes réalisées par FONDASOL

	Prestations	Pièces
 HYDROGÉOLOGIE	Estimation des niveaux caractéristiques selon les Eurocodes (*)	PR.MSGT.24.0038-DTHY.002
	Estimation des débits de mise hors d'eau (*)	PR.MSGT.24.0038-DTHY.003
 ENVIRONNEMENT	Analyse environnementale	DTEN.24.0071

(*) Ces missions seront mises à jour à l'issue du suivi piézométrique effectué sur une durée de 12 mois.

A.4 Normes et règlements utilisés

D'une façon générale, nous avons utilisé la norme d'application de l'Eurocode 7 suivante :

- NF P94-261 : Justifications des ouvrages géotechniques – Fondations superficielles.

En complément, les règlements et normes suivants ont été utilisés :

- Norme NF EN 1990 : Eurocode 0 - Bases de calcul des structures avec son amendement et son annexe nationale NF EN 1990/A1/NA ;
- NF EN 1992-1-1, Eurocode 2 - Calcul des structures en béton - Partie 1-1 : règles générales et règles pour les bâtiments, avec son annexe nationale NF EN 1992-1-1/NA ;
- Norme NF EN 1997-1 : Eurocode 7 - Calcul géotechnique, et son annexe nationale NF EN 1997-1/NA, et l'amendement 1 : NF EN 1997-1/A1 ;
- NF EN 1998-1 : Eurocode 8 - Calcul des structures pour leur résistance au séisme ; Partie 1 : règles générales, actions sismiques et règles pour les bâtiments, avec son annexe nationale NF EN 1998-1/NA ;
- NF EN 1998-5 : Eurocode 8 - Calcul des structures pour leur résistance au séisme - Partie 5 : Fondations, ouvrages de soutènement et aspects géotechniques, avec son annexe nationale NF EN 1998-5/NA ;

- DTU 13-3 – Dallages. Conceptions calcul et exécution, reclassé sous la référence NF P 11-21, version de décembre 2021 ;
- « Réalisation des remblais et des couches de forme » - guide technique GTR 2000 (fascicule I et II) du SETRA-LCPC ;
- « Conception et dimensionnement des structures de chaussée » - guide technique SETRA-LCPC, 1994.

A.5 Documents à notre disposition pour cette étude

A.5.1 Documents préalables

Nous avons disposé pour cette étude des documents suivants :

N°	Document	Émetteur	Référence	Ind.	Date Emission
1	Cahier des charges techniques	DA Ingénierie	CCTP – VI	-	21/11/2023
2	Plan topographique et parcellaire	GEOMETRE-EXPERT	DR 6220G	-	04/06/2023
3	Plan de situation	Communauté De Communes De La Région De Molsheim-Mutzig – Service SIG	PJ N°2-A	-	-
4	Extrait du plan cadastral		PJ N°2-B	-	01/2023
5	Plan du PPRI et - Périmètre de protection MH		PJ n°2-C & D	-	01/2023
6	Plan de masse du projet	Communauté De Communes De La Région De Molsheim-Mutzig	PG01	-	01/2024
7	Rapport G2-AVP d'un projet à proximité	GEOTEC	I2/2336/MULHS	0	27/06/2012
8	Compte-rendu de réunion	DA Ingénierie	DAI-CAM-PRO-GEO-CRS-02-RDV FONDASOL	-	10/10/2024
9	DDC des blocs 1 à 3	DA Ingénierie	DAI-CAM-PRO-STR-DDC-BLOCS 1A3-01	0	05/11/2024
10	DDC du bloc 4	DA Ingénierie	DAI-CAM-PRO-STR-DDC-BLOC 4	1	09/12/2024
11	DDC des blocs 5 et 6	DA Ingénierie	DAI-CAM-PRO-STR-DDC-BLOCS 5-6	1	09/12/2024
12	DDC du bloc 7	DA Ingénierie	DAI-CAM-PRO-STR-DDC-BLOC 7	0	28/11/2024
13	Plan de principe des talus	DA Ingénierie	DAI-CAM-PRO-STR-PRINCIPE TALUS-3	-	15/11/2024
14	Plan des terrassements	BEREST	LOT 1 VOIRIE-TERRASSEMENT	-	27/11/2024
15	DDC des ombrières	DA Ingénierie	DAI-CAM-PRO-STR-DDC-OMBRIERES	0	09/12/2024
16	Plancher bas S1	DA Ingénierie	01-DAI-CAM-PRO-STR-PLB-S1-TZ-01	0	12/2024
17	Plancher bas RDC – Plancher haut S1	DA Ingénierie	02-DAI-CAM-PRO-STR-PLH-S1-TZ-02	0	12/2024

A.5.2 Autres sources d'information

Notre étude s'est également basée sur les sources d'information suivantes :

- La carte IGN du secteur ;
- Les données du BRGM ;
- La carte géologique du secteur ;
- Les vues aériennes du secteur disponibles sur remonterletemps.ign.fr/.

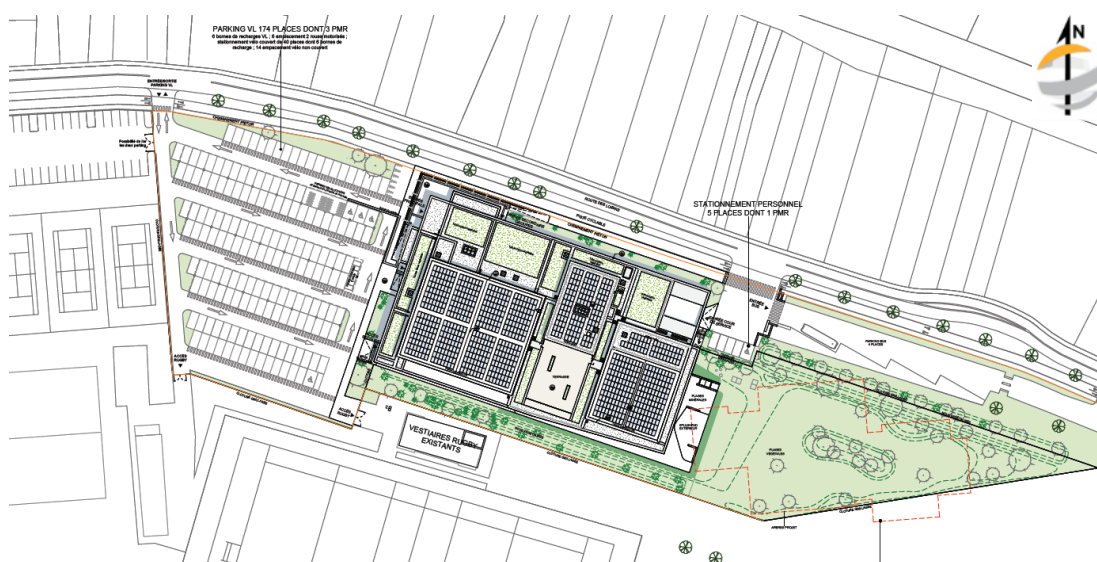
A.6 Description du projet

A.6.1 Caractéristiques générales du projet et des ouvrages

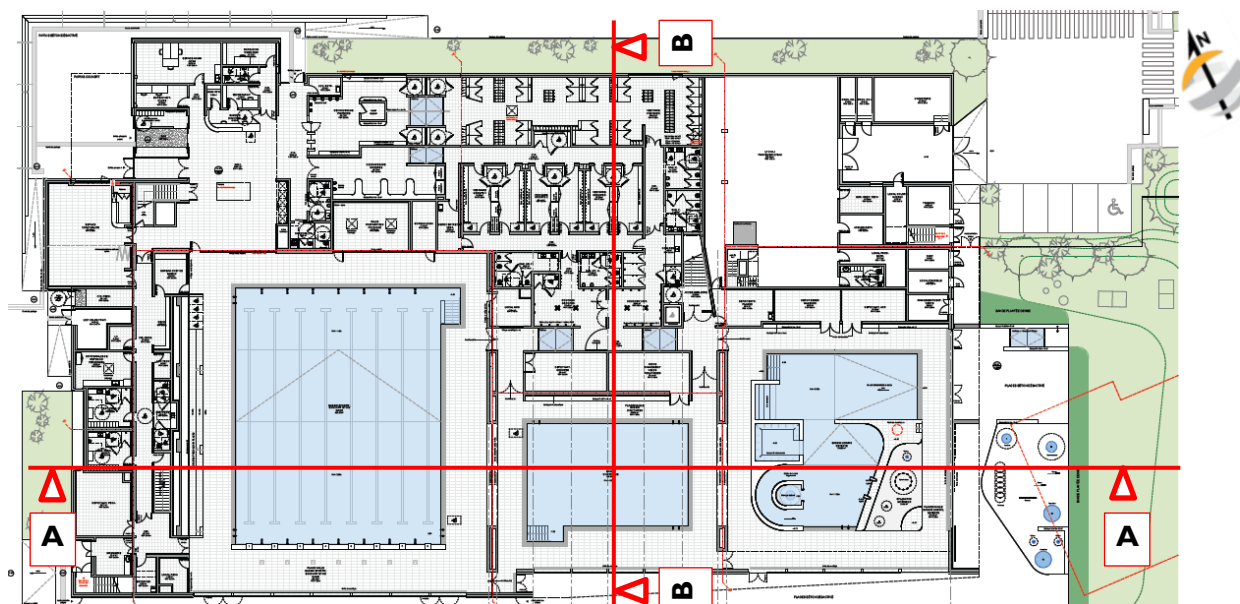
Le projet consiste en la construction, sur une surface au sol globale de l'ordre de 4000 m², d'un centre aquatique intercommunal, comprenant entre autres :

- Une partie aquatique couverte sectorisée en 3 halls, avec notamment :
 - Un bassin sportif, éducatif et de nage de 25 x 20 m, présentant une profondeur variable de 1.4 m à 2.5 m / niveau RDC ;
 - Un bassin d'activités d'environ 160 m² présentant une profondeur de 1.25 m / niveau RDC ;
 - Un bassin de loisirs-détente d'environ 200 m² composé d'une plage immergée et d'une zone présentant divers points d'animations balnéoludiques, allant jusqu'à 1,20 m de profondeur/ niveau RDC ;
- Un hall d'accueil puis l'espace déchaussage, vestiaires, sanitaires ainsi que divers locaux ;
- Un espace bien-être / SPA au niveau R+1 ;
- Une galerie et des locaux techniques enterrés ;
- Des espaces extérieurs avec plages et aire de jeux d'eau.

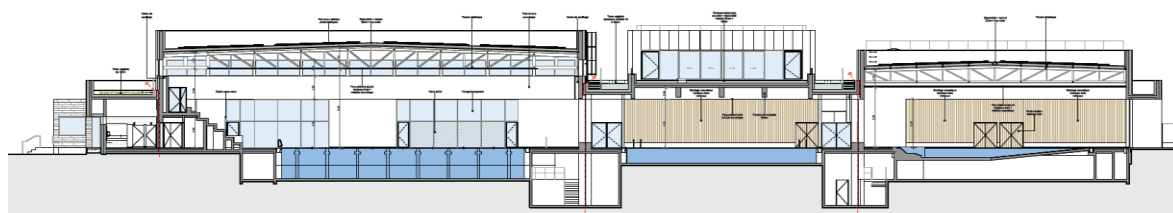
A noter qu'il est également prévu au projet la réalisation d'un parking VL au Nord-Ouest du terrain, qui sera équipé d'ombrières photovoltaïques.



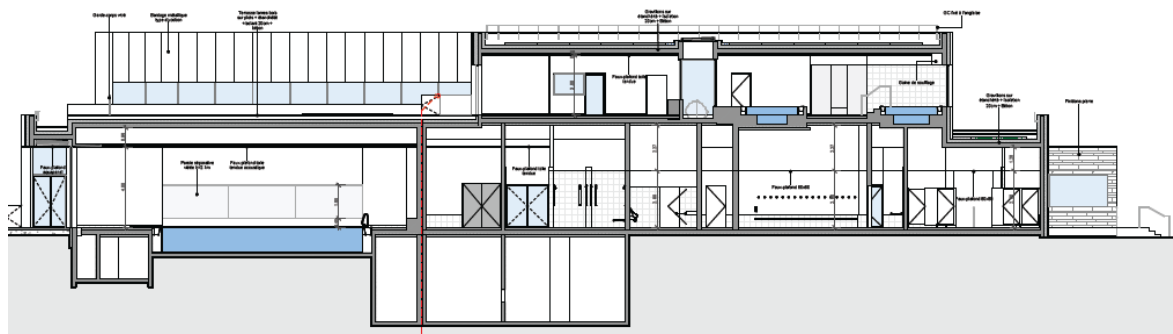
Extrait du plan de masse du projet



Extrait plan RDC



Extrait coupe AA – Coupe longitudinale sur les 3 halles bassin

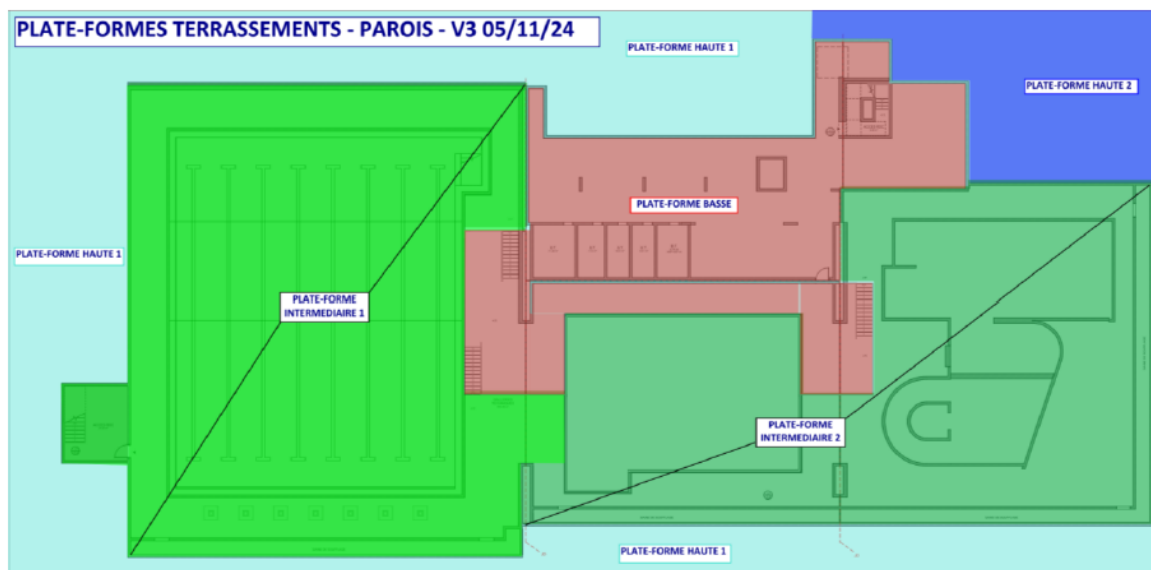


Extrait coupe BB – Bassin d'activités et bien-être

Selon les éléments transmis, les principaux niveaux retenus pour le projet sont les suivants :

- Niveau +0.00 (RDC) = **184.80 IGN69** ;
- Niveau dessus radier des bassins enterrés (zones des « plateformes intermédiaires ») = -1.6 à -2.7 / +0.00 soit 183.20 à 182.10 IGN69 selon les zones ;
- Niveau dessus radier des locaux techniques (zone de la « plateforme basse ») = -4.7 / +0.00 soit 180.10 IGN69.

A titre indicatif, le plan de zonage des plateformes prévues est présenté ci-dessous (extrait des notes de calculs du BE Structure) :



	NIVEAUX NGF		
	AR (Arase Terrassement)	PF (Plate-forme)	AS FINI
	179,3	179,6	180,1
	181,45	181,75	182,1
	181,75	182,05	182,4
	183,7	184	184,5
	184	184,3	184,8

Niveaux des plates-formes de terrassement

A.6.2 Catégorie géotechnique et de durée d'utilisation du projet

En première approche, nous avons considéré, conformément à l'Eurocode 7, les hypothèses suivantes :

- Catégorie géotechnique du projet : 2 ;
- Classe de conséquence des ouvrages : CC2.

Ces hypothèses seront à confirmer par le Maître d'ouvrage.

A.6.3 Catégorie d'importance vis-à-vis du risque sismique

La catégorie d'importance d'ouvrage considérée par hypothèse dans la suite du rapport est : III.

A.7 Investigations réalisées dans le cadre des études

Lors de l'étude d'avant-projet G2-AVP, les forages de reconnaissance et les essais in situ suivants ont été réalisés :

Au droit du bâtiment :

- 3 FORAGES DESTRUCTIFS DE RECONNAISSANCE GEOLOGIQUE**, notés SPI à SP3, descendus à 15.0 m maximum ;
- 28 ESSAIS PRESSIOMETRIQUES** répartis dans les forages précédents pour mesurer in-situ les caractéristiques de portance et de déformabilité conformément à la norme NF EN ISO 22 476-4 ;
- 2 PIEZOMETRES DEFINITIFS** installés au droit des sondage SP2 et SP3 pour permettre la mesure du niveau de l'eau en cours et en fin d'intervention, ainsi qu'un suivi piézométrique avec relevé mensuel sur une durée de 12 mois ;
- 3 ESSAIS AU PENETROMETRE DYNAMIQUE DPSH**, notés DPT1 à DPT3, descendus jusqu'aux refus obtenus entre 5.5 et 5.7 m de profondeur.

Au droit des futurs parkings et espace extérieurs :

- 6 SONDAGES DESTRUCTIFS DE RECONNAISSANCE GEOLOGIQUE**, notés SD1 à SD5 et LFI, descendus à 3 m maximum ;
- 10 ESSAIS AU PENETROMETRE DYNAMIQUE DPSH**, notés DPT1 à DPT3, descendus jusqu'à 3.0 m de profondeur ;
- 3 FOUILLES DE RECONNAISSANCE A LA PELLE MECANIQUE**, notées PMI à PM3, avec la réalisation d'**ESSAIS MATSUO** ;
- 3 ESSAIS LEFRANC/NASBERG** répartis dans les forages LFI, SD1 et SD4 pour mesurer in-situ la perméabilité des sols en place conformément à la norme NF EN ISO 22282-2.

En complément et afin de préciser la position du toit des différentes couches, les sondages complémentaires suivants ont également été réalisés au droit du bâtiment après l'émission du rapport G2-AVP :

- 5 ESSAIS AU PENETROMETRE STATIQUE A POINTE ELECTRIQUE**, notés CPT1 à CPT5, descendus jusqu'au refus obtenu entre 2.0 et 4.0 m de profondeur environ.

Enfin, des essais en laboratoire ont été réalisés dans le but de :

- Définir la classe d'agressivité des sols vis-à-vis du béton suivant la norme EN206.
- Définir la classe d'agressivité de l'eau vis-à-vis du béton suivant la norme EN206.

Les résultats des sondages et essais ainsi que leur implantation figurent en annexe à la fin du rapport. Nos sondages ont été nivelés à l'aide d'un GPS dont la précision en altimétrie est d'environ +/- 5 cm (système IGN69).

Les cotes des têtes de sondages sont les suivantes :

Zone bâtiment						
Sondage	SP1	SP2	SP3	DPT1	DPT2	DPT3
Cote IGN69	184.0	184.2	184.6	183.7	183.8	184.2

Zone bâtiment					
Sondage	CPT1	CPT2	CPT3	CPT4	CPT5
Cote IGN69	184.1	184.2	183.7	183.9	183.8

Zone Parkings & Espaces extérieurs							
Sondage	SD1	SD2	SD3	SD4	SD5	LF1	PM1
Cote IGN69	184.4	184.5	184.2	183.8	183.5	184.2	183.7

Zone Parkings & Espaces extérieurs							
Sondage	PM2	PM3	DPT4	DPT5	DPT6	DPT7	DPT8
Cote IGN69	183.6	184.2	184.1	184.2	184.2	184.5	184.2

Zone Parkings & Espaces extérieurs					
Sondage	DPT9	DPT10	DPT11	DPT12	DPT13
Cote IGN69	184.0	183.5	183.5	183.7	183.7

B GEOLOGIE ET GEOTECHNIQUE DU SITE

Les résultats de la précédente mission G2-AVP sont synthétisés ci-dessous. Des informations complémentaires peuvent également être consultées dans le document référencé PR.MSGT.24.0038 - pièce n°001 - indice A du 25/06/2024.

B.1 Synthèse générale

Aspect topographique

D'un point de vue topographique, le site est globalement plat et horizontal dans son ensemble. L'altimétrie de nos points de sondage varie entre les cotes 183.5 et 184.6 IGN69, soit un dénivelé de l'ordre de 1 m.

Contexte géologique

Le site est le siège des alluvions holocènes généralement fines recouvrant des alluvions würmiennes généralement plus grossières, reposant sur un substratum rocheux (grès). Compte tenu de l'occupation du site, des remblais sont présents en surface.

Zonage sismique

La commune de MUTZIG est en zone sismique d'aléa **modéré** (dénomination zone 3).

Aléa inondation

Le terrain étudié est soumis au PPRI de la Bruche, approuvé le 27/11/2019. D'après ce règlement, le projet se trouve en zone « bleu clair » concernée par un aléa d'inondation « Faible ou Moyen ». A noter que cette zone peut également être concernée par un aléa « Fort » mais d'une probabilité faible d'inondation par submersion, en cas de rupture d'un ouvrage réputé résistant à l'aléa de référence du PPRI. D'après les informations du cahier des charges basées sur les études antérieures, la cote CPHE au droit de l'emprise du bâtiment projeté est actuellement comprise entre 183.8 et 184.2 IGN69. A noter qu'un suivi piézométrique avec relevé mensuel sur une durée de 12 mois est en cours. A l'issue de ce suivi, l'étude hydrogéologique réalisée par Fondasol dans le but de déterminer les niveaux caractéristiques à prendre en compte sera mise à jour. D'après le règlement du PPRI, la cote de protection à respecter correspond à la cote CPHE augmentée d'une revanche de 0,30 m.

Aléa lié au risque de retrait/gonflement

Le projet se trouve dans un secteur d'aléa « moyen » vis-à-vis du phénomène de retrait/gonflement des argiles.

Aléas anthropiques

Le site est actuellement occupé par le bâtiment (piscine) existant et par un parking, qui seront démolis dans le cadre du projet. Compte tenu de l'historique du site, les travaux de terrassements pourront nécessiter l'utilisation d'un Brise Roche Hydraulique (BRH) en cas de rencontre de vestiges de construction (anciennes maçonneries, restes de fondation, restes de conduites, remblais existants éventuellement traités, etc.). Nous attirons toutefois l'attention sur les vibrations basses fréquences générées par les BRH, hautement préjudiciables aux constructions situées à proximité. L'entreprise intégrera dans sa méthodologie des dispositions permettant d'éviter de déstabiliser les existants. Des surprofondeurs de remblais peuvent également être à craindre localement.

Autres risques naturels

Consulter le rapport G2-AVP pour le détail des risques et le site internet www.georisques.gouv.fr. Nous n'avons a priori remarqué aucun impact de ces risques sur le projet.

B.2 Résultats des investigations in-situ

B.2.1 Lithologie

Les sondages ont permis de mettre en évidence la coupe lithologique suivante :

- **Des terrains de recouvrement** comprenant :
 - Une couche d'**enrobé** reconnue au droit des sondages SD1, SD3, SP1 et SP2 sur 5 cm d'épaisseur ;
 - Des **remblais** sablo-graveleux localement limono-caillouteux à limono-sableux brun/gris/noir/verdâtre, refermant ponctuellement des débris de briques, du béton, du carrelage, de la ferraille et du plastique, et reconnus entre les profondeurs et cotes suivantes :

Zone Bâtiment						
Sondage	SP1	SP2	SP3	DPT1	DPT2	DPT3
Prof. (m)	0.05 à 0.8	0.05 à 1.3	0.0 à 1.5	0.05 à 1.0	0.05 à 1.4	0.0 à 0.7
Cote IGN69 en tête	184.0	184.15	184.6	183.65	183.75	184.2
Cote IGN69 à la base	183.2	182.9	183.1	182.7	182.4	183.5

Zone Bâtiment					
Sondage	CPT1	CPT2	CPT3	CPT4	CPT5
Prof. (m)	0.0 à 1.4	0.0 à 0.9	0.0 à 0.9	0.0 à 0.9	0.0 à 0.6
Cote IGN69 en tête	184.1	184.2	183.7	183.9	183.8
Cote IGN69 à la base	182.7	183.3	182.8	183.0	183.2

Zone Parkings & Espaces extérieurs					
Sondage	SD1	SD2	SD3	SD4	SD5
Prof. (m)	0.05 à 0.6	0.0 à 2.3	0.05 à 1.1	0.0 à 1.2	0.03 à 1.2
Cote IGN69 en tête	184.35	184.5	184.15	183.8	183.5
Cote IGN69 à la base	183.8	182.2	183.1	182.6	182.3

Zone Parkings & Espaces extérieurs				
Sondage	LF1	PM1	PM2	PM3
Prof. (m)	0.0 à 1.5	0.0 à 1.2	0.0 à 1.0	0.0 à 1.1
Cote IGN69 en tête	184.2	183.7	183.6	184.2
Cote IGN69 à la base	182.7	182.5	182.6	183.1

Zone Parkings & Espaces extérieurs					
Sondage	DPT4	DPT5	DPT6	DPT7	DPT8
Prof. (m)	0.05 à 0.6	0.05 à 1.2	0.0 à 1.0	0.0 à 1.4	0.0 à 0.7
Cote IGN69 en tête	184.05	184.15	184.2	184.5	184.2
Cote IGN69 à la base	183.5	183.0	183.2	183.1	183.5

Zone Parkings & Espaces extérieurs					
Sondage	DPT9	DPT10	DPT11	DPT12	DPT13
Prof. (m)	0.0 à 1.1	0.0 à 1.2	0.0 à 1.3	0.0 à 1.3	0.0 à 1.0
Cote IGN69 en tête	184.0	183.5	183.5	183.7	183.7
Cote IGN69 à la base	182.9	182.3	182.2	182.4	182.7

- Des **sols intermédiaires** composés de **limons +/- argileux et de sables graveleux à sables gravelo-argileux** bruns à rougeâtres avec localement des traces de débris végétaux en tête, reconnus entre les profondeurs et cotes suivantes :

Zone Bâtiment						
Sondage	SP1	SP2	SP3	DPT1	DPT2	DPT3
Prof. (m)	0.8 à 4.5	1.3 à 5.8	1.5 à 5.8	1.0 à 5.5 (refus)*	1.4 à 5.7 (refus)*	0.7 à 5.6 (refus)*
Cote IGN69 en tête	183.2	182.9	183.1	182.7	182.4	183.5
Cote IGN69 à la base	179.5	178.4	178.8	178.2	178.1	178.6

* : arrêt sondage sur refus

Zone Bâtiment					
Sondage	CPT1	CPT2	CPT3	CPT4	CPT5
Prof. (m)	1.4 à 2.4	0.9 à 1.5	0.9 à 1.9	0.9 à 1.7	0.6 à 2.8
Cote IGN69 en tête	182.7	183.3	182.8	183.0	183.2
Cote IGN69 à la base	181.7	182.7	181.8	182.2	181.0

Zone Parkings & Espaces extérieurs					
Sondage	SD1	SD2	SD3	SD4	SD5
Prof. (m)	0.6 à 3.0*	2.3 à 3.0*	1.1 à 3.0*	1.2 à 3.0*	1.2 à 3.0*
Cote IGN69 en tête	183.8	182.2	183.1	182.6	182.3
Cote IGN69 à la base	181.4	181.5	181.2	180.8	180.5

* : arrêt sondage

Zone Parkings & Espaces extérieurs				
Sondage	LFI	PM1	PM2	PM3
Prof. (m)	1.5 à 3.0*	1.2 à 1.4*	1.0 à 1.4*	1.1 à 1.4*
Cote IGN69 en tête	182.7	182.5	182.6	183.1
Cote IGN69 à la base	181.2	182.3	182.2	182.8

* : arrêt sondage

Zone Parkings & Espaces extérieurs					
Sondage	DPT4	DPT5	DPT6	DPT7	DPT8
Prof. (m)	0.6 à 3.0*	1.2 à 3.0*	1.0 à 3.0*	1.4 à 3.0*	0.7 à 3.0*
Cote IGN69 en tête	183.5	183.0	183.2	183.1	183.5
Cote IGN69 à la base	181.1	181.2	181.2	181.5	181.2

* : arrêt sondage

Zone Parkings & Espaces extérieurs					
Sondage	DPT9	DPT10	DPT11	DPT12	DPT13
Prof. (m)	1.1 à 3.0*	1.2 à 3.0*	1.3 à 3.0*	1.3 à 3.0*	1.0 à 3.0*
Cote IGN69 en tête	182.9	182.3	182.2	182.4	182.7
Cote IGN69 à la base	181.0	180.5	180.5	180.7	180.7

* : arrêt sondage

Ces formations sont localement très remaniées en tête, notamment au droit de la zone des parkings et espaces extérieurs, et peuvent correspondre à des remblais en partie supérieure.

NOTA : Il est probable que la partie sablo-graveleuse inférieure des terrains de recouvrement supposés, notamment au droit des sondages destructifs, corresponde en réalité au substratum gréseux altéré. Ce point est corroboré par les sondages complémentaires au pénétromètre statique effectués et ayant mis en évidence le toit supposé du substratum rocheux à des profondeurs plus faibles.

- Un **substratum rocheux plus ou moins altéré** correspondant au grès fins gris-rose avec des intercalations argileuses, reconnu aux profondeurs et cotes suivantes :

Zone Bâtiment						
Sondage	SPI	SP2	SP3	DPT1	DPT2	DPT3
Prof. (m)	4.5 à 15.0	5.8 à 9.0	5.8 à 8.0	> 5.5**	> 5.7**	> 5.6**
Cote IGN69 en tête	179.5	178.4	178.8	178.2	178.1	178.6
Cote IGN69 à la base	< 169.0	< 175.2	< 176.6	< 178.2**	< 178.2**	< 178.2**

** : Refus

Zone Bâtiment					
Sondage	CPT1	CPT2	CPT3	CPT4	CPT5
Prof. (m)	2.4 à 2.7**	1.5 à 3.3**	1.9 à 2.2**	1.7 à 2.0**	2.8 à 4.0**
Cote IGN69 en tête	181.7	182.7	181.8	182.2	181.0
Cote IGN69 à la base	< 181.4**	< 180.9**	< 181.5**	< 181.9**	< 179.8**

** : Refus

NOTA 1 : La description des terrains traversés et la position des interfaces comportent des imprécisions inhérentes à la méthode de forage destructif. En particulier, ils ne permettent pas de déterminer la granulométrie exacte des horizons ou d'identifier la présence d'éléments grossiers ou blocs. Rappelons que pour ces sondages destructifs, la distinction peut s'avérer particulièrement délicate entre la base sablo-graveleuse des terrains de recouvrement et le substratum gréseux altéré.

NOTA 2 : L'interprétation de la lithologie faite au droit des pénétromètres dynamiques DPT1 à DPT13 est effectuée à partir des corrélations connues entre les paramètres mécaniques et la nature des sols. Il n'est pas à exclure que des imprécisions aient été faites quant à la position du toit de chaque horizon.

NOTA 3 : L'objet de l'étude géotechnique n'est pas de détecter une éventuelle contamination des sols par des matières polluantes.

B.2.2 Aspects géomécaniques

Les caractéristiques mécaniques des sols ont été mesurées in situ à partir des essais pressiométriques et pénétrométriques. Elles sont récapitulées dans les tableaux ci-dessous :

- Au droit des sondages pressiométriques :

N°	Formation	P _{LM} * (MPa)		E _M (MPa)		Consistance / Compacité
		Min	Max	Min	Max	
1	Remblais	1.54	2.09	9.7	26.5	Globalement denses à très denses
2	Sols intermédiaires	0.54	1.83	5.4	14	Hétérogène : Lâches à denses
3	Substratum gréseux plus ou moins altéré	3.28	> 5.0	48.9	965.5	Altéré à fragmenté

- Au droit des sondages pénétrométriques :

N°	Formation	q _c (MPa)		q _d (MPa)		Consistance / Compacité
		Min	Max	Min	Max	
1	Remblais	4.0	> 15	1.6	30	Globalement denses à très denses, quelques passages lâches (DPT)
2	Sols intermédiaires	0.8	> 10	0.5	20	Hétérogène : Lâches à denses
3	Substratum gréseux plus ou moins altéré	15	> 50	/	/	Altéré à fragmenté

Avec :

P_{LM}* : Pression limite nette (essai pressiométrique)

E_M : Module pressiométrique (essai pressiométrique)

q_c : Résistance de pointe (essai de pénétration statique)

q_d : Résistance de pointe (essai de pénétration dynamique)

B.3 Résultats des essais en laboratoire

Des essais chimiques d'agressivité du sol et de l'eau vis-à-vis du béton ont été réalisés selon la NF EN 206. Les résultats sont présentés en annexe et résumés ci-dessous.

Agressivité sol sur béton

Sondage	Profondeur (m)	Horizon testé	Sulfates solubles dans l'acide (SO ₄) - Agressivité sur béton (mg/kg)
SP1	0.05 à 1.20	Remblais	2890 (XAI)
	1.20 à 1.90	Sols intermédiaires	2290 (XAI)
SD2	0.00 à 2.30	Remblais	2000 (< XAI)

Agressivité eau sur béton

Sondage	pH	Sulfates (SO ₄) – Agressivité sur béton (mg/l)
SP3	7.5	45.1 (< XAI)

Pour la définition des formulations des bétons constitutifs des ouvrages enterrés du projet, nous retiendrons donc une classe d'agressivité chimique XAI.

Dans le cadre de notre étude, nous nous limiterons à l'évaluation de la classe d'agressivité chimique XAI. Les autres classes d'exposition (XCi, XSi, XDi, XF_i) seront à évaluer par le maître d'Œuvre.

B.4 Caractéristiques hydrogéologiques

B.4.1 Niveaux d'eau

Au cours de notre intervention, la nappe a été rencontrée à partir de la cote 182.3 IGN69, soit entre 1.9 et 2.8 m de profondeur/TN au droit de nos sondages. Selon l'étude hydrogéologique réalisée, il s'agirait de la nappe alluviale d'accompagnement de la Bruche.

A noter qu'un suivi manuel à fréquence mensuelle a été initié en mars 2024, au droit des ouvrages piézométriques SP2 et SP3. Prévu pour une durée d'un an afin de couvrir un cycle hydrologique complet (soit 12 mois), il est censé s'achever en mars 2025.

En complément, un suivi piézométrique continu par acquisition automatique (à l'aide de sondes de mesures) a été initié en date du 13/09/2024 au sein du puits P2, et ce pour une durée de 6 mois.

Les relevés piézométriques manuels effectués à ce jour au sein des ouvrages sont synthétisés dans le tableau ci-après.

Ouvrage	SP2		SP3		PI		PZI		P2	
Cote du TA au droit de l'ouvrage	184,2		184,6		184,6		184,6		184,6	
Profondeur mesurée (m/TA)	8,4		8,4		7,8		8,1		8,1	
Date du relevé	m/TA	m/TA	m/TA	m NGF	m/TA	m/TA	m/TA	m NGF	m/TA	m/TA
14/03/2024	2,02	182,18	2,81	181,79	-	-	-	-	-	-
30/05/2024	1,84	182,36	2,69	181,91	-	-	-	-	-	-
17/06/2024	2,00	182,2	2,83	181,77	-	-	-	-	-	-
20/08/2024	2,22	181,98	3,17	181,43	3,04	181,54	3,11	181,49	-	-
10/09/2024	2,17	182,03	3,11	181,49	3,00	181,60	3,05	181,55	3,03	181,57

Ces données sont issues du rapport de mission G5 « Estimation des débits de mise hors d'eau » (référence PR.MSGT.24.0038-DTHY.003.C) réalisé par le service Hydrogéologie de Fondasol, qui sera mis à jour à l'issu du suivi piézométrique en cours.

