



Projet London Bridge

Chemin de Bousberg, Bissen, Luxembourg

Projet n° DPI0.O.001
Rapport n° LGEN.O.326



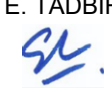
Rapport d'ingénierie géotechnique
Mission géotechnique (NF P94-500): G1 PGC – G2 AVP

Juin 2025



Division Ingénierie Géotechnique



<p><i>Bryden Wood</i> 101 Euston Road, London NW1 2RA, United Kingdom</p>						
<p>PROJET LONDON BRIDGE</p> <p>Chemin de Bousberg, Bissen, Luxembourg</p> <p>Rapport d'ingénierie géotechnique</p> <p>Mission géotechnique (NF P 94-500) : G1-PGC – G2AVP</p>						
Projet no. DPI0.O.001				Rapport no. LGEN.O.326		
Version	Date	Rédacteur	Relecteur	Approbateur	Content	Observations
1	31/01/2025	T. RETAILLEAU	B. RICARD	E. TADBIR	140 pages	Version initiale (en anglais)
2	20/02/2025	T. RETAILLEAU	B. RICARD	E. TADBIR	158 pages	Version mise à jour (en anglais)
3	05/03/2025	T. RETAILLEAU	B. RICARD	E. TADBIR	169 pages	Version finale (en anglais)
FR	14/04/2025	T. RETAILLEAU	B. RICARD	E. TADBIR	172 pages	Traduction de la version 3 en français
FR	25/06/2025	T. RETAILLEAU 	B. RICARD 	E. TADBIR 	172 pages	Corrections de texte – demande Brydenwood 20/06/2025

A compter du paiement intégral de la mission, le client devient libre d'utiliser le rapport et de le diffuser à condition de respecter et de faire respecter les limites d'utilisation des résultats qui y figurent et notamment les conditions de validité et d'application du rapport.

Sommaire

1	Informations sur le projet.....	12
1.1	Mission	12
1.2	Contenu du rapport	13
1.3	Bibliographie.....	14
1.3.1	Normes et règlements	14
1.3.2	Documentation technique.....	14
1.3.3	Contexte géologique	15
1.3.4	Etudes antérieures	15
1.3.5	Project information	15
1.4	Informations sur le projet	16
1.4.1	Localisation générale	16
1.4.2	Description du projet.....	17
1.4.3	Acteurs du projet.....	18
2	Contexte du site	19
2.1	Topographie.....	19
2.2	Occupation du site	20
2.2.1	Occupation actuelle	20
2.2.2	Occupation historique.....	21
2.3	Avoisinants.....	22
2.4	Contextes géologique et hydrogéologique	26
2.4.1	Contexte géologique général.....	26
2.4.2	Contexte hydrogéologique.....	27
2.5	Contexte sismique.....	33
2.6	Risques naturels	34
2.6.1	Risque d'inondation	34
2.6.2	Retrait-gonflement des sols	34
2.6.3	Cavités naturelles et anthropiques.....	34
2.6.4	Mouvements de terrain	35
2.6.5	Commentaires relatifs au gypse	37
2.6.6	Exposition au radon	37
3	Synthèse des données disponibles	39
3.1	Investigations in situ	39
3.1.1	Campagne FUGRO (2018)	39
3.1.2	Campagne Ginger CEBTP (2024)	42
3.2	Essais en laboratoire	53
3.2.1	Campagne Fugro (2018).....	53
3.2.2	Campagne Ginger CEBTP (2024)	53

4 Synthèse des investigations géotechniques 56

4.1	Stratigraphie générale.....	56
4.2	Lithologie	56
4.2.1	Terre végétale	56
4.2.2	Subsoil	57
4.2.3	Dépôts pléistocènes.....	57
4.2.4	km3 – <i>Steinmergel</i> keuper (keuper à marnolites).....	57
4.2.5	km2s – Schilfsandstein (grès à roseaux)	61
4.2.6	km1 – Pseudomorphosen keuper	62
4.3	Propriétés mécaniques des terrains	66
4.3.1	Paramètres CPT	66
4.3.2	Paramètres pressiométriques	69
4.3.3	Paramètres de cisaillement.....	70
4.3.4	Compressibilité	71
4.4	Propriétés physiques des sols	74
4.4.1	Identification des sols	74
4.4.2	Sensibilité au gonflement	79
4.4.3	Conductivité thermique	81
4.5	Propriétés physiques des roches	83
4.6	Classe de sol au séisme	84
4.6.1	Définition normative	84
4.6.2	Caractérisation de la classe de sol au séisme du site	85
4.7	Agressivité chimique	87
4.7.1	Agressivité des sols	88
4.7.2	Agressivité des eaux souterraines	89
4.8	Distribution des horizons	90
4.9	Coupes géologiques et vues en écorché	96
4.9.1	Méthodologie	96
4.9.2	Ecorchés.....	97
4.9.3	Cross-sections	105

5 Synthèse des investigations hydrogéologiques..... 114

5.1	Niveaux d'eau	114
5.1.1	Piézomètres – relevés manuels	114
5.1.2	Piézomètres – Relevés automatiques.....	115
5.1.3	Venues d'eau	122
5.2	Perméabilité	123
5.3	Agressivité de l'eau souterraine.....	123

6 Synthèse géotechnique et orientations conceptuelles 124

6.1	Préambule	124
-----	-----------------	-----

6.2	Contexte du site	124
6.2.1	Topographie	124
6.2.2	Lithologie	124
6.2.3	Hydrogéologie	126
6.3	Projet	126
6.4	Paramètres géotechniques caractéristiques	126
6.5	Orientations conceptuelles – Terrassements	128
6.6	Orientations conceptuelles – Fondations	129
6.7	Gestion de l'eau	130
6.7.1	Dispositions générales	130
6.7.2	Protection des ouvrages vis-à-vis de l'eau – cheminements en gravier	131
6.7.3	Commentaires relatifs à l'infiltration de l'eau sur site	134
6.7.4	Commentaires sur la gestion de la végétation	135
6.7.5	Considérations relatives à la dessiccation	135
6.7.6	Considérations vis-à-vis du gel	135
7	Terrassements	136
7.1	Nature des terrassements	136
7.2	Informations additionnelles	136
7.3	Traficabilité des plateformes	136
7.3.1	Seuils indicatifs de traficabilité	136
7.3.2	Sols fins (top, sub, d, km3-b, km3-a, km1-c)	137
7.3.3	Pseudomorphosenkeuper (km1-b, km1-a)	137
7.3.4	Amélioration de la portance des plateformes durant les travaux	138
7.4	Terrassabilité des matériaux	138
7.5	Opportunité de réemploi des déblais	139
7.5.1	Terre végétale (top)	139
7.5.2	Subsoil (sub), argiles sableuses (km1-c), dépôts pléistocènes (d), Steinmergelkeuper (km3-b and km3-a)	140
7.5.3	km1-a, km1-b – Pseudomorphosen keuper: grès et sables gréseux	142
7.6	Coefficients de foisonnement et de contre-foisonnement	143
7.6.1	Définition	143
7.6.2	Valeurs proposées	143
7.7	Remblais	144
7.7.1	Considérations générales relatives à l'exécution des remblais	144
7.7.2	Préparation des plateformes	145
7.7.3	Remblais support de fondation	145
7.7.4	Remblais routiers	146
7.7.5	Couche de forme	147
7.7.6	Pentes des talus	148
7.8	Talus en déblais et mur de soutènement	149
7.8.1	Pente des talus définitifs	149
7.8.2	Zone sud (mur de soutènement)	150

7.8.3	Paramètres de calcul au sein du remblai à l'arrière des gabions.....	153
7.9	Etude d'aptitude au traitement.....	154
8	Fondations et dallages	155
8.1	Fondations.....	155
8.1.1	Mode de fondations envisageable	155
8.1.2	Descentes de charges.....	155
8.1.3	Horizons de fondation	155
8.1.4	Capacité portante et raideur des sols de fondation.....	156
8.1.5	Recommandations concernant l'exécution des fondations	161
8.2	Dallages	162
8.2.1	Recommandations générales	162
8.2.2	Modules de déformation sous dallage.....	163
8.2.3	Charges d'exploitation sur dallage	163
8.2.4	Raideur des sols sous dallage	163
8.3	Incidence du gonflement sur les structures	166
8.3.1	Objet et méthodologie	166
8.3.2	Estimation du soulèvement induit par le gonflement.....	167

Annexes

ANNEXE 1 – Notes générales sur les missions géotechniques (Extrait de la norme NF P 94-500)

ANNEXE 2 – Plan d'implantation des investigations

ANNEXE 3 – Campagne GINGER (2024) – Résultat des investigations in situ

- **Annexe 3.1 – TP : Fouilles à la pelle**
- **Annexe 3.2 – CPT : Sondages au pénétromètre statique**
- **Annexe 3.3 – BH : Sondages carottés**
- **Annexe 3.4 – DD : Sondages destructifs**
- **Annexe 3.5 – PMT : Sondages pressiométriques**
- **Annexe 3.6 – Essais d'infiltration**
- **Annexe 3.7 – Coupe des piézomètres**