B.4.2 Essais de perméabilité in situ

Nous avons réalisé 3 essais de perméabilité in-situ de type Lefranc dans le respect de la norme NF EN ISO 22282-2. Les résultats sont synthétisés dans le tableau suivant :

Sondage	Prof. essai (m)	Horizon concerné	Perméabilité k (m/s)	
			Injection	Descente
LFI	2.5 – 3.0	Sols intermédiaires	1.9×10^{-4}	2.2×10^{-4}
SDI	2.5 – 3.0	Sols intermédiaires	7.4×10^{-5}	5.8×10^{-5}
SD4	1.5 – 2.0	Sols intermédiaires	4.4×10^{-6}	3.2×10^{-7}

Nous avons également réalisé 3 essais de perméabilité de type MATSUO, réalisés au droit des sondages à la pelle mécanique et dont les résultats sont récapitulés ci-dessous :

Sondage	Prof. essai (m)	Horizon concerné	Perméabilité k
			(m/s)
PM1	0.5 – 1.4	Remblais et sols intermédiaires	2.0×10^{-5}
PM2	0.7 – 1.4		8.0×10^{-6}
PM3	0.7 – 1.4		2.0×10^{-5}

Les coefficients de perméabilité mesurés sont assez variables, de l'ordre de 2×10^{-4} m/s à 3×10^{-7} m/s, ce qui est cohérent avec la nature hétérogène des sols intermédiaires.

D'autre part, cette perméabilité peut diminuer dans le temps, dû à un effet de colmatage par l'apport de fines, notamment dans les sols d'une perméabilité inférieure à 1×10^{-5} m/s.

Il appartient à la maîtrise d'œuvre / au BET Fluide de se prononcer quant aux possibilités d'infiltration.

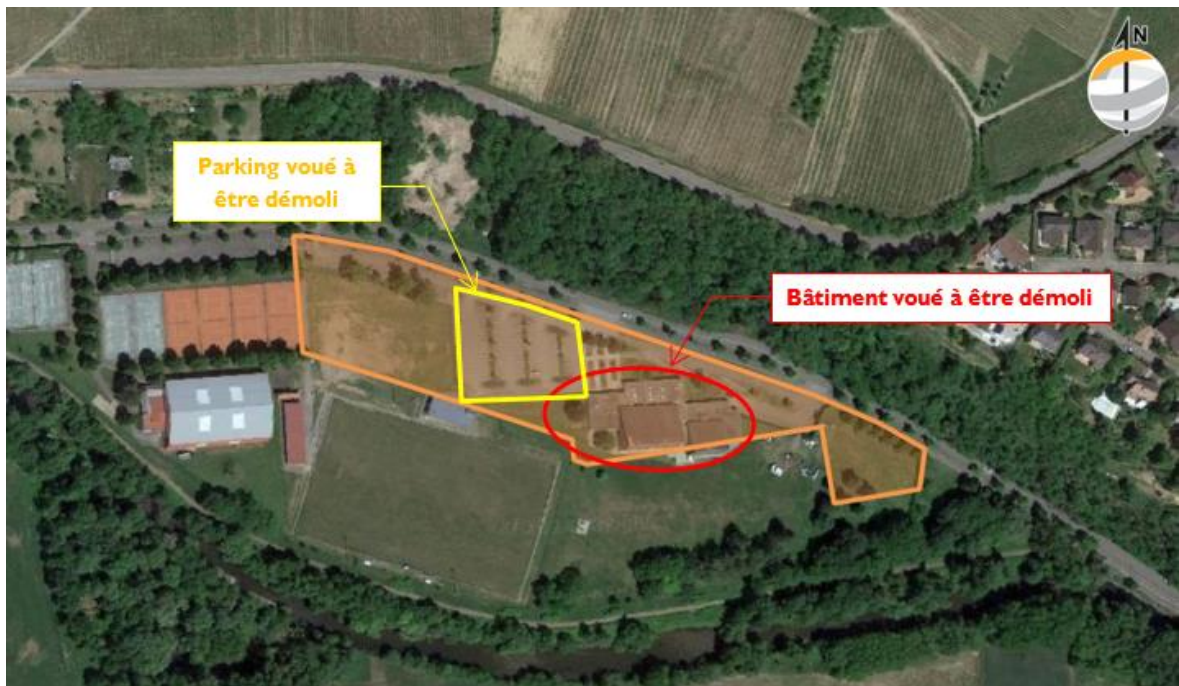
Ces valeurs ne doivent pas être retenues pour l'estimation d'un débit d'exhaure dans le cas d'un pompage ou rabattement de nappe (se référer à cet effet au rapport hydrogéologique dédié).

C PRINCIPES DE CONSTRUCTION DES OUVRAGES GEOTECHNIQUES

C.1 Première approche de la Zone d'Influence Géotechnique (ZIG)

Le site est bordé :

- Côté Ouest, par les terrains de tennis existants ;
- Côté Sud, par un bâtiment existant et par le terrain de rugby ;
- Côté Nord par la route des Loisirs.



Vue aérienne extraite de www.google.fr/maps

Rappelons la présence de bâtiments existants et d'un parking sur le site, voués à être démolis dans le cadre du projet. Les travaux de terrassements pourront nécessiter l'utilisation d'un Brise Roche Hydraulique (BRH) en cas de rencontres de vestiges. Nous attirons l'attention sur les basses fréquences de vibrations générées par le BRH, pouvant être hautement préjudiciables aux existants situés à proximité.

Il faudra se préoccuper de la présence et profondeur des réseaux enterrés sur l'emprise de la ZIG.

Dans le cas de talus, l'emprise de la ZIG s'étendra largement au-delà de l'emprise du projet. Dans le cas présent, l'emprise de la ZIG peut être évaluée par une bande de $3H$ à l'arrière du talus à créer, où H correspond à la hauteur du talus, soit une bande d'environ 15 m autour du projet. Compte tenu de la position des parties enterrées du projet, cette bande de 15 m restera dans sa majeure partie dans l'emprise de la parcelle.

C.2 Données liées au risque sismique

C.2.1 Aléas de liquéfaction des sols

Les sols du site mis en évidence peuvent être considérés comme non liquéfiables.

C.2.2 Accélération maximale en surface

Nous considérons un ouvrage de catégorie d'importance III vis-à-vis du risque sismique (hypothèse à confirmer par la maîtrise d'œuvre du projet).

Pour la commune de MUTZIG et compte tenu du contexte géotechnique et des caractéristiques mécaniques des sols sous l'emprise du projet, nous pouvons a priori retenir comme paramètres sismiques :

Classe de sol	Zone de sismicité	Catégorie d'importance d'ouvrage	Accélération du sol au rocher (m/s ²) a_{gr}	Coefficient d'importance γ_i	Paramètre de sol S
A	Zone 3	III	1.1	1.2	1.0

Soit l'accélération maximale en surface : $a_{max} = a_{gr} \times \gamma_i \times S = 1.32 \text{ m/s}^2$.

C.3 Contraintes spécifiques du projet et du site

Les contraintes spécifiques suivantes ont notamment pu être mises en évidence :

- Présence de terrains de recouvrement puis de sols intermédiaires, recouvrant le substratum gréseux +/- altéré ;
- Présence de la nappe à faible profondeur ;
- Nécessité de réaliser des terrassements en talus sur des hauteurs importantes (de l'ordre de 5 m) ;
- Niveaux bas du projet présentant des cotes variables selon les zones ;
- Conception parasismique de l'ouvrage à prévoir.

C.4 Travaux d'adaptation du site pour accueillir le projet

C.4.1 Démolitions

C.4.1.1 – Recommandations de purge et de substitution

Pour rappel, des ouvrages sont à démolir sous l'emprise ou à proximité de la future construction. Nous recommandons ainsi le respect des dispositions suivantes :

- Pour les travaux de démolition, il sera nécessaire de bien purger l'ensemble des maçonneries, dallages et fondations du site. Les fonds de fouilles des purges devront être recompressés et remblayés avec des matériaux sablo-graveleux d'apport de classification GTR D2/D3 mis en œuvre par couches compactées selon les recommandations du GTR (objectif de compactage : $EV2 > 50 \text{ MPa}$ et $k < 2$). Des essais de contrôle à la plaque et/ou au pénétromètre statique seront à réaliser pour contrôler la conformité du compactage réalisé ;
- Tout sol douteux ou évolutif (débris de bois, végétaux, etc.) rencontré au niveau d'assise retenu devra être purgé et substitué par un matériau d'apport de type D2/D3 ;
- Nous préconisons également la réalisation d'un plan de récolement par géomètre des ouvrages enterrés démolis, purgés et remblayés avec l'emprise de l'ouvrage (en x et y) et la profondeur maximale de purge (z) ;
- Il conviendra d'être vigilant concernant la réception des purges et substitutions mordant l'emprise Est du projet et de réaliser des essais de réception du compactage des remblaiements dans les futures zones aménagées du projet (bâtiments, voirie, circulation piétonne...).

C.4.1.2 – Aléas résiduels

Nous attirons également votre attention sur les aléas résiduels suivants :

- Les épaisseurs de remblais peuvent être plus importantes que celles mises en évidence au droit de nos sondages, notamment sous les ouvrages à démolir ;
- Les sols du site situés sous l'emprise des bâtiments existants pourront être de nature hétérogène ;
- Le recours au BRH ou à des moyens lourds ne sera pas à exclure pour la démolition des existants et des vestiges de fondations. Nous attirons l'attention sur les vibrations à basses fréquences générées par les BRH, hautement préjudiciables aux constructions situées à proximité. L'entreprise intégrera dans sa méthodologie des dispositions permettant d'éviter de générer des désordres dans les existants avoisinants.

C.4.2 Terrassements provisoires

La réalisation des différents niveaux enterrés du projet (bassins, locaux techniques, etc.) nécessitera le terrassement de la parcelle jusqu'à environ 5 m de profondeur au maximum. Ces travaux généreront des talus à l'intérieur de la parcelle (étudiés en partie D de ce rapport).

C.5 Dispositions vis-à-vis des eaux souterraines

C.5.1 Aléa inondation

Pour rappel, le terrain étudié est soumis au PPRI de la Bruche, approuvé le 27/11/2019. D'après ce règlement, le projet se trouve en zone « bleu clair » concernée par un aléa d'inondation « Faible ou Moyen ». A noter que cette zone peut également être concernée par un aléa « Fort » mais d'une probabilité faible d'inondation par submersion, en cas de rupture d'un ouvrage réputé résistant à l'aléa de référence du PPRI.

D'après les informations du cahier des charges basées sur les études antérieures, la cote CPHE au droit de l'emprise du bâtiment projeté est actuellement comprise entre 183.8 et 184.2 IGN69.

D'après le règlement du PPRI, la cote de protection à respecter correspond à la cote CPHE augmentée d'une revanche de 0.30 m. La cote de protection pourra être définie à l'issue de l'étude hydrogéologique encore en cours (références PR.MSGT.24.0038-DTHY.002 et 003).

C.5.2 Estimation des niveaux caractéristiques

Un suivi piézométrique avec relevé mensuel sur une durée de 12 mois est en cours. A l'issue de ce suivi, l'étude hydrogéologique réalisée par Fondasol dans le but de déterminer les niveaux caractéristiques à prendre en compte sera mise à jour.

A ce stade, les niveaux caractéristiques définis par cette étude hydrogéologique sont les suivants :

Ouvrage	EB	EH	EE
SP2 (184,2 m NGF)	182,0 m NGF, Soit 2,2 m/TA	Le TA* 184,2 m NGF	Le TA* 184,2 m NGF
SP3 (184,6 m NGF)	181,6 m NGF, Soit 3,0 m/TA	183,8 m NGF, Soit 0,8 m/TA	184,3 m NGF, Soit 0,3 m/TA

Extrait de l'étude hydrogéologique - PR.MSGT.24.0038-DTHY.002.A

C.5.3 Pompage provisoire

Suite à l'étude hydrogéologique réalisée et après échanges techniques entre les différents intervenants du projet, il a été retenu pour la réalisation des niveaux bas une solution de terrassements en talus associés à un rabattement provisoire de la nappe (pompage).

Les hypothèses associées, définies dans le rapport d'étude hydrogéologique, sont rappelées ci-dessous :

- Mise en place d'une enceinte non-étanche (fouille ouverte) pour l'intégralité du projet ;
- Niveau EC (eau chantier) défini par la Maîtrise d'ouvrage : 181.6 IGN69 (soit le niveau EB défini au droit du sondage SP3) ;
- Estimation des débits de pompage effectuée pour le cas du niveau d'eau EC mais également pour le cas EC+1m par sécurité ;
- Rabattement de nappe envisagé de 0.3 m sous les arases de terrassement projetées.

A titre informatif, les débits de mise hors d'eau estimés et associés à cette solution de fouille ouverte sont rappelés ci-dessous (extrait de l'étude hydrogéologique PR.MSGT.24.0038-DTHY.003.C) :

Ainsi, dans le cas d'une fouille ouverte totale, les débits d'exhaure cumulés totaux seraient de l'ordre de 155 m³/h pour un niveau EC/EB, et de l'ordre de 340 m³/h pour un niveau EB + 1,0 m (soit 182,6 m NGF).

NOTA : Les débits d'exhaure seront bien entendu plus importants en cas de dépassement du niveau EC (ou EC+1.0m) pendant les travaux.

A noter qu'il sera supposé, dans la suite de ce rapport, que le rabattement sera dimensionné de manière à empêcher toute venue d'eau déstabilisatrice dans les talus provisoires (cône de rabattement n'interceptant pas les talus).

Il sera impératif de vérifier au moment des travaux, à l'aide de piézomètres répartis en bordure des terrassements, que le cône de rabattement est suffisamment éloigné des talus par rapport aux hypothèses considérées dans ce rapport (voir partie D concernant la justification des talus). Dans le cas contraire, la mise en place d'aiguilles filtrantes en amont des terrassements sera à envisager si ce cône de rabattement n'est pas vérifié, ceci afin d'éviter que la nappe n'impacte la stabilité des talus provisoires.

A noter que dans le cadre d'un rabattement de la nappe par des puits réalisés en fond de fouille, l'influence du rabattement à une distance de l'ordre de 20 m pourrait correspondre à 80 voire 90% de la hauteur d'eau rabattue, selon les conclusions de l'étude hydrogéologique référencée PR.MSGT.24.0038-DTHY.003.D.

Rappelons que le niveau EC est susceptible d'être dépassé et qu'il convient d'une part d'intervenir en période d'étiage de la nappe pour la réalisation des terrassements, et d'autre part d'envisager l'inondation de la fouille en cas de dépassement du niveau EC.

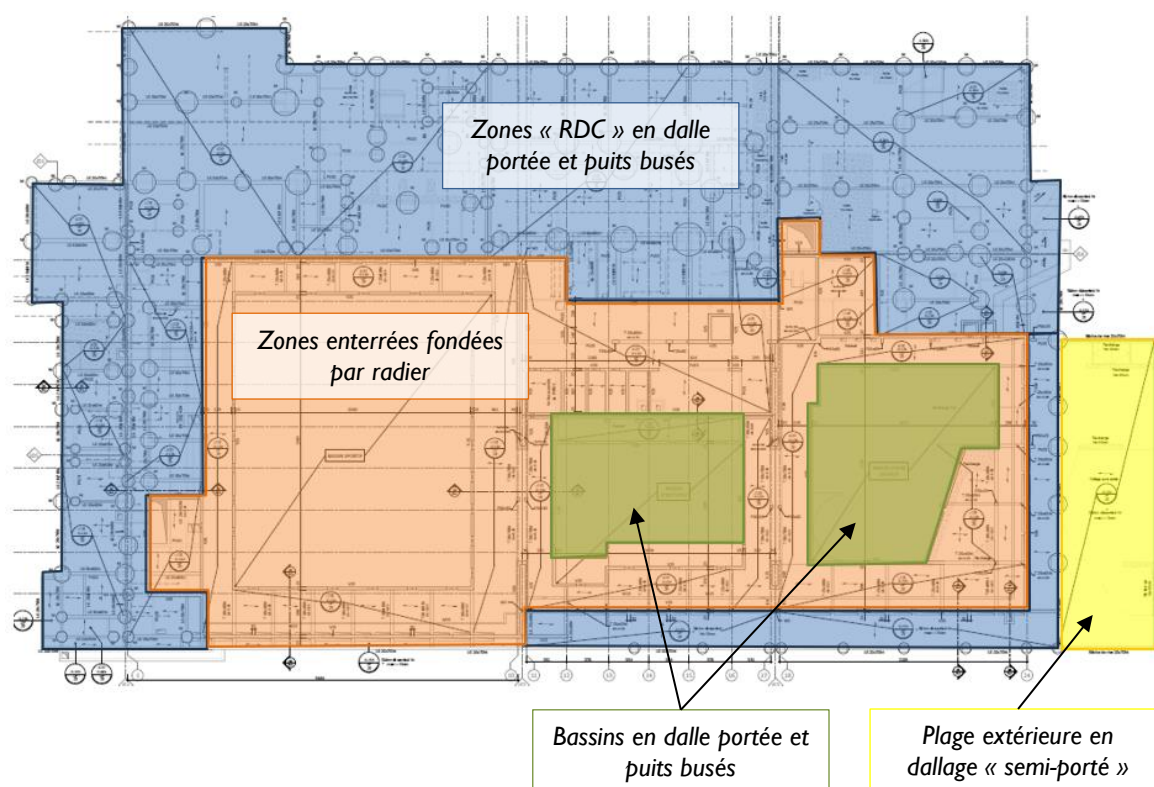
Rappelons que tout ouvrage de prélèvement en nappe doit faire l'objet d'un dossier au regard du Code de l'Environnement (Loi sur l'Eau), ainsi que le rejet dans les eaux de surface, et notamment qu'un volume d'eau pompé sur la période de travaux doit être défini ainsi qu'un exutoire en cohérence avec l'importance de ce volume.

C.6 Modes de fondation et structures de niveaux bas envisageables

Après échanges avec les maîtrises d'ouvrage et d'œuvre du projet, les principes constructifs retenus sont les suivants :

- Pour les parties du bâtiment sans niveau enterré :
 - Réalisation de fondations semi-profondes de type puits busés ;
 - Niveau bas porté par les fondations (plancher porté) ;
- Pour les zones enterrées du bâtiment :
 - Fondation par radier généralisé ;
 - Localement réalisation d'un plancher porté reposant sur des fondations semi-profondes par puits busés (cas du bassin d'activités et du bassin loisirs détente) ;
- Pour les plages extérieures : dallage « semi-porté » (zone portée à proximité du bâtiment puis fonctionnant comme un dallage sur terre-plein au-delà).
- Pour les ombrières photovoltaïques : réalisation de fondations semi-profondes de type puits busés.

Ces principes constructifs sont récapitulés pour le bâtiment sur le zonage schématique ci-dessous :



C.7 Aléa relatif au remblai présent sur site

Notre étude n'intègre pas la détection d'éventuelle contamination des sols, toutefois nous rappelons que selon la directive 2008/98/CE, les matériaux excavés et évacués d'un site doivent être traités comme des déchets, et qu'en terme de responsabilité, conformément à l'article L541-2 du Code de l'Environnement :

« Tout producteur ou détenteur de déchets est tenu d'en assurer ou d'en faire assurer la gestion, conformément aux dispositions du présent chapitre. Tout producteur ou détenteur de déchets est responsable de la gestion de ces déchets jusqu'à leur élimination ou valorisation finale, même lorsque le déchet est transféré à des fins de traitement à un tiers. Tout producteur ou détenteur de déchets s'assure que la personne à qui il les remet est autorisée à les prendre en charge. »

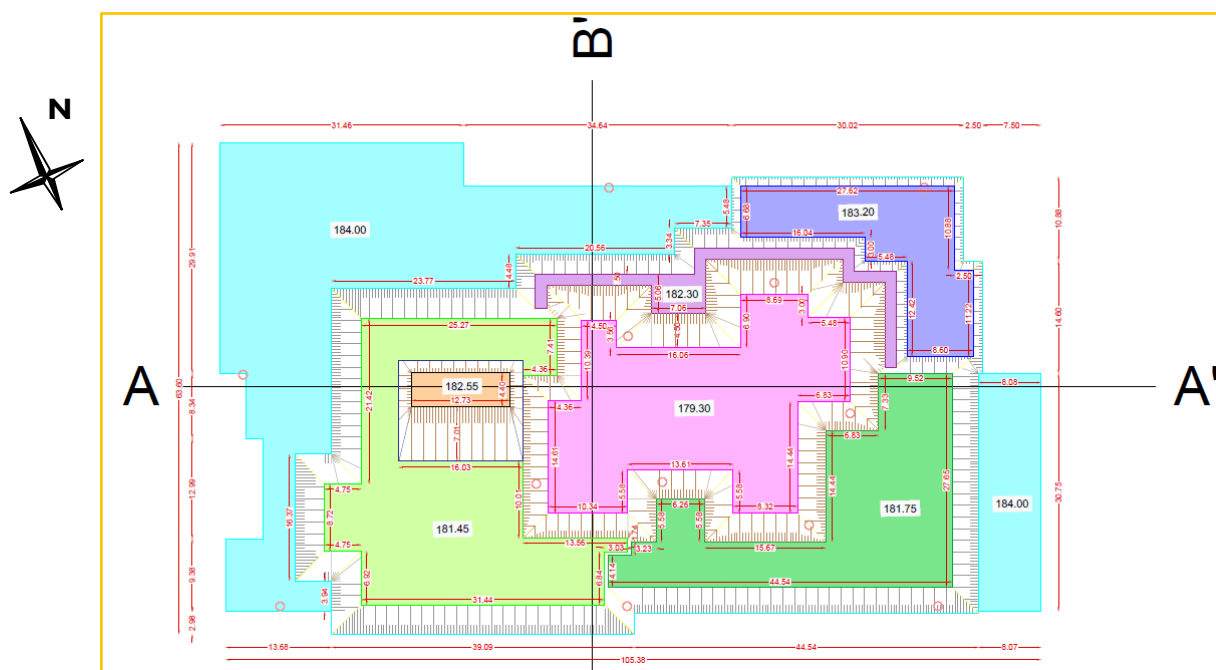
Ainsi, avant l'évacuation des matériaux hors site, il est recommandé d'en vérifier la qualité afin de valider la filière de prise en charge. On se réfèrera à cet effet à l'analyse environnementale réalisée, référencée DTEN.24.0071.

D TERRASSEMENTS

D.I Identification des coupes de terrassements

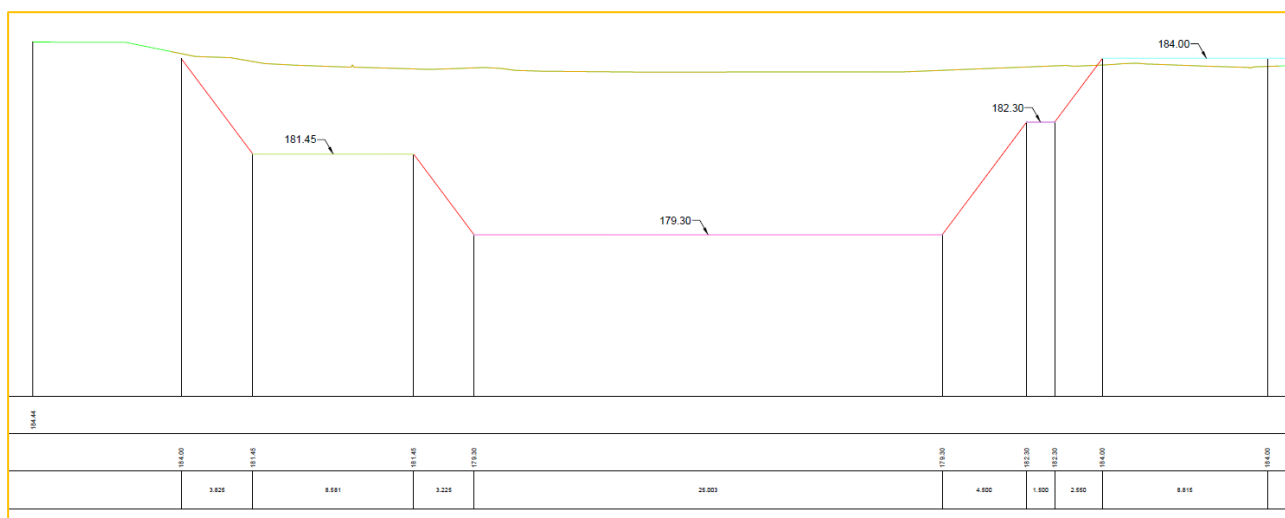
D.I.I Localisation des coupes

Le plan de terrassements transmis est rappelé ci-dessous :



Extrait du plan de terrassement – sans échelle

La coupe type jugée représentative, notée B-B', est la suivante :



Extrait des coupes de terrassements – sans échelle – proportion non respectée

D.2 Justification des terrassements

D.2.1 Paramètres géotechniques

Les paramètres géotechniques de calcul retenus au stade projet sont les suivants :

Couche	Cote de la base	γ (kN/m ³)	γ' (kN/m ³)	φ' (°)	c' (kPa)
Remblais et sols intermédiaires limono-argileux	181.0	19	9	27	2
Substratum gréseux altéré	178.7	20	10	30	5
Substratum gréseux	< 175.7	21	11	30	15

D.2.2 Principe des calculs de stabilité

La méthode de calcul utilisée détermine la surface le long de laquelle l'état de contrainte est le plus proche de l'état de rupture.

La stabilité générale du talus vis-à-vis d'une rupture de type rotationnelle est étudiée à partir du logiciel TALREN 5.

Pour l'application de la méthode de calcul selon l'Eurocode 7, nous utiliserons l'approche 3 dans laquelle les actions appliquées au sol sont traitées comme des actions géotechniques, en utilisant l'ensemble des facteurs partiels A2 (pour les actions) et M2 (pour les paramètres du sol).

Selon l'approche 3 de l'Eurocode 7, les facteurs partiels suivants ont été retenus :

Paramètre	Facteur partiel
Angle de frottement interne (φ')	$\gamma_{\varphi'} = 1,25$
Cohésion (c')	$\gamma_{c'} = 1,25$
Poids volumique (γ)	$\gamma_{\gamma} = 1,00$
Charges	$\gamma_Q = 1,30$
Modèle	$\gamma_{Rd} = 1,10$

Dans ce cas de figure, on recherche un coefficient de sécurité minimal $F = 1$.

D.2.3 Hypothèses de calculs

Nous étudierons un talus provisoire, pour une cote altimétrique en tête correspondant à l'arase de terrassement la plus haute soit 184.0 IGN69, en l'absence de surcharge en tête.

A noter que le calcul est mené ici afin de déterminer la largeur minimale de banquette intermédiaire nécessaire afin d'assurer la stabilité de l'ensemble.

Le schéma de principe de la coupe étudiée est le suivant :

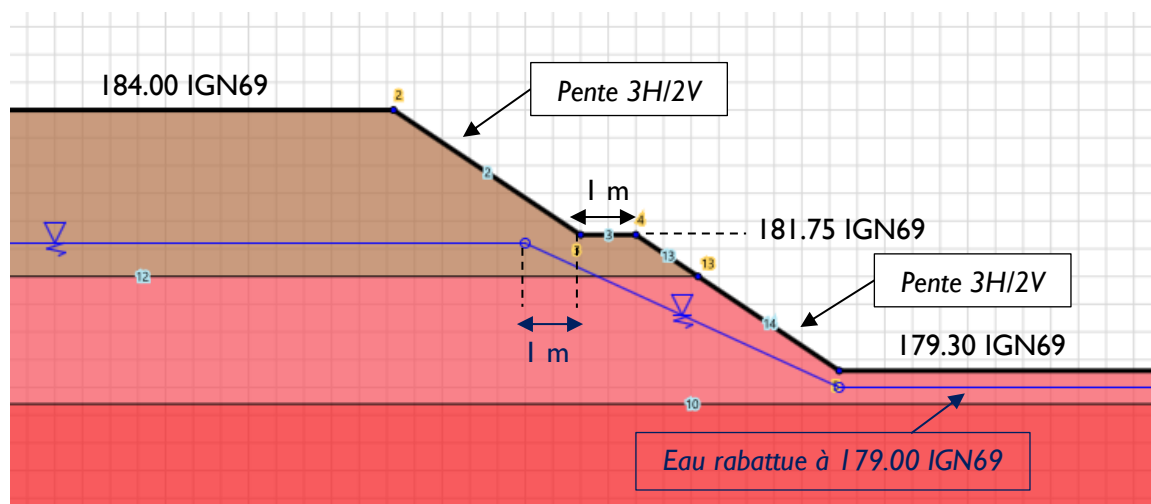


Schéma de principe du talus étudié – sans échelle

Nous supposons que le rabattement est dimensionné de manière à empêcher toute venue d'eau déstabilisatrice dans les talus provisoires (cône de rabattement n'interceptant pas les talus). En particulier, l'hypothèse est faite d'un cône de rabattement allant jusqu'à 1 m à l'arrière du pied de talus intermédiaire (voir schéma ci-dessus).

Pour rappel, il sera impératif de vérifier au moment des travaux, à l'aide de piézomètres répartis en bordure des terrassements, que le cône de rabattement est suffisamment éloigné des talus par rapport aux hypothèses considérées ici.

Dans le cas contraire, la mise en place d'aiguilles filtrantes en amont des terrassements sera à envisager si ce cône de rabattement n'est pas vérifié, ceci afin d'éviter que la nappe n'impacte la stabilité des talus provisoires.

D.2.4 Résultat

Le résultat de la modélisation est présenté dans le tableau ci-dessous (les calculs effectués sous le logiciel Talren sont présentés en annexe) :

Caractéristiques	$h_{\max}$ (m)	Pente (H/V)	FS	Stabilité
Terrassement entre les cotes 184.00 et 179.30 IGN69 ; Banquette intermédiaire de <u>1 m</u> de large minimum	4.7	3/2 <i>Avec banquette</i>	1.02	Vérifiée

NOTA : Les résultats présentés ci-dessus ne sont valables que dans la limite des hauteurs et natures de sol étudiées, avec les hypothèses géométriques (pente, banquette, etc.) et hydrogéologiques énumérées précédemment.

D.3 Réalisation des terrassements

D.3.1 Généralités

- L'entreprise devra réaliser un plan et des coupes de terrassement de niveau EXE ;
- Les terrassements seront réalisés par temps sec, hors période pluvieuse. Les matériaux limono-argileux du site (sols intermédiaires) sont sensibles aux conditions météorologiques et rendront la traficabilité des engins difficile voire impossible par mauvais temps ;
- Compte tenu de la sensibilité des sols à l'eau et afin d'éviter leur érosion, les talus provisoires seront systématiquement protégés par des films imperméables (ex. feuilles de polyane) et il conviendra de prévoir des dispositifs de collecte/drains en pied de talus ;
- Les talus provisoires seront réglés dans les limites des pentes et hauteurs définies en §D.2 ;
- On vérifiera également qu'il n'y a pas de points d'accumulation d'eau dans l'emprise du chantier, que les fossés et drains provisoires sont en état de fonctionnement ainsi que leurs exutoires ;
- Rappelons la proximité de l'eau avec l'arase de terrassement (niveau de nappe rabattu 30 cm sous le fond de fouille selon les hypothèses de l'étude hydrogéologique). L'avancement des travaux pourra ainsi être impacté par une éventuelle remontée de nappe ou défaut de rabattement ;
- En cas de remontée du niveau de la nappe par rapport à l'hypothèse EC (eau chantier) définie, il faudra accepter l'inondation de la fouille.

D.3.2 Condition d'évacuation des remblais existants

Rappelons que les matériaux évacués du site doivent être traités comme des déchets au sens de la directive 2008/98/CE. Ainsi, avant l'évacuation des matériaux hors site, il est recommandé d'en vérifier la qualité avant de valider la filière de prise en charge.

D.3.3 Gestion des circulations d'eaux

Pour rappel, il a été retenu pour le projet une solution de terrassement en fouille ouverte associé à un rabattement de la nappe à un niveau situé 30 cm sous l'arase de terrassement.

Nous conseillons dans tous les cas la surveillance du niveau de la nappe autour de la fouille (afin de vérifier le non-dépassement du niveau EC défini), ainsi que dans l'emprise de la future fouille afin de surveiller l'effet du rabattement à l'intérieur de l'excavation.

Au moindre signe d'instabilité des talus dans le cas de circulations d'eau, il conviendra de mettre en œuvre un complexe géotextile filtrant associé à un enrochement sur la hauteur de ces circulations afin de stopper le départ des fines pouvant être responsable de la déstabilisation des talus. Dans le cas où cette solution technique ne serait pas suffisante et si l'instabilité progresse, il pourra s'avérer nécessaire d'adoucir les talus (sous réserve de la réalisation de calculs de stabilité adaptés aux nouvelles conditions du terrain).

D.3.4 Comblement des excavations et réalisation du remblai technique

Une fois les ouvrages enterrés réalisés, un comblement périphérique de ces derniers devra avoir lieu afin de rattraper les différents niveaux bas du projet.

Dans les zones où ce remblai technique est structurel (support de radier par exemple), les préconisations suivantes seront à respecter :

Matériaux d'apport

- Le remblaiement sera réalisé à l'aide de matériaux sablo-graveleux d'apport, de classification GTR D2/D3, avec une granulométrie étalée permettant l'optimisation du compactage.

Méthodologie de terrassement

- Le remblai technique sera réalisé par mise en œuvre du matériau d'apport en couches successives de 60 cm maximum d'épaisseur (30 cm pour des engins de compactage classique) avec un objectif de densification q4. L'intensité du compactage sera décidée en fonction du type et de la classe du compacteur mis en œuvre.
- Les couches seront compactées soigneusement selon les préconisations données dans les recommandations pour la réalisation des remblais et couches de forme (guide GTR - fascicules I et II). Le choix de(s) engin(s) de compactage et la méthodologie de compactage est à définir par l'entreprise retenue, conformément au GTR.

Objectifs et contrôle

- Les objectifs du remblai technique seront de garantir un $EV_2 \geq 50$ MPa et un rapport $EV_2 / EV_1 < 2$, et ce dès le compactage des 60 premiers centimètres de remblai.
- Pour garantir la bonne compacité du remblai technique, il conviendra de réaliser des essais de chargement à la plaque tous les 500 m² et tous les 60 cm de remblais mis en œuvre, jusqu'au niveau de la plateforme finie du projet.
- Des contrôles par essais pressiométriques et/ou au pénétromètre statique devront être réalisés à l'issue du remblaiement (mission G3) afin de valider la portance du remblai de comblement sous radier notamment.

E JUSTIFICATION DES FONDATIONS SEMI-PROFONDES

E.1 Données d'entrée

E.1.1 Descentes de charges et plan de fondation

Les descentes de charges, combinaisons et plan de fondation nous ont été fournis par le BET DA Ingénierie.

A noter que suite à de premiers échanges avec le BET, ayant permis d'affiner les modélisations réalisées pour chaque bloc du bâtiment (intégration des raideurs statiques et sismiques des puits et des radiers, etc.), les combinaisons de charges nous ont été transmises au format Excel pour les fondations des blocs 4, 5 et 6, ainsi que pour les ombrières photovoltaïques.