ANNEXE 4 – Campagne GINGER (2024) – Résultats des essais de laboratoire

ANNEXE 5 – Campagne GINGER (2024) – Mesures de conductivité thermique

ANNEXE 6 – Analyse statistique des paramètres CPT et PMT

- **Annexe 6.1 – Analyse statistique des paramètres CPT**
- **Annexe 6.2 – Analyse statistique des paramètres PMT**

ANNEXE 7 – Modèle géologique 3D

- **Annexe 7.1 – Coupes géotechniques**
- **Annexe 7.2 – Ecorchés**

ANNEXE 8 – Etude FUGRO (2018)

- **Rapport géotechnique**
- **Résultats des investigations**

Table des illustrations

Figure 1-1 : Localisation du projet sur la carte topographique (haut) et vue aérienne (bas) source: map.geoportail.lu	16
Figure 1-2 : plan de masse du projet	18
Figure 2-1 : Carte topographique annotée avec les élévations minimales et maximales de la parcelle (N, W, S, E) – source : map.geoportail.lu.....	19
Figure 2-2 : Carte des pentes annotée avec les élévations minimales et maximales de la parcelle (N, W, S, E) – source : map.geoportail.lu.....	20
Figure 2-3 : Vues aériennes prises entre 1951 et 1987.....	21
Figure 2-4 : Orthophotos – Evolution du site entre 1967 et 2001 – source: map.geoportail.lu	23
Figure 2-5 : Orthophotos – évolution du site entre 2004 et 2010 – source: map.geoportail.lu	24
Figure 2-6 : Photo-montage annoté, illustrant les conditions de site le long de la limite sud du projet, ainsi que les murs de soutènement en gabions.....	25
Figure 2-7 : Extrait de la carte géologique harmonisée du Luxembourg. Source: map.geoportail.lu	26
Figure 2-8 : Préconisations de E&E communiquées par courriel par BWT (12.09.2024).....	28
Figure 2-9 : Carte géologique harmonisée du Luxembourg – source : https://map.geoportail.lu , implantation des coupes géologiques, et élévation de la limite Kp-Mk.....	29
Figure 2-10 : Extrait de la coupe n°1 – Coupe géologique interprétative – distorsion d'échelle : 2V/1H.....	30
Figure 2-11 : Coupe géologique n°2 (extrait). Coupe complète: https://www.geologie.lu/opendata/coupes_geologiques/36rx25ja.pdf	31
Figure 2-12 : Coupe géologique n°3 (extrait). Coupe complète : https://www.geologie.lu/opendata/coupes_geologiques/62ty44qt.pdf	32
Figure 2-13 : Hauteur d'eau lors d'une crue extrême (probabilité faible). Source: map.geoportail.lu	34
Figure 2-14 : Cavités et aléas liés au gypse au Luxembourg – Extrait annoté de la carte de la carte de 2004. © Ministère des Travaux Publics – Administration des Ponts et Chaussées – Service Géologique, 2004.....	35
Figure 2-15 : Mouvements de terrains recensés – Extrait annoté de la cartographie de 2003 © Ministère des Travaux Publics – Administration des Ponts et Chaussées – Service Géologique, 2003	36
Figure 2-16 : Versants raides et risque de mouvement de terrain – source : map.geoportail.lu	36
Figure 2-17 : Concentrations en radon – source: map.geoportail.lu	38
Figure 3-1 : Implantation des investigations in situ – vue générale	48
Figure 3-2 : Implantation des investigations in situ – détail nord-ouest.....	49
Figure 3-3 : Implantation des investigations in situ – détail nord-est.....	50
Figure 3-4 : Implantation des investigations in situ – détail sud-ouest.....	51
Figure 3-5 : Implantation des investigations in situ – détail sud-est.....	52
Figure 4-1 : BH.J09 // 0.0 – 0.7 m // Faciès-type de terre végétale (brun sombre) et de subsoil (marron clair)	56
Figure 4-2 : BH.T27 // 1.0 – 2.0 m // Faciès-type des dépôts pléistocènes.....	57
Figure 4-3 : BH.N15 // 2.0 – 3.5 m // Faciès-type du km3 – De gauche à droite : Argile grise (2.0 – 2.2 m) / Grès fragmenté au sein d'une matrice argileuse (2.2 – 2.6 m) / Argile sableuse grise friable, légèrement cimentée (faciès marneux) (2.6 – 3.5 m)	57
Figure 4-4 : Campagne Fugro // Sondage carotté F4 // 4.0 – 8.0 m // Echantillon d'argile et marne grises appartenant à la formation km3.....	58

Figure 4-5 : Exemple de distinction entre les formations argilo-marneuses de km3 (faible résistivité, en bleu) et les formations gréseuses du km2 et km1 (résistivité moyenne à forte, en vert et jaune) sur un profil de tomographie électrique	59
Figure 4-6 : CPT.T24 – Exemple de subdivision de la formation km3 sur la base des valeurs de qc et de l'abaque de comportement des sols de Robertson.....	60
Figure 4-7 : Formation km2s au sein des sondages d'archive	61
Figure 4-8 : BH.G13 // 3.7 – 5.7 m // Possible occurrence du faciès km2 – “grès à roseaux”. Grès grisâtre. Pas de trace visible de micas ou de débris de plantes.	61
Figure 4-9 : BH.G06 // 0.7 – 1.2 m // Faciès-type du km1-c : Argile sableuse plastique lie-de-vin	63
Figure 4-10 : BH.G06 // 1.2 – 2.0 m // Faciès type du km1-b Sable gréseux gris-rougeâtre (1.2 – 1.6 m), grès friable lie-de-vin (1.6 – 2.0 m).....	63
Figure 4-11 : BH.K05 // 8.0 – 10.0 m // Faciès-type du km1a : Grès sain gris et lie-de-vin	64
Figure 4-12 : BH.P05 // 5.5 – 6.5 m // Faciès-type du km1a : Conglomérat lie-de-vin	64
Figure 4-13 : CPT.M07 – Exemple de subdivision de la formation km1 sur la base des valeurs de qc et de l'abaque de comportement des sols de Robertson.....	65
Figure 4-14 : Distribution des mesures CPT par horizon sur l'abaque de Robertson	68
Figure 4-15 : Abaque de Casagrande (IP vs wL)	79
Figure 4-16 : Conductivité thermique en fonction de la profondeur	82
Figure 4-17 : Conductivité thermique en fonction de la teneur en eau	82
Figure 4-18 : Distribution des paramètres pressiométriques dans les zones de déblais et classes de sol associées	86
Figure 4-19 : NF EN 206+A2 – Classes d'agressivité.....	87
Figure 4-20 : Processus de traitement des données sur Leapfrog GEO.....	96
Figure 4-21 : Vue en écorché // élévation + 267.5 m NG95 // Vue vers le bas	98
Figure 4-22 : Vue en écorché // élévation + 267.0 m NG95 // Vue vers le bas	99
Figure 4-23 : Vue en écorché // élévation + 266.0 m NG95 // Vue vers le bas	100
Figure 4-24 : Vue en écorché // élévation + 265.0 m NG95 // Vue vers le bas	101
Figure 4-25 : Vue en écorché // élévation + 264.0 m NG95 // Vue vers le bas	102
Figure 4-26 : Ecorchés – Illustration de la zone d'altération (thalweg) sous le bâtiment data center	104
Figure 4-27 : Implantation des coupes géologiques.....	105
Figure 5-1 : F3 [PZ1] – suivi piézométrique automatique	116
Figure 5-2 : F7 [PZ2] – suivi piézométrique automatique	117
Figure 5-3 : F5 [PZ3] – suivi piézométrique automatique	118
Figure 5-4 : BH.L20 [PZ4] suivi piézométrique automatique.....	119
Figure 5-5 : BH.G13 [PZ5] suivi piézométrique automatique	120
Figure 5-6 : BH.G06 [PZ6] suivi piézométrique automatique	121
Figure 5-7 : A gauche, venues d'eau provenant de la forêt, ruisselant vers le nord – 11.10.2024 A droite : venue d'eau au sein du TP.L04 – 14.10.2024.....	122
Figure 6-1 : Data center – Principe de substitution (1.2 m) sous la couche de forme dans la zone de thalweg. ...	130
Figure 6-2 : Coupe-type du cheminement en gravier projeté autour des bâtiments	131
Figure 6-3 : Cheminements en gravier – identification des zones sujettes à un gonflement induit par infiltration. ...	132
Figure 6-4 : Zones où la substitution est recommandée (hachures rouges)	133
Figure 7-1 : Description schématique des différents types de matériaux de remblai.....	144
Figure 7-2 : Localisation des talus pouvant être dressés à 2H/1V.....	149

Figure 7-3 : Géométrie de principe du terrassement et mur de soutènement le long de la limite sud	151
Figure 7-4 : Schéma de principe de gabions disposés en quinconce	151
Figure 7-5 : Stabilité à court terme en conditions non drainées – stabilité locale (haut) et générale (bas)	152
Figure 8-1 : Ecorché à la cote +264.0 m NG95 Localisation de massifs très chargés, dans l'axe du thalweg	162
Figure 8-2 : Localisation des points de calcul du gonflement.....	167
Figure 8-3 : Data hall – Soulèvement induit par le gonflement en fonction de la charge appliquée et de l'épaisseur de couche de forme	169
Figure 8-4 : Installations mécaniques – point R – Soulèvement induit par le gonflement en fonction de la charge appliquée et de l'épaisseur de couche de forme	170
Figure 8-5 : Poste Electrique – point V – Soulèvement induit par le gonflement en fonction de la charge appliquée et de l'épaisseur de couche de forme.....	171

Liste des tableaux

Tableau 2-1 : Exemples d'action à mener vis-à-vis du radon selon le Ministère de la Santé du Grand-Duché.....	38
Tableau 3-1 : Données campagne Fugro 2018, DPH – Sondages au pénétromètre dynamique.....	40
Tableau 3-2 : Données campagne Fugro 2018, BH – Sondages carottés.....	40
Tableau 3-3 : Données campagne Fugro 2018, FP – Sondages pressiométriques	41
Tableau 3-4 : Données campagne Fugro 2018, RKS : Sondages au carottier battu	41
Tableau 3-5 : Données campagne Ginger 2024 GINGER, TP – Sondages à la pelle mécanique	43
Tableau 3-6 : Données campagne Ginger 2024 GINGER, CPT – Pénétromètre statique	44
Tableau 3-7 : Données campagne Ginger 2024 GINGER, MPT – Sondages pressiométriques	46
Tableau 3-8 : Données campagne Ginger 2024 GINGER, BH – Sondages carottés	47
Tableau 3-9 : Données campagne Ginger 2024 GINGER, DD – Sondages destructifs	47
Tableau 3-10 : Programme d'essai sur échantillon intact (sondages carottés) – essais d'identification et essais mécaniques	55
Tableau 4-1 : Essais CPT – paramètres caractéristiques	67
Tableau 4-2 : Paramètres pressiométriques caractéristiques	69
Tableau 4-3 : Paramètres de résistance au cisaillement déduits des essais in situ	70
Tableau 4-4 : Résultats des essais de cisaillement triaxial sur échantillons intacts	70
Tableau 4-5 : Modules de déformation verticale E_V (PMT, CPT)	72
Tableau 4-6 : Paramètres de compressibilité en laboratoire.....	73
Tableau 4-7 : Description des états hydriques.....	74
Tableau 4-8 : Classes de sol reconnues au droit du site	76
Tableau 4-9 : Résultats des essais d'identification – classification selon les normes NF P 11-300 et EN 16907-2	77
Tableau 4-10 : Résultat des essais d'identification – Teneur en MO	78
Tableau 4-11 : Résultats des essais d'identification – Teneur en carbonate.....	79
Tableau 4-12 : Résultat des essais de gonflements.....	80
Tableau 4-13 : Mesures de conductivité thermique	81
Tableau 4-14 : Résultats des essais sur roche – propriétés physiques et classification selon EN 16907-2.....	83
Tableau 4-15 : Définition des classes de sol au séisme (ILNAS-EN-1998-1/AN-LU :2011 [3])	84
Tableau 4-16 : Campagne Fugro – Résultats des mesures d'agressivité sur sols.....	88
Tableau 4-17 : Campagne Ginger – Résultats des mesures d'agressivité sur sols	88
Tableau 4-18 : Campagne Ginger – Résultats des mesures d'agressivité sur eau souterraine	89
Tableau 4-19 : Code couleur des horizons géologiques.....	97
Tableau 4-20 : Distribution des horizons sous les principaux ouvrages projetés	103
Tableau 5-1 : Niveaux d'eau, relevés manuels	114
Tableau 5-2 : Enveloppes des niveaux de nappe entre le 14.11.2024 et le 11.02.2025	115
Tableau 5-3 : Venues d'eau observées dans les sondages	122
Tableau 5-4 : Résultats des essais d'infiltration (Essais Matsuo and Lefranc)	123
Tableau 6-1 : Rappel des paramètres géomécaniques retenus dans chaque horizon.....	126
Tableau 6-2 : Paramètres de cisaillement	127
Tableau 7-1 : Qualification de la traficabilité – Indice Portant Immédiat (IPI)	137
Tableau 7-2 : Sols fins (sub, d, km1-c, km3) – conditions de réemploi.....	141
Tableau 7-3 : Grès (km1-b, km1-a) décomposés en sable – conditions de réemploi	142

1 Informations sur le projet

1.1 Mission

A la demande et pour le compte de Bryden Wood Technologies, Ginger CEBTP a réalisé une étude géotechnique dans le cadre du projet de construction d'un data center (projet « London Bridge »), situé Chemin de Bousberg, à Bissen, au Luxembourg.

En accord avec le contrat n° 240828-Ginger BW Task Order // BW project 24049, la mission de Ginger CEBTP consiste en :

- La définition d'une campagne d'investigations géotechniques (in situ et en laboratoire),
- La réalisation de la campagne d'investigations susmentionnée, sous la supervision d'ingénieurs,
- La production des rapports d'ingénierie suivants :
 - Synthèse géotechnique préliminaire :
 - Version initiale et provisoire, intégrant les résultats d'investigation disponibles à date
 - Version complète, intégrant la totalité des investigations réalisées sur site
 - Rapport d'ingénierie :
 - Version initiale intégrant la totalité des investigations réalisées sur site, et les résultats d'essais de laboratoire disponibles
 - Version finale intégrant la totalité des investigations réalisées (in situ et laboratoire).

Note : Les aspects suivants ne font pas partie de notre scope d'étude :

- L'analyse agronomique de la terre végétale
- La réalisation de prélèvements et d'analyses dans le cadre d'une étude environnementale
- L'étude des conditions géotechniques et hydrogéologiques à l'extérieur du périmètre du site d'étude, à l'exception des informations géologiques générales
- Le dimensionnement des ouvrages géotechniques (fondations, dallages, ouvrages de soutènement), sous la responsabilité de Bryden Wood.

1.2 Contenu du rapport

Le présent rapport constitue le rapport final d'ingénierie géotechnique. Ses objectifs sont les suivants :

- Produire la synthèse des données géotechniques disponibles.
- Proposer un modèle géotechnique actualisé :
 - Distribution actualisée des couches de sol
 - Définition des propriétés physiques des différentes formations géologiques
 - Définition des propriétés mécaniques des différentes formations géologiques
 - Informations sur les niveaux d'eau.
- Fournir des principes généraux de construction :
 - Fondations :
 - Modes de fondations envisageables
 - Pour les fondations superficielles : taux de travail admissible du sol
 - Pour les fondations profondes (pieux) : géométrie et capacité portante
 - Terrassements :
 - Pentes prévisionnelles des talus provisoires (remblai / déblai)
 - Pentes prévisionnelles des talus définitifs (remblai / déblai)
 - Types d'ouvrages de soutènement envisageables
 - Sur la base des caractéristiques physiques initiales des sols :
 - Possibilité de réemploi des déblais en remblai
 - Traficabilité pendant les travaux (IPI / CBR)

1.3 Bibliographie

1.3.1 Normes et règlements

- [1] NF P 94-500 : 2013. Missions d'ingénierie géotechnique – classification et spécifications
Geotechnical engineering missions – classification and specifications
- [2] EN 1997-1 : 2005. Eurocode 7 : Calcul géotechnique – Partie 1 : Règles générales
Geotechnical design – Part 1 : General rules
- [3] EN 1998-1/AN-LU : 2011. Eurocode 8 : Calcul des structures pour leur résistance aux séismes – Partie 1 : Règles générales, actions sismiques et règles pour les bâtiments. Annexe nationale luxembourgeoise.
Design of structures for earthquake resistance – Part 1 : General rules, seismic actions and rules for buildings. Luxemburgish national annex.
- [4] EN 16907 : 2018. Terrassements.
Earthworks.
- [5] RVBS : Règlement sur bâtisses, les voies publiques et les sites (novembre 2023) – approuvé par le conseil communal de Bissen le 30.11.2023.
Regulations on buildings, public roads and sites (November 2023) – approved by Bissen communal council on the 30.11.2023.

1.3.2 Documentation technique

- [6] CEREMA, IDRRIM. (2023) : GTR 2023 – Guide des terrassements des remblais et couches de forme
GTR 2023 – Guidelines for earthworks – embankments and capping layers
- [7] LCPC, SETRA. (2000) : Traitement des sols à la chaux et/ou aux liants hydrauliques – application à la réalisation des remblais et des couches de forme – Guide Technique
Treatment of soils with lime and/or hydraulic binder – Application to embankments and capping layers – Technical guidelines
- [8] LCPC, COPREC. (1980) : Caractéristiques des matériaux de remblai supports de fondations – Recommandations
Characteristics of foundation-bearing embankments – Recommendations
- [9] CEREMA. (2018) : Note d'information : Chaussées – Plateformes – Assainissement. Méthodologie de mesure de la portance des plateformes.
Information notice: Roads – Platforms – Water managements. Methodology for measuring the bearing capacity of platforms.