A partir des combinaisons de charges fournies, nous avons retenus les fondations jugées représentatives pour les combinaisons regroupant les conditions suivantes :

- Charges verticales statiques (ELS QP, ELS Caractéristique, ELU Fondamental) maximales ;
- Charges verticales sismiques maximales ;
- Charges horizontales sismiques maximales ;
- Ratio H/V (horizontal/vertical) maximal à l'ELU Sismique ;
- Pour les ombrières photovoltaïques, condition supplémentaire : ratios H/V et M/V (moment/vertical) maximum à l'ELS Caractéristique et à l'ELU Fondamental.

Les fondations « enveloppe » retenues, pour lesquelles différents cas de charges seront étudiés, sont ainsi les suivantes :

- Bloc 4 – Appui 1(S) ;
- Bloc 4 – Appui 16(S) ;
- Blocs 5&6 – Appui 3(S) ;
- Blocs 5&6 – Appui 16(S) ;
- Ombrières – Appui 2(R) (nb : DDC identiques pour l'appui 8(R)).

Nous avons déduit les combinaisons et descentes de charges suivantes au droit des différentes fondations étudiées et pour les cas de charges jugés représentatifs (nb : par convention dans les tableaux suivants, charge verticale positive = compression) :

Etat Limite considéré	Numéro du cas de charge	Bloc 4 – Appui 1(S)		
		F _x (kN)	F _y (kN)	F _z (kN)
ELU Fond	103	0	0	1602
ELS Cara	116	0	0	1168
ELS QP	120	0	0	1091
ELU Sism	106	28	0	841
ELU Sism	112	-28	0	1134

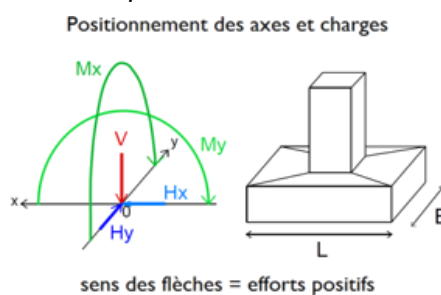
Etat Limite considéré	Numéro du cas de charge	Bloc 4 – Appui 16(S)		
		F_x (kN)	F_y (kN)	F_z (kN)
ELU Fond	103	59	-58	585
ELS Cara	116	42	-42	427
ELS QP	120	36	-40	403
ELU Sism	106	96	-64	88
ELU Sism	113	-7	-142	380

Etat Limite considéré	Numéro du cas de charge	Blocs 5&6 – Appui 3(S)		
		F_x (kN)	F_y (kN)	F_z (kN)
ELU Fond	104	5	-24	2583
ELS Cara	122	3	-18	1881
ELS QP	124	0	-17	1764
ELU Sism	108	98	413	1326
ELU Sism	120	-83	-462	2042

Etat Limite considéré	Numéro du cas de charge	Blocs 5&6 – Appui 16(S)		
		F_x (kN)	F_y (kN)	F_z (kN)
ELU Fond	104	9	6	377
ELS Cara	122	7	4	273
ELS QP	124	7	3	252
ELU Sism	108	68	192	155
ELU Sism	119	-76	-65	238

Etat Limite considéré	Numéro du cas de charge	Ombrières – Appui 2(R)				
		F_x (kN)	F_y (kN)	M_x (kN.m)	M_y (kN.m)	F_z (kN)
ELU Fond	146	-5	0	0	-232	51
ELU Fond	153	23	1	-1	76	-186
ELS Cara	195	-3	0	0	-155	22
ELS Cara	202	15	1	-1	51	-128
ELS Cara	205	-4	0	0	123	0

Nota : Nous retiendrons le schéma de répartitions des sollicitations suivant :



E.2 Hypothèses géotechniques

E.2.1 Préambule

Pour effectuer la justification des fondations, nous utilisons la norme d'application NF P94-261 de l'Eurocode 7 et l'annexe F de la NF EN 1998-5.

Nous avons également fixé les hypothèses suivantes :

- Au vu des coupes et plans transmis, le niveau de la tête des puits est fixé à ce stade à la cote 183.7 IGN69 pour les puits en zone RDC du bâtiment (~ niveau dessous longrine) et au niveau des ombrières (~niveau dessous massif) ;
- Les fondations sont de type puits busés compte tenu des profondeurs à atteindre, de la présence de la nappe et de la nécessité de traverser des matériaux pouvant s'avérer bouillants ;
- En l'absence d'information transmise par le BET, nous étudierons les fondations dans la limite d'un tassement absolu de 2 cm.

En outre nous considérons dans les calculs de stabilité des fondations :

- Le poids propre des puits, avec poids du béton = 25 kN/m³ (et prise en compte du déjaugage du poids du béton pour un niveau de nappe à la cote EB soit 182.0 IGN69) ;
- Les puits devront s'opposer aux efforts de soulèvement et le béton des puits sera systématiquement liaisonné aux appuis par l'intermédiaire d'armatures dimensionnées à cet effet.

E.2.2 Maquette géotechnique

Pour le calcul des fondations semi-profondes, nous utilisons la maquette géotechnique suivante :

Couche	cote de la base (IGN69)	pl (MPa)	E _M (MPa)	α
Remblais et sols intermédiaires limono-argileux	181.0	0.6	5	1/2
Substratum gréseux altéré*	178.7	2.0	40	1/2
Substratum gréseux	< 175.7	4.0	200	2/3

* *Pouvant être confondu avec les matériaux intermédiaires +/- sablo-graveleux denses à très denses rencontrés au droit des sondages destructifs.*

E.2.3 Niveau d'ancrage des fondations

Nous retiendrons :

- Un ancrage minimum des fondations de 30 cm à partir du toit du substratum gréseux altéré (ou des matériaux intermédiaires +/- sablo-graveleux denses à très denses selon les sondages destructifs) ;
- Une longueur totale des puits au minimum de 2 m (soit une cote de base située a minima à 181.7 IGN69 pour une tête des puits prise par hypothèse à 183.7 IGN69), quel que soit le toit de la couche d'ancrage (pour des raisons de poids de béton mobilisé mais également de butée des sols).

Soit les cotes d'ancrage et profondeurs minimales des puits suivantes, pour une PFT haute fixée à la cote 184.3 IGN69 :

Sondage	SP1	SP2	SP3	CPT1	CPT2	CPT3	CPT4	CPT5
Toit de la couche d'ancrage (IGN69)	182.4	181.0	183.1	181.7	182.7	181.8	182.2	181.0
Cote d'assise minimale (IGN69)	181.7	180.7	181.7	181.4	181.7	181.5	181.7	180.7
Profondeur / PFT haute (m)	~2.6	~3.6	~2.6	~2.9	~2.6	~2.8	~2.6	~3.6

A noter également que :

- Il n'est pas à exclure de rencontrer ponctuellement un approfondissement local du toit de la couche d'ancrage, la profondeur des puits sera donc à adapter le cas échéant ;
- Les puits du bâtiment pourront également être amenés à être approfondis à proximité des radiers et ouvrages enterrés, de manière à respecter le redans sismique ;
- Au vu des profondeurs attendues pour les puits, la profondeur de mise hors gel sera respectée dans tous les cas pour ces fondations ;
- Pour les quelques puits situés au niveau des zones enterrées, ils devront atteindre dans tous les cas 50 cm sous le niveau de la plateforme basse ou 30 cm sous la couche de forme, en respectant toujours a minima les cotes présentées dans le tableau ci-dessus.

E.2.4 Contraintes de calcul

Selon la norme d'application NF P 94-261 de l'Eurocode 7, pour l'ancrage des fondations au sein de l'horizon défini au § 2.3 précédent, la contrainte de calcul (q_0 négligé) est la suivante :

$$q'_{ELS} = 0.50 i_{\delta} i_{\beta} \text{ MPa}$$

$$q'_{ELU} = 0.82 i_{\delta} i_{\beta} \text{ MPa}$$

Avec :

i_{δ} : coefficient lié à l'inclinaison du chargement ;

i_{β} : coefficient lié à la présence d'un talus.

E.3 Calcul des fondations

E.3.1 Principe des justifications de stabilité des fondations

Les fondations doivent être vérifiées à la résistance au glissement (1), aux conditions d'excentricité (2) à l'ELU, et au non-poinçonnement du sol (3) aux ELU et aux ELS.

Rappelons qu'il conviendra de dimensionner les fondations au séisme selon l'approche définie dans l'Annexe F de l'Eurocode 8 ou une approche similaire à justifier.

Le principe des calculs est rappelé en annexe.

Pour un ancrage des fondations dans le substratum gréseux altéré (ou les sols +/- sablo-graveleux très denses selon les sondages destructifs), on retiendra :

- Sol purement frottant au sens de l'Annexe F de l'Eurocode 8 avec un coefficient de modèle $\gamma_{R;d} = 1.00$ (Sable moyennement dense à dense) ;
- $\varphi' = 30^\circ$.

E.4 Résultats des calculs

E.4.1 Vérification à la NF P 94-261 et à l'annexe F de la NF EN 1998-5

Vis-à-vis des descentes de charges communiquées et en estimant le diamètre des puits à partir des descentes de charges verticales statiques uniquement, les fondations représentatives étudiées sont correctement dimensionnées. Les résultats détaillés sont présentés en annexe.

Fondation	Diamètre (m)	EC7	EC8
Bloc 4 – Appui 1(S)	1.8 m	✓	✓
Bloc 4 – Appui 16(S)	1.1 m	✓	✓
Blocs 5&6 – Appui 3(S)	2.2 m	✓	✓
Blocs 5&6 – Appui 16(S)	0.9 m	✓	✓
Ombrières – Appui 2(R)	2.0 m*	✓	Non concerné

* Pour les ombrières, et pour les conditions de profondeur et d'ancrage détaillées dans les paragraphes précédents, un seul puits de diamètre 2.0 m permet la reprise des efforts appliqués. La réalisation de 2 puits de diamètre inférieur, permettant de répartir le moment appliqué en efforts verticaux sur les puits, est également envisageable.

NB₁ : De façon générale, les appuis reprennent des effort horizontaux importants (combinaisons sismiques pour le cas des fondations du bâtiment) ou des moments importants (cas des fondations des ombrières). Nous avons utilisé le module SEMIPROF du logiciel FOXTA afin de mobiliser la réaction transversale du terrain le long des fûts (pour rappel, en considérant une longueur minimale des puits de 2 m). La loi de réaction est déterminée par l'intermédiaire d'un modèle de WINKLER proposé par TERRASOL et permet d'attribuer un coefficient de réaction aux fûts de fondation

semi-profondes. Le torseur en tête de fondation est donc recalculé en sous face de fondation après mobilisation de la réaction frontale du terrain, ce qui permet généralement de réduire les efforts horizontaux en sous face de fondation et d'atténuer les moments obtenus. A partir de ces nouveaux torseurs, nous appliquons les vérifications demandées par les Eurocodes 7 et 8.

NB₂ : Rappelons que les vérifications faites dans le cadre de la mission G2-PRO sur quelques fondations représentatives du projet ne se substituent pas aux vérifications de niveau G3 à produire par l'entreprise titulaire du lot fondation lors de la phase EXE du projet. La stabilité au séisme de l'ensemble des fondations sera à vérifier avant le démarrage du chantier.

E.4.2 Vérification du niveau bas au glissement global sous séisme

L'ensemble des appuis étant solidaire du niveau bas, il convient également de vérifier que les résultantes sismiques sous l'ensemble de chaque bloc est stable. Nous avons calculé la résultante des efforts horizontaux et verticaux au séisme pour les différentes combinaisons de charges transmises, pour les blocs 4 et 5-6.

D'après ces éléments, la combinaison la plus défavorable (effort V stabilisant le plus faible pour une résultante horizontale H la plus forte) est :

- La combinaison n°106 pour le bloc 4 ;
- La combinaison n°108 pour les blocs 5 et 6.

Les efforts totaux associés sont rappelés dans le tableau suivant :

Efforts considérés	Bloc 4 Combinaison 106	Blocs 5 et 6 Combinaison 108
Effort horizontal selon axe x (kN)	949	1386
Effort horizontal selon axe y (kN)	84	5623
Résultante horizontale totale (kN)	953	5791
Effort vertical total (kN)	6575	15600

- Effort horizontal admissible – Bloc 4 :

$$H_{admissible} = \frac{V_{ELU} \times \tan \varphi'}{1.21} = \frac{6\,575 \times \tan 30}{1.21} = 3\,137 \text{ kN} > 953 \text{ kN} = H_{ELU \text{ Sism}}$$

- Effort horizontal admissible – Blocs 5 et 6 :

$$H_{admissible} = \frac{V_{ELU} \times \tan \varphi'}{1.21} = \frac{15\,600 \times \tan 30}{1.21} = 7\,444 \text{ kN} > 5\,791 \text{ kN} = H_{ELU \text{ Sism}}$$

Pour les blocs étudiés, la résistance au glissement des fondations sous sollicitations aux ELU sismiques est acquise dans le cadre d'une approche de calcul globale.

E.4.3 Estimation des tassements

Les tassements absolus sous fondation ont été calculés à partir de la méthode pressiométrique Ménard. Les résultats sont les suivants :

Appui étudié	Diamètre puits (m)	$V_{ELS\ QP}$ (kN)	Tassement (cm)
Bloc 4 – Appui 1(S)	1.8 m	1091	0.3
Bloc 4 – Appui 16(S)	1.1 m	403	0.2
Blocs 5&6 – Appui 3(S)	2.2 m	1764	0.4
Blocs 5&6 – Appui 16(S)	0.9 m	252	0.2
Ombrières – Appui 2(R)	2.0 m	128*	0.1

* Nota : Charge à l'ELS Caractéristique pour les ombrières.

Pour les charges fournies lors de notre étude, nous constatons que les tassements absolus seront de l'ordre du demi-centimètre au maximum, pour l'ancrage des fondations prévu et détaillé en partie E.2.3.

Il appartient au BET de s'assurer de l'admissibilité de ces valeurs et de rigidifier en conséquence la structure et/ou d'optimiser les descentes de charges et leur répartition sur les fondations.

E.4.4 Estimation des raideurs des puits

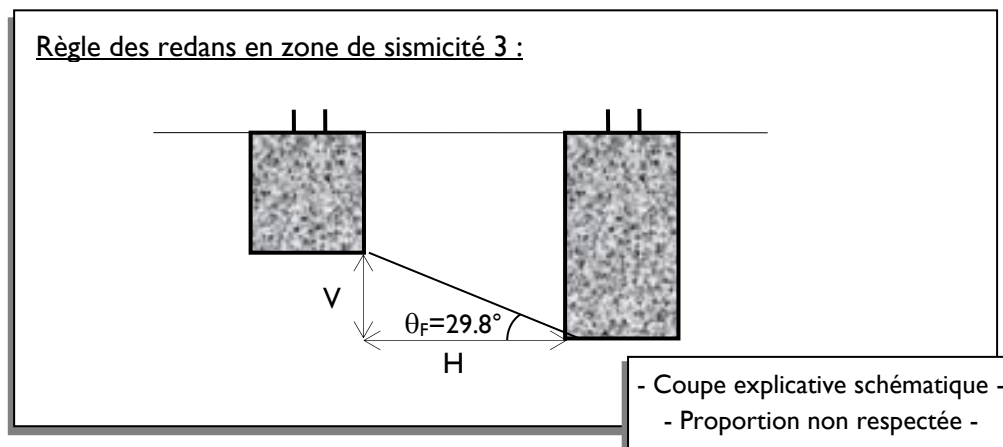
Les raideurs pouvant être considérées dans les modélisations sont présentées dans le tableau ci-dessous, pour les différents diamètres retenus à ce stade dans nos calculs :

Type	B (m)	L (m)	Raideur verticale	Raideur horizontale
			$K_{z;d}$ [MN/m]	$K_{B;d}$ [MN/m]
Circulaire	0.9	-	270	111
Circulaire	1.1	-	330	136
Circulaire	1.8	-	540	222
Circulaire	2.0	-	600	247
Circulaire	2.2	-	660	271

A noter enfin que les raideurs sismiques sont usuellement prises égales à 3 fois les raideurs statiques.

E.4.5 Recommandations de réalisation pour les fondations

- Au vu des profondeurs des fondations, du caractère boulant des matériaux traversés et de la proximité de la nappe, les fouilles devront être réalisées à l'abri d'un blindage (virole métallique par exemple) ;
- Les fondations ancrées sous le niveau d'eau devront systématiquement être bétonnées au tube plongeur. Compte tenu du niveau de nappe au droit du site, cette disposition s'appliquera à l'ensemble des fondations ;
- Les fouilles devront être réalisées par temps sec ;
- Les fondations devront solliciter le sol dans les conditions définies précédemment, le sol d'assise sera parfaitement curé, non remanié et non soumis aux intempéries ;
- Tout sol douteux ou remanié rencontré à l'ouverture des fouilles sera purgé et remplacé par du gros béton coulé pleine fouille ;
- Le rattrapage entre les éventuels différents niveaux d'assise des fondations se fera par redans, tel que (pour une zone sismique 3, catégorie d'importance III, et classe de sol A) :



Pour rappel, cette règle sera également à respecter pour les puits situés à proximité des radiers enterrés.

F JUSTIFICATION DES RADIERS

F.I Données d'entrées

F.I.I Caractéristiques des radiers et de la modélisation

F.I.I.I – Hypothèses générales

D'après les informations transmises, le radier des parties enterrées présente :

- Une arase supérieure comprise entre les cotes 180.10 IGN69 et 182.40 IGN69 selon les zones ;
- Une arase inférieure comprise entre les cotes 179.60 IGN69 et 182.05 IGN69 selon les zones.

A noter qu'il sera également mis en œuvre :

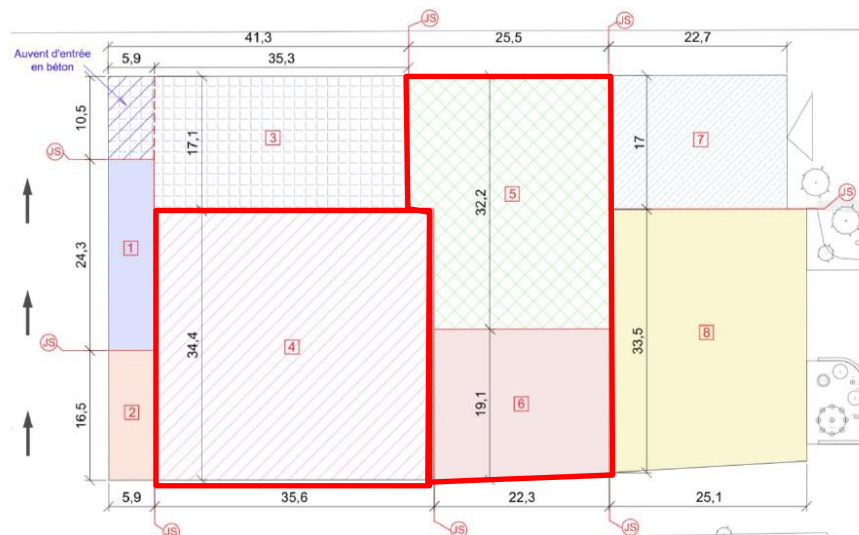
- Une couche granulaire (couche de forme) d'environ 30 cm d'épaisseur sous les radiers des zones intermédiaires (bassins) ;
- Une simple couche de réglage (sur environ 10 cm) sous le radier des zones basses (locaux techniques).

L'épaisseur de ces matériaux sera cependant négligée par sécurité dans les calculs effectués par la suite.

F.I.I.2 – Contraintes sous radier

Pour rappel, le projet est découpé en 8 blocs par l'interposition de joints toute hauteur, positionnés pour répondre aux exigences réglementaires parasismiques. Les blocs fonctionnent de façon indépendante, avec leurs propres contreventements et fondations.

La répartition schématique des blocs est présentée ci-dessous :



Extrait des notes de calcul du BE Structure

Dans notre étude, nous nous intéresserons plus particulièrement aux blocs 4, 5 et 6 (entourés en rouge ci-avant), englobant la majeure partie des radiers du projet.

D'après les dernières versions transmises des notes de calculs relatives aux blocs 4, 5 et 6, les contraintes sous radier (en kN/m²) sont comprises dans les enveloppes suivantes :

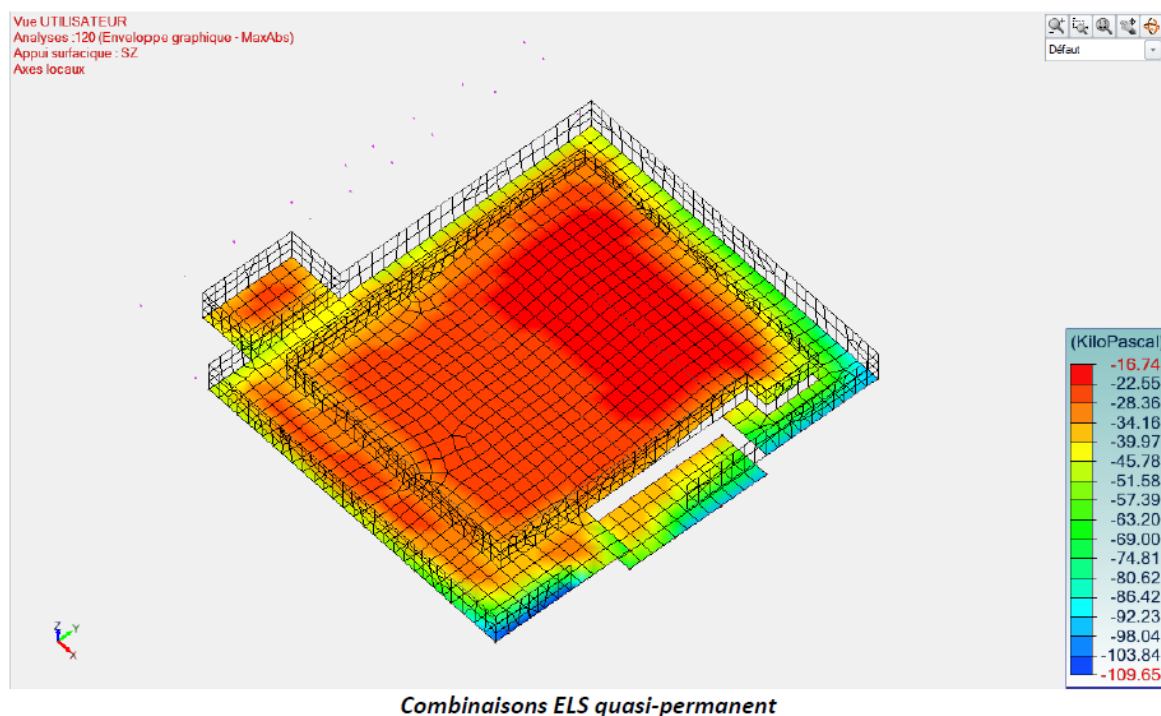
Blocs	Cas de charge (kN/m ²)							
	ELS QP		ELS Cara		ELU Fond		ELU Sism	
	q _{min}	q _{max}	q _{min}	q _{max}	q _{min}	q _{max}	q _{min}	q _{max}
4	17	110	22	118	32	162	17	166
5 et 6	32	147	34	166	47	231	9	222

A noter qu'aucun effort horizontal (sismique notamment) ne nous a été communiqué sous radier.

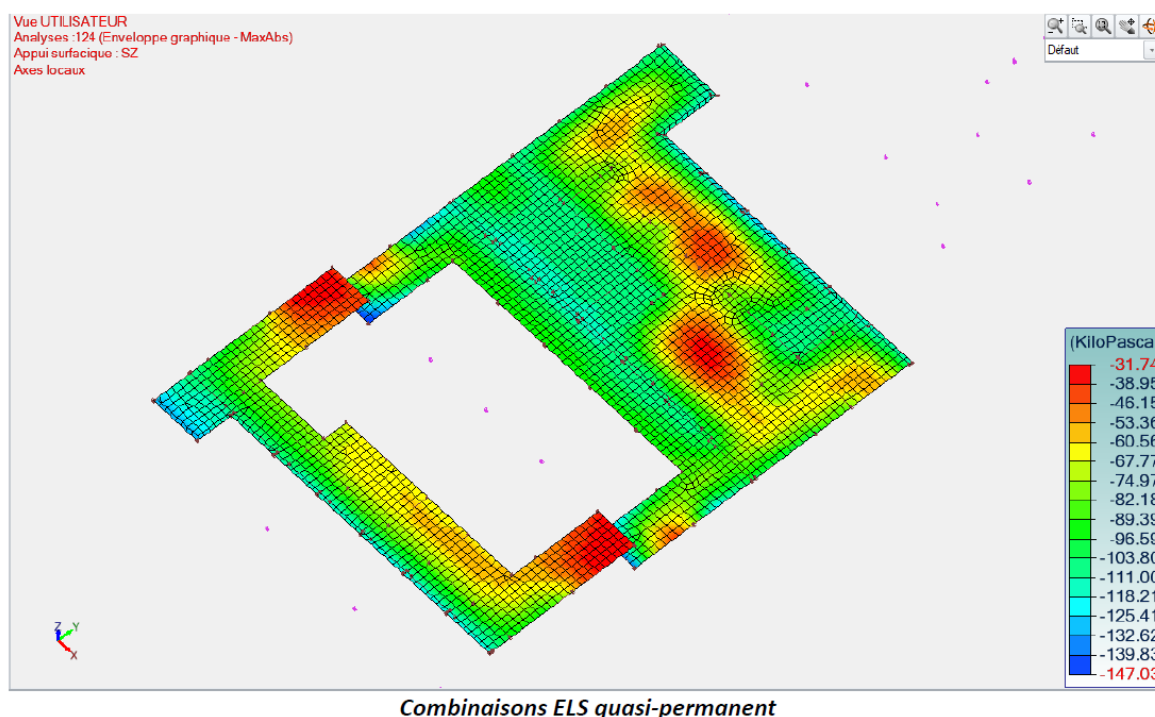
Pour les calculs de tassement, les contraintes sous radier à l'ELS QP seront modélisées de manière simplifiée dans le logiciel Foxta – Module Tasplaq.

Les cartographies de contraintes sous radier transmises par le BE Structure sont rappelées à titre indicatif ci-dessous :

- Pour le bloc 4, assise du radier fixée à la cote 181.75 IGN69 (hors zones ponctuelles) :



- Pour les blocs 5 et 6, assise du radier fixée aux cotes 182.05 et 179.60 IGN69 :



Le radier sera modélisé comme une plaque d'épaisseur variant entre 35 et 50 cm selon les zones, avec un module de béton à long terme $E = 10\,000\text{ MPa}$.

Les données d'entrée du calcul Tasplaq sont fournies en annexe de ce rapport.

NOTA : Il conviendra de vérifier, au plus tard au démarrage de la phase EXE, que les bassins en situation de vidange ne se soulèvent pas du fait des effets de la nappe. Dans le cas contraire il conviendra par exemple de prévoir un système de rabattement de la nappe périphérique aux bassins et utilisable lors des phases de vidange de ces derniers.

F.1.2 Maquette géotechnique

Pour le calcul des radiers, nous utilisons la maquette géotechnique suivante :

Couche	Cote de la base (IGN69)	p_i (MPa)	E_M (MPa)	α	E_s (MPa)
Sols intermédiaires limono-argileux	181.0	0.6	5	1/2	10
Substratum gréseux altéré	178.7	2.0	40	1/2	80
Substratum gréseux	< 175.7	4.0	200	2/3	300

Pour rappel, la couche de 10 à 30 cm de matériaux granulaires qui sera mise en œuvre sous les radiers est négligée à ce stade.

F.1.3 Contraintes de calcul

Selon la norme d'application NF P 94-261 de l'Eurocode 7, pour les radiers du projet ancrés dans les sols intermédiaires limono-argileux ou grès altérés et en négligeant en première approche q_0 , les contraintes de calcul seront limitées à :

$$q'_{ELS} = 0.17 \text{ MPa}$$

$$q'_{ELU} = 0.29 \text{ MPa}$$

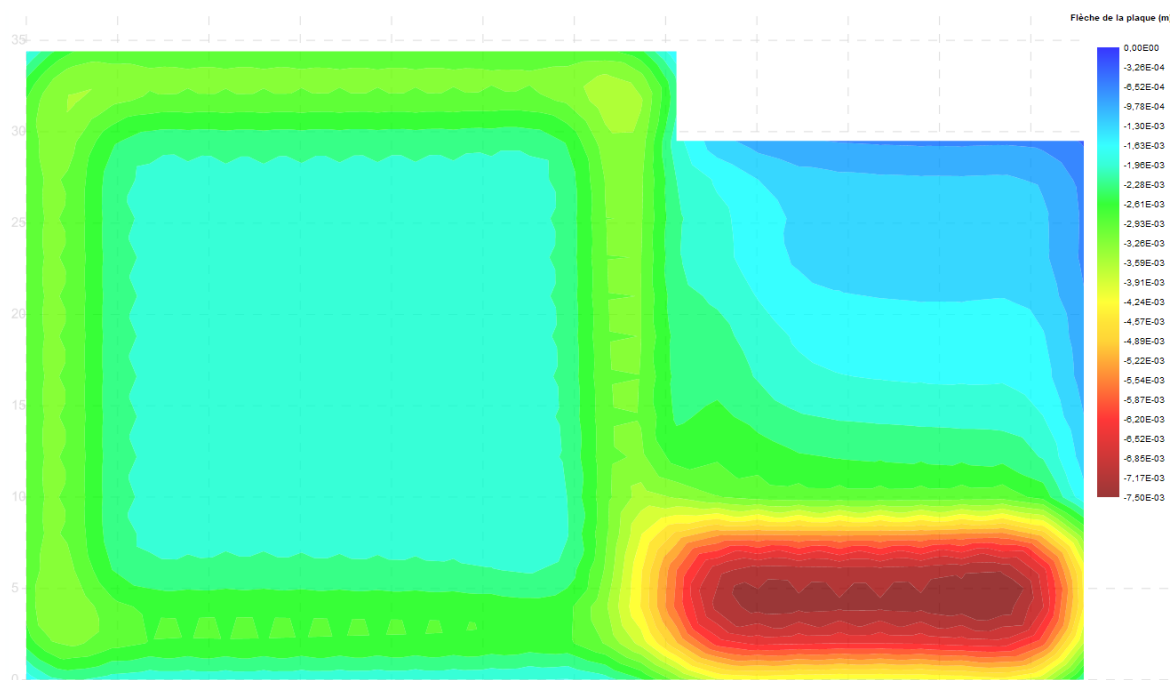
F.2 Prédimensionnement des radiers

F.2.1 Vérification de la contrainte de calcul

Pour les charges surfaciques fournies et présentées en partie F.1.1, la contrainte de calcul des sols superficiels ne sera pas dépassée aux ELS ni aux ELU.

F.2.2 Tassement et module de réaction vertical

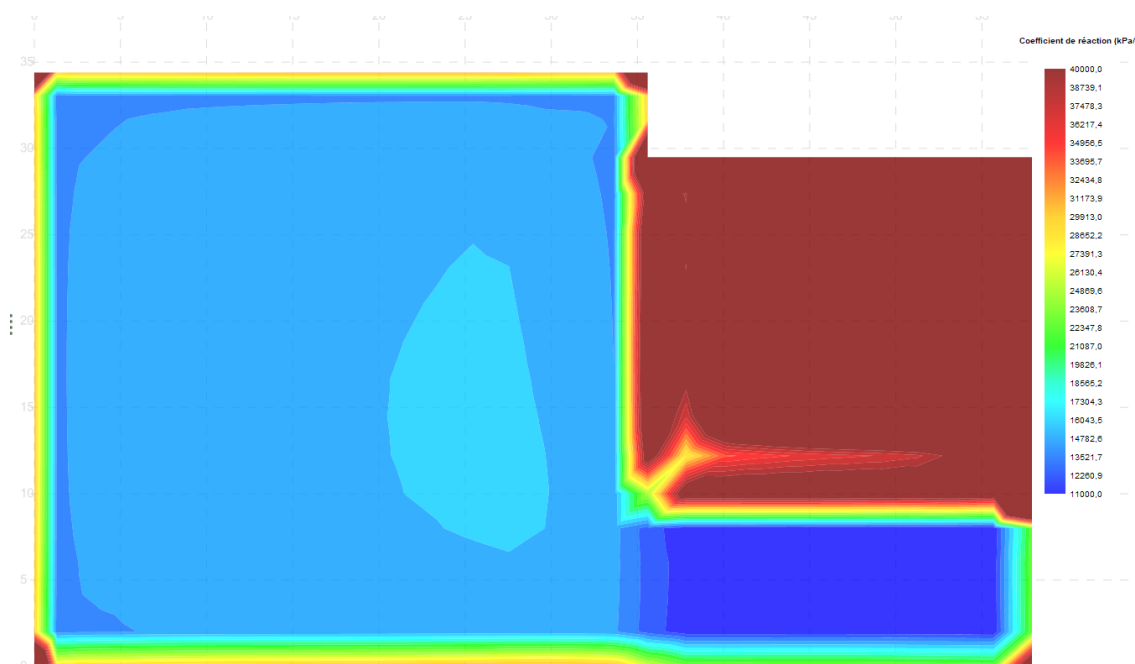
Les tassements obtenus sous les radiers des blocs 4, 5 et 6 à l'aide du logiciel FOXTA – module TASPLAQ sont présentés ci-dessous :



Le tassement maximal obtenu sous l'ensemble des radiers des blocs 4, 5 et 6 est donc inférieur au centimètre.

A noter que l'approche de calcul retenue est sécuritaire, car elle néglige une zone des blocs 5 et 6 non chargée (zone de dalle portée reposant sur 3 puits busés) et majore donc légèrement le tassement de l'ensemble de ces blocs.

Les modules de réaction verticale associés (kv) sont présentés ci-dessous :



En négligeant les « effets de bord » induisant des modules kv élevés localement, les modules moyens pouvant être retenus sont donc de l'ordre de :

- **kv ~ 14 MPa/m** pour le bloc 4 (plateforme intermédiaire) ;
- **kv > 40 MPa/m** pour le bloc 5 (plateforme basse) ;
- **kv ~ 11 MPa/m** pour le bloc 6 (plateforme intermédiaire).

F.2.3 Préconisations de terrassement sous radier

- Tout élément douteux (passage mou ou évolutif, bloc, etc.) rencontré au niveau de l'arase de terrassement sera purgé ;
- L'arase de terrassement devra être stable pour la mise en œuvre du radier (absence d'orniérage, points d'accumulations d'eau, etc.). Une couche de réglage de 10 à 20 cm d'épaisseur en matériaux sablo-graveleux pourra éventuellement être mise en œuvre pour faciliter la réalisation du radier et la circulation sur la plateforme (hors dispositions de plateforme de travail pour la circulation des engins de chantier) ;
- On vérifiera également qu'il n'y a pas de points d'accumulation d'eau dans l'emprise du chantier, que les fossés et drains provisoires sont en état de fonctionnement ainsi que leurs exutoires ;
- En l'absence de respect du redan sismique entre les radiers hauts et bas du projet (intersection du bloc 4 avec les blocs 5 et 6 par exemple), il conviendra de dimensionner et ferrailer le voile séparatif de ces radiers vis-à-vis efforts sismiques transmis par chacun d'eux.

Pour rappel, il nous a été indiqué à ce stade qu'il est prévu la mise en œuvre sous radier :

- D'une couche granulaire (couche de forme) d'environ 30 cm d'épaisseur sous les radiers des zones intermédiaires (bassins) ;
- D'une simple couche de réglage sous le radier des zones basses (locaux techniques).