- [10] British Geological Survey (2015): User Guide for BGS Civils – a suite of engineer properties
- [11] U.S. Nuclear Regulatory Commission (2008). Bulking factor of rock for underground openings – draft version

1.3.3 Contexte géologique

- [12] Andrzejewski, A. Dittrich, D. (1983). Carte géologique détaillée du Luxembourg – nouvelle édition – échelle 1:25000, feuille n°8/MERSCH – Service Géologique du Luxembourg
- [13] Dittrich, D. (1984). Notice explicative de la carte géologique du Luxembourg – échelle 1:25000 – feuille n°8/MERSCH – Service Géologique du Luxembourg
- [14] Carte géologique harmonisée, disponible en ligne :
<https://map.geoportail.lu/theme/geosciences>

1.3.4 Etudes antérieures

- [15] FUGRO (2018): Building feasibility study to the site 'Rouscht in L-Bissen (North Plateau: 'Bousbiérg', 'Donkelsuecht') – Geotechnical building feasibility study. Dated 2018.03.19. Ref. RF171102BP01.
- [16] FUGRO (2018): Bissen – Project Earth. Geophysical Tests – Electrical Resistivity Tomography ERT, Luxembourg – Results Report. Dated 2018.03.15. Ref. 660-17-027

1.3.5 Project information

- [17] BRYDENWOOD (2024): Column reactions, rev P01, dated 2024.10.21.
- [18] BRYDENWOOD (2025) : Project key plan

1.4 Informations sur le projet

1.4.1 Localisation générale

Le projet est situé sur la municipalité de Bissen (Luxembourg), aux lieux-dits Bousberg et Donkelsuecht, le long du « Chemin de Bousberg ».

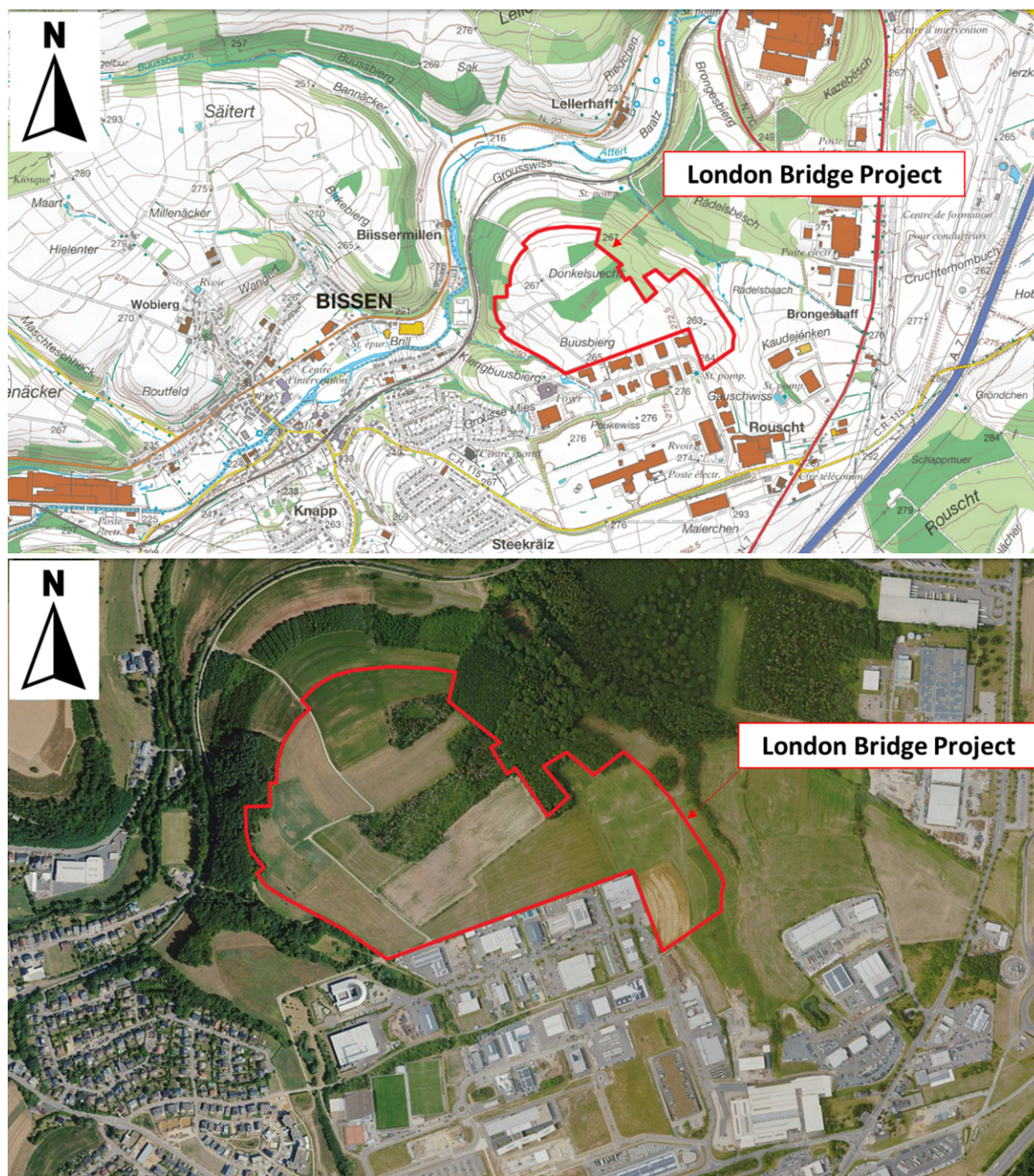


Figure 1-1 : Localisation du projet sur la carte topographique (haut) et vue aérienne (bas)
source: map.geoportail.lu

1.4.2 Description du projet

Le projet « London Bridge » consiste en la construction d'un campus data center de 34.5 ha, qui comprendra les structures principales suivantes :

Nome	Dimensions au sol approx.	Etages / hauteur	Structure envisagée
Data center – unité principale Data Hall	280 x 100 m 28 000 m ²	RDC – sans étage	Dallage sur terre-plein. Fondations superficielles
Installations mécaniques – Mechanical Installation Zone	270 x 50 m 13 000 m ²	<i>Non communiqué</i>	Dallage sur terre-plein. Fondations superficielles
Unités électriques et générateur – Electrical Installation Zone	300 x 60 m 18 000 m ²	<i>Non communiqué</i>	Dallage sur terre-plein. Fondations superficielles
Bâtiment admin. Admin. building	65 x 50 m 3 250 m ²	<i>Non communiqué</i>	<i>Non communiqué</i>
Poste Electrique Substation	100 x 65 m 6 500 m ²	<i>Non communiqué</i>	<i>Non communiqué</i>
Entrée du site Site Entrance	90 x 56 m ~ 5 000 m ²	RDC – sans étage	<i>Non communiqué</i>
Bassin de rétention	55.1 x 49.1 m 2 710 m ²	Sans objet	Sans objet
Mur de soutènement	L = 200 m	Hauteur max. 3.0 m	Mur en gabions
Voiries & parkings	–		

Le projet s'implantera sur une plateforme unique établie à +267.8 m NG95, ce qui impliquera la réalisation de terrassements en déblais et remblais.

A notre connaissance, le projet relève d'une catégorie d'importance II vis-à-vis du séisme.

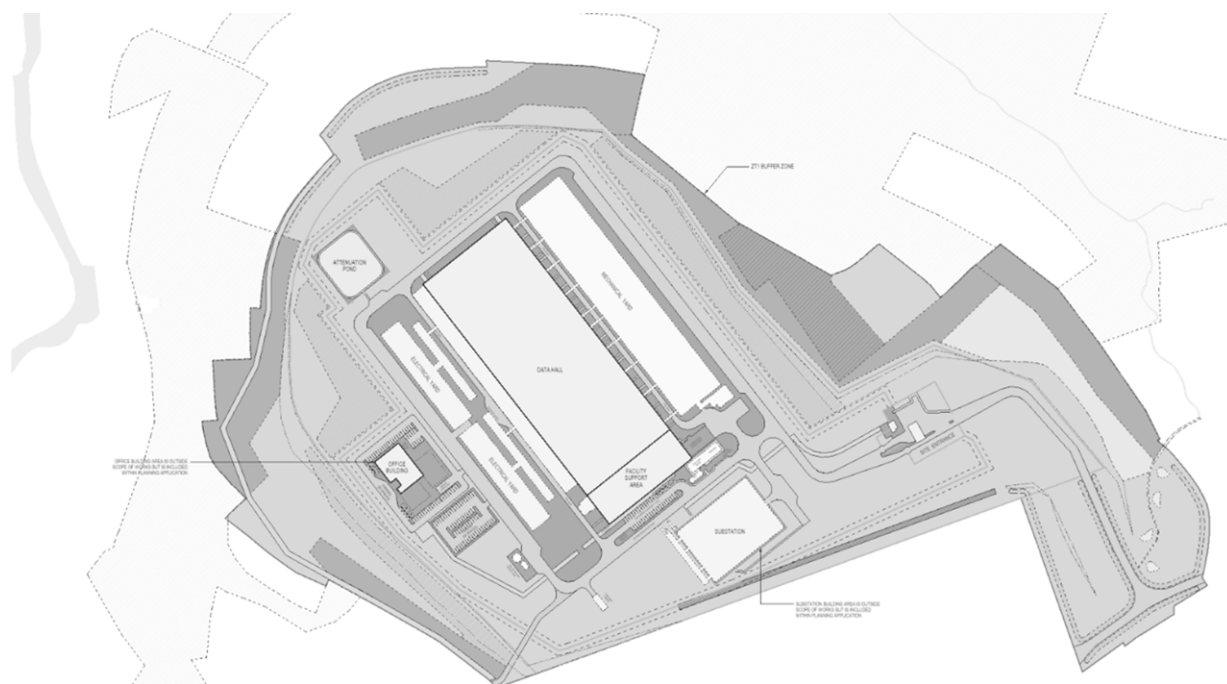


Figure 1-2 : plan de masse du projet

1.4.3 Acteurs du projet

Maitre d'ouvrage :	London Bridge Technology
Concepteur du projet :	Bryden Wood Technology Ltd
Conseil géotechnique auprès du concepteur de projet :	A-squared Studio
Conseil environnemental auprès du concepteur de projet:	Energie et Environnement S.A.

2 Contexte du site

2.1 Topographie

Le projet est situé sur la colline de Bousberg, au nord-est de la commune de Bissen.

Le site d'étude culmine à une altitude d'environ +274,5 m NG95, le long de sa limite sud. Depuis ce point culminant :

- Vers le nord-est, le terrain présente une pente descendante moyenne pouvant atteindre environ 10° (18 %), pour atteindre une altitude minimale de +252,0 m NG95.
- Vers l'ouest, le terrain présente d'abord des pentes douces, puis devient plus raide à proximité de la limite occidentale de la parcelle (pente moyenne d'environ 10°), atteignant une altitude minimale de +250 m NG95.
- Plus à l'ouest encore, environ 25 m après la limite de parcelle, le terrain présente des pentes très abruptes, avoisinant les 45° (100 %).
- Vers le nord-ouest, la pente est relativement douce avant de devenir plus raide à proximité de la limite nord du projet.

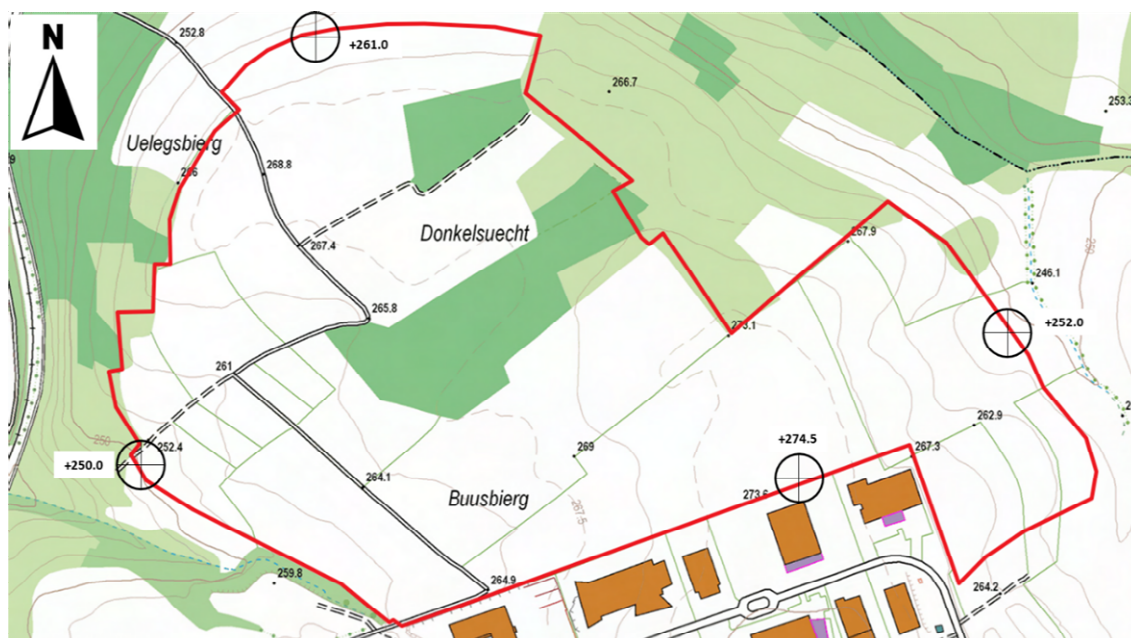


Figure 2-1 : Carte topographique annotée avec les élévations minimales et maximales de la parcelle (N, W, S, E) – source : map.geoportail.lu



Figure 2-2 : Carte des pentes annotée avec les élévations minimales et maximales de la parcelle (N, W, S, E) – source : map.geoportail.lu

2.2 Occupation du site

2.2.1 Occupation actuelle

Les parcelles concernées par le projet consistent dans leur majorité en des terres agricoles cultivées. Des zones boisées denses sont également identifiées au centre du site, et dans une moindre mesure, dans sa partie nord.

Une voirie VL, identifiée comme le « Chemin de Bousberg », traverse le site du sud-ouest au nord. Une conduite sous pression DN.300 de LUXLAIT est située le long de cette route. Ce réseau est prévu d'être dévié vers l'ouest, hors de l'emprise du site, au démarrage des travaux.

À notre connaissance, la majorité des parcelles du site appartiennent déjà au maître d'ouvrage, et les parcelles restantes suivantes doivent prochainement lui être transférées :

- Propriété de la commune de Bissen : parcelles n° 213/3129, 383/3512
- Domaine de l'État : parcelles n° 233/3130, 243/3906, 257/1710.

2.2.2 Occupation historique

D'après les orthophotos et vues aériennes du site, disponibles sur le Géoportail du Luxembourg, l'occupation du site est restée inchangée (agriculture / zones boisées) depuis 1951 (voir Figure 2-3 à Figure 2-5). Ces photographies montrent que les premières constructions dans la zone industrielle au sud du projet datent de la période comprise entre 1963 et 1977. Les plateformes et bâtiments industriels en limite sud du site d'étude ont été construits entre 2004 et 2010.

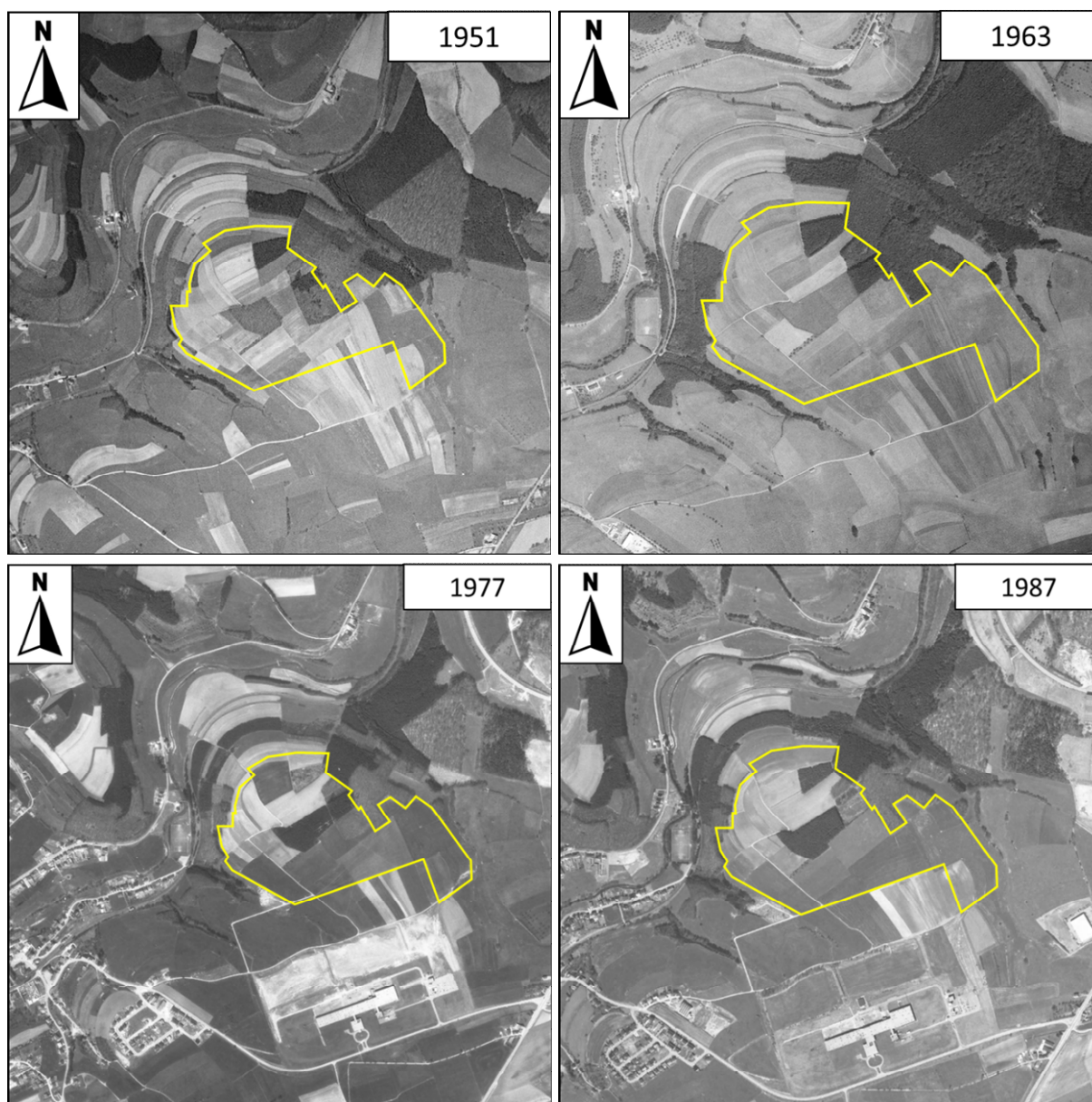


Figure 2-3 : Vues aériennes prises entre 1951 et 1987

2.3 Avoisinants

Comme illustré sur la Figure 1-1, le projet est essentiellement bordé par des champs et zones boisées.