G REALISATION DES COUCHES DE FORME ET ETUDE DU NIVEAU BAS POUR LES PLAGES EXTERIEURES

G.1 Préambule

Pour rappel, les niveaux bas du bâtiment sont prévus soit en dalle portée par les fondations semi-profondes, soit en radier généralisé pour certaines zones enterrées.

Pour les plages extérieures en revanche, le BE Structure du projet nous a indiqué qu'il serait réalisé un dallage « semi-porté » (zone portée à proximité du bâtiment puis fonctionnant comme un dallage sur terre-plein au-delà).

Cette partie aura donc pour principal objectif de définir les préconisations concernant la préparation des arases de terrassement ainsi que la mise en œuvre des plateformes de travail et de la couche de forme (pour la zone extérieure fonctionnant en dallage sur terre-plein).

G.2 Préparation de l'arase de terrassement

L'arase de terrassement du site, futur support de la plateforme / couche de forme, sera constituée selon les zones de remblais, de sols intermédiaires voire du substratum gréseux pour les locaux techniques (les plus enterrés).

L'arase pourra donc, selon les cas (travail sur les plateformes hautes), être constituée de sols +/- limoneux particulièrement sensibles à l'eau et dont la portance sera diminuée en cas d'humidification du matériau. En conséquence l'arase devra être terrassée soigneusement, pendant des périodes météorologiques favorables, et devra garantir l'évacuation des éventuelles eaux de précipitations en dehors des plateformes.

En outre, il n'est pas à exclure la réalisation d'un cloutage des arases de terrassements en cas de travaux sous conditions météorologiques défavorables ou de mauvaise évacuation des eaux de ruissellement. A titre indicatif, un cloutage s'effectue par l'insertion de blocs pluri-décimétriques (ex : 40/150) dans l'arase sur 30 à 50 cm d'épaisseur au moyen d'une pelle hydraulique.

La préparation de l'arase de terrassement fera l'objet d'essais à la plaque pour confirmer l'atteinte à minima d'un objectif EV2 ≥ 20 MPa avec un matelassage faible. En cas de doute sur la capacité de l'arase à supporter la mise en œuvre des couches de forme, l'entreprise réalisera une planche d'essai afin de tester la solution d'amélioration d'arase de terrassement avec l'épaisseur de couche de forme projetée.

La mise en place d'un géotextile anticontaminant, antipoinçonnant et d'un drainage adapté permettront d'assurer la pérennité de la portance de la couche de forme.

G.3 Mise en place de la couche de forme

G.3.1 Objectifs et épaisseurs de la couche de forme

Sous réserve de la préparation soignée de l'arase de terrassement, pour les usages et objectifs de plateforme rappelés ci-dessous, nous retenons les épaisseurs estimatives suivantes :

Zones concernées	Destination PFT	Objectif PFT	Epaisseur minimale couche de forme (cm)
<u>Bâtiment</u> (hors zone de PFT basse*)	Travaux, circulation d'engins classiques	$EV_2 \geq 35 \text{ MPa}$ $EV_2 / EV_1 < 2$	30
<u>Plages extérieures</u> (PFT haute)	Support du dallage	$EV_2 \geq 50 \text{ MPa}$ $EV_2 / EV_1 < 2.2$	50

* Dans la zone de plateforme basse (locaux techniques), l'arase de terrassement atteindra le substratum gréseux de forte compacité. Dans cette zone, seule une couche de réglage est nécessaire, après un éventuel recompactage de l'assise.

Une campagne d'essais à la plaque devra être réalisée pour confirmer la bonne atteinte de ces résultats. On veillera à respecter un quota minimal de 3 essais minimum plus 1 tous les 1000 m².

G.3.2 Matériaux d'apport

Le matériau d'apport sera de type D2/D3 naturel, insensible à l'eau, non gélif, et afin de faciliter l'obtention des objectifs de compactage énoncés précédemment il répondra aux caractéristiques suivantes :

- Une granulométrie étalée avec un coefficient d'uniformité $C_u = D_{60}/D_{10} > 6$;
- Une granulométrie bien graduée sans élément prédominant ;
- Les plus gros éléments inférieurs à 80mm ;
- Un pourcentage de fines (passant à 80µm) < 10% ;
- Une résistance caractérisée par $LA + MDE \leq 80$ et $MDE \leq 45$.

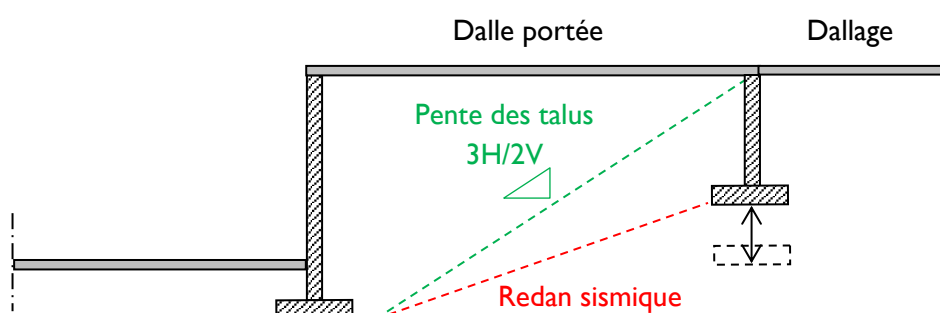
Nous excluons l'utilisation de matériaux de type recyclé dans les 20 centimètres supérieurs de la couche de forme.

G.4 Etude du niveau bas pour les plages extérieures

G.4.1 Zonage

Pour rappel, le niveau bas des plages extérieures est prévu en dallage « semi-porté », à savoir une zone fonctionnant en dalle portée à proximité du bâtiment et une zone fonctionnant comme un dallage sur terre-plein au-delà.

Etant donné la présence de terrassements en talus au droit du projet associés à des radiers enterrés, nous recommandons le respect du zonage de principe suivant pour les plages extérieures situées à proximité immédiate du bâtiment :



G.4.2 Modèle géotechnique

Nous retiendrons le modèle géotechnique suivant pour le dimensionnement du dallage sur terre-plein :

Cote base [IGN69]	Lithologie	α	E_M [MPa]	E_S [MPa]
~184.0	Couche de forme	-	-	(1)50.0
181.0	Remblais et sols intermédiaires limono-argileux	1/2	5	10
178.7	Substratum gréseux altéré	1/2	40	80
< 175.7	Substratum gréseux	2/3	200	300

(1) Module recherché pour la couche de forme sous dallage, à valider par les essais de contrôle.

Rappelons que le module d'Young a été estimé à partir de la relation suivante : $E_S = E_M/\alpha$ (à long terme).

G.4.3 Tassement sous dallage

Le tassement sous dallage est estimé au droit du modèle précédemment défini, jusqu'au substratum gréseux jugé indéformable, selon la formule générale suivante :

$$s = \sum \frac{h_i \times q}{Es_i}$$

Avec : q : Charge d'exploitation du dallage (considérée à 10 kPa en première approche)
h_i : Epaisseur couche i (couche compressible)
E_{si} : Module Elastique (E_M/α)

Selon le modèle géotechnique défini précédemment, on obtient les tassements ci-dessous :

Charge (kPa)	Tassement (cm)
10	~ 0.3

G.5 Sujétions d'exécution

- Tout élément douteux (passage mou ou évolutif, etc.) rencontré au niveau de l'assise sera purgé ;
- Des essais à la plaque seront à réaliser sur le fond de fouille terrassé, pour confirmer les épaisseurs de couche de forme proposées précédemment ;
- On vérifiera également qu'il n'y a pas de points d'accumulation d'eau dans l'emprise du chantier, que les fossés et drains provisoires sont en état de fonctionnement ainsi que leurs exutoires.

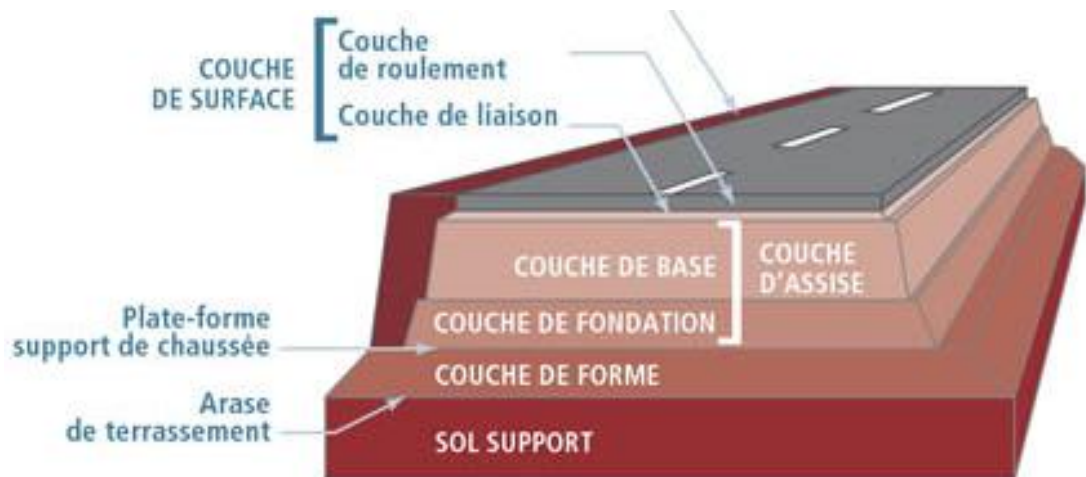
H ÉTUDE DE L'ASSISE DES CHAUSSEES

H.1 Données d'entrée

Nous présentons dans les paragraphes suivants une ébauche dimensionnelle pour des voiries d'accès et un parking pour VL uniquement.

Ces ébauches dimensionnelles ne concernent que des sites naturels sans remblais préexistants ou matériaux évolutifs.

Dans le cadre du prédimensionnement de la chaussée, nous nous intéresserons à l'arase de terrassement (AT), à la plateforme support des terrassements (PST) et à la structure de chaussée (regroupant la couche d'assise et de surface) :



H.2 Préparation de l'arase de terrassement

Après terrassement à la cote de PST, l'arase de terrassement se trouvera dans les remblais en place ou les sols intermédiaires, **matériaux sensibles à l'eau**.

Pour pouvoir mettre en œuvre la couche de forme, il faudra *a minima* être dans le cas d'une PST I-ARI. Dans le cas d'une PST0-AR0, il conviendra de prévoir des purges complémentaires ou la mise en œuvre d'une couche de cloutage.

Le terrassement de la plateforme pourra nécessiter l'usage du brise roche hydraulique, ces travaux ne devront pas induire de vibrations préjudiciables aux structures voisines.

Les travaux de terrassements ne devront pas induire de mouvement sur les ouvrages avoisinants (bâtiments, dallages, réseaux) ni de vibrations préjudiciables.

Il faudra contrôler la portance par des essais en phase chantier.

L'entreprise devra adapter les modes de mise en œuvre et de compactage aux caractéristiques du site (notamment l'état hydrique du sol support au moment des travaux), au matériau retenu et au matériel dont elle dispose, afin d'obtenir les critères de réception demandés.

Des mesures de l'état hydrique du sol support seront indispensables au démarrage des travaux, pour caractériser l'épaisseur adaptée à l'objectif recherché.

H.3 Couche de forme des voiries

Pour réaliser la couche de forme sous les voiries, il faudra :

- Travailler par temps sec.
- Décaper la terre végétale et les sols comportant des racines sur toute leur épaisseur.
- Purger intégralement les vestiges de construction et remblayer ces purges comme une couche de forme.
- Refermer le fond de forme.
- Disposer un géosynthétique de séparation en fond de forme.
- Le matériau d'apport sera de type D21/D31 naturel, insensible à l'eau, non gélif, et afin de faciliter l'obtention des objectifs de compactage énoncés précédemment il répondra aux caractéristiques suivantes :
 - Une granulométrie étalée avec un coefficient d'uniformité $C_u = D_{60}/D_{10} > 6$;
 - Une granulométrie bien graduée sans élément prédominant ;
 - Les plus gros éléments inférieurs à 80mm ;
 - Un pourcentage de fines (passant à 80 μ m) < 10% ;
 - Une résistance caractérisée par $LA + MDE \leq 80$ et $MDE \leq 45$.

Quelle que soit la classe de l'arase initiale, **l'objectif minimum de plateforme pour tous les types de voiries est d'obtenir au minimum une PF2 sur la couche de forme**, soit une réception par essais à la plaque avec $EV2 \geq 50$ MPa.

Pour un sol support de type PST1/AR1 et pour obtenir une plateforme PF2, l'épaisseur de la couche de forme sera de 0.6 m minimum avec géotextile (0.75 m minimum sans géotextile).

Des mesures de l'état hydrique du sol support seront indispensables au démarrage des travaux, pour caractériser l'épaisseur adaptée à l'objectif recherché.

REMARQUES :

- Il faudra contrôler la portance par des essais à la plaque (NF P94-117-1) ou à la dynaplaque (NF P94-117-2).
- Si l'on cherche à obtenir des valeurs de réception de plateforme plus élevées que ci-dessus, ou si l'état hydrique du support le nécessite, il faudra augmenter l'épaisseur de la couche de forme.
- Au-dessus de la couche de forme, il faut réaliser la structure de chaussée proprement dite (couche de fondation éventuelle, couche de base et couche de roulement).

H.4 Exemple de structure de chaussée

Pour les voiries d'accès et parking pour VL, sur une PF2, nous retiendrons :

- Couche de fondation : 0,15 m de matériaux type GNT (Grave non traitée) de classe 2 ou 3, 0/20mm ;
- Couche de roulement de type BBSG (Béton Bitumineux Semi Grenu) classe 3, 0/6 sur 0,05 m.

Sur une plateforme PF2 pour une voirie PL (<5PL/J) nous proposons de prévoir :

- 0,20 m de matériaux type GNT 2 ou 3 ;
- Une couche de roulement de type BBSG classe 3, 0/10 sur 0,06 m.

H.5 Réseaux enterrés sous chaussées

Les réseaux enterrés sous chaussée devront être remblayés avec soin et avec un compactage réalisé selon les règles en vigueur.

H.6 Première approche des dispositions constructives et des recommandations d'exécution

La mise en œuvre et les contrôles de la structure de voirie devront être conformes aux normes en vigueur.

Il conviendra de vérifier si la structure est adaptée pour l'ensemble des phases du projet. En particulier, les phases de chantier peuvent être très préjudiciables pour ces structures à très faible trafic.

Pour les zones avec des sollicitations spécifiques (giration, stationnement en charge, freinage, béquillage...), des structures adaptées devront être étudiées par l'Entreprise en charge de la mission G3.

I EFFET DU POMPAGE SUR LE BATIMENT VOISIN

I.1 Préambule

Pour rappel, suite à l'étude hydrogéologique réalisée et après échanges techniques entre les différents intervenants du projet, il a été retenu pour la réalisation des niveaux bas une solution de terrassements en talus associés à un rabattement provisoire de la nappe (pompage).

Cette partie a pour vocation d'estimer l'influence du rabattement sur le bâtiment (piscine) existant situé à proximité, et qui restera en service le temps des travaux.

I.2 Estimation du tassement induit

Les hypothèses suivantes seront considérées pour le calcul :

- Niveau EC = EB : 181.6 IGN69 ;
- Niveau d'eau rabattue au droit de la fouille : 30 cm sous l'arase de terrassement projetée soit 179.00 IGN69 au plus bas ;
- Hauteur rabattue maximale au droit du projet = 2.6 m ;
- Distance entre le bâtiment existant et la plateforme basse du projet : environ 20 m ;
- Influence du rabattement à une distance de l'ordre de 20 m : 80 à 90% de la hauteur d'eau rabattue (selon les conclusions de l'étude hydrogéologique référencée PR.MSGT.24.0038-DTHY.003.D) soit dans le cas présent ~2.3 m. Ainsi, le niveau rabattu pourra être considéré à la cote ~**179.3 IGN69** au niveau du bâtiment existant.

En première approche sécuritaire, nous considérerons que le rabattement de la nappe sous le niveau EB créera pour les sols sous-jacents à ce niveau une contrainte équivalente au déjaugé, à savoir :

$$q = 10 \text{ kN/m}^3 \times 2.3 \text{ m} = \mathbf{23 \text{ kN/m}^2}$$

Cette contrainte pourra ainsi induire un tassement des sols situés sous le niveau EB (supposés par sécurité n'ayant jamais été déjaugés), que nous estimerons par la méthode pressiométrique jusqu'au substratum gréseux jugé indéformable selon la formule générale suivante :

$$s = \sum \frac{h_i \times q}{E_{si}}$$

Avec : q : Surcharge considérée à 23 kN/m² selon l'estimation précédente
 h_i : Epaisseur couche i (couche compressible)
 E_{si} : Module Elastique (E_M/α)

Pour rappel, le modèle géotechnique pouvant être retenu est le suivant :

Cote base [IGN69]	Lithologie	α	E_M [MPa]	E_S [MPa]
181.0	Remblais et sols intermédiaires limono-argileux	1/2	5	10
178.7	Substratum gréseux altéré	1/2	40	80
< 175.7	Substratum gréseux	2/3	200	300

Rappelons que le module d'Young a été estimé à partir de la relation suivante : $E_S = E_M/\alpha$ (à long terme).

Ainsi, le tassement obtenu par l'effet du pompage sera de l'ordre de **3 mm**.

Il appartient au BET ou à la maîtrise d'œuvre du projet de s'assurer de l'admissibilité de ces valeurs pour l'ouvrage existant.

I.3 Aléa résiduel

Il est à souligner que le tassement estimé ici intègre le poids déjaugé des terrains sous l'effet du pompage, mais pas le phénomène d'entraînement de fines.

Afin d'éviter l'apparition d'un tel phénomène, il appartiendra à l'entreprise titulaire de ces travaux de dimensionner et de mettre en œuvre les puits de pompage (diamètre, maillage, etc.) de manière à ne pas générer de vitesse d'écoulement trop élevées qui risqueraient d'induire un entrainement de fines et par conséquent un tassement difficilement maîtrisable. A cette fin, l'essai de pompage devra vérifier que l'entraînement de fine est limité.

Ce rapport conclut la mission phase G2-PRO d'étude géotechnique de conception qui a été confiée à FONDASOL pour cette affaire.

Selon la norme NF P94-500, elle doit être suivie de la phase G2-DCE/ACT d'Assistance à l'établissement du DCE et d'assistance au Contrat de Travaux concernant les ouvrages géotechniques et consistant notamment en :

- Examen et validation des éléments géotechniques nécessaires à l'élaboration d'un DCE (soit éléments de CCTP, BPU, et DQE)
- Assistance pour l'analyse technique des offres des entreprises.

Fondasol reste à la disposition du maître d'ouvrage ou du maître d'œuvre pour réaliser cette phase G2-DCE/ACT.

Au stade des travaux, une mission de supervision d'étude et de suivi géotechnique d'exécution G4 doit être confiée à un géotechnicien pour :

- Valider les méthodes de construction, ainsi que les adaptations et optimisations des ouvrages géotechniques, proposées par l'entreprise,
- Vérifier le dimensionnement des ouvrages géotechniques de l'entreprise,
- Valider le programme d'auscultations et d'investigations proposé par l'entreprise
- S'assurer du bon comportement des ouvrages et des avoisinants en cours de travaux, et de la maîtrise par l'entreprise des éventuels aléas résiduels dans le cadre de sa mission G3 d'étude et de suivi d'exécution qui reste à sa charge.

Fondasol est bien entendu à disposition de tous les intervenants dans cette affaire pour réaliser cette mission G4.

Parallèlement à la mission G4, une mission G3 d'Exécution géotechnique est à réaliser. Nous rappelons que cette mission G3, à la charge de l'entreprise, se subdivise en deux phases indissociables, conformément à la norme NF P94-500 :

- La phase « étude »,
- La phase « suivi ».

ENCHAINEMENT DES MISSIONS TYPES D'INGENIERIE GEOTECHNIQUE (NORME NF P 94-500)

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 à la Maîtrise d'Œuvre du projet.

L'enchaînement et la définition synthétique des missions d'ingénierie géotechnique sont donnés ci-après. Deux ingénieries géotechniques différentes doivent intervenir : la première pour le compte du Maître d'Ouvrage ou de son mandataire lors des étapes 1 à 3, la seconde pour le compte de l'entreprise lors de l'étape 3.

Enchaînement des missions G1 à G4	Phases de la maîtrise d'œuvre	Mission d'ingénierie géotechnique 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 : Etude géotechnique préalable (G1)		Etude géotechnique préalable (G1) Phase Etude de Site (ES)		Spécificités géotechniques du site	Première identification des risques présentés par le site	Fonction des données existantes et de la complexité géotechnique
	Etude préliminaire, Esquisse, APS	Etudes 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	Fonctions des données existantes et de la complexité géotechnique
Étape 2 : Etude géotechnique de conception (G2)	APD/AVP	Etude 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 (<i>choix constructifs</i>)
	PRO	Etudes géotechniques de conception (G2) Phase Projet (PRO)		Conception et justifications du projet		Fonction du site et de la complexité du projet (<i>choix constructifs</i>)
	DCE/ACT	Etude 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 : Etudes géotechniques de réalisation (G3/G4)		A la charge de l'entreprise	A la charge du maître d'ouvrage			
	EXE/VISA	Etude de suivi géotechniques d'exécution (G3) Phase Etude (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)	Etude d'exécution conforme aux exigences du projet, avec maîtrise de la qualité, du délai et du coût	Identification des risques résiduels, mesures correctives, contrôle du management des risques résiduels (<i>réalité des actions, vigilance, mémorisation, capitalisation des retours d'expérience</i>)	Fonction des méthodes de construction et des adaptations proposées si des risques identifiés surviennent
	DET/AOR	Etude et suivi géotechniques d'exécutions (G3) Phase Suivi (en interaction avec la Phase Etude)	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
A 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

Classification des missions d'ingénierie géotechnique en page suivante

Février 2014

MISSIONS TYPES D'INGENIERIE GEOTECHNIQUE (NORME NF P 94-500)

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.

ETAPE 1 : ETUDE GEOTECHNIQUE 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:

Phase Étude de Site (ES)

Elle est réalisée en amont d'une étude préliminaire, d'esquisse ou d'APS pour une première identification des risques géotechniques d'un site. - Faire une enquête documentaire sur le cadre géotechnique du site et l'existence d'avoisinants avec visite du site et des alentours.

- Définir si besoin un programme d'investigations géotechniques spécifique, le réaliser ou en assurer le suivi technique, en exploiter les résultats.
- Fournir un rapport donnant pour le site étudié un modèle géologique préliminaire, les principales caractéristiques géotechniques et une première identification des risques géotechniques majeurs.

Phase Principes Généraux de Construction (PGC)

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

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

ETAPE 2 : ETUDE GEOTECHNIQUE DE CONCEPTION (G2)

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

Phase Avant-projet (AVP)

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

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

Phase Projet (PRO)

Elle est réalisée au stade du projet de la maîtrise d'œuvre et s'appuie obligatoirement sur des données géotechniques adaptées suffisamment représentatives pour le site. - Définir si besoin un programme d'investigations géotechniques spécifique, le réaliser ou en assurer le suivi technique, en exploiter les résultats.

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

Phase DCE / ACT

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

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

ETAPE 3 : ETUDES GEOTECHNIQUES DE REALISATION (G3 et G 4, distinctes et simultanées)

ETUDE ET SUIVI GEOTECHNIQUES D'EXECUTION (G3)

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

Phase Étude

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

Phase Suivi

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

SUPERVISION GEOTECHNIQUE D'EXECUTION (G4)

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

Phase Supervision de l'étude d'exécution

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

Phase Supervision du suivi d'exécution

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

A TOUTES ETAPES : DIAGNOSTIC GEOTECHNIQUE (G5)

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

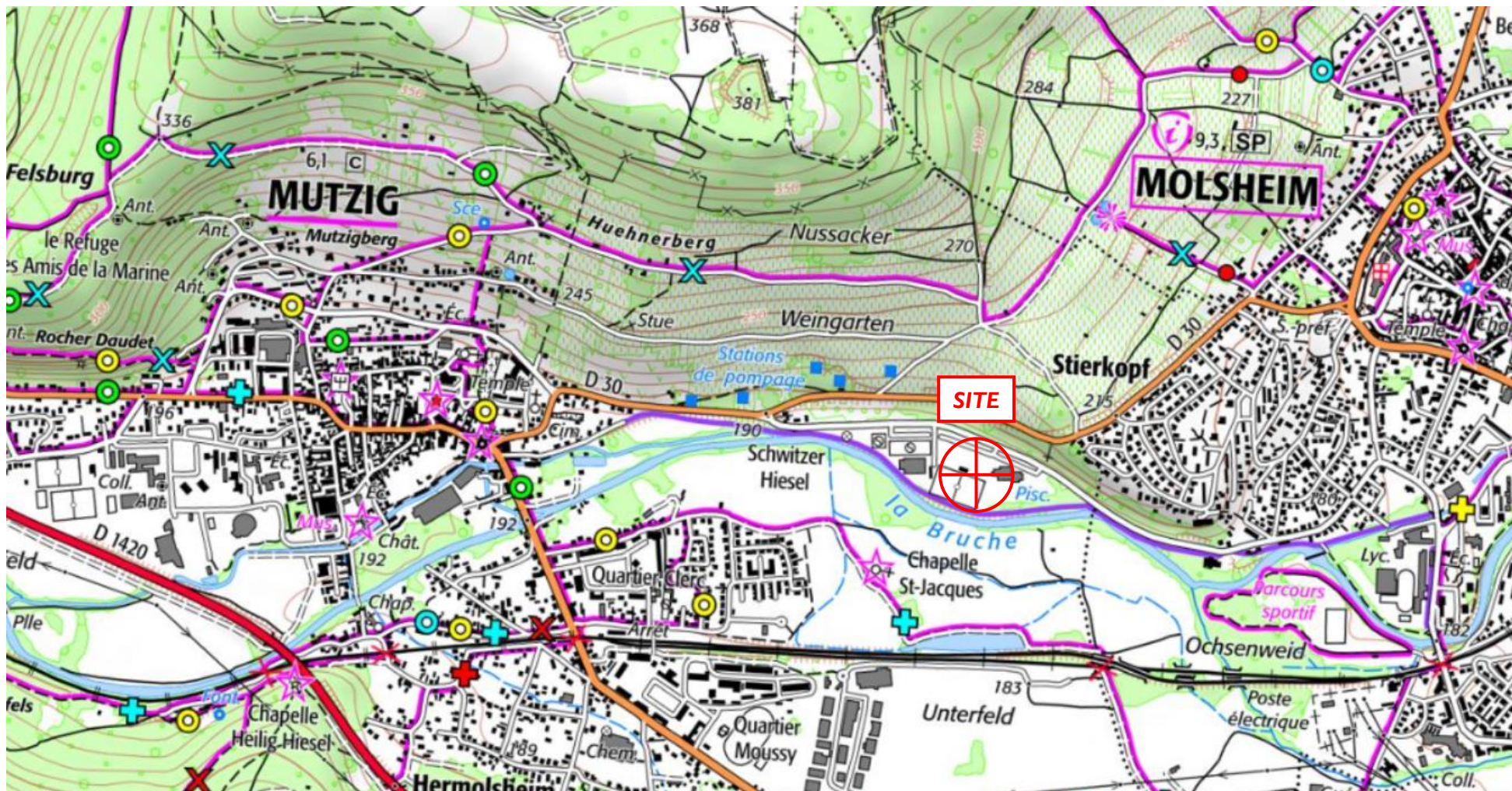
- Définir, après enquête documentaire, un programme d'investigations géotechniques spécifique, le réaliser ou en assurer le suivi technique, en exploiter les résultats.
- Étudier un ou plusieurs éléments géotechniques spécifiques (par exemple soutènement, causes géotechniques d'un désordre) dans le cadre 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).

Février 2014



ANNEXES

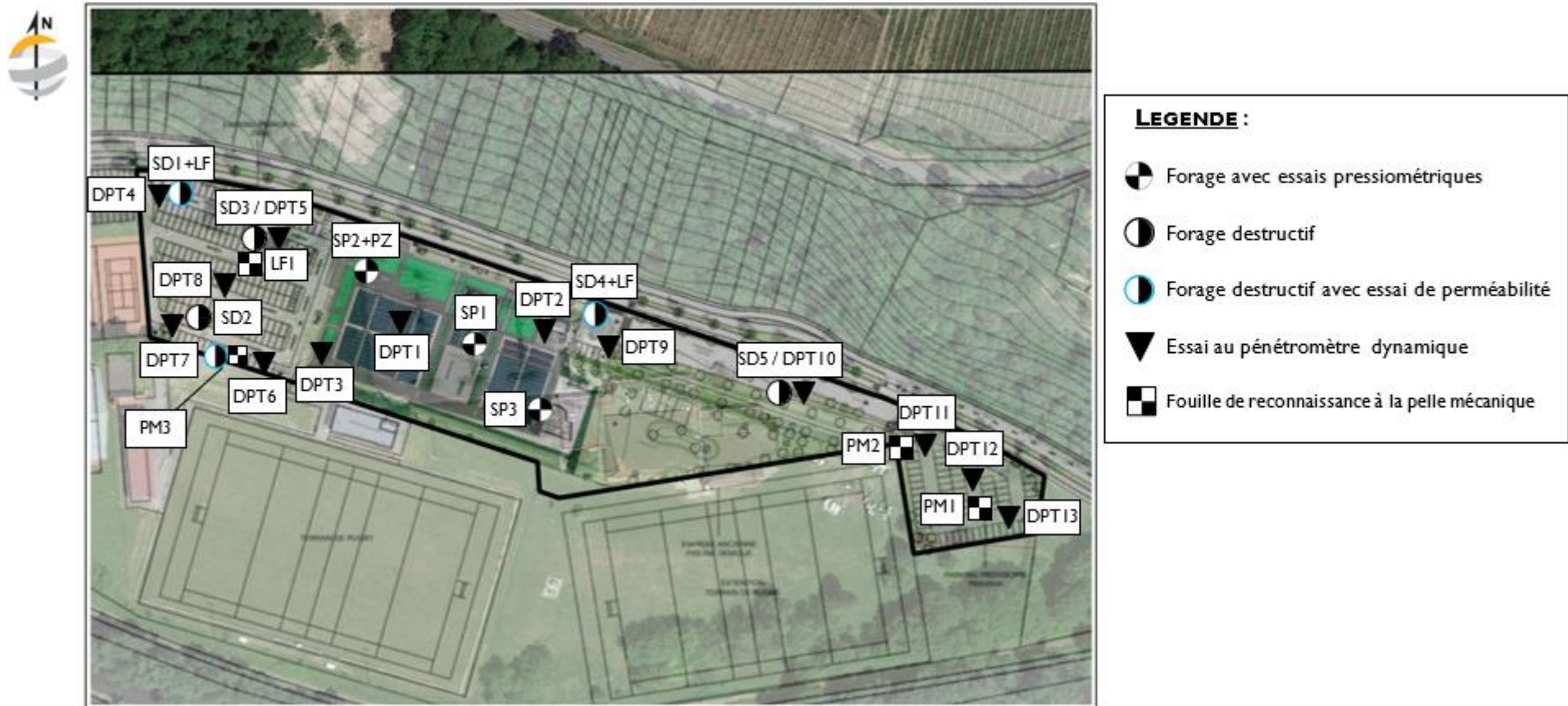
I. PLAN DE SITUATION



2. PLAN D'IMPLANTATION DES SONDAGES

Phase G2-AVP :

Plan d'implantation

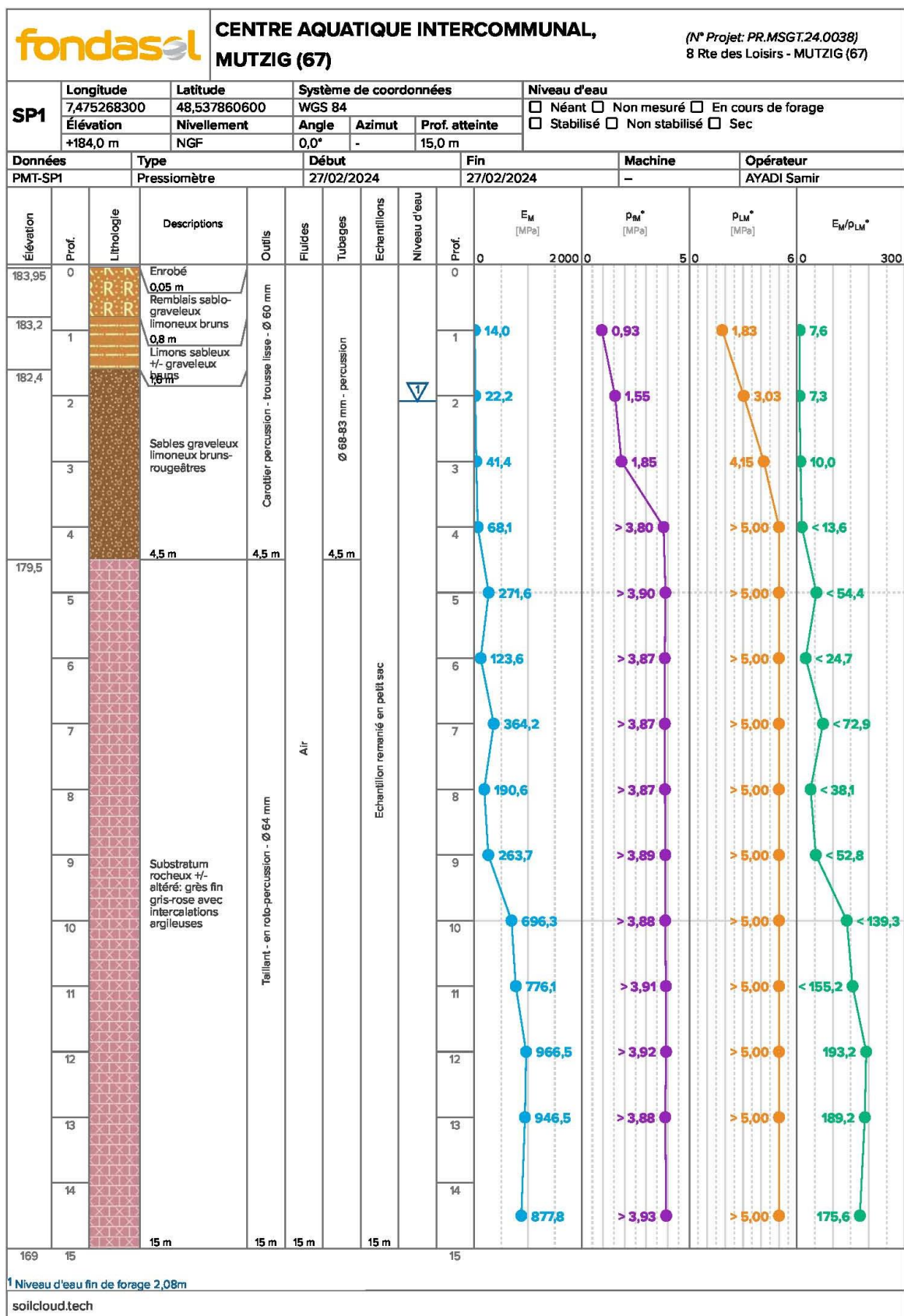


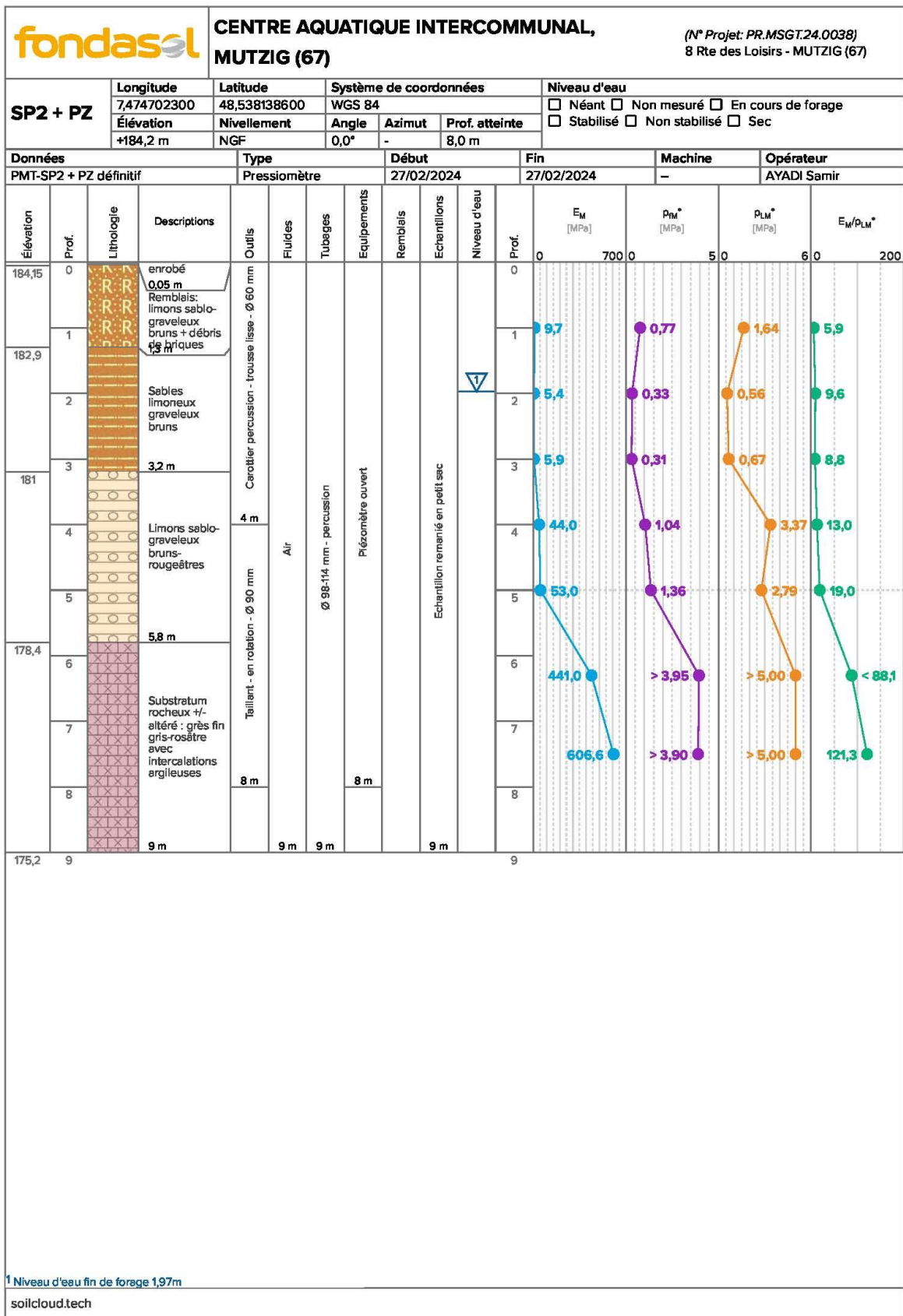
Phase G2-PRO :