Le long de sa limite sud, le site est bordé par une zone industrielle, comprenant des aires de stockage, et des bâtiments industriels.

Cette zone industrielle a été construite sur des plateformes en remblai, légèrement surélevées par rapport au site d'étude.

Aux extrémités est et ouest de la limite de parcelle, le terrain naturel présente des pentes plus raides, accentuant la différence altimétrique avec les plateformes industrielles. Les plateformes industrielles y sont soutenues par un mur de soutènement en gabions (voir Figure 2-6).



Figure 2-4 : Orthophotos – Evolution du site entre 1967 et 2001 – source: map.geoportail.lu

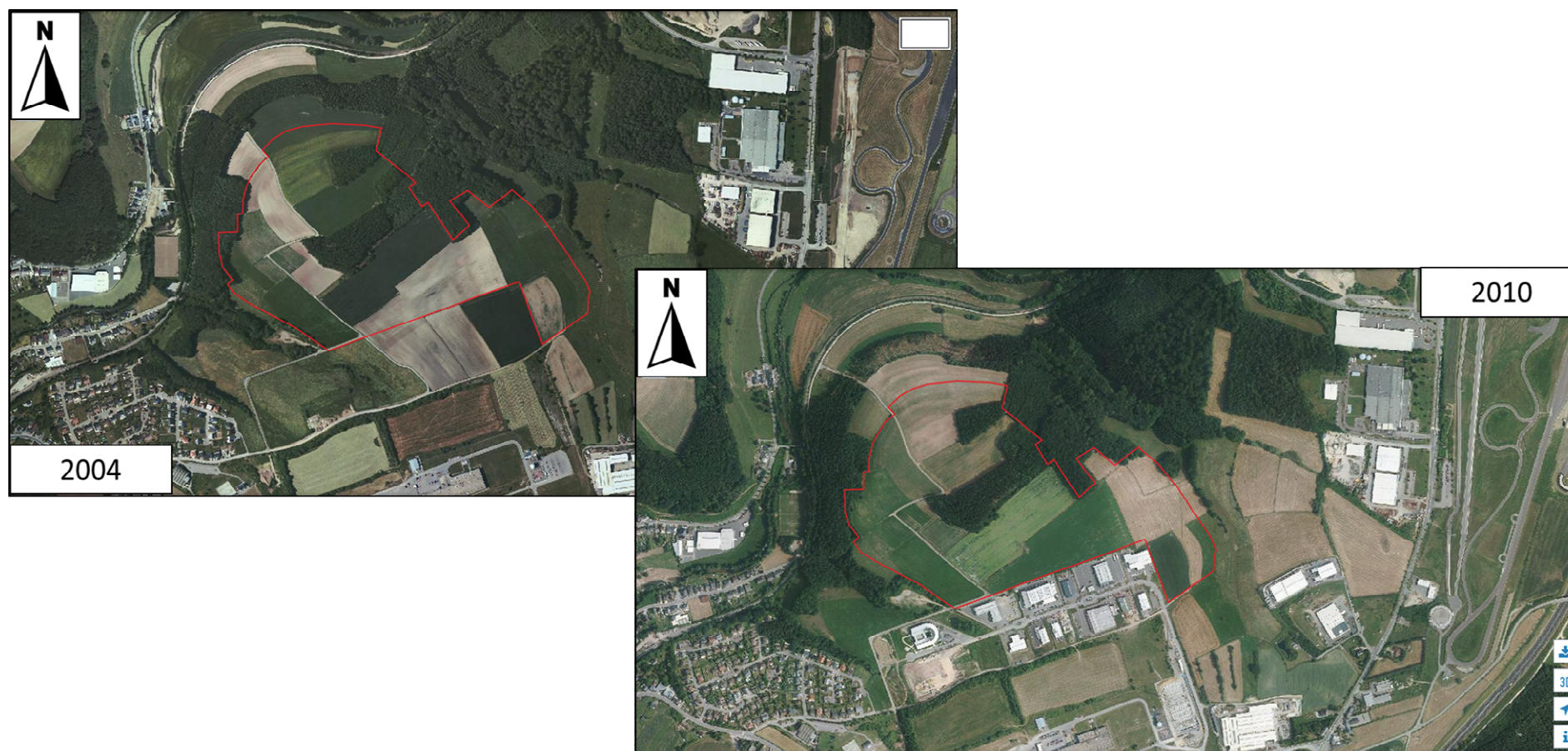


Figure 2-5 : Orthophotos – évolution du site entre 2004 et 2010 – source: map.geoportail.lu

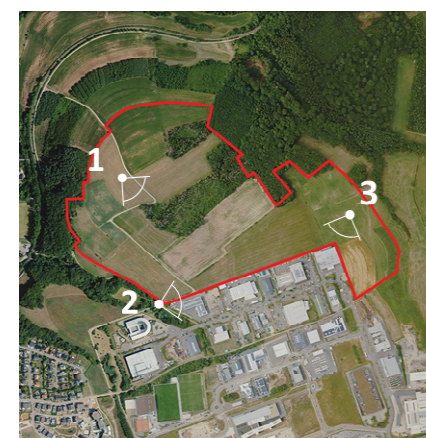
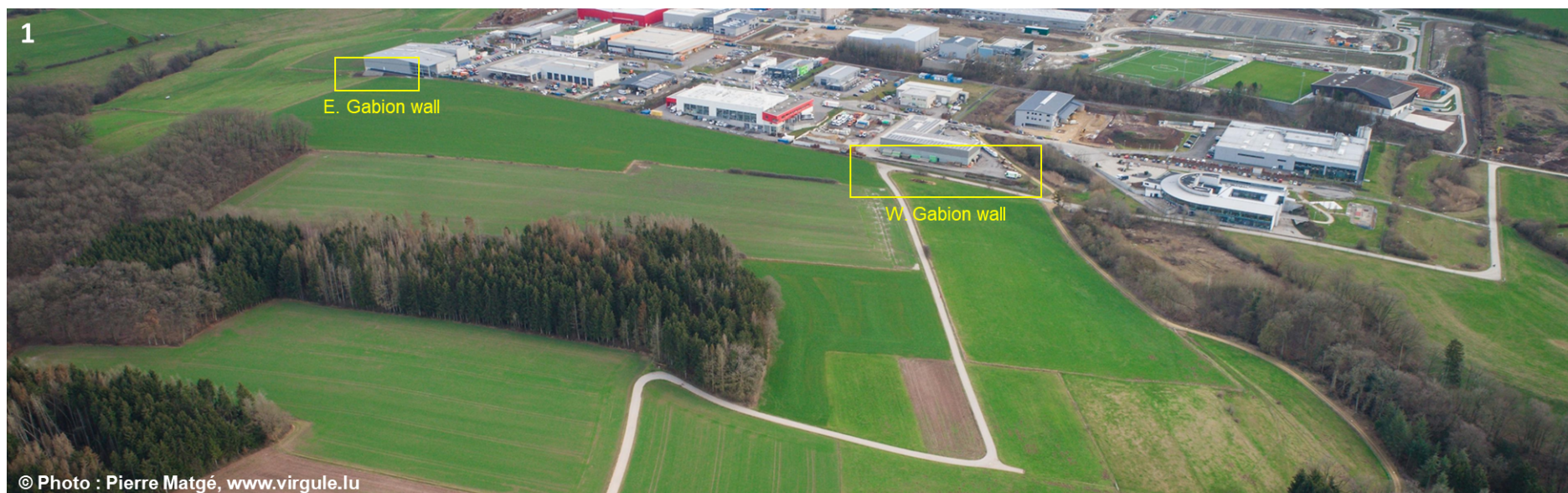
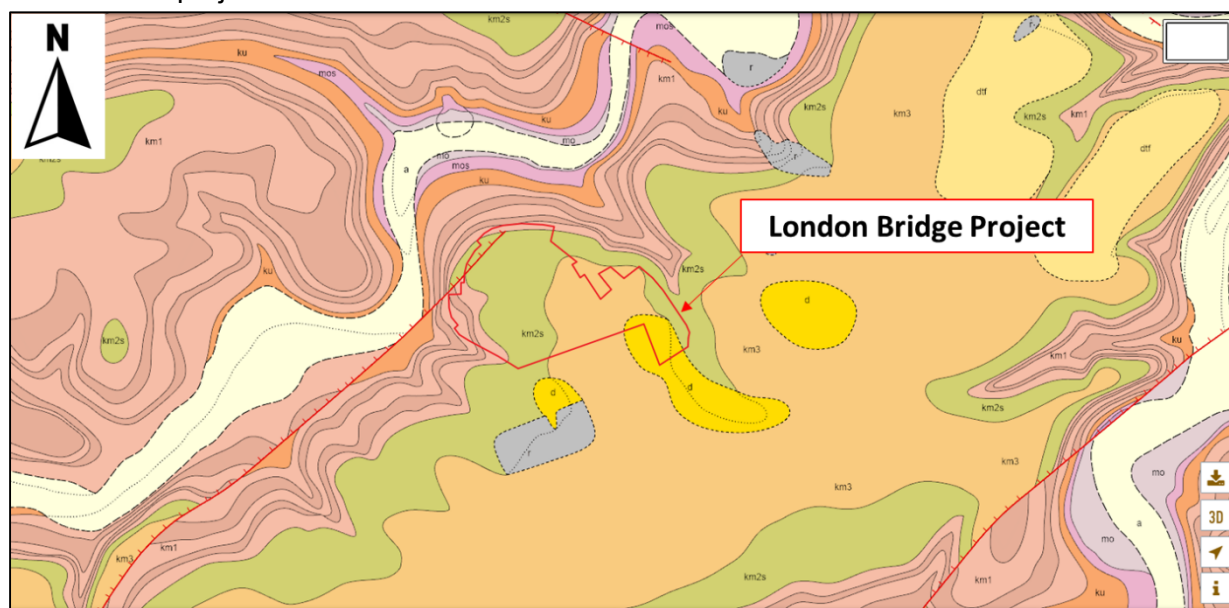