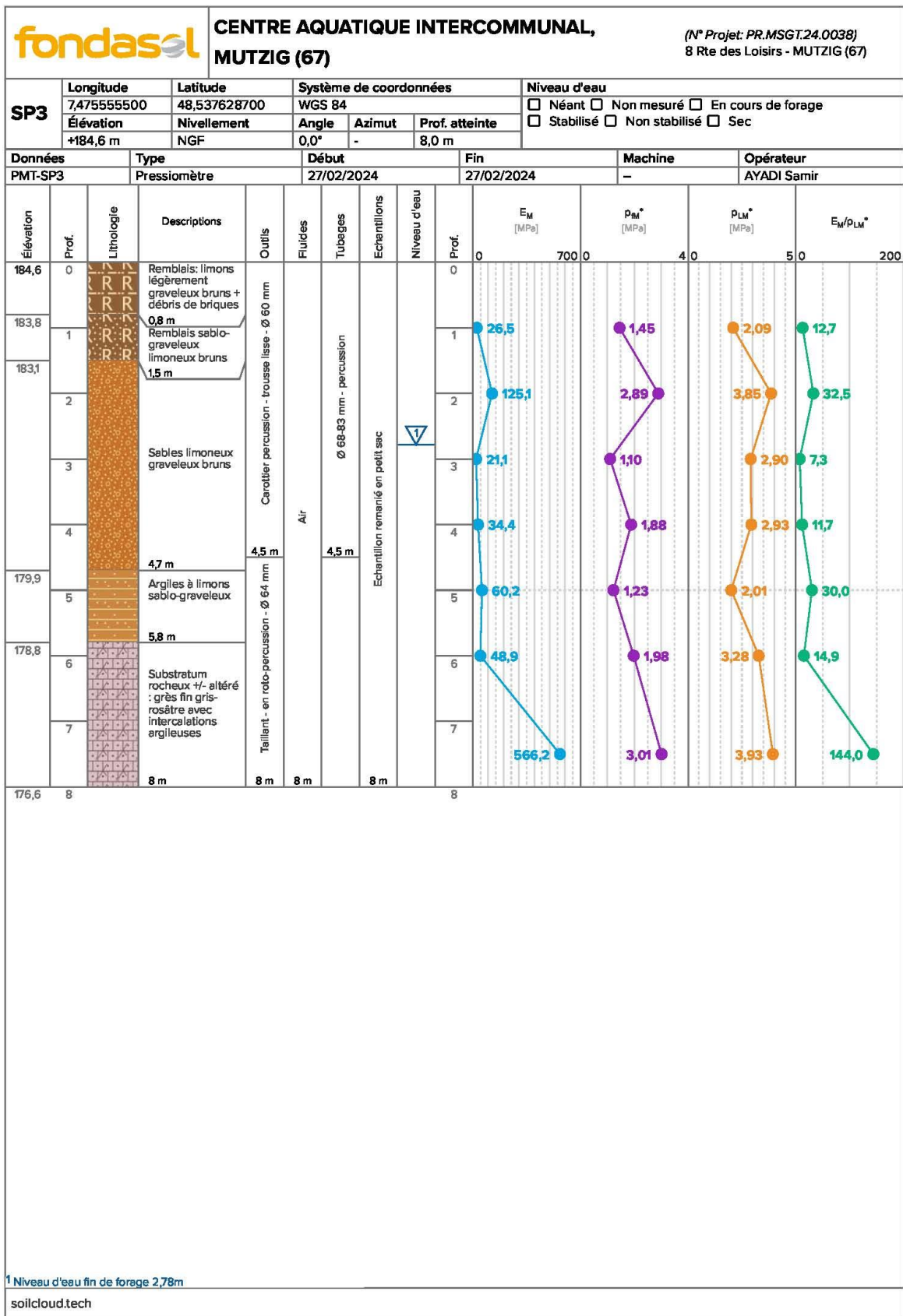


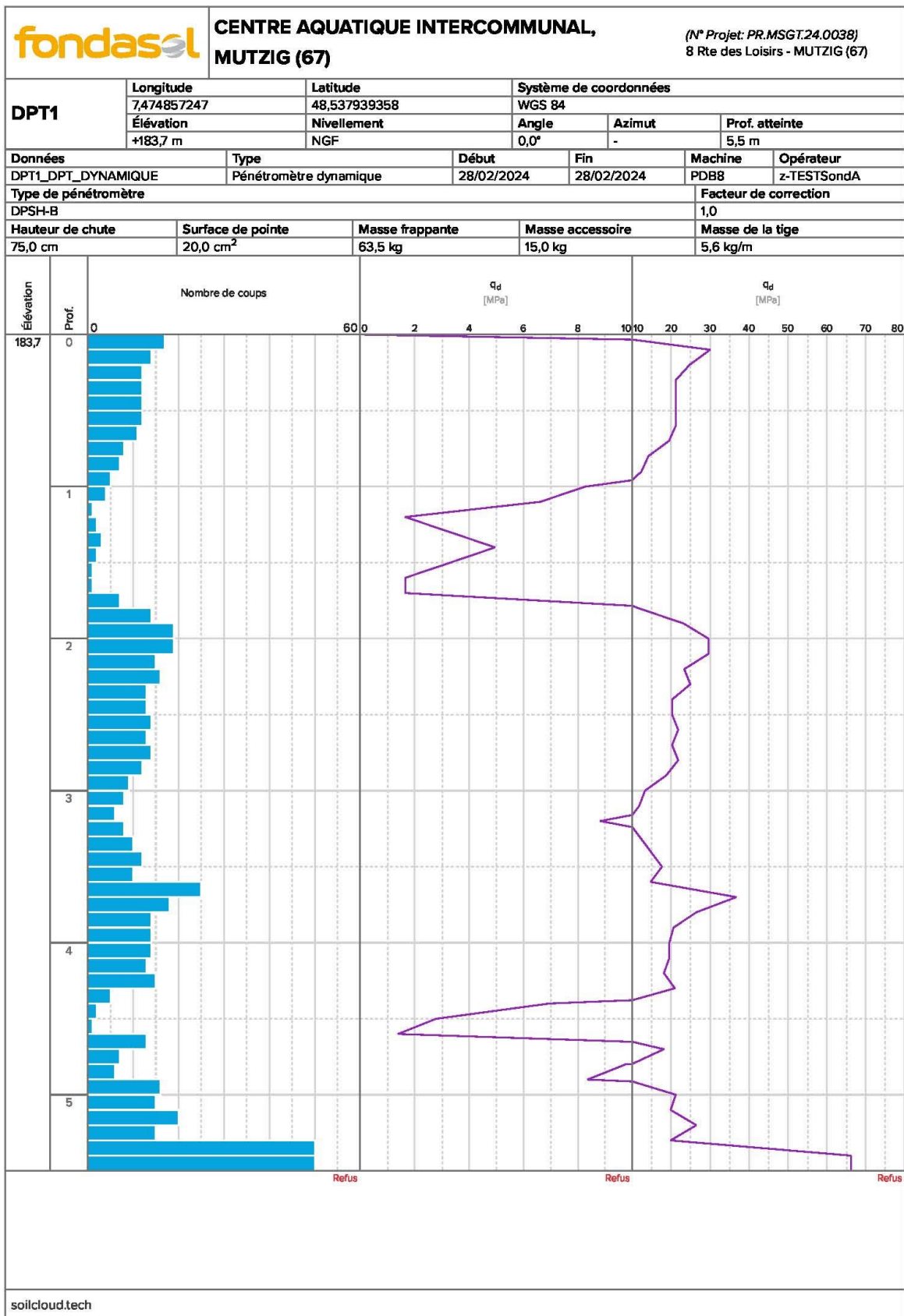
📍 CPT

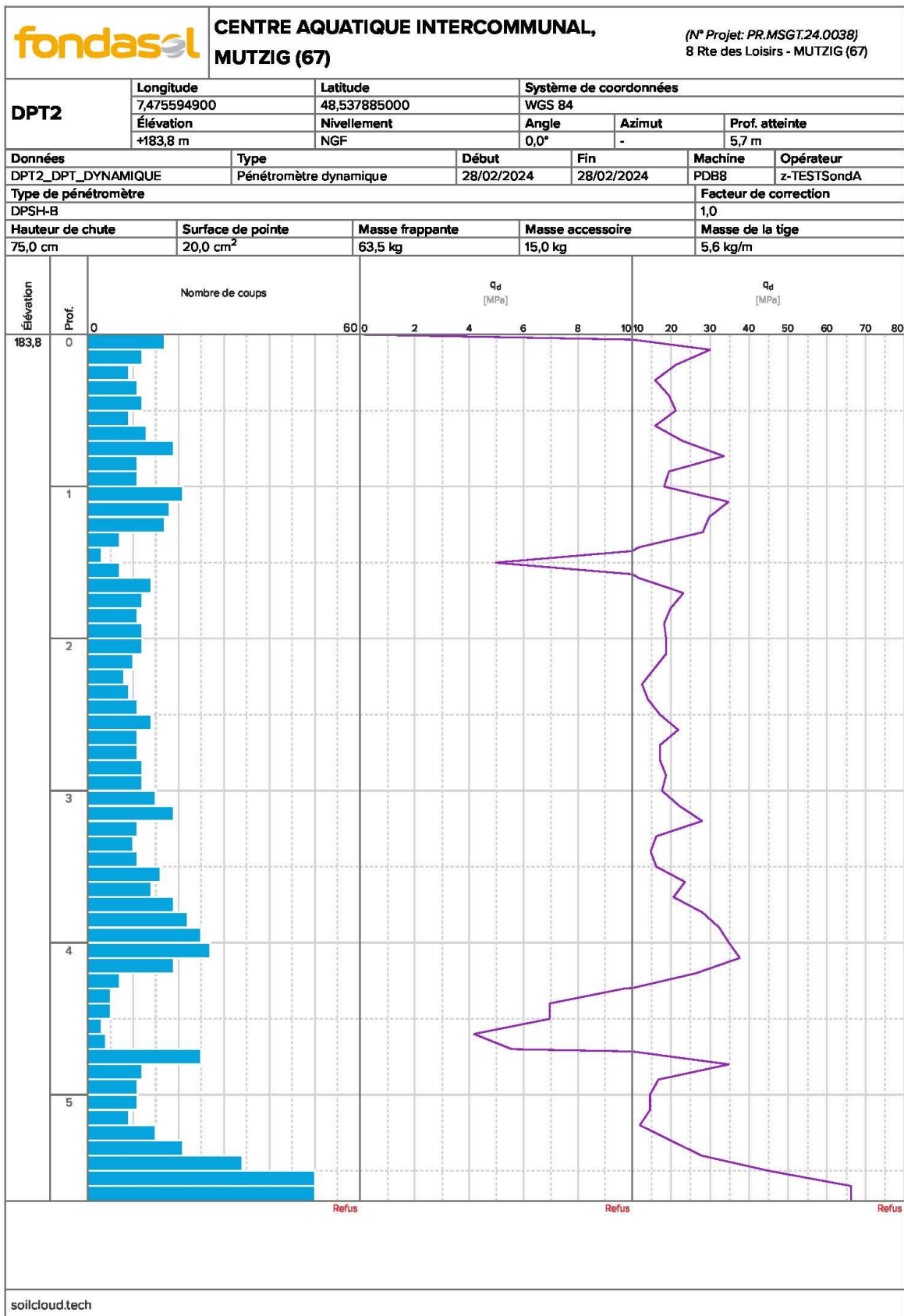
3. RESULTAT DES INVESTIGATIONS IN SITU

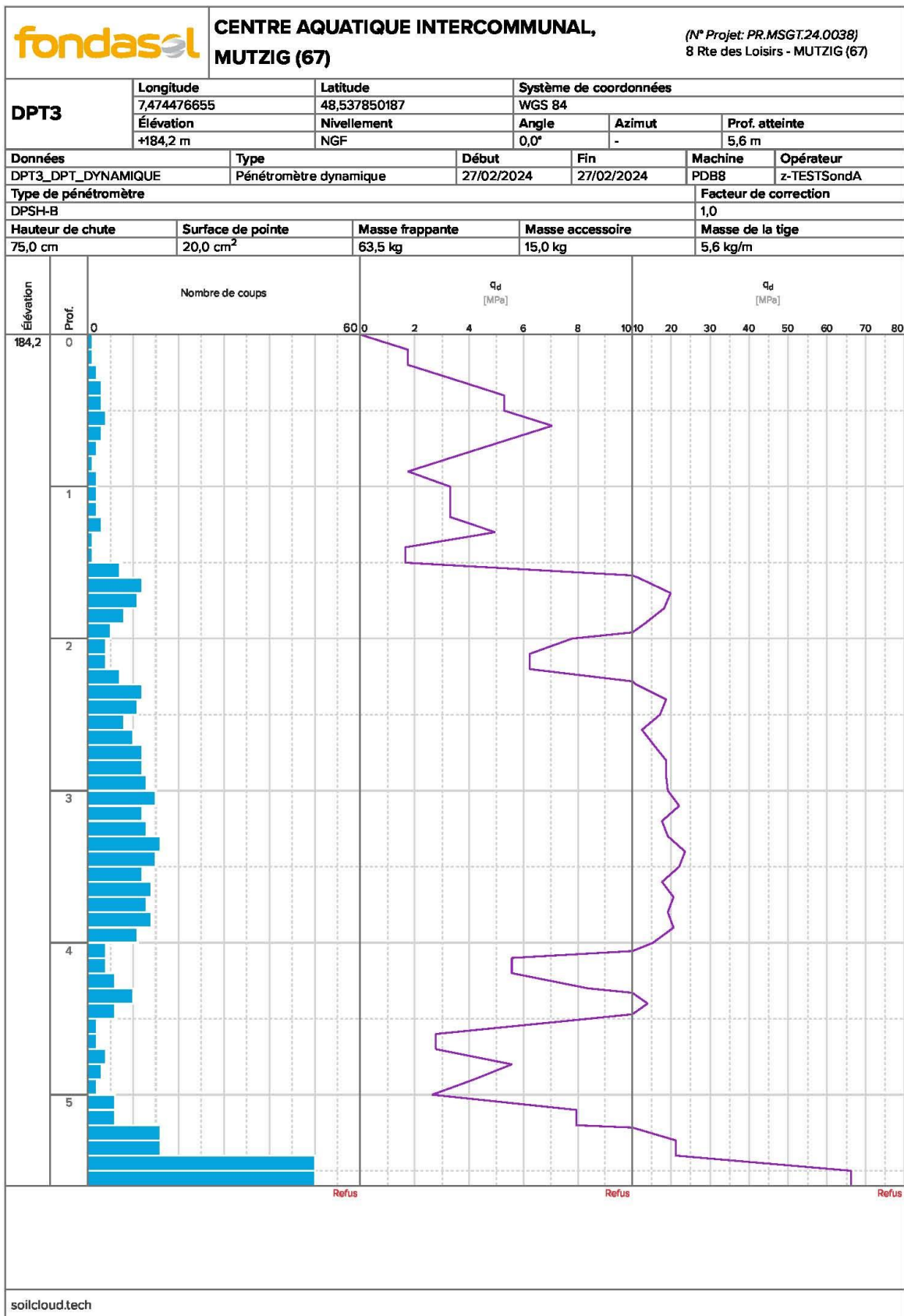


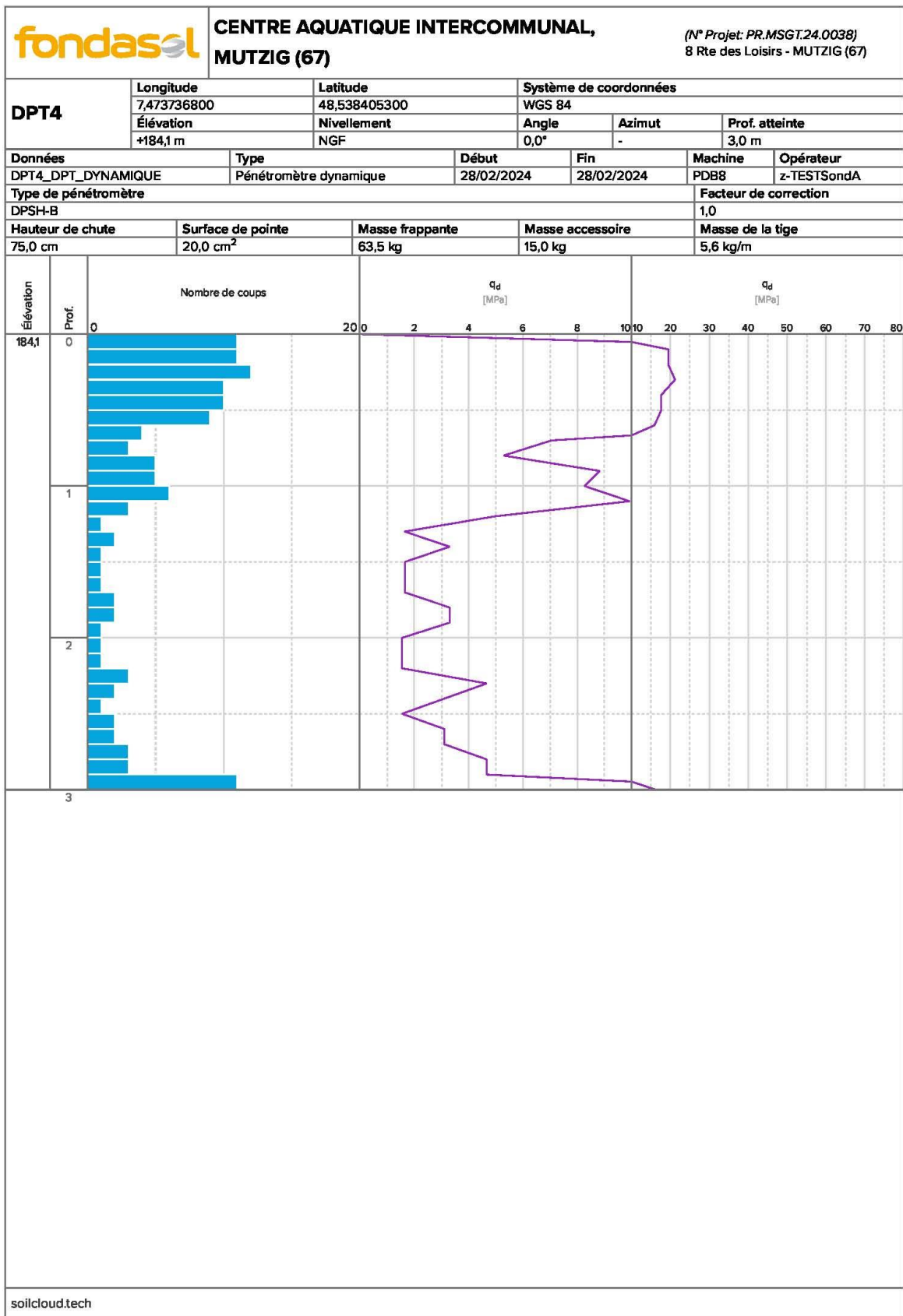


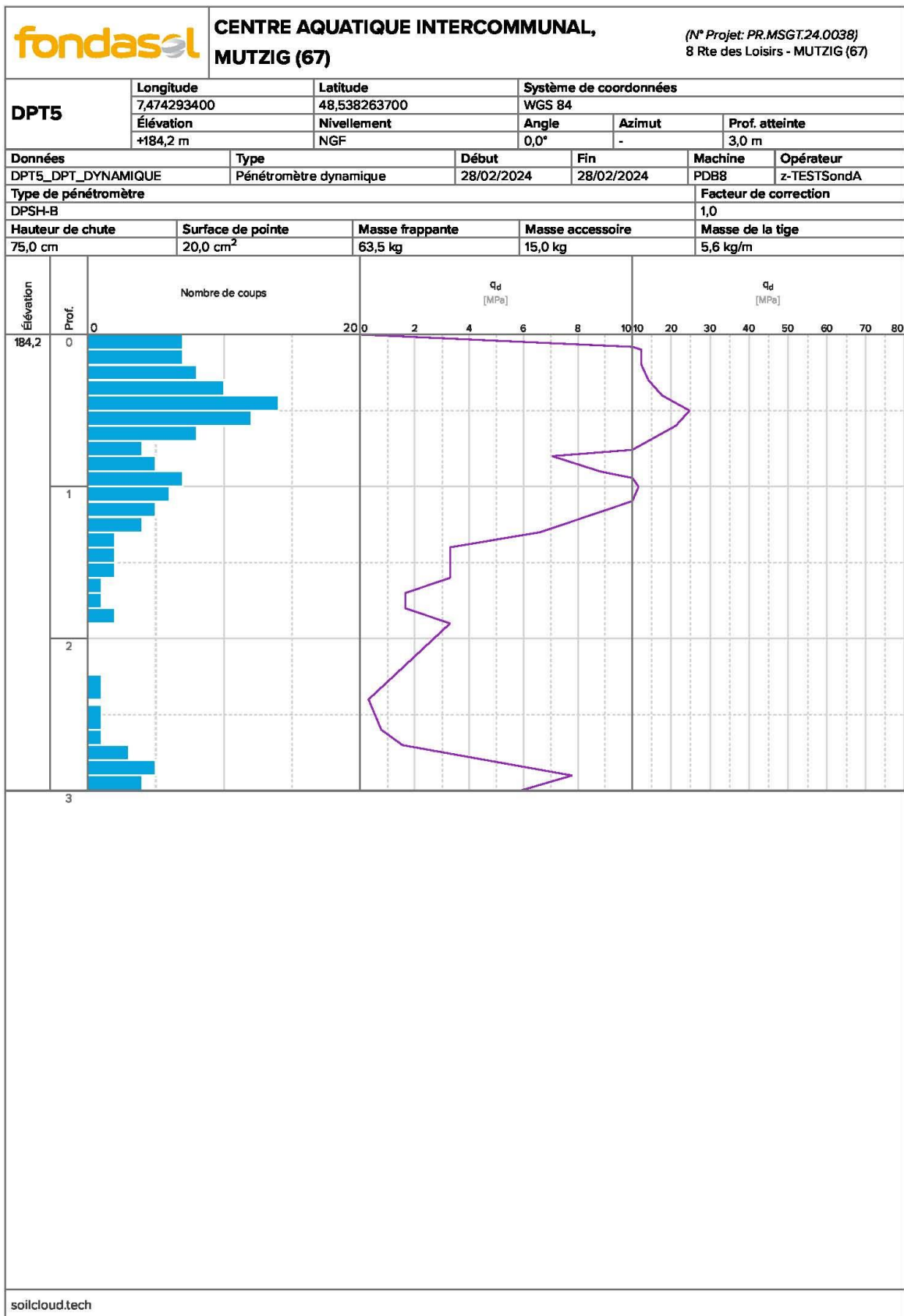


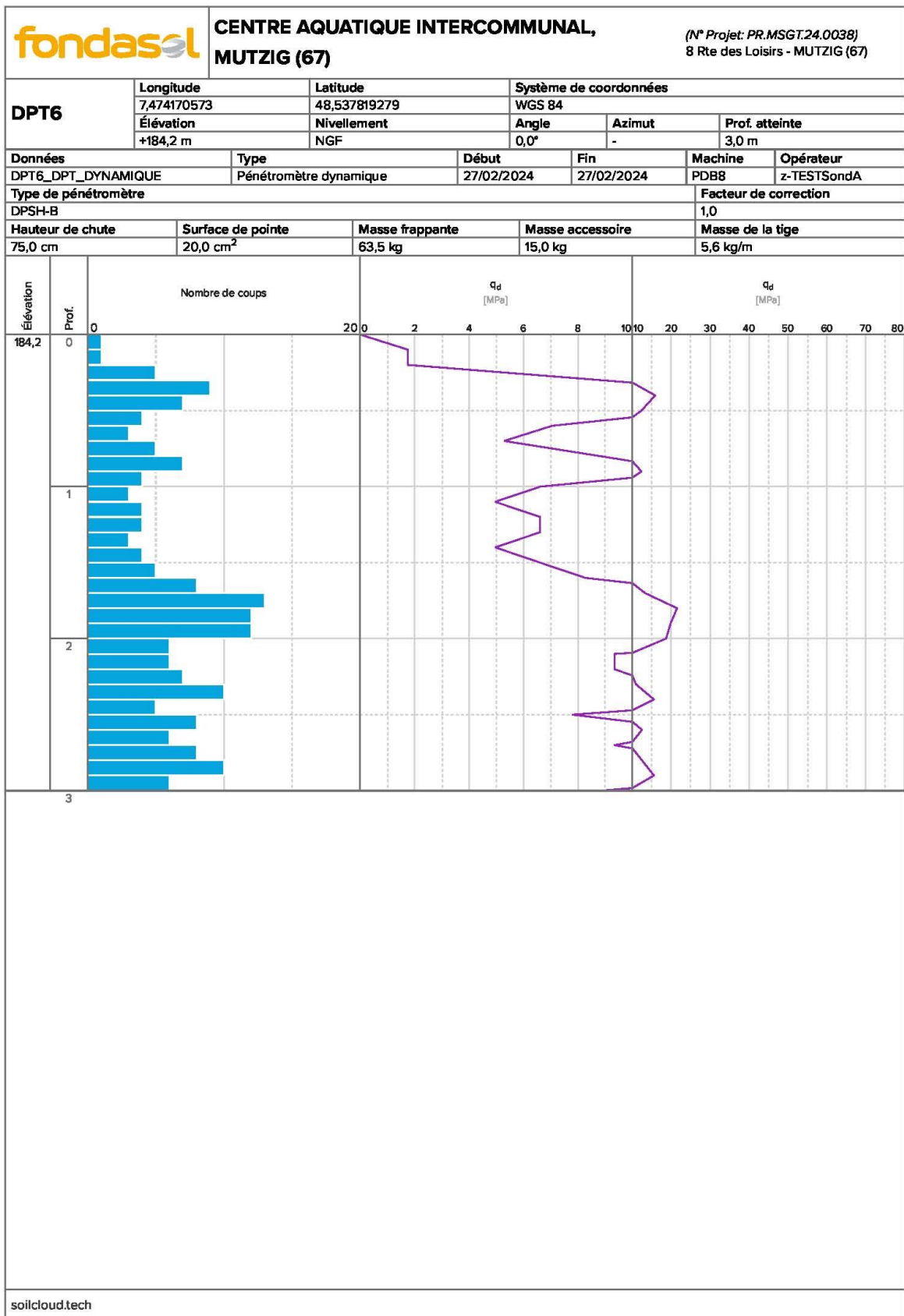


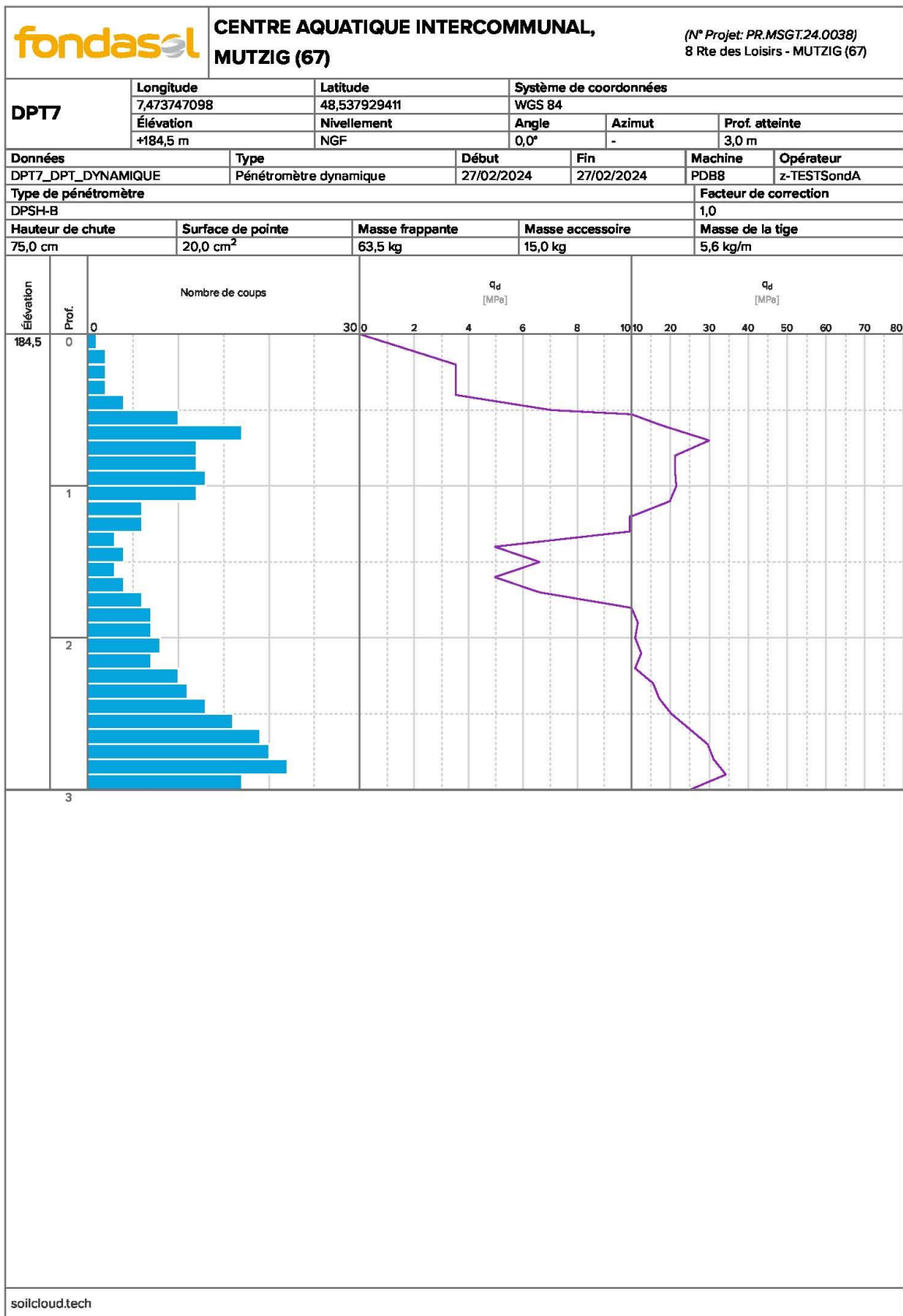


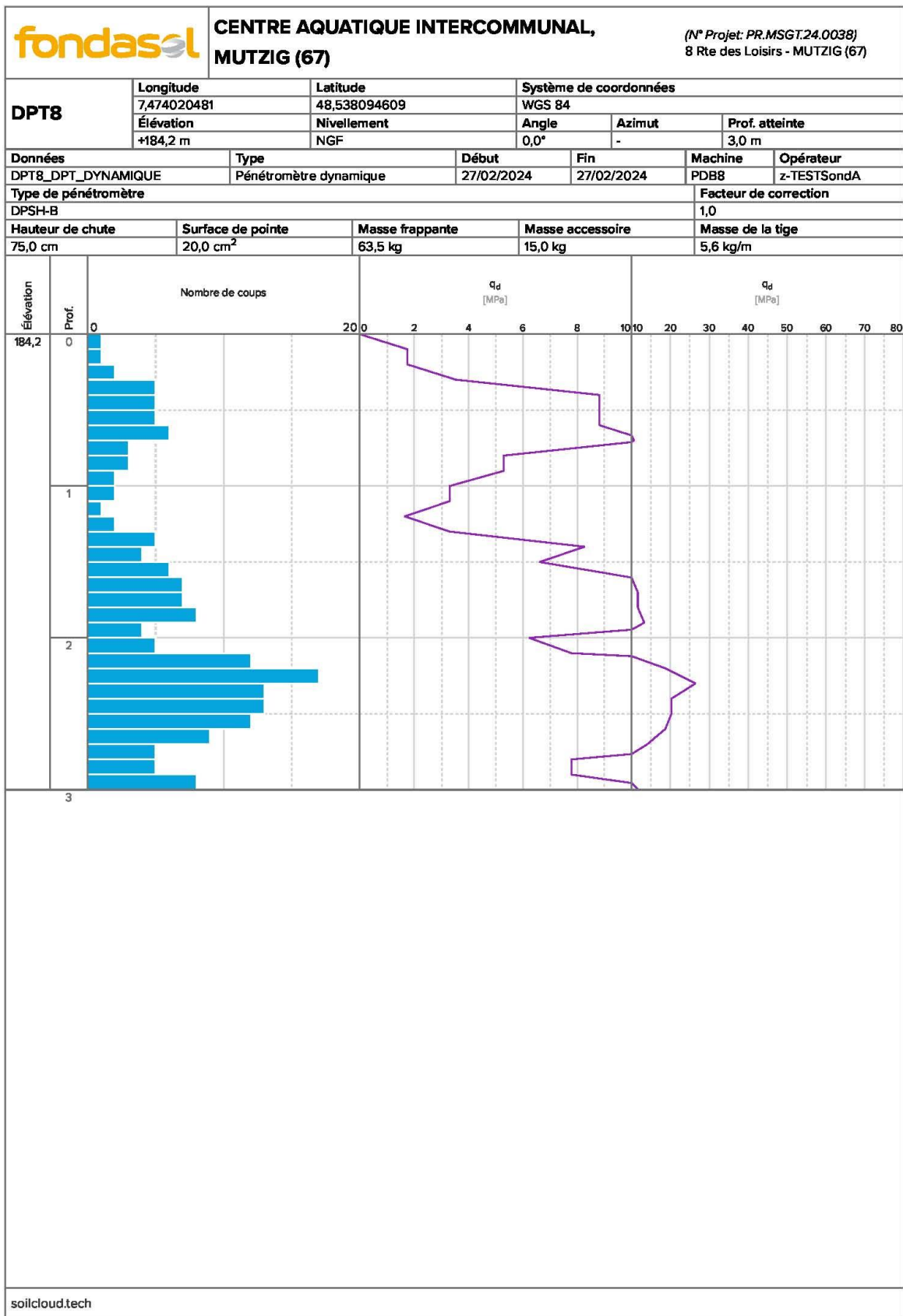


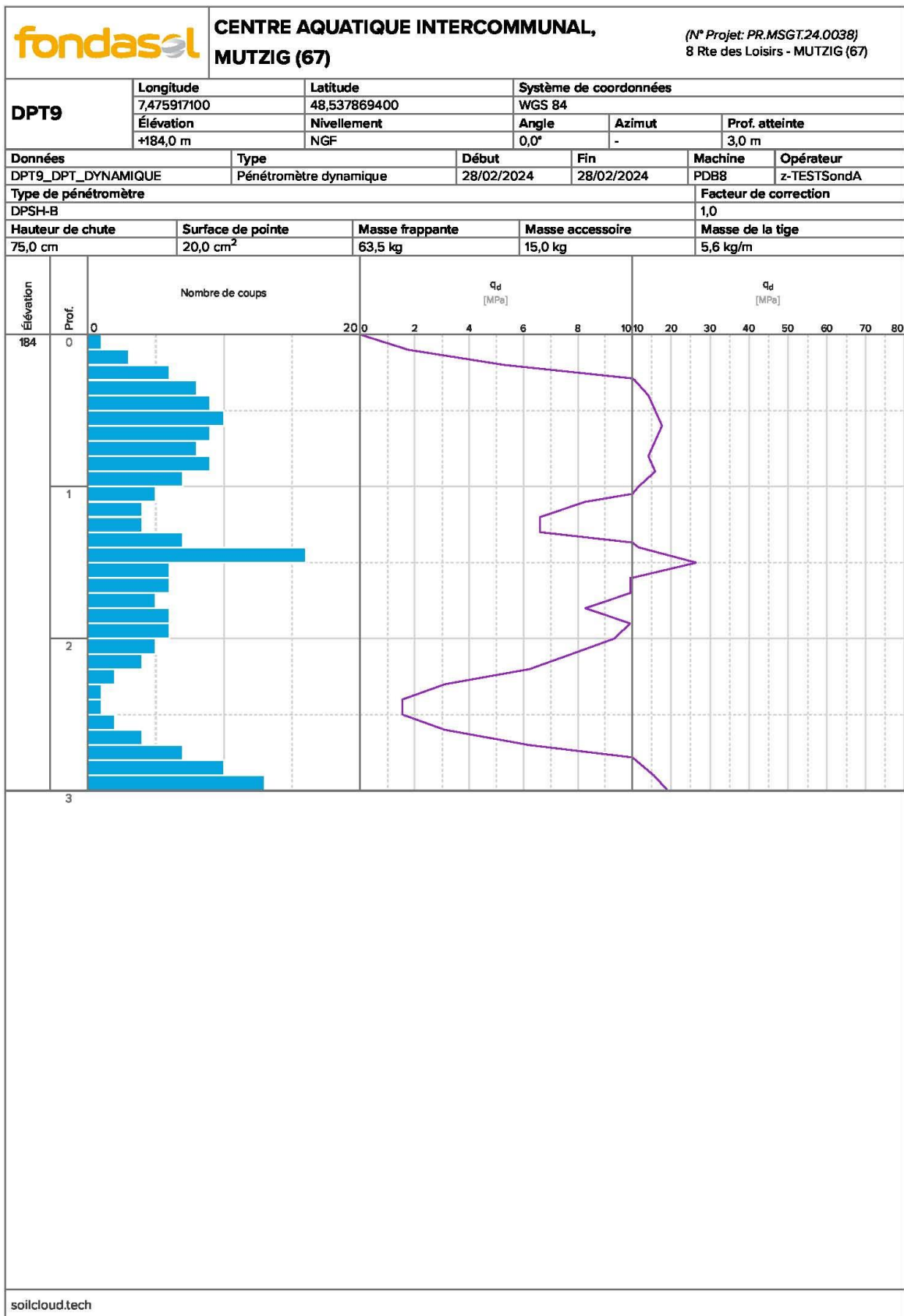


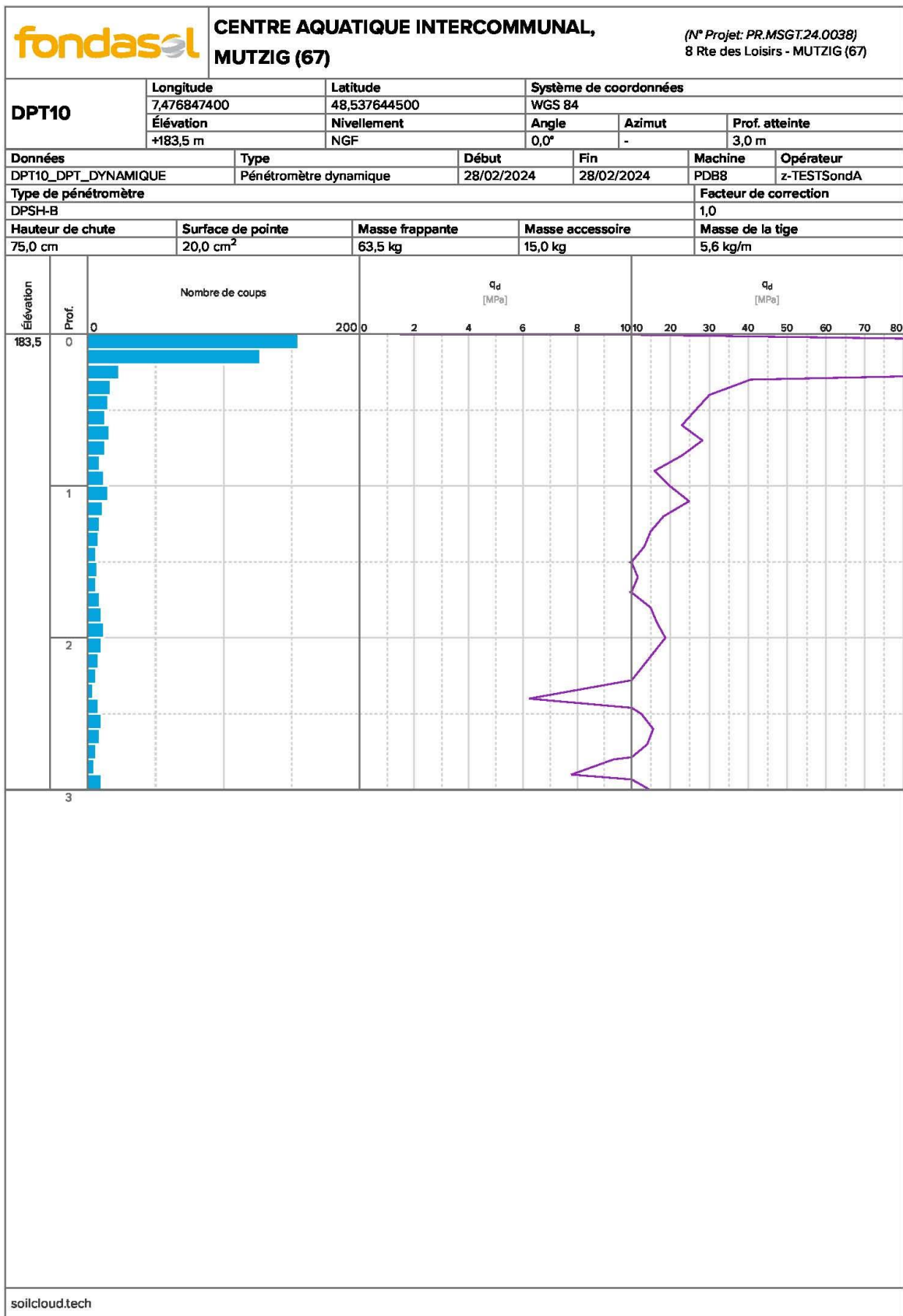


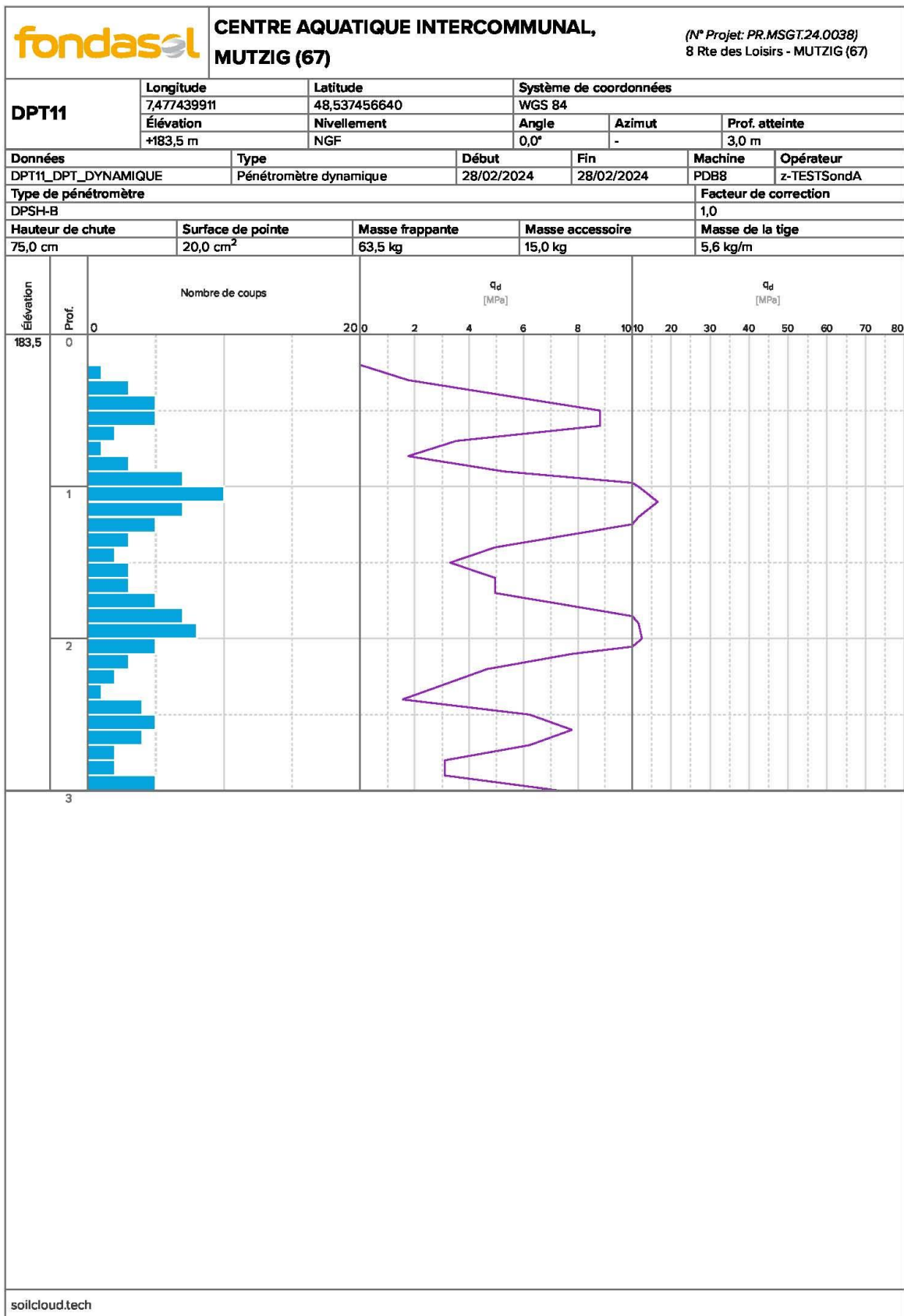


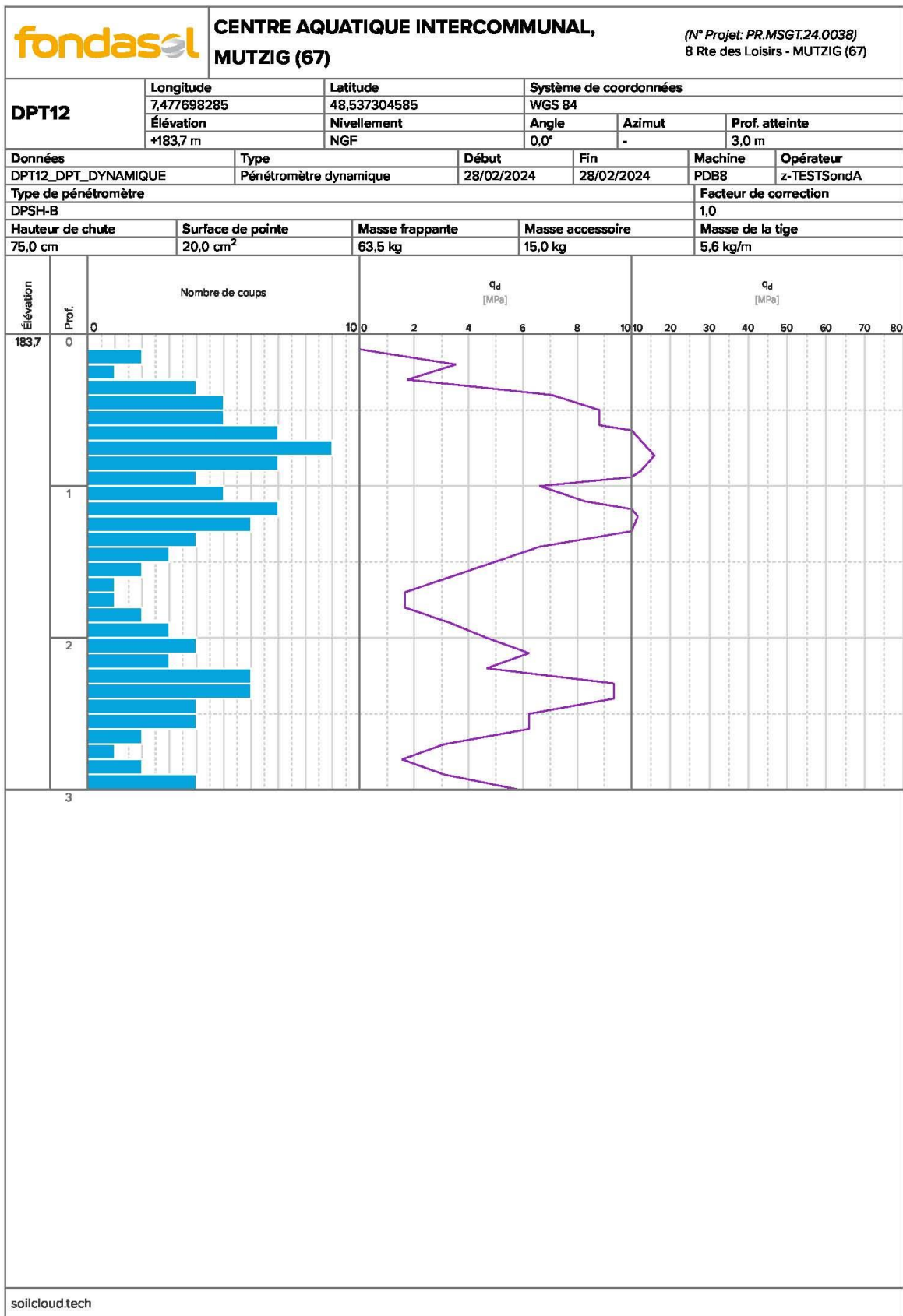


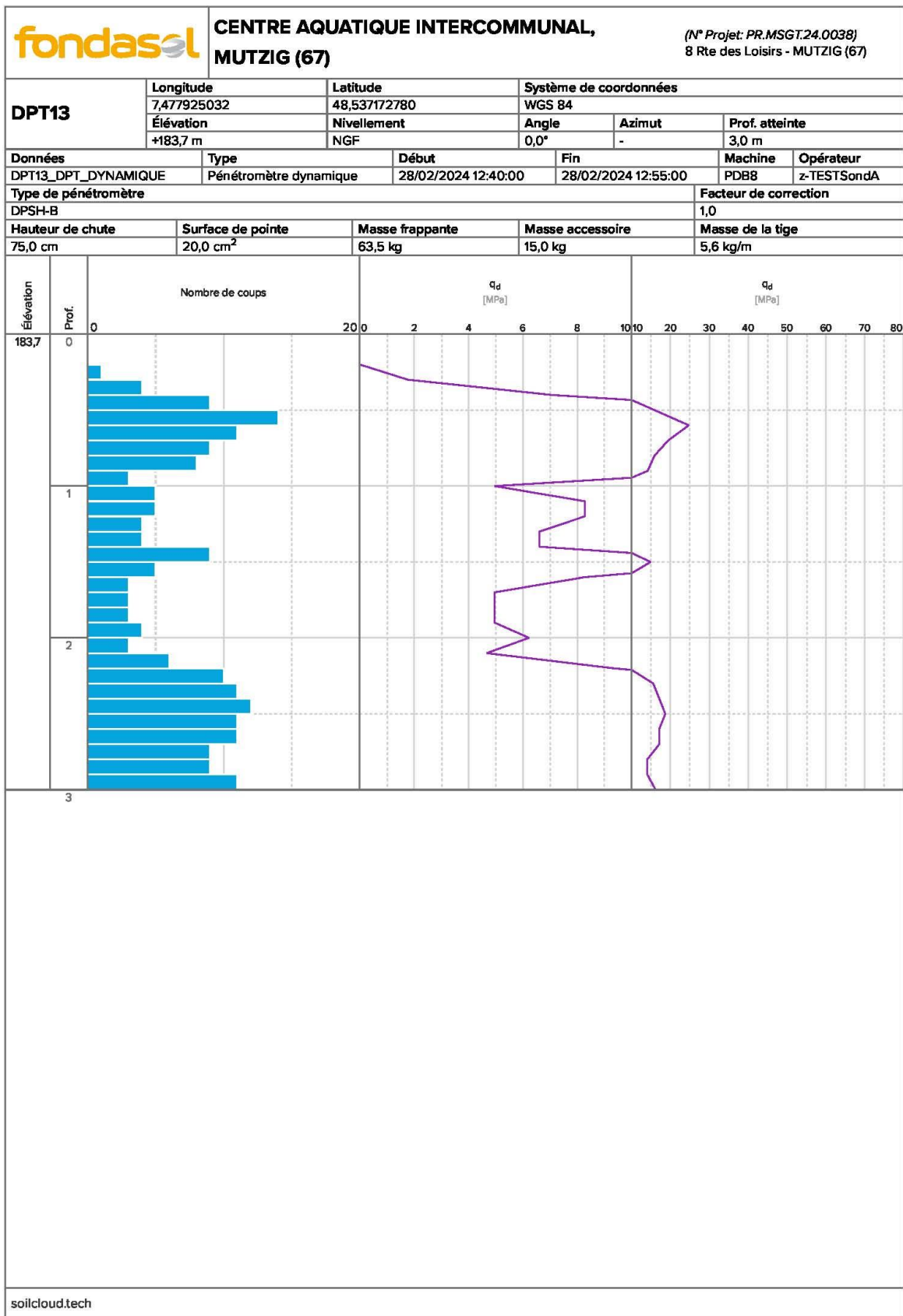




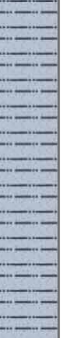








			CENTRE AQUATIQUE INTERCOMMUNAL, MUTZIG (67)				(N° Projet: PR.MSGT.24.0038) 8 Rte des Loisirs - MUTZIG (67)				
LF1	Longitude	Latitude	Système de coordonnées			Précision des relevés		Niveau d'eau			
	7,474069000	48,537870000	WGS 84			Non renseigné		☐ Néant ☐ Non mesuré ☐ En cours de forage			
	Élévation	Prof. atteinte	Angle	Azimut	Nivellement	Précision des nivellements		☐ Stabilisé ☐ Non stabilisé ☐ Sec			
	+184,2 m	3,0 m	0,0°	-	NGF	Non renseigné					
Début			Fin			Machine		Opérateur			
28/02/2024			28/02/2024			AC11		AYADI Samir			
Élévation	Prof.	Lithologie	Descriptions				Outils	Fluides	Tubages	Echantillons	Niveau d'eau
184,2	0		Remblais sablo-graveleux gris verdâtre avec des débris de briques				Carottier percussion - troussé lisse - Ø 60 mm	Air	Ø 68-83 mm - percussion	Echantillon remanié en petit sac	
	1										
182,7			Sables graveleux limoneux bruns				3 m	3 m	3 m	3 m	
	2										
181,2	3										
¹ Niveau d'eau fin de forage 2,1m soilcloud.tech											

		CENTRE AQUATIQUE INTERCOMMUNAL, MUTZIG (67)				(N° Projet: PR.MSGT.24.0038) 8 Rte des Loisirs - MUTZIG (67)					
SD1	Longitude	Latitude	Système de coordonnées		Précision des relevés	Niveau d'eau					
	7,473730200	48,538381700	WGS 84		Non renseigné	☐ Néant ☐ Non mesuré ☐ En cours de forage					
	Élévation	Prof. atteinte	Angle	Azimut	Nivellement	Précision des nivellements	☐ Stabilisé ☐ Non stabilisé ☐ Sec				
	+184,4 m	3,0 m	0,0°	-	NGF	Non renseigné					
Début		Fin		Machine		Opérateur					
28/02/2024		28/02/2024		-		AYADI Samir					
Élévation	Prof.	Lithologie	Descriptions				Outils	Fluides	Tubages	Echantillons	Niveau d'eau
184,35	0		Enrobé 0,05 m Remblais sablo-graveleux limoneux bruns foncé 0,6 m				Carottier percussion - troussé lisse - Ø 60 mm	Air	Ø 68-83 mm - percussion	Echantillon remanié en petit sac	
183,8	1		Limons sableux gris verdâtre avec traces de débris végétaux								
182,3	2		Sables graveleux limoneux bruns-orangé 2,1 m								
181,4	3		3 m				3 m	3 m	3 m	3 m	
¹ Niveau d'eau en cours de forage 2,1m											
soilcloud.tech											

			CENTRE AQUATIQUE INTERCOMMUNAL, MUTZIG (67)				(N° Projet: PR.MSGT.24.0038) 8 Rte des Loisirs - MUTZIG (67)				
SD2	Longitude	Latitude	Système de coordonnées			Précision des relevés		Niveau d'eau			
	7,473801774	48,537970354	WGS 84			Non renseigné		☐ Néant ☐ Non mesuré ☐ En cours de forage			
	Élévation	Prof. atteinte	Angle	Azimut	Nivellement	Précision des nivellements		☐ Stabilisé ☐ Non stabilisé ☐ Sec			
	+184,5 m	3,0 m	0,0°	-	NGF	Non renseigné					
Début			Fin			Machine		Opérateur			
28/02/2024			28/02/2024			-		AYADI Samir			
Élévation	Prof.	Lithologie	Descriptions				Outils	Fluides	Tubages	Echantillons	Niveau d'eau