Figure 2-6 : Photo-montage annoté, illustrant les conditions de site le long de la limite sud du projet, ainsi que les murs de soutènement en gabions.

2.4 Contextes géologique et hydrogéologique

2.4.1 Contexte géologique général

La Figure 2-9 ci-dessous présente un extrait de la carte géologique harmonisée du Luxembourg, centré sur le projet :



Système	Groupe	Sous-groupe	Légende	Nom de la formation	Description
QUATER-NAIRE	Anthropogène	–	r	Remblai	Hétérogène par nature
	Holocène	–	a	Alluvions fluviales	Graviers, sables, limons, et argiles, localement tourbeux
	Pléistocène	–	dl	Dépôts pléistocène et néogène indifférenciés	Limons avec concrétions ferrugineuses et quartzitiques remaniées
TRIAS	Keuper	Keuper moyen	km3	Keuper à marnolites compactes	Marnes bariolées avec minces bancs de dolomie gris-claire; gypse, strates et concrétions calcitiques, au nord-ouest marnes sableuses, intercalations de minces bancs de grès
			km2s	Grès à roseaux	Grès micacé gris-clair, avec intercalations d'argilites sombres; débris de plantes
			km1	Keuper à pseudomorphoses de sel (faciès normal)	Marnes bariolées et marnes bariolées argileuses; minces bancs discontinus de grès siliceux avec pseudomorphoses de sel gemme; gypse; vers le nord-ouest, intercalation de niveaux gréséo-conglomératiques et dolomitiques
			km1cg	Conglomérat dolomitique	Conglomérat sableux et grès grossiers, à ciment dolomitique en teneur variable
	Muschelkalk	Letten-Keuper	ku	Lettenkeuper (indifférencié)	Dolomie-limite et marne bariolées
		–	mos	Formation de Gilsdorf	Grès et siltites rouges; grès dolomitique rouge et vert au sommet
			mo	Couches à cératites inférieures, couches à entroques	Dolomies

Figure 2-7 : Extrait de la carte géologique harmonisée du Luxembourg. Source: map.geoportail.lu

Selon la carte géologique du Luxembourg – carte n°08/MERSCH, sa notice explicative, et sur la base des informations collectées sur site, la succession lithologique au droit du projet serait la suivante (du haut vers le bas, sous la terre végétale et formations de couverture, et éventuels remblais) :

- Dépôts pléistocènes (localement), limono-argileux ;
- Formations du Keuper Moyen, subdivisées comme suit :
 - km3 – “Steinmergelkeuper” (Keuper à marnolites compactes) – Marnes sableuses, avec intercalation de minces bancs gréseux (NW)
 - km2 – “Schilfsandstein” (Grès à Roseaux) – Grès micacé gris-clair
 - km1 – “Pseudomorphosenkeuper” (Keuper à pseudomorphoses de sel) – Grès avec intercalations de niveaux conglomératiques (NW)
- Letten Keuper (ku) : Dolomie-limite et marne bariolées
- Muschelkalk (mo) :
 - mos: Formation de Gilsdorf : Grès et siltites rouges, grès dolomitiques rouges et verts au sommet

La municipalité de Bissen est située à l'angle nord-ouest de la carte géologique au 1/25000 n°08/MERSCH. La mention NW figurant sur les définitions précédentes indique un faciès géologique endémique.

L'analyse détaillée de la géologie du site est faite au § 4.2.

2.4.2 Contexte hydrogéologique

2.4.2.1 Considérations générales

Dans le contexte du présent projet, les niveaux d'eau suivants peuvent être rencontrés :

- Circulations d'eau superficielles au sein des formations de couverture, et eaux de ruissellement, en relation directe avec les précipitations. Ces eaux se jettent dans l'Attert à la faveur de la topographie du site.
- Circulations d'eau erratiques dans les faciès sableux plus perméables, et dans les fissures au sein des formations rocheuses (grès) ;
- L'aquifère du Muschelkalk, en connexion directe avec les rivières Attert et Alzette.

2.4.2.2 Préservation de l'aquifère du Muschelkalk

Il a été porté à notre connaissance que les autorités environnementales du Grand-Duché imposent des mesures de préservation de vis-à-vis de la nappe phréatique du Muschelkalk, utilisée pour l'eau potable.

Ground water vulnerability	Hydrogeological consultant	1 months	Security mesures to avoid ground water contamination especially during construction stage needs to be set (Superior Muschelkalk is used as drinkinble water reservoir)	MECDD notice from 06/01/2021 p.14 and 15 Nature and Forest Administration notice from 18/12/2020 Water management Administration notice from 18/12/2020
----------------------------	----------------------------	----------	--	---

Figure 2-8 : Préconisations de E&E communiquées par courriel par BWT (12.09.2024)

A notre connaissance, le projet ne doit pas s'approcher à moins de 20 m de l'aquifère du Muschelkalk, fondations comprises.

Note de l'AGE (Administration de la Gestion de l'Eau) au Ministère de l'Environnement au sujet du projet London Bridge, datée du 18/12/2020. Extrait de la section 5.3.1 – "Conditions des sols et terres contaminées »

La présence et la vulnérabilité de la formation aquifère "Muschelkalk supérieur", qui est affleurante dans la zone et n'est protégée par aucune formation géologique peu perméable et protectrice sont à prendre en compte.

Des restrictions, telles qu'une interdiction d'interventions dans la nappe ainsi que dans la roche se saine l'aquifère utilisé pour la production d'eau destinée à la consommation humaine et à moins de 20 de la nappe, seront appliquées afin de protéger le captage utilisé pour les fins susmentionnées.

Les affleurements et coupes géologiques disponibles dans la littérature offrent des informations cruciales sur la profondeur des formations du Muschelkalk.

- Coupe n°1 – (au droit du projet) : La frontière Keuper-Muschelkalk affleure de part et d'autre de l'Attert aux altitudes suivantes :
 - +235.0 m NG95 sur la rive nord
 - +226.5 m NG95 sur la rive sud (au plus haut)
- Coupe n°2 – (au sud du projet) : frontière Keuper-Muschelkalk n'affleure pas. La coupe indique une limite à +208.0 m NG95.
- Coupe n°3 – (sud-est du projet) : La coupe indique une limite Keuper-Muschelkalk à +219.0 m NG95.

L'altitude de la frontière Kp-Mk est présentée sur l'extrait de carte géologique (voir Figure 2-9 ci-après).

Sur cette base, la frontière Kp-Mk sera rencontrée sous la cote +226.5 m NG95 au droit du projet, et plus vraisemblablement sous la cote +217.0 m NG95. L'étude géotechnique de FUGRO suggère même une frontière Kp-Mk autour de +210.0 m NG95 au droit du site.

La coupe n°1 représente la limite Kp-Mk, ainsi qu'une limite Kp-Mk majorée de 20 m, conformément aux préconisations des autorités environnementales.

Au plus haut, la limite Kp-Mk s'établit à +217.0 m NG95 au droit du projet. Par conséquent, les travaux ne devront pas descendre en-deçà de +237.0 m NG95.

Compte-tenu de la nature du projet, les travaux d'infrastructure ne descendront pas jusqu'à +237.0 m NG95. Par conséquent, les directives de l'AGE concernant la préservation de l'aquifère du Muschelkalk supérieur seront respectées.