184,5	0		Remblais limono-sableux bruns, noirs + graviers et débris de briques				Carottier percussion - troussé lisse - Ø 60 mm	Air	Ø 68-83 mm - percussion 1,5 m	Echantillon remanié en petit sac	
	1										
	2										
182,2			2,3 m Sables graveleux limoneux bruns				3 m	3 m	3 m		
181,5	3										
¹ Niveau d'eau en cours de forage 2,5m soilcloud.tech											

			CENTRE AQUATIQUE INTERCOMMUNAL, MUTZIG (67)				(N° Projet: PR.MSGT.24.0038) 8 Rte des Loisirs - MUTZIG (67)				
SD3	Longitude	Latitude	Système de coordonnées			Précision des relevés		Niveau d'eau			
	7,474277600	48,538246500	WGS 84			Non renseigné		☐ Néant ☐ Non mesuré			
	Élévation	Prof. atteinte	Angle	Azmut	Nivellement	Précision des nivellements		☐ En cours de forage ☐ Stabilisé ☐ Non stabilisé ☐ Sec			
	+184,2 m	3,0 m	0,0°	-	NGF	Non renseigné					
Début			Fin			Machine		Opérateur			
28/02/2024			28/02/2024			-		AYADI Samir			
Élévation	Prof.	Lithologie	Descriptions				Outils	Fluides	Tubages	Echantillons	Niveau d'eau
184,15	0		Enrobé 0,05 m				Carottier percussion - troussé lisse - Ø 60 mm	Air	Ø 68-83 mm - percussion	Echantillon remanié en petit sac	
			Remblais sablo-graveleux limoneux bruns								
183,1	1		1,1 m								
			Limons sableux +/- graveleux bruns (remblais probables)								
182,2	2		2 m								
			Sables graveleux limoneux bruns - orangé								
181,2	3		3 m				3 m	3 m	3 m	3 m	
¹ Niveau d'eau en cours 2m											
soilcloud.tech											

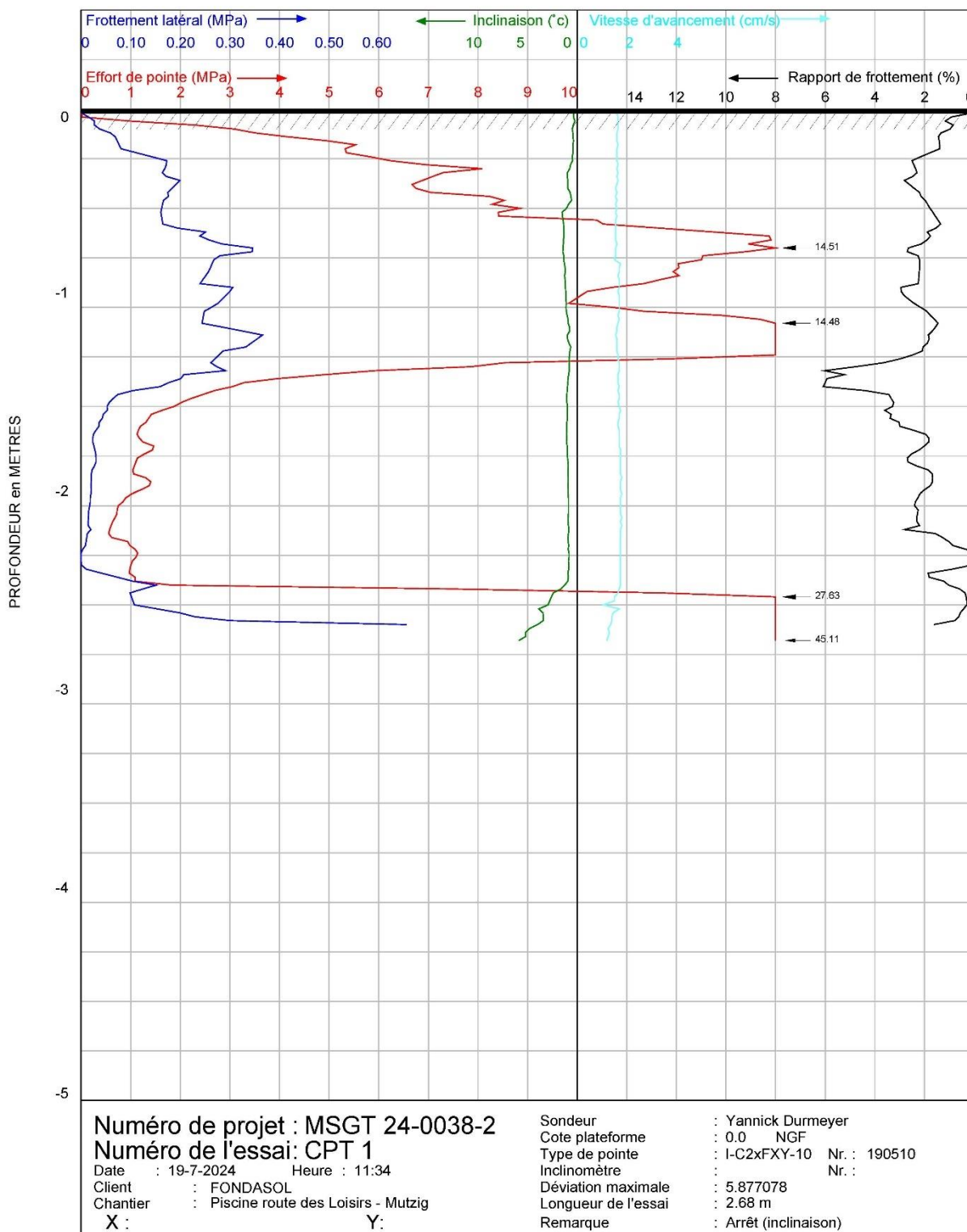
			CENTRE AQUATIQUE INTERCOMMUNAL, MUTZIG (67)				(N° Projet: PR.MSGT.24.0038) 8 Rte des Loisirs - MUTZIG (67)					
SD4	Longitude	Latitude	Système de coordonnées			Précision des relevés		Niveau d'eau				
	7,475860100	48,537925400	WGS 84			Non renseigné		☐ Néant ☐ Non mesuré				
	Élévation	Prof. atteinte	Angle	Azmut	Nivellement	Précision des nivellements		☐ En cours de forage ☐ Stabilisé ☐ Non stabilisé ☐ Sec				
	+183,8 m	3,0 m	0,0°	-	NGF	Non renseigné						
Début			Fin			Machine		Opérateur				
28/02/2024			28/02/2024			-		AYADI Samir				
Élévation	Prof.	Lithologie	Descriptions					Outils	Fluides	Tubages	Echantillons	Niveau d'eau
183,8	0		Remblais sablo-graveleux bruns					Carottier percussion - troussé lisse - Ø 60 mm	Air	Ø 68-83 mm - percussion	Echantillon remanié en petit sac	
	1		1,2 m									
182,6			Limon sableux +/- graveleux bruns									
			1,5 m									
182,3			Sables graveleux limoneux bruns									
	2											
			3 m					3 m	3 m	3 m	3 m	
180,8	3											
¹ Niveau d'eau fin de forage 2m soilcloud.tech												

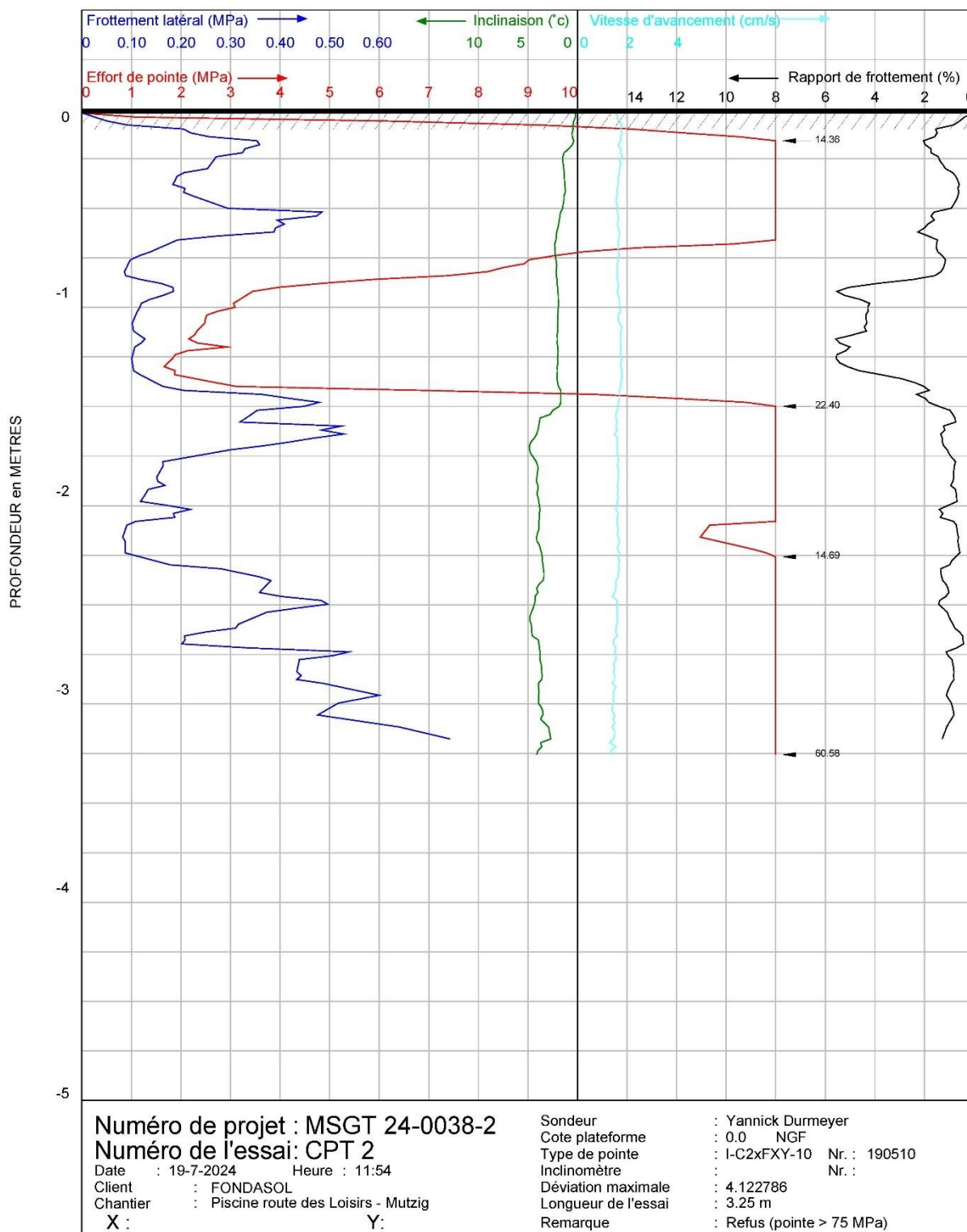
		CENTRE AQUATIQUE INTERCOMMUNAL, MUTZIG (67)				(N° Projet: PR.MSGT.24.0038) 8 Rte des Loisirs - MUTZIG (67)	
SD5	Longitude	Latitude	Système de coordonnées		Précision des relevés	Niveau d'eau	
	7,476819400	48,537645800	WGS 84		Non renseigné	☐ Néant ☐ Non mesuré ☐ En cours de forage ☐ Stabilisé ☐ Non stabilisé ☐ Sec	
	Élévation	Prof. atteinte	Angle	Azimut	Nivellement	Précision des nivellements	
	+183,5 m	3,0 m	0,0°	-	NGF	Non renseigné	
Début			Fin		Machine		Opérateur
Non renseigné			Non renseigné		-		AYADI Samir
Élévation	Prof.	Lithologie	Descriptions				
183,47	0		enrobé 0,03 m				
	1		Remblais sablo-graveleux limoneux gris foncé 1,2 m				
182,3			Limons sablo-graveleux bruns 3 m				
180,5	3						
soilcloud.tech							

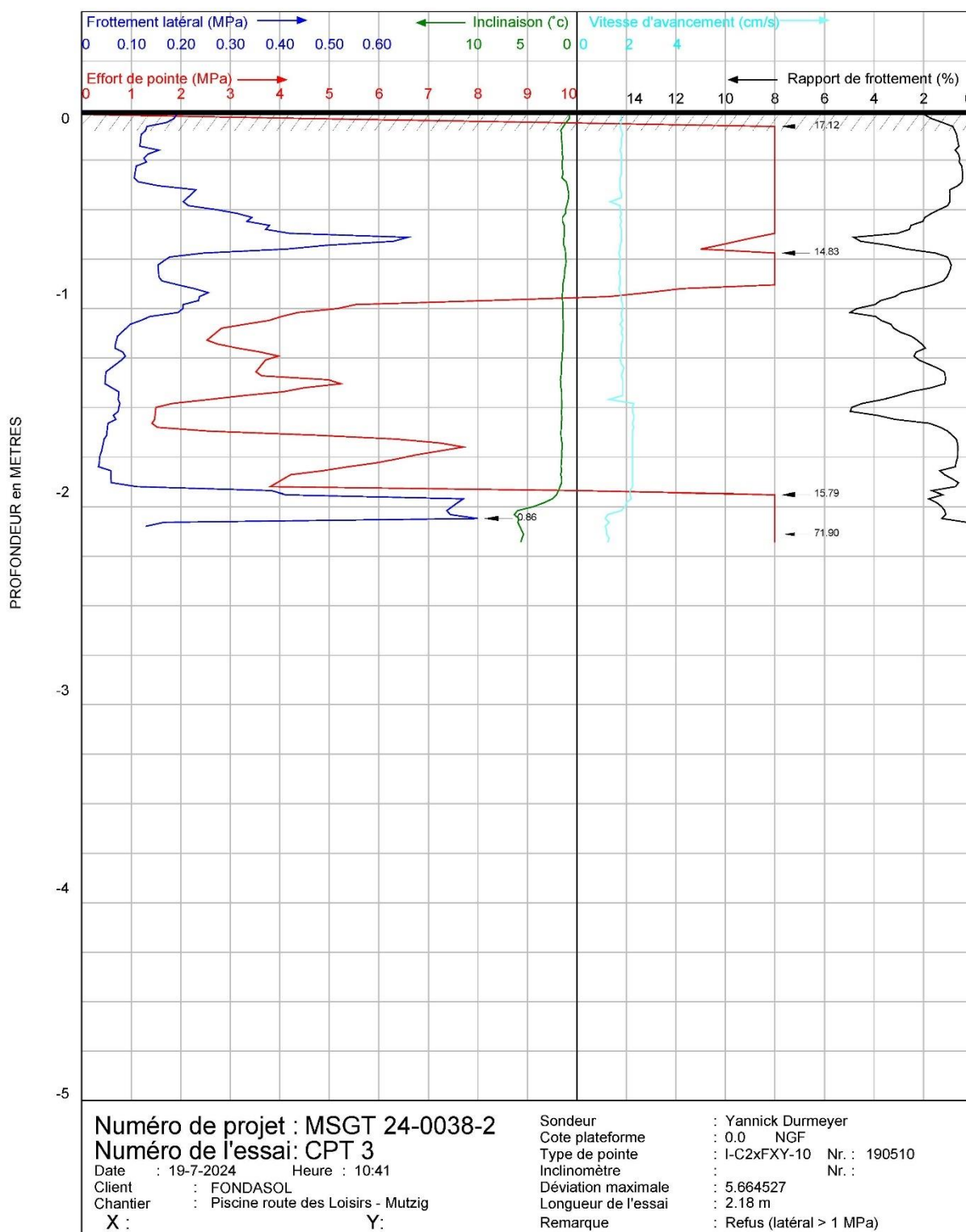
			CENTRE AQUATIQUE INTERCOMMUNAL, MUTZIG (67)				(N° Projet: PR.MSGT.24.0038) 8 Rte des Loisirs - MUTZIG (67)	
PM1	Longitude	Latitude	Système de coordonnées		Précision des relevés	Niveau d'eau		
	7,477828544	48,537201201	WGS 84		Non renseigné	☐ Néant ☐ Non mesuré ☐ En cours de forage ☐ Stabilisé ☐ Non stabilisé ☐ Sec		
	Élévation	Prof. atteinte	Angle	Azimut	Nivellement	Précision des nivellements		
	+183,7 m	1,4 m	0,0°	-	NGF	Non renseigné		
Début			Fin		Machine	Opérateur		
Non renseigné			Non renseigné		-	-		
Élévation	Prof.	Lithologie	Descriptions					
183,7	0		Remblais sableux caillouteux bruns avec débris de briques, carrelage, ferraille, plastiques béton et blocs de grès 1,2 m Argiles limono-sablo-graveleuses brunes 1,4 m					
182,5	1							
182,3								
soilcloud.tech								

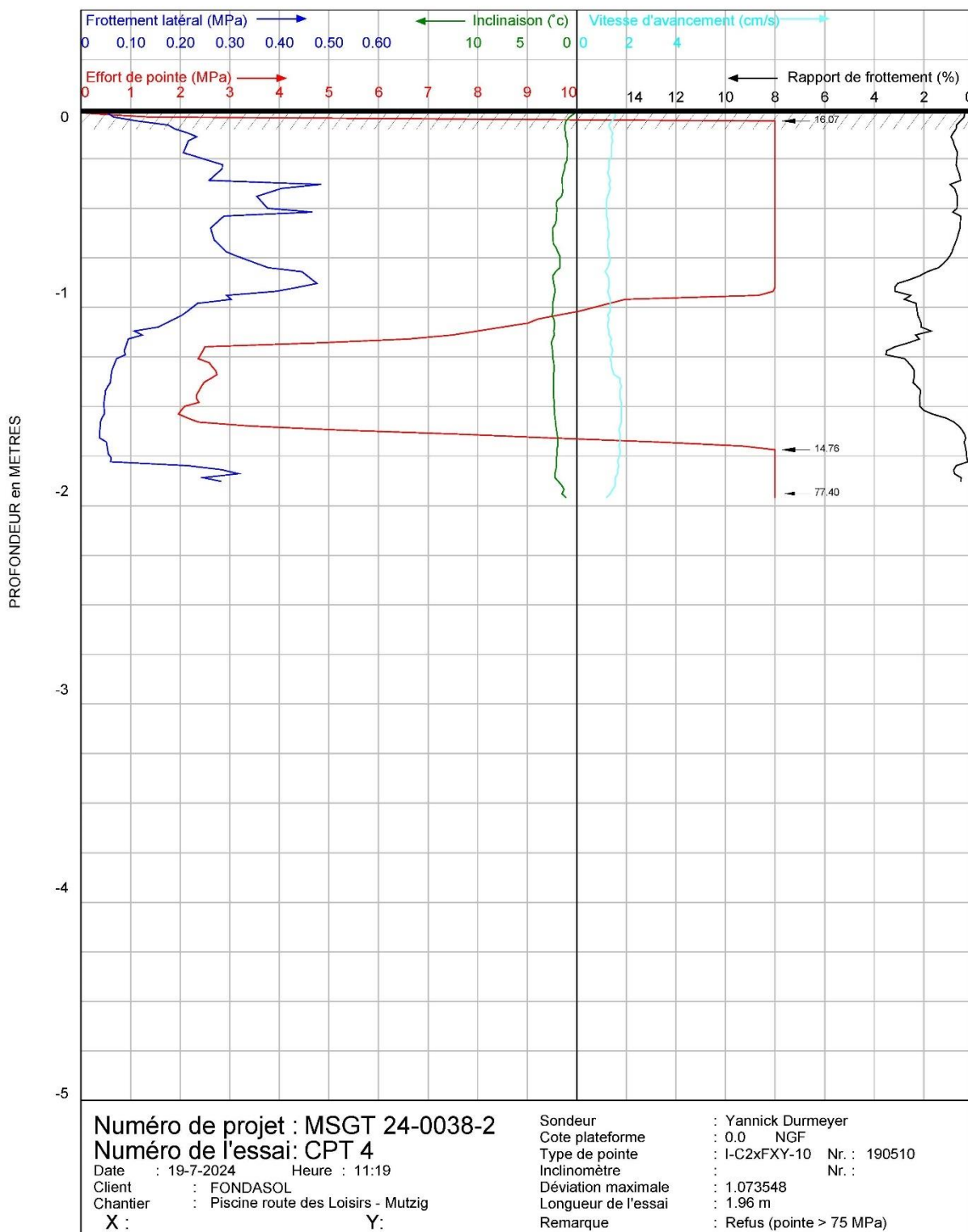
		CENTRE AQUATIQUE INTERCOMMUNAL, MUTZIG (67)					(N° Projet: PR.MSGT.24.0038) 8 Rte des Loisirs - MUTZIG (67)	
		PM2	Longitude 7,477372906	Latitude 48,537448113	Système de coordonnées WGS 84		Précision des relevés Non renseigné	Niveau d'eau ☐ Néant ☐ Non mesuré ☐ En cours de forage ☐ Stabilisé ☐ Non stabilisé ☐ Sec
		Élévation +183,6 m	Prof. atteinte 1,4 m	Angle 0,0°	Azimut -	Nivellement NGF	Précision des nivellements Non renseigné	
Début Non renseigné			Fin Non renseigné			Machine -	Opérateur -	
Élévation 183,6	Prof. 0	Lithologie 	Descriptions Remblais sablo-graveleux +/- limoneux + débris de briques et béton 1 m					
182,6	1		Limons sablo-graveleux bruns 1,4 m					
182,2								
soilcloud.tech								

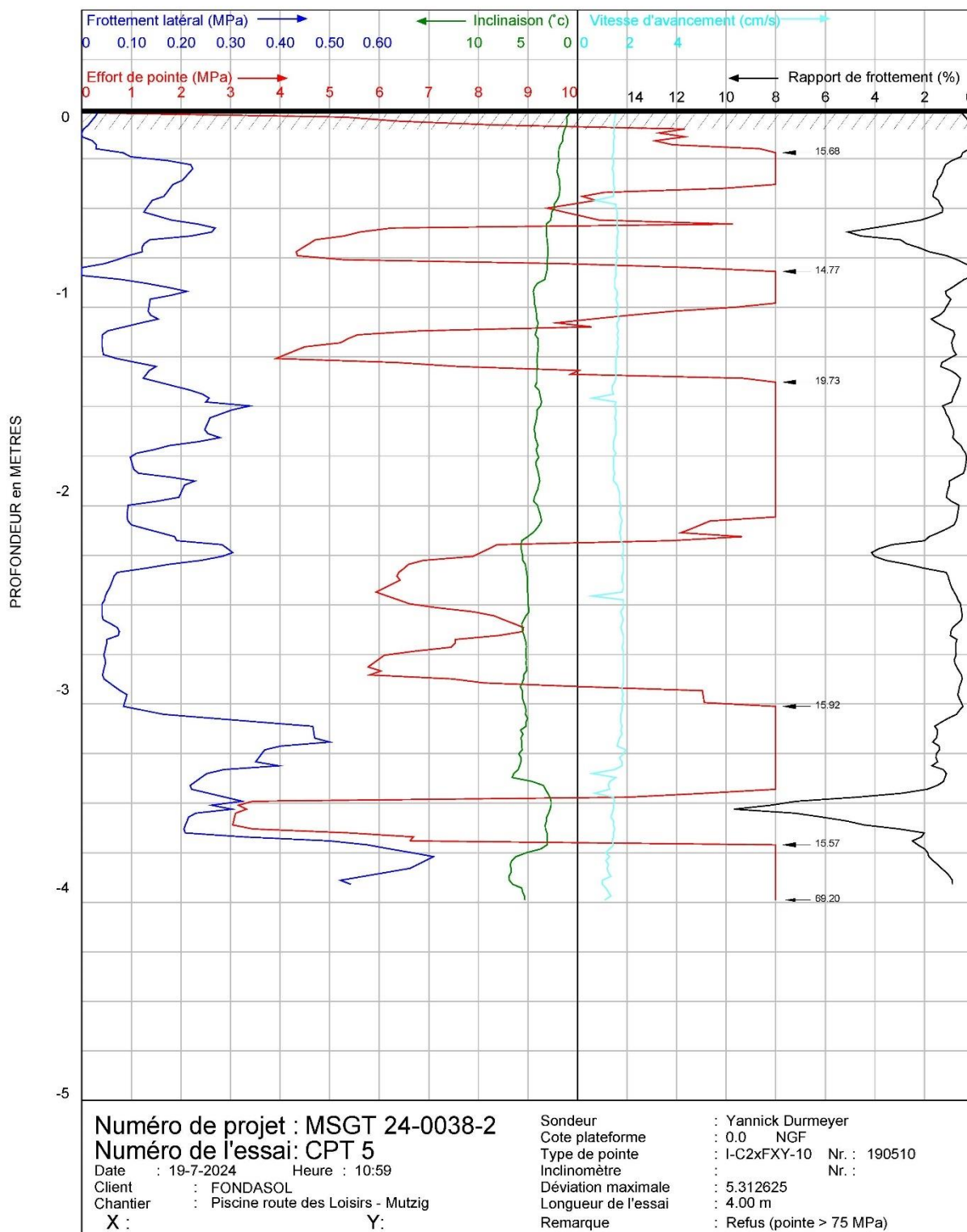
		CENTRE AQUATIQUE INTERCOMMUNAL, MUTZIG (67)				(N° Projet: PR.MSGT.24.0038) 8 Rte des Loisirs - MUTZIG (67)	
PM3	Longitude	Latitude	Système de coordonnées			Précision des relevés	Niveau d'eau
	7,474072500	48,537869100	WGS 84			Non renseigné	☐ Néant ☐ Non mesuré
	Élévation	Prof. atteinte	Angle	Azimut	Nivellement	Précision des nivellements	☐ En cours de forage
	+184,2 m	3,0 m	0,0°	-	NGF	Non renseigné	☐ Stabilisé ☐ Non stabilisé ☐ Sec
Début			Fin			Machine	Opérateur
Non renseigné			Non renseigné			-	-
Élévation	Prof.	Lithologie	Descriptions				
184,2	0		Remblais sablo-graveleux bruns + débris de briques et enrobé				
183,1	1	1,1 m	Argile limoneuse sablo-graveleuse brune				
		1,4 m					
182,8							
soilcloud.tech							











4. RESULTAT DES ESSAIS EN LABORATOIRE



EUROFINS ANALYSES POUR L'ENVIRONNEMENT
FRANCE SAS

Page 1/6

FONDASOL
Monsieur Alain ALBRECHT
10, rue Ettore Bugatti
67201 ECKBOLSHEIM

RAPPORT D'ANALYSE

Dossier N° : 24E062309

Version du : 06/05/2024

N° de rapport d'analyse : AR-24-LK-094067-01

Date de réception technique : 05/04/2024

Première date de réception physique : 05/04/2024

Référence Dossier : N° Projet : FLUP2018005702

Nom Projet : FONDASOL

Nom Commande : PR.MSGT.24.0038 CENTRE NAUTIQUE MUTZIG

Référence Commande : PO.CEFI.24.0553

PO.CEFI.24.0553

Coordinateur de Projets Clients : Clémence BARTHEL / ClemenceBARTHEL@eurofins.com / +33 3 88 91 19 11

N° Ech	Matrice		Référence échantillon
001	Eau souterraine	(ESO)	PZ SUR SP3
002	Sol	(SOL)	SP 1 (0.05- 1.20 m)
003	Sol	(SOL)	SP 1 (1.20 - 1.90 m)
004	Sol	(SOL)	SD 2 (0.00 - 2.30 m)

Eurofins Analyses pour l'Environnement - Site de Saverne
5, rue d'Oterswiller - 67700 Saverne
Tél 03 88 911 911 - fax 03 88 916 531 - site web : www.eurofins.fr/env
SAS au capital de 1 632 800 € - APE 7120B - RCS SAVERNE 422 998 971

ACCREDITATION
N° 1- 1488
Portée disponible sur
www.cofrac.fr



RAPPORT D'ANALYSE

Dossier N° : 24E062309

Version du : 06/05/2024

N° de rapport d'analyse : AR-24-LK-094067-01

Date de réception technique : 05/04/2024

Première date de réception physique : 05/04/2024

Référence Dossier : N° Projet : FLUP2018005702

Nom Projet : FONDASOL

Nom Commande : PR.MSGT.24.0038 CENTRE NAUTIQUE MUTZIG

Référence Commande : PO.CEFI.24.0553

PO.CEFI.24.0553

N° Echantillon

Référence client :

Matrice :

Date de prélèvement :

Date de début d'analyse :

Température de l'air de l'enceinte :

001	002	003	004
PZ SUR SP3	SP 1 (0.05-1.20 m)	SP 1 (1.20 - 1.90 m)	SD 2 (0.00 - 2.30 m)
ESO	SOL	SOL	SOL
14/03/2024	06/04/2024	06/04/2024	06/04/2024
05/04/2024	06/04/2024	06/04/2024	06/04/2024
9.3°C	9.3°C	9.3°C	9.3°C

Préparation Physico-Chimique

LS025 : Filtration 0.45 µm

Effectuée

Analyses immédiates

LS001 : Mesure du pH

pH

Température

JI020 : Titre Alcalimétrique

Complet (TAC)

LS028 : Anhydride carbonique

(CO2) agressif

▲ # 7.5
19.3
▲ # 22.7
0.00

Indices de pollution

LS02L : Azote Nitrique / Nitrates (NO3)

Nitrates

Azote nitrique

LS02I : Chlorures (Cl)

LS02R : Ammonium

LS02Z : Sulfates (SO4)

LSRDB : Classe d'agressivité

selon NF EN 206

mg NO3/l ▲ # 14.2
mg N-NO3/l ▲ # 3.21
mg/l * 90.5
mg NH4/l ▲ # <0.05
mg/l * 45.1
<XA1

Métaux

LS206 : Magnésium (Mg)
dissous

LS204 : Calcium (Ca) dissous

LS207 : Potassium (K) dissous

LS208 : Sodium (Na) dissous

mg/l * 18.4
mg/l * 67.5
mg/l * 5.08
mg/l * 55.7

Eurofins Analyses pour l'Environnement - Site de Saverne

5, rue d'Oterswiller - 67700 Saverne

Tél 03 88 911 911 - fax 03 88 916 531 - site web : www.eurofins.fr/env

SAS au capital de 1 632 800 € - APE 7120B - RCS SAVERNE 422 998 971

ACCREDITATION
N° 1 - 1488
Portée disponible sur
www.cofrac.fr



RAPPORT D'ANALYSE

Dossier N° : 24E062309

Version du : 06/05/2024

N° de rapport d'analyse : AR-24-LK-094067-01

Date de réception technique : 05/04/2024

Première date de réception physique : 05/04/2024

Référence Dossier : N° Projet : FLUP2018005702

Nom Projet : FONDASOL

Nom Commande : PR.MSGT.24.0038 CENTRE NAUTIQUE MUTZIG

Référence Commande : PO.CEFI.24.0553

PO.CEFI.24.0553

N° Echantillon

Référence client :

Matrice :

Date de prélèvement :

Date de début d'analyse :

Température de l'air de l'enceinte :

001	002	003	004
PZ SUR SP3	SP 1 (0.05-1.20 m)	SP 1 (1.20 - 1.90 m)	SD 2 (0.00 - 2.30 m)
ESO	SOL	SOL	SOL
14/03/2024	06/04/2024	06/04/2024	06/04/2024
05/04/2024	06/04/2024	06/04/2024	06/04/2024
9.3°C	9.3°C	9.3°C	9.3°C

Sous-traitance

EM00B : Sulfates solubles dans l'acide (SO4) -

Agressivité sur béton

Sulfate dans l'acide (SO4) Agressivité mg/kg

Béton

Classe d'agressivité selon NF EN 206

2890

2290

2000

XA1

XA1

< XA1

Observations	N° d'échantillon	Référence client
L'accréditation a été retirée pour l'analyse identifiée par le symbole ▲. Par conséquent, celle-ci n'est ni présumée conforme au référentiel d'accréditation ni couverte par les accords de reconnaissance internationaux.	(001)	PZ SUR SP3
Les délais de mise en analyse sont supérieurs à ceux indiqués dans notre dernière étude de stabilité ou aux délais normatifs pour les paramètres identifiés par # et donnent lieu à des réserves sur les résultats, avec retrait de l'accréditation. L'échantillon a néanmoins été conservé dans les meilleures conditions de stockage.	(001)	PZ SUR SP3
Les résultats ne tiennent pas compte du risque de déperdition ou d'absorption des composants à analyser du fait de l'utilisation d'un flaconnage inapproprié lors du prélèvement.	(002) (003) (004)	SP 1 (0.05- 1.20 m) / SP 1 (1.20 - 1.90 m) / SD 2 (0.00 - 2.30 m) /
Spectrophotométrie visible automatisée : l'analyse a été réalisée sur l'échantillon filtré à 0.45µm.	(001)	PZ SUR SP3

Eurofins Analyses pour l'Environnement - Site de Saverne
5, rue d'Oterswiller - 67700 Saverne
Tél 03 88 911 911 - fax 03 88 916 531 - site web : www.eurofins.fr/env
SAS au capital de 1 632 800 € - APE 7120B - RCS SAVERNE 422 998 971


 ACCREDITATION
 N° 1- 1488
 Portée disponible sur
www.cofrac.fr
ESSAIS

Annexe technique

Dossier N° :24E062309

N° de rapport d'analyse : AR-24-LK-094067-01

Emetteur : Mr Alain ALBRECHT

Commande EOL : 006-10514-1135472

Nom projet : N° Projet : FLUP2018005702
FONDASOL

Référence commande : PO.CEFI.24.0553
PO.CEFI.24.0553

Nom Commande : PR.MSGT.24.0038 CENTRE NAUTIQUE MUTZIG

Eau souterraine

Code	Analyse	Principe et référence de la méthode	LQI	Incertitude à la LQ	Unité	Prestation réalisée sur le site de :
Jl020	Titre Alcalimétrique Complet (TAC)	Spectrophotométrie (UV/VIS) - Méthode interne - Méthode interne - Méthode interne	0.5	30%	° f	Eurofins Analyses pour l'Environnement France
LS001	Mesure du pH pH Température	Potentiométrie - NF EN ISO 10523			°C	
LS025	Filtration 0.45 µm	Filtration - Méthode interne				
LS028	Anhydride carbonique (CO2) agressif	Calcul - Calcul			mg/l	
LS021	Chlorures (Cl)	Spectrophotométrie (UV/VIS) [Spectrophotométrie visible automatisée] - NF ISO 15923-1	1	30%	mg/l	
LS02L	Azote Nitrique / Nitrates (NO3) Nitrates Azote nitrique	Spectrophotométrie (UV/VIS) [Spectrophotométrie visible automatisée] - NF ISO 15923-1				
			1	35%	mg NO3/l	
			0.2	35%	mg N-NO3/l	
LS02R	Ammonium	Spectrophotométrie (UV/VIS) - NF ISO 15923-1	0.05	22%	mg NH4/l	
LS02Z	Sulfates (SO4)	Spectrophotométrie (UV/VIS) [Spectrophotométrie visible automatisée] - NF ISO 15923-1	5	20%	mg/l	
LS204	Calcium (Ca) dissous	ICP/AES - NF EN ISO 11885	1	30%	mg/l	
LS206	Magnésium (Mg) dissous		0.01	30%	mg/l	
LS207	Potassium (K) dissous		0.1	40%	mg/l	
LS208	Sodium (Na) dissous		0.05	35%	mg/l	
LSRDB	Classe d'agressivité selon NF EN 206	Calcul - Calcul				

Sol

Code	Analyse	Principe et référence de la méthode	LQI	Incertitude à la LQ	Unité	Prestation réalisée sur le site de :
EM00B	Sulfates solubles dans l'acide (SO4) - Agressivité sur béton Sulfate dans l'acide (SO4) Agressivité Béton Classe d'agressivité selon NF EN 206	Gravimétrie - NF EN 196-2 - NF EN 206	100		mg/kg	Prestation soustraite à Eurofins Analyses Des Matériaux Et Combustibles Fr

Eurofins Analyses pour l'Environnement - Site de Saverne
5, rue d'Oterswiller - 67700 Saverne
Tél 03 88 911 911 - fax 03 88 916 531 - site web : www.eurofins.fr/env
SAS au capital de 1 632 800 € - APE 7120B - RCS SAVERNE 422 998 971

Annexe de traçabilité des échantillons

Cette traçabilité recense les flaconnages des échantillons scannés dans EOL sur le terrain avant envoi au laboratoire

Dossier N° : 24E062309

N° de rapport d'analyse : AR-24-LK-094067-01

Emetteur :

Commande EOL : 006-10514-1135472

Nom projet : N° Projet : FLUP2018005702
FONDASOL

Référence commande : PO.CEFI.24.0553
PO.CEFI.24.0553

Nom Commande : PR.MSGT.24.0038 CENTRE NAUTIQUE MUTZIG

Eau souterraine

N° Ech	Référence Client	Date & Heure Prélèvement	Date de Réception Physique (1)	Date de Réception Technique (2)	Code-Barre	Nom Flacon
001	PZ SUR SP3		05/04/2024	05/04/2024		

Sol

N° Ech	Référence Client	Date & Heure Prélèvement	Date de Réception Physique (1)	Date de Réception Technique (2)	Code-Barre	Nom Flacon
002	SP 1 (0.05 - 1.20 m)		05/04/2024	05/04/2024		
003	SP 1 (1.20 - 1.90 m)		05/04/2024	05/04/2024		
004	SD 2 (0.00 - 2.30 m)		05/04/2024	05/04/2024		

(1) : Date à laquelle l'échantillon a été réceptionné au laboratoire.

Lorsque l'information n'a pas pu être récupérée, cela est signalé par la mention N/A (non applicable).

(2) : Date à laquelle le laboratoire disposait de toutes les informations nécessaires pour finaliser l'enregistrement de l'échantillon.

5. DONNEES D'ENTREE ET RESULTATS TALREN

Données du projet

Numéro d'affaire : PR.MSGT.24.0038

Titre du calcul : Stabilité talus

Lieu : MUTZIG (67)

Commentaires : N/A

Système d'unités : kN, kPa, kN/m³

γw : 10.0

Couches de sol

	Nom	Couleur	γ	φ	c	Δc	qs,clou	pmax	ks×B	Anisotropie	Favorable	Coefficients de sécurité spécif
1	Remblais et sols intermédiaires limono-argileux		19,0	27,00	2,0	0,0	-	-	-	Non	Non	Non
2	Substratum gréseux altéré		20,0	30,00	5,0	0,0	-	-	-	Non	Non	Non
3	Substratum gréseux		21,0	30,00	15,0	0,0	-	-	-	Non	Non	Non

Couches de sol (cont.)

	Nom	Couleur	Γγ	Γc	Γtan(φ)	Type de cohésion	Courbe	Écoulement dans le sol	kh	kv
1	Remblais et sols intermédiaires limono-argileux		-	-	-	Effective	Linéaire	Non	-	-
2	Substratum gréseux altéré		-	-	-	Effective	Linéaire	Non	-	-
3	Substratum gréseux		-	-	-	Effective	Linéaire	Non	-	-

Points

X			Y			X			Y			X			Y			X			Y			X			Y		
1	0,000	184,000	2	14,620	184,000	3	18,000	181,750	4	19,000	181,750	5	22,675	179,300	6	40,000	179,300												
7	0,000	181,000	10	0,000	178,700	11	40,000	178,700	13	20,125	181,000																		

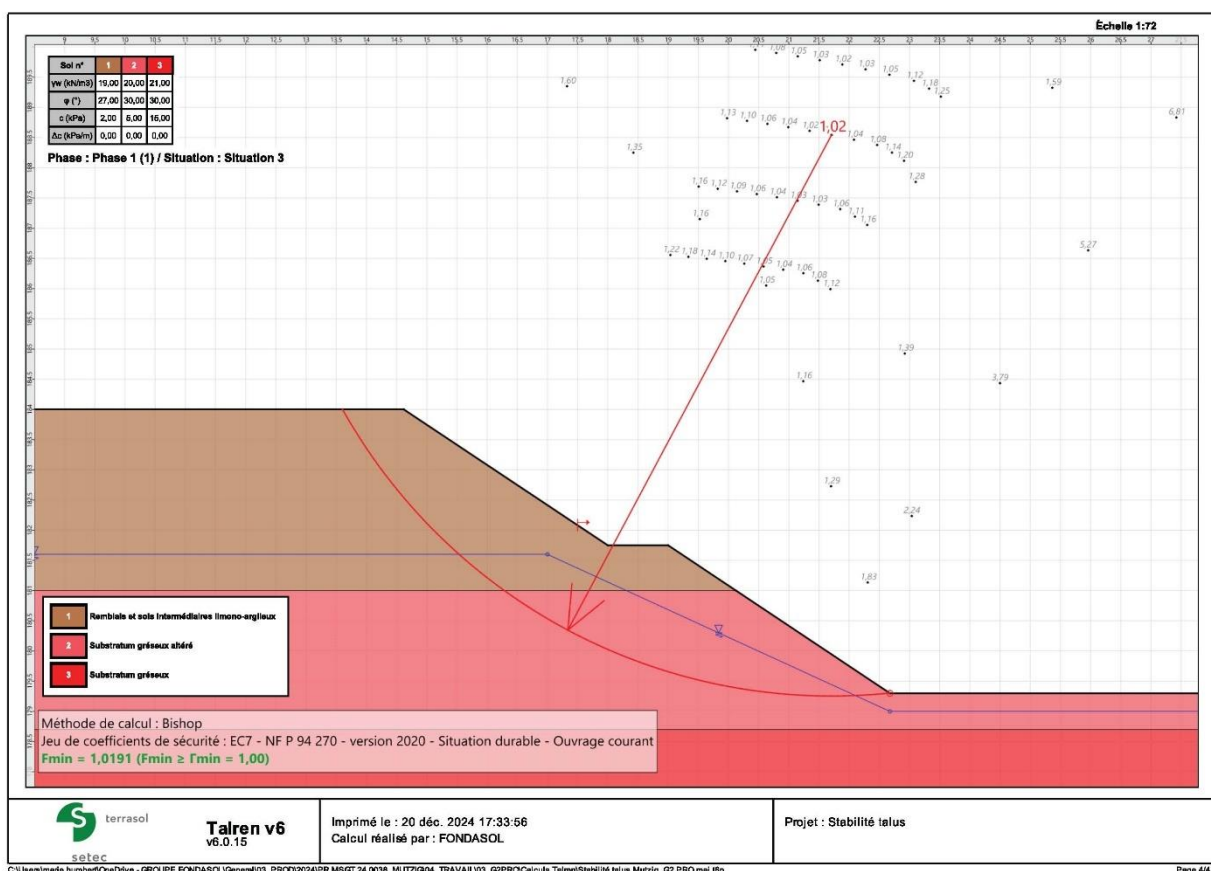
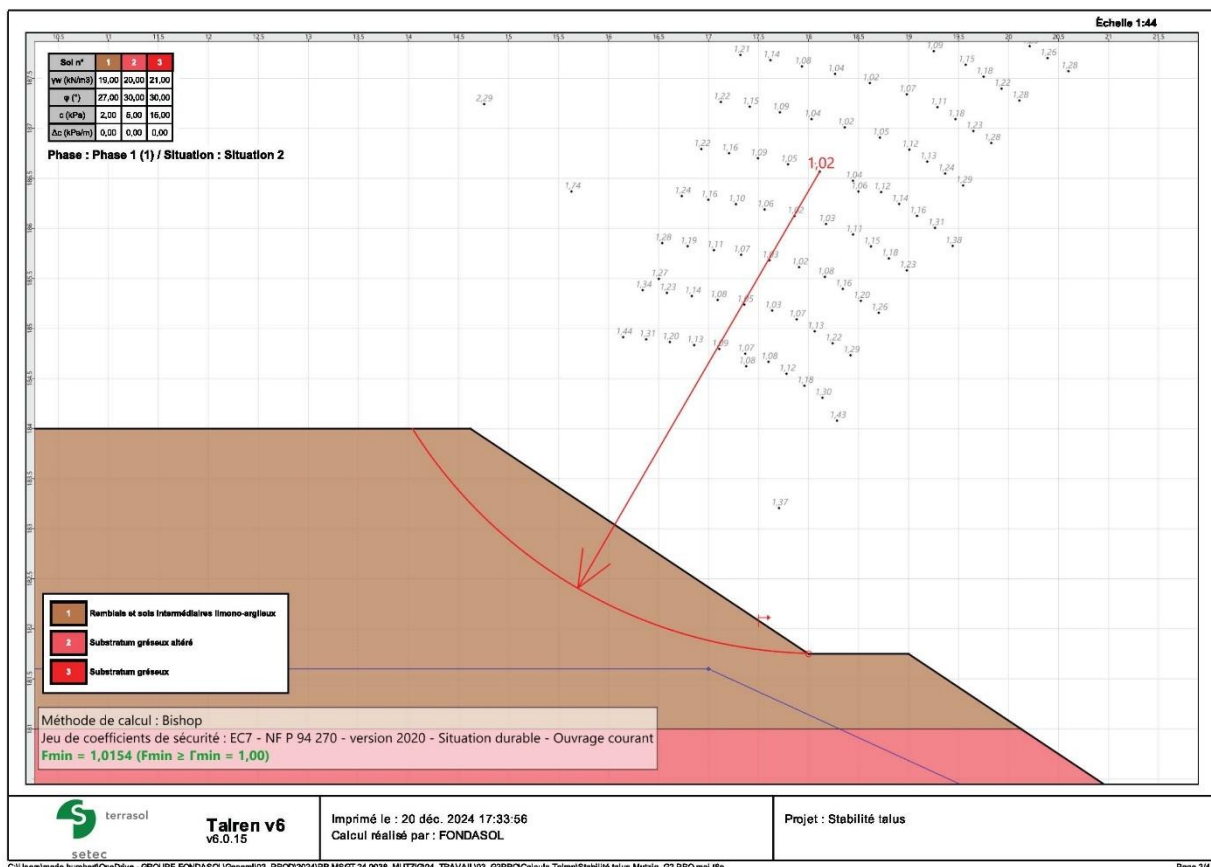
Segments

Point 1	Point 2	Point 1	Point 2	Point 1	Point 2	Point 1	Point 2	Point 1	Point 2	Point 1	Point 2	Point 1	Point 2
1	1	2	2	2	3	3	3	4	5	5	6	10	10
11	11	11	12	12	7	13	13	13	13	4			



Talren v6
v6.0.15

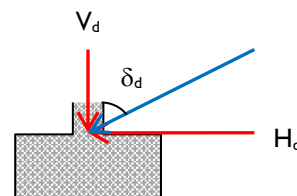
Imprimé le : 20 déc. 2024 17:33:56
Calcul réalisé par : FONDASOL
Projet : Stabilité talus



6. JUSTIFICATION DES FONDATIONS SEMI-PROFONDES

Calcul de la stabilité des fondations superficielles à semi-profondes

Dans le cadre de l'étude de stabilité, il convient de vérifier les fondations au glissement (1) aux ELU, à l'excentricité (2) et à la portance du sol (3) aux ELU et aux ELS, selon les formules de vérification ci-dessous.