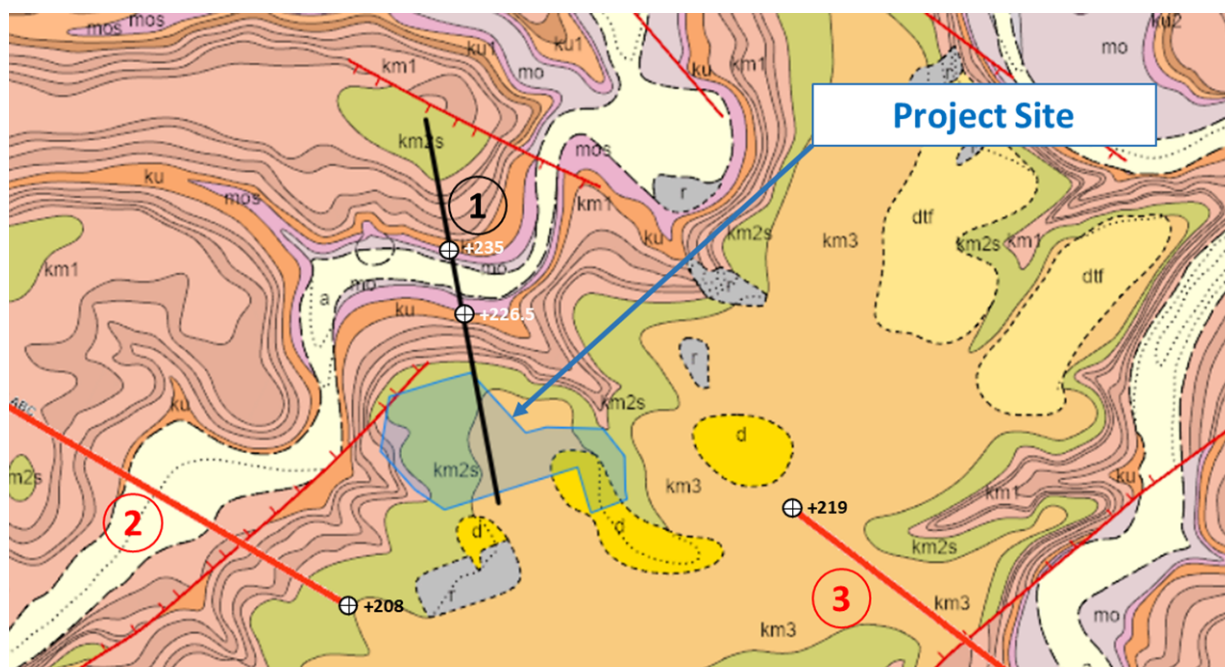


Figure 2-9 : Carte géologique harmonisée du Luxembourg – source : <https://map.geoportail.lu>, implantation des coupes géologiques, et élévation de la limite Kp-Mk

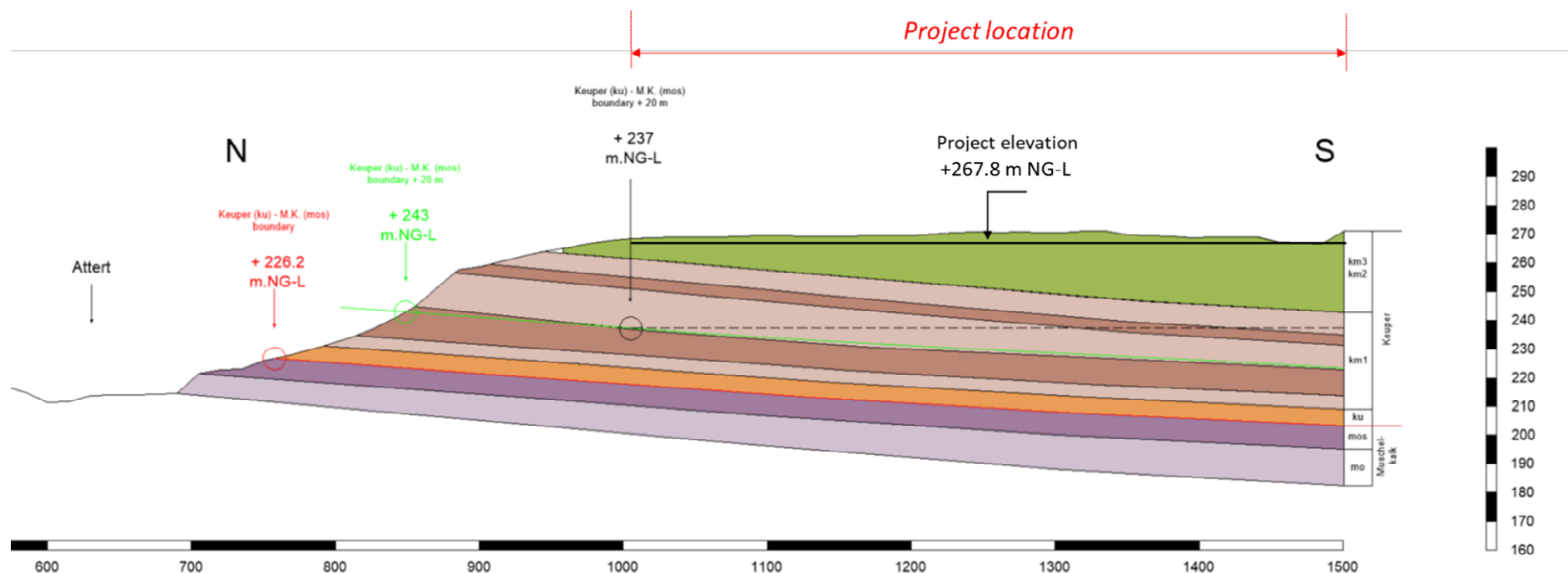


Figure 2-10 : Extrait de la coupe n°1 – Coupe géologique interprétative – distorsion d'échelle : 2V/1H

Frontière Kp-Mk représentée en rouge

Frontière Kp-Mk + 20 m représentée en vert

**Project further
east-north-east** →

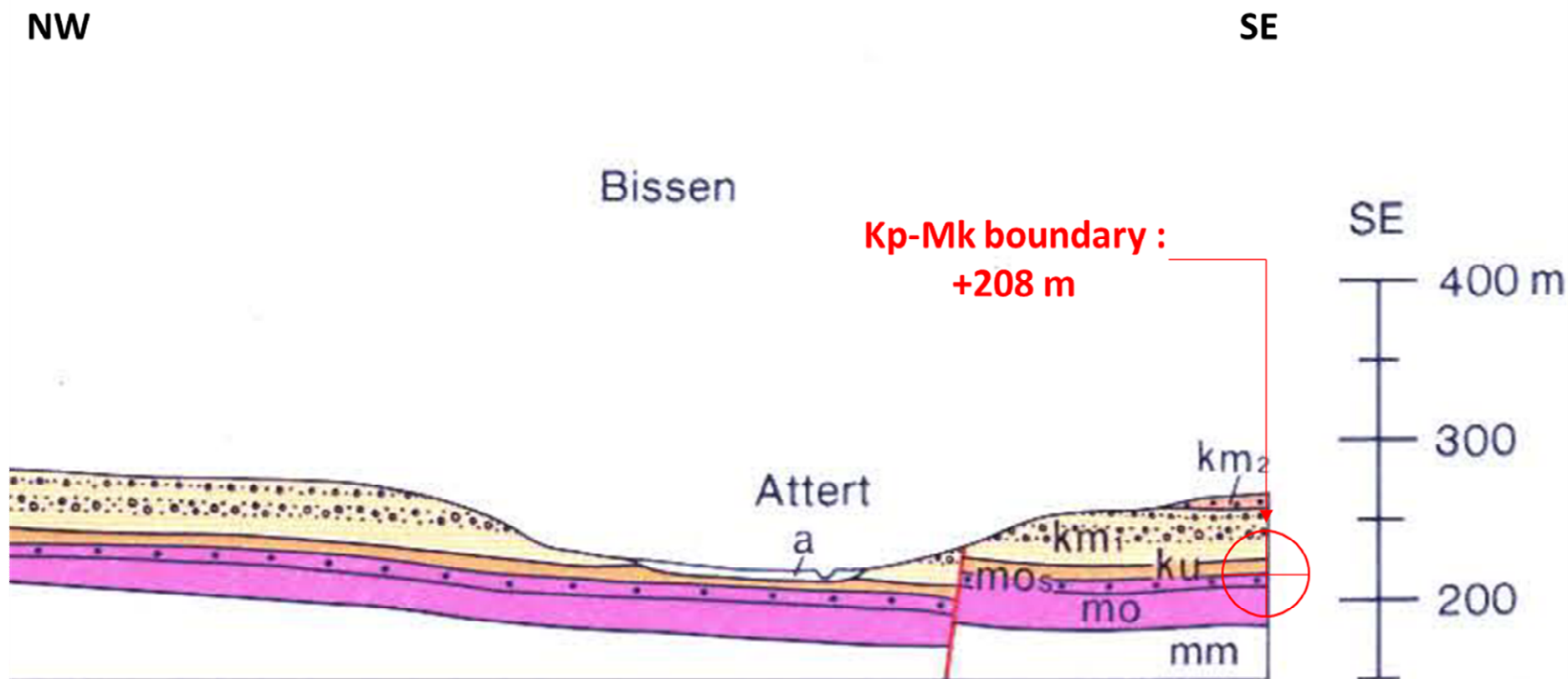