L'ensemble de ces vérifications seront nécessairement à réaliser sur l'ensemble des fondations du projet au plus tard en phase d'étude d'exécution G3 par le BET Structure avec les descentes de charges effectives agissant sur chaque fondation (y compris les sollicitations sous séisme).

Nous rappellerons ci-après les dispositions à vérifier.

- **Stabilité d'une fondation au glissement plan**

On vérifie selon l'art. 10 de la NF P 94-261 :

$$H_d \leq R_d = \frac{V_d \times \tan \varphi'}{1.21}$$

Avec :

H_d, V_d : Composante de calcul horizontale et verticale de l'effort appliqué à la fondation ;
 R_d : Résistance au glissement de la fondation + résistance frontale ou tangentielle ;
 φ' : Angle de frottement interne du sol à la base du massif.

- **Limitation d'excentrement**

On vérifie selon l'art. 9.5 et 13.3 de la NF P 94-261 :

Pour des semelles filantes de largeur B ou des massifs de dimension B x L :

$$\begin{aligned} \left(1 - \frac{2e_B}{B}\right) \left(1 - \frac{2e_L}{L}\right) &\geq \frac{2}{3} \quad (\text{ELS quasi permanent et fréquent}) \\ \left(1 - \frac{2e_B}{B}\right) \left(1 - \frac{2e_L}{L}\right) &\geq \frac{1}{2} \quad (\text{ELS caractéristique}) \\ \left(1 - \frac{2e_B}{B}\right) \left(1 - \frac{2e_L}{L}\right) &\geq \frac{1}{15} \quad (\text{ELU situation durables et transitoires}) \end{aligned}$$

Avec :

B : Largeur du massif
L : Longueur du massif

Pour une semelle circulaire de diamètre B :

$$\begin{aligned} \left(1 - \frac{2e_B}{B}\right) &\geq \frac{3}{4} \quad (\text{ELS quasi permanent et fréquent}) \\ \left(1 - \frac{2e_B}{B}\right) &\geq \frac{9}{16} \quad (\text{ELS caractéristique}) \\ \left(1 - \frac{2e_B}{B}\right) &\geq \frac{3}{40} \quad (\text{ELU situation durables et transitoires}) \end{aligned}$$

- Vérification de la portance

La vérification de la portance en statique consiste à comparer la contrainte effective de la fondation superficielle en prenant en compte la surface effective selon MEYERHOFF (annexe Q de la NF P94-261) ainsi que la contrainte admissible correspondant à un chargement d'inclinaison δ_d (annexe D de la NF P94-261). Cette disposition conduit à une réduction de la surface « utile » du massif et donc à l'augmentation de la contrainte transmise par le massif au sol.

Justification des fondations sous sollicitation sismique

Conformément aux calculs à l'état limite ultime, les fondations doivent être vérifiées sous séisme afin d'éviter la rupture par glissement et la rupture par perte de capacité portante (NF EN 1998-5).

- Justification des fondations sous sollicitations sismique

La vérification de la portance sous sollicitation sismique s'effectue par vérification de l'équation donnée par l'annexe informative F de l'Eurocode 8 partie 5 :

F.1 Expression générale. La stabilité par rapport à une rupture par perte de capacité portante sismique d'une semelle superficielle reposant sur la surface d'un sol homogène peut être vérifiée au moyen de l'expression suivante, qui relie la résistance du sol, les effets de l'action sismique de calcul (N_{Ed} , V_{Ed} , M_{Ed}) au niveau des fondations et les forces d'inertie dans le sol :

$$\frac{(1 - e\bar{F})^{c_T} (\beta \bar{V})^{c_V}}{(\bar{N})^a \left[(1 - m\bar{F}^k)^{k'} - \bar{N} \right]^b} + \frac{(1 - f\bar{F})^{c'_M} (\gamma \bar{M})^{c_M}}{(\bar{N})^c \left[(1 - m\bar{F}^k)^{k'} - \bar{N} \right]^d} - 1 \leq 0 \quad \dots (F.1)$$

où :

$$\bar{N} = \frac{\gamma_{Rd} N_{Ed}}{N_{max}} \quad , \quad \bar{V} = \frac{\gamma_{Rd} V_{Ed}}{N_{max}} \quad , \quad \bar{M} = \frac{\gamma_{Rd} M_{Ed}}{B N_{max}} \quad \dots (F.2)$$

N_{max} est la capacité portante ultime de la fondation sous charge verticale centrée, définie en F.2 et F.3 ;

B est la largeur de la fondation ;

$\bar{F}$ est la force d'inertie du sol, sans dimension, définie en F.2 et F.3 ;

γ_{Rd} est le coefficient partiel de modèle (les valeurs de ce paramètre sont données en F.6).

$a, b, c, d, e, f, m, k, k', c_T, c_M, c'_M, \beta, \gamma$ sont des paramètres numériques dépendant du type de sol, définis en F.4.

- Glissement sous sollicitations sismique

Les principes de vérification du non-glissement sous séisme sont équivalents aux ceux utilisés pour des charges statiques. Conformément à l'Eurocode 7, ils consistent en la vérification de l'équation :

$$V_{ed} \leq F_{R;d} + E_{p;d}$$

Avec :

- V_{ed} : Valeur de calcul de l'effort tranchant horizontal ;
 $F_{R;d}$: Valeur de calcul de la force de frottement résistante entre la base horizontale de la semelle et le sol ;
 $E_{p;d}$: Résistance sur la face latérale de la semelle due à la butée des terres (bornée à 30% de la butée passive totale mobilisable avant rupture du sol).

Les conditions de mise en œuvre requises pour mobiliser les efforts de butée restant incertaines à ce stade de l'étude, nous préconisons de les négliger en 1^{ère} approche.

Par ailleurs, pour un massif posé sur un gros béton, il convient également de vérifier la stabilité de l'interface gros béton/semelle.

Pour un ancrage hors nappe, la force de frottement résistant sous séisme s'évalue de la manière suivante :

$$F_{R;d} = N_{ed} \frac{\tan \delta}{\gamma_M}$$

Avec :

- N_{ed} : Valeur de calcul de l'effort normal sur la base horizontale ;
 δ : Angle de frottement de l'interface sol-structure ;
 γ_M : Coefficient partiel égal à 1.25.

Données d'entrée et résultats d'un calcul type – Bloc 4, appui n°16

Données

Titre du projet : MUTZIG

Numéro d'affaire : PR.MSGT.24.0038

Commentaires : N/A

Titre du calcul : Blocs 5 et 6 - Appui n°16 (Fondation n°1)

Cote de référence (m) : 183,70

Pas du calcul (m) : 0,10

poids propre : 24,00

Nb d'incréments : 20

Nb d'itérations par incrément : 100

Prise en compte d'une dégradation à proximité de la surface : Non

Loi de mobilisation de la réaction frontale p-y

N°	Nom	Couleur	Zbase	kt1	pt1	kt2	pt2	Beq
1	Recouvrement		182,00	3,73E04	375,00	1,87E04	600,00	0,90
2	Substratum gréseux altéré		181,70	2,99E05	1250,00	1,49E05	2000,00	0,90

Loi de mobilisation de la réaction tangentielle

N°	Nom	Couleur	Zbase	kt1	pt1	kt2	pt2	Peq
1	Recouvrement		182,00	0,00E00	0,00	0,00E00	0,00	0,00
2	Substratum gréseux altéré		181,70	0,00E00	0,00	0,00E00	0,00	0,00

Cas de charge multiples en tête

N°	V	T	M
1	155,00	204,00	0,00
2	238,00	100,00	0,00

Conditions à la base

Forme de la base : Circulaire

Diamètre B (m) : 0,90

Raideur kv (kN/m3) : 375000,00

Valeur limite qmax (kPa) : 1000,00

Raideur kh (kN/m3) : 0,00

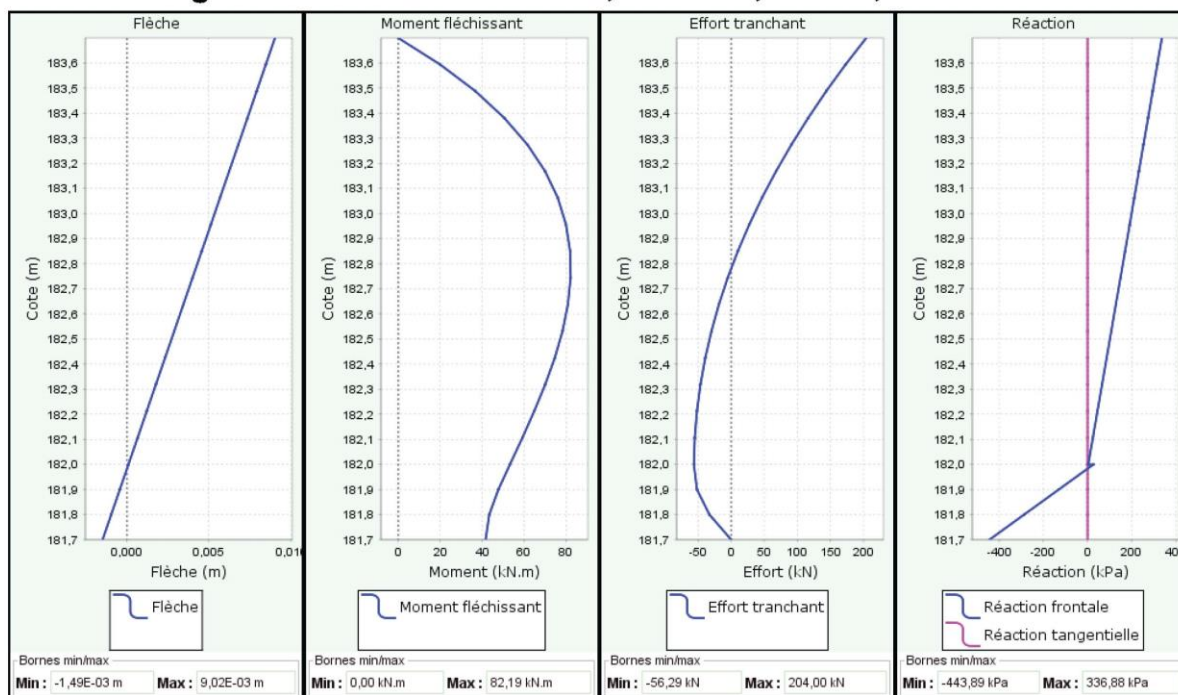
Rugosité limite δmax (°) : 0,00

FoXta v4
v4.1.12Imprimé le : 18/12/2024 - 18:46:24
Calcul réalisé par : FONDASOLProjet : Radiers - Mutzig
Module : Semiprof (Pieu 1/5)
Titre du calcul : Blocs 5 et 6 - Appui n°16

C:\Users\marie.humbert\OneDrive - GROUPE FONDASOL\Documents\PROJETS\2024\PR.MSGT.24.0038 - MUTZIG\G04 - TRAVAIL\G2-PRO\Calculs\Foxta\Radiers - Mutzig.kfp

Page 1/2

Cas de chargement en tête n°1 - V=155,00 T=204,00 M=0,00

FoXta v4
v4.1.12Imprimé le : 18/12/2024 - 18:46:24
Calcul réalisé par : FONDASOLProjet : Radiers - Mutzig
Module : Semiprof (Pieu 1/5)
Titre du calcul : Blocs 5 et 6 - Appui n°16

C:\Users\marie.humbert\OneDrive - GROUPE FONDASOL\Documents\PROJETS\2024\PR.MSGT.24.0038 - MUTZIG\G04 - TRAVAIL\G2-PRO\Calculs\Foxta\Radiers - Mutzig.kfp

Page 2/2

CALCUL DES FONDATIONS SUPERFICIELLES (EC7)

CARACTÉRISTIQUES DE LA FONDATION

DIAMÈTRE DE LA FONDATION

B = 1,10 m

LONGUEUR DE LA FONDATION

L = m

COTE DE L'ASSISE DE LA FONDATION

z_{assise} = 180,70 m

HAUTEUR DU BÉTON AU-DESSUS DE LA FONDATION

h_{béton} = m

HAUTEUR DU SOL AU-DESSUS DE LA FONDATION

h_{sol} = m

POIDS VOLUMIQUE
DU BÉTON DE LA
FONDATION
kN/m³
γ_{béton}

POIDS VOL. DÉJALGÉ
DU BÉTON DE LA
FONDATION
kN/m³
γ'_{béton}

POIDS VOLUMIQUE
DU SOL AU-DESSUS
DE LA FONDATION
kN/m³
γ_{sol}

POIDS VOL. DÉJALGÉ
DU SOL AU-DESSUS
DE LA FONDATION
kN/m³
γ'_{sol}

CAS DE CHARGE

CAS DE CHARGES	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
MÉTHODE DE CALCUL	Pressio	Pressio	Pressio	-	-	-	-	-	-	-
ÉTAT LIMITE	EL5qp	EL5car	ELUfond	-	-	-	-	-	-	-
ACTION PERMANENTE (G) À L'EL.U FONDAMENTAL	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
COMPOSANTE VERTICALE DU CHARGEMENT (kN)	V_c =	403	427	585	-	-	-	-	-	-
POIDS PROPRE DE LA SEMELLE RETENU (kN)	R_w =	0	0	0	-	-	-	-	-	-
COMPOSANTE VERTICALE TOTALE DU CHARGEMENT (kN)	V_d =	403	427	585	-	-	-	-	-	-
COMPOSANTE HORIZONTALE DU CHARGEMENT SELON x (kN)	H_{x,d} =	36	42	59	-	-	-	-	-	-
COMPOSANTE HORIZONTALE DU CHARGEMENT SELON y (kN)	H_{y,d} =	40	42	58	-	-	-	-	-	-
COMPOSANTE HORIZONTALE DU CHARGEMENT (kN)	H_d =	54	59	83	-	-	-	-	-	-
INCLINAISON DE LA RÉSULTANTE (°)	δ_d =	8	8	8	-	-	-	-	-	-
MOMENT (kNm)	M_d =	-	-	-	-	-	-	-	-	-
EXCENTRICITÉ SELON y (m)	e_y =	0,00	0,00	0,00	-	-	-	-	-	-

MODÈLE GÉOTECHNIQUE

COTE DU TERRAIN À L'ÉTAT FINAL **z_{terrain} = 184,00 m** COTE DE LA NAPPE **z_{eau} = 182,00 m**

			MÉTHODE PRESSIOMÉTRIQUE		
3 COUCHES	z _{base} m	Sol	P _{lim} [®] MPa	E _m MPa	α
Recouvrement sableux à Ilmoneux	181,00	2	0,60	5,00	0,50
Substratum gréseux altéré	178,70	4	2,00	40,00	0,50
Substratum gréseux	170,00	4	4,00	200,00	0,67

CARACTÉRISTIQUES DU SITE

CONTRAINTE EFFECTIVE VERTICALE INITIALE À LA BASE DE LA FONDATION **σ'_{v0} = MPa** PROXIMITÉ D'UN TALUS **Non**

CONTRAINTE TOTALE VERTICALE FINALE À LA BASE DE LA FONDATION **q₀ = MPa**

Conditions	γ _b kN/m³	γ' kN/m³	c' _{pk} kPa	φ' _{pk} °	δ _{gk} °	c _{gk} kPa
SOL AU-DESSUS DE LA FONDATION	drainées	21	11	30	30	-
SOL D'ASSISE, SOUS LA FONDATION	drainées	21	11	5	30	30

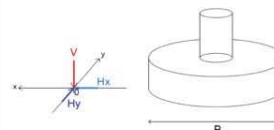
CONDITIONS DE VÉRIFICATION DU GLISSEMENT

MOBILISATION DE LA RÉACTION FRONTALE (R_{front}) **Non** MOBILISATION DE LA RÉACTION TANGENTIELLE (R_{tang}) **Non**

PORTANCE

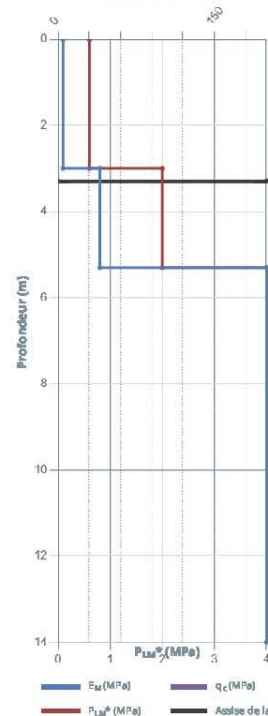
CAS DE CHARGE	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
MÉTHODE DE CALCUL	Pressio	Pressio	Pressio	-	-	-	-	-	-	-
ÉTAT LIMITE	EL5qp	EL5car	ELUfond	-	-	-	-	-	-	-
HAUTEUR D'ENCASTREMENT	D_e =	1,20	1,20	1,20	-	-	-	-	-	-

Positionnement des axes et charges

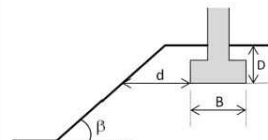
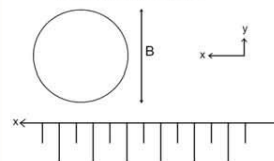


sens des flèches = efforts positifs

E_{ss} (MPa) et q_c (MPa)



Positionnement du talus



CAS DE CHARGE ÉQUIVALENTE RETENUE		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
FACTEUR DE PORTANCE PRESSIOMÉTRIQUE RETENU	$k_p =$	1,31	1,31	1,31	-	-	-	-	-	-	-
COEFFICIENT LIÉ À LA PRÉSENCE D'UN TALUS	$i_p =$	1,00	1,00	1,00	-	-	-	-	-	-	-
COEFFICIENT LIÉ À L'INCLINAISON DU CHARGEMENT	$i_g =$	0,80	0,79	0,79	-	-	-	-	-	-	-
COEFFICIENT RÉDUCTEUR GLOBAL	$i_{gp} =$	0,80	0,79	0,79	-	-	-	-	-	-	-
PRESSION LIMITE NETTE ÉQUIVALENTE (MPa)	$P_{le} =$	2,00									
CONTRAINTES ASSOCIÉE À LA RÉSISTANCE DU TERRAIN (MPa)	$\sigma_{Rd} =$	0,759	0,750	1,232	-	-	-	-	-	-	-
RÉSISTANCE NETTE DU TERRAIN (kN)	$R_{vd} =$	722	713	1171	-	-	-	-	-	-	-
VÉRIFICATION DE LA PORTANCE DU SOL : $V_d - R_{sd} \leq R_{vd}$		✓	✓	✓	-	-	-	-	-	-	-

RENVERSEMENT

CAS DE CHARGE		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
ÉTAT LIMITE		ELSqp	ELScar	ELUfond	-	-	-	-	-	-	-
VÉRIFICATION DU RENVERSEMENT : $(1 - 2e_g / B) \geq$ CRITÈRE		✓	✓	✓	-	-	-	-	-	-	-

GLISSEMENT

CAS DE CHARGE		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
ÉTAT LIMITE		ELSqp	ELScar	ELUfond	-	-	-	-	-	-	-
VÉRIFICATION DU GLISSEMENT : $H_d \leq R_{Rcd} + R_{Rsd} = R_{Rzd} + R_{Rangssd} + R_{Rangssd}$ (kN)		-	-	✓	-	-	-	-	-	-	-

DÉTERMINATION DES TASSEMENTS

CAS DE CHARGE		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
TASSEMENTS TOTAUX (mm)	$s =$	2	2	-	-	-	-	-	-	-	-

CALCUL DES FONDATIONS SUPERFICIELLES (EC7)

CARACTÉRISTIQUES DE LA FONDATION

LARGEUR DE LA FONDATION

 $B = 1.00 \text{ m}$

LONGUEUR DE LA FONDATION

 $L = 1.00 \text{ m}$

CÔTE DE L'ASSISE DE LA FONDATION

$$z_{\text{andree}} = 180,70 \text{ m}$$

HAUTEUR DU BÉTON AU-DESSUS DE LA FONDATION

$$h_{\text{bottom}} = 2,00 \text{ m}$$

HAUTEUR DU SOL AU-DESSUS DE LA FONDATION

$$h_{\text{sol}} = m$$

POIDS VOLUMIQUE DU BÉTON DE LA FONDATION $\gamma_{\text{béton}}$	POIDS VOL. DÉJAÛÉ DU BÉTON DE LA FONDATION $\gamma'_{\text{béton}}$	POIDS VOLUMIQUE DU SOL AU-DESSUS DE LA FONDATION γ_{sol}	POIDS VOL. DÉJAÛÉ DU SOL AU-DESSUS DE LA FONDATION γ'_{sol}
25	15	15	5

CAS DE CHARGE

[illegible]

MODÈLE GÉOTECHNIQUE

COTE DU TERRAIN A L'ETAT FINAL $z_{TN\ final} = 184,00\ m$ COTE DE LA NAPPE $z_{eau} = 182,00\ m$

3 COUCHES	Z _{base} m	Sol -
 Recouvrement sableux à limoneux	181,00	2
 Substratum gréseux altéré	178,70	4
 Substratum gréseux	170,00	4

CARACTÉRISTIQUES DU SITE

CONTRAINTE EFFECTIVE VERTICALE INITIALE À LA BASE DE LA FONDATION σ'_{v0} = MPa PROXIMITÉ D'UN TALLUS Non

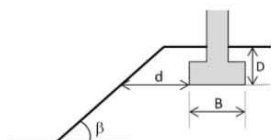
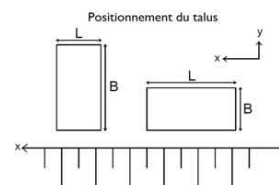
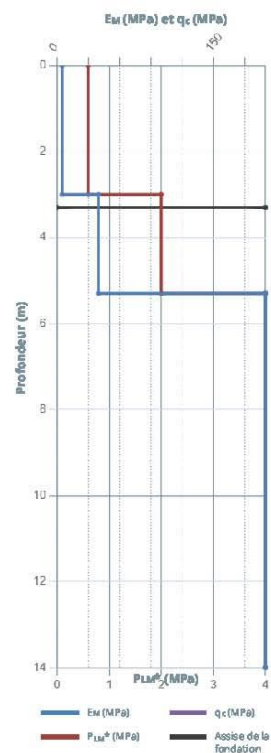
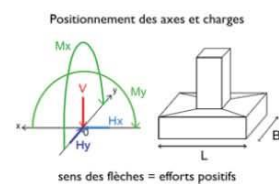
CONTRAINTE TOTALE VERTICALE FINALE À LA BASE DE LA FONDATION $q_0 =$ MPa

	Conditions	γ_h kN/m ³	γ kN/m ³	C_k kPa	Φ_k	δ_{gk}	C_{dgt} kPa
SOL AU-DESSUS DE LA FONDATION	drainées	21	11		30	30	-
SOL D'ASSISE, SOUS LA FONDATION	drainées	21	11	5	30	30	-

CONDITIONS DE VÉRIFICATION DU GLISSEMENT

Données manquantes

PORTANCE

[illegible]

CAS DE CHARGE		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
HAUTEUR D'ENCASTREMENT ÉQUIVALENTE RETENUE	$D_e =$	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
COEFFICIENT LIÉ À LA PRÉSENCE D'UN TALUS	$I_p =$	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
COEFFICIENT LIÉ À L'INCLINAISON DU CHARGEMENT	$I_g =$	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
COEFFICIENT RÉDUCTEUR GLOBAL	$I_{gp} =$	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
CONTRAINTE ASSOCIÉE À LA RÉSISTANCE DU TERRAIN (MPa)	$\sigma_{Rd} =$	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
RÉSISTANCE NETTE DU TERRAIN (kN)	$R_{vd} =$	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
VÉRIFICATION DE LA PORTANCE DU SOL : $V_d - R_d \leq R_{vd}$		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

RENVERSEMENT

CAS DE CHARGE		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
ÉTAT LIMITE		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
VÉRIFICATION DU RENVERSEMENT : $(1 - 2e_d / B)(1 - 2e_d / l) \geq$ CRITÈRE		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

GLISSEMENT

CAS DE CHARGE		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
ÉTAT LIMITE		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
VÉRIFICATION DU GLISSEMENT : $H_d \leq R_{red} + R_{gsd} = R_{red} + R_{anggsd} + R_{franggsd}$ (kN)		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

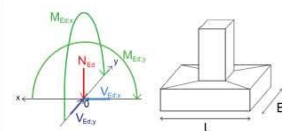
DÉTERMINATION DES TASSEMENTS

CAS DE CHARGE		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
TASSEMENTS TOTALS (mm)	$s =$	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

CALCUL DES FONDATIONS SUPERFICIELLES SOUS SÉISME (EC8)

CAS DE CHARGES SISMQUES

CAS DE CHARGES	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
MTHODE DE CALCUL	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
ÉTAT LIMITE	ELUsis	ELUsis	-	-	-	-	-	-	-	-
COMPOSANTE VERTICALE DU CHARGEMENT (kN)	$N_{ec} =$	88	390	-	-	-	-	-	-	-
POIDS PROPRE DE LA SEMELLE RETENU (kN)	$R_w =$	37	37	-	-	-	-	-	-	-
COMPOSANTE VERTICALE DU CHARGEMENT $N_{ec} + R_w$ (kN)	$N_{ed} =$	125	417	-	-	-	-	-	-	-
COMPOSANTE HORIZONTALE DU CHARGEMENT SELON X (kN)	$V_{edix} =$	-	-	-	-	-	-	-	-	-
COMPOSANTE HORIZONTALE DU CHARGEMENT SELON Y (kN)	$V_{edy} =$	-	-	-	-	-	-	-	-	-
MOMENT SELON X (kN.m)	$M_{edix} =$	38	62	-	-	-	-	-	-	-
MOMENT SELON Y (kN.m)	$M_{edy} =$	-	-	-	-	-	-	-	-	-
EXCENTRICITÉ DE LA CHARGE SELON X (m)	$e_x =$	0,00	0,00	-	-	-	-	-	-	-
EXCENTRICITÉ DE LA CHARGE SELON Y (m)	$e_y =$	0,30	0,15	-	-	-	-	-	-	-



CARACTÉRISTIQUES DES SOLS EN PLACE

NATURE DES SOLS EN PRÉSENCE : Sols frottants

INSÉRER VALEURS SITE	Conditions	γ_h kN/m³	γ'_h kN/m³	C'_k kPa	ϕ'_k	δ_{sk}	C_{skk} kPa
SOL AU-DESSUS DE LA FONDATION	drainées	21	11	-	-	-	-
SOL D'ASSISE, SOUS LA FONDATION	drainées	21	11	-	30	30	-

CARACTÉRISTIQUES SISMQUES

NATURE DE SOL (EC8-5, ANNEXE F) AU NIVEAU DE L'ASSISE

Sable moyennement dense à dense

CLASSE DE SOL

A

ZONE DE SISMICITÉ

3

CATÉGORIE D'IMPORTANCE DE L'OUVRAGE

III

ACCÉLÉRATION MAXIMALE DE RÉFÉRENCE D'UN SOL DE CLASSE A

$a_g = 1,10 \text{ m/s}^2$

COEFFICIENT D'IMPORTANCE

$\gamma_I = 1,2$

VALEUR DE CALCUL DE L'ACCÉLÉRATION HORIZONTALE RETENUE

$a_{g\text{retenue}} = 1,32$

VALEUR DE CALCUL DE L'ACCÉLÉRATION VERTICALE RETENUE

$a_{vg\text{retenue}} = 1,19$

PARAMÈTRE DE SOL

$s = 1,00$

CAPACITÉ PORTANTE ULTIME DE LA FONDATION

CAS DE CHARGE	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
CAPACITÉ PORTANTE ULTIME DE LA FONDATION (kN)	$N_{max} =$	1600	1600	-	-	-	-	-	-	-

PARAMÈTRES DE CALCUL

ANGLE DE FROTTEMENT PONDÉRÉ

$\phi_d = 25^\circ$

FORCE D'INERTIE DU SOL

$\bar{F} = 0,300$

VÉRIFICATION DE LA PORTANCE (D'APRÈS ANNEXE F EN 1998-5)

Vérification 1: $0 < \bar{N} \leq (1 - 0,96\bar{F})^{0,39}$

CAS DE CHARGES	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
VÉRIFICATION N°1	OK	OK	-	-	-	-	-	-	-	-

Vérification 2: $\frac{(1 - 0,41\bar{F})^{1,14}(2,9\bar{V})^{1,14}}{(\bar{N})^{0,92}[(1 - 0,96\bar{F})^{0,39} - \bar{N}]^{1,25}} + \frac{(1 - 0,32\bar{F})^{1,01}(2,8\bar{M})^{1,01}}{(\bar{N})^{0,92}[(1 - 0,96\bar{F})^{0,39} - \bar{N}]^{1,25}} - 1 \leq 0$

CAS DE CHARGES	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
VÉRIFICATION N°2 SELON x (LONGUEUR L)	OK	OK	-	-	-	-	-	-	-	-
VÉRIFICATION N°2 SELON y (LARGEUR B)	OK	OK	-	-	-	-	-	-	-	-

VÉRIFICATION DU GLISSEMENT (D'APRÈS 9.5.4.11 EN 1998-5)

MOBILISATION DE LA RÉACTION FRONTALE DU SOL (BUTÉE) Non

CAS DE CHARGES	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
VÉRIFICATION DU GLISSEMENT: $V_{ed} \leq F_{red} + E_{pat}$	OK	OK	-	-	-	-	-	-	-	-

7. DONNEES D'ENTREE ET RESULTATS TASPLAQ

Données

Titre du projet : MUTZIG

Numéro d'affaire : PR.MSGT.24.0038

Commentaires : N/A

Titre du calcul : Blocs 4-5-6 (Plaque n°2)

Dimension du projet : 3D

Seuil de décollement (kPa) : 5

Seuil de plastification (kPa) : 1000

Décollement/plastification automatique : Non

Définition des couches de sol

N°	Nom	Couleur	Zbase	Esol	v	Pente-x	Pente-y
1	Terrains de recouvrement		181,00	1,00E04	0,30	0,000	0,000
2	Substratum altéré		178,70	8,00E04	0,30	0,000	0,000
3	Substratum sain		175,70	3,00E05	0,30	0,000	0,000

Poids volumique du sol au dessus de la base de la plaque (kN/m3) : 0,00

Plaque - Rectangle

N°	E	v	a	zbase	X	Y	B	L	θ
1	1,00E07	0,20	0,35	181,75	0,00	0,00	35,60	34,40	0,0
2	1,00E07	0,20	0,35	182,05	35,60	0,00	22,30	10,00	0,0
3	1,00E07	0,20	0,50	179,60	35,60	10,00	22,30	19,50	0,0

Surcharge répartie - Polygone

N°	Q	n	S
1	60,00	8	302,17

Surcharge répartie - Rectangle

N°	Q	X	Y	B	L	θ
1	45,00	2,60	0,00	29,10	4,00	0,0
2	30,00	2,60	4,00	29,10	27,70	0,0
3	80,00	35,60	0,00	22,30	10,00	0,0
4	100,00	35,60	10,00	22,30	11,00	0,0
5	80,00	35,60	21,00	22,30	8,50	0,0

Pas maximal (m) : 2,23

Utiliser un maillage rectangulaire si possible : Oui

Lisser les moments dans les coupes de résultats : Non



FoXta v4
v4.1.12

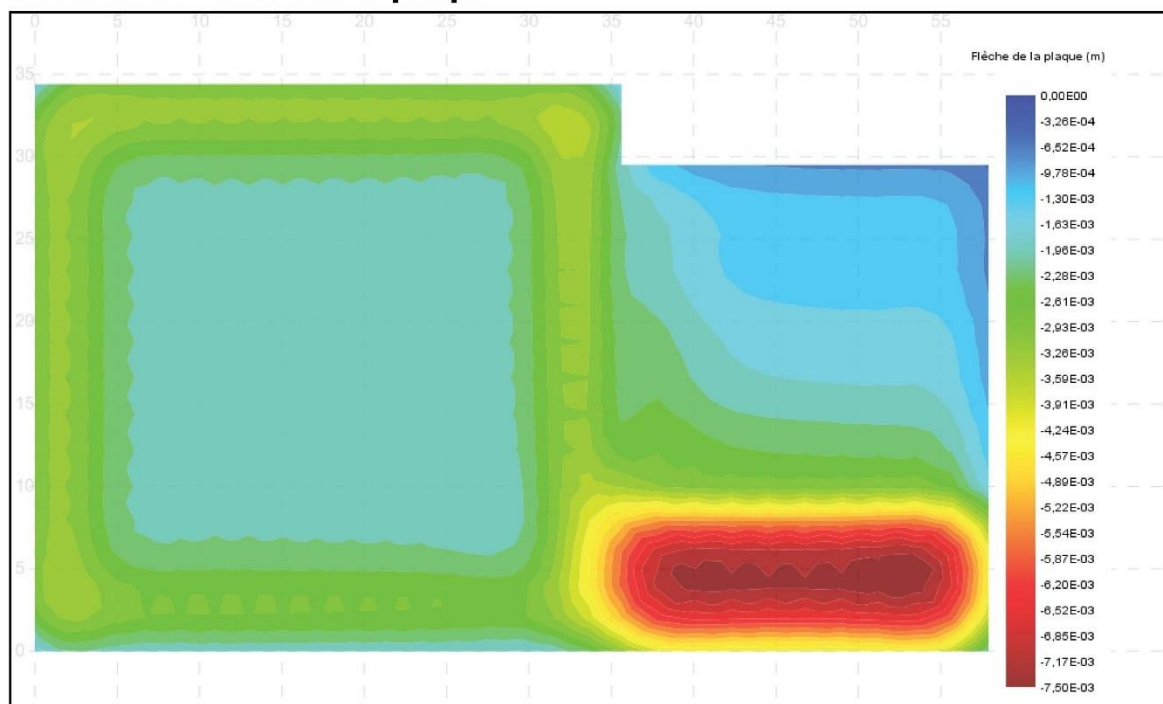
Imprimé le : 18/12/2024 - 22:34:05
Calcul réalisé par : FONDASOL

Projet : Radiers - Mutzig
Module : Tasplaq (Plaque 2/2)
Titre du calcul : Blocs 4-5-6

C:\Users\Yvan\OneDrive - GROUPE FONDASOL\Documents\PROJETS\2024\PR.MSGT.24.0038_MUTZIG\04_TRAVAIL\03_G2PRO\Calculs\Foxta\Radiers - Mutzig.kfp

Page 1/2

Isovaleurs / Flèche de la plaque



FoXta v4
v4.1.12

Imprimé le : 18/12/2024 - 22:34:05
Calcul réalisé par : FONDASOL

Projet : Radiers - Mutzig
Module : Tasplaq (Plaque 2/2)
Titre du calcul : Blocs4-5-6

C:\Users\marie.jumbert\OneDrive - GROUPE FONDASOL\Documents\PROJETS\2024\PR.MSGT.24.0038 - MUTZIG\04 - TRAVAIL\03 - G2\PRO\Calculs\Foxta\Radiers - Mutzig.fxp

Page 2/2



www.groupefondasol.com

AGENCE DE STRASBOURG - MONTBELIARD

BP 28060

67038 – STRASBOURG CEDEX

☎ 03.88.76.00.36

530 avenue René Jacot

25460 ETUPES

☎ 03.81.91.77.92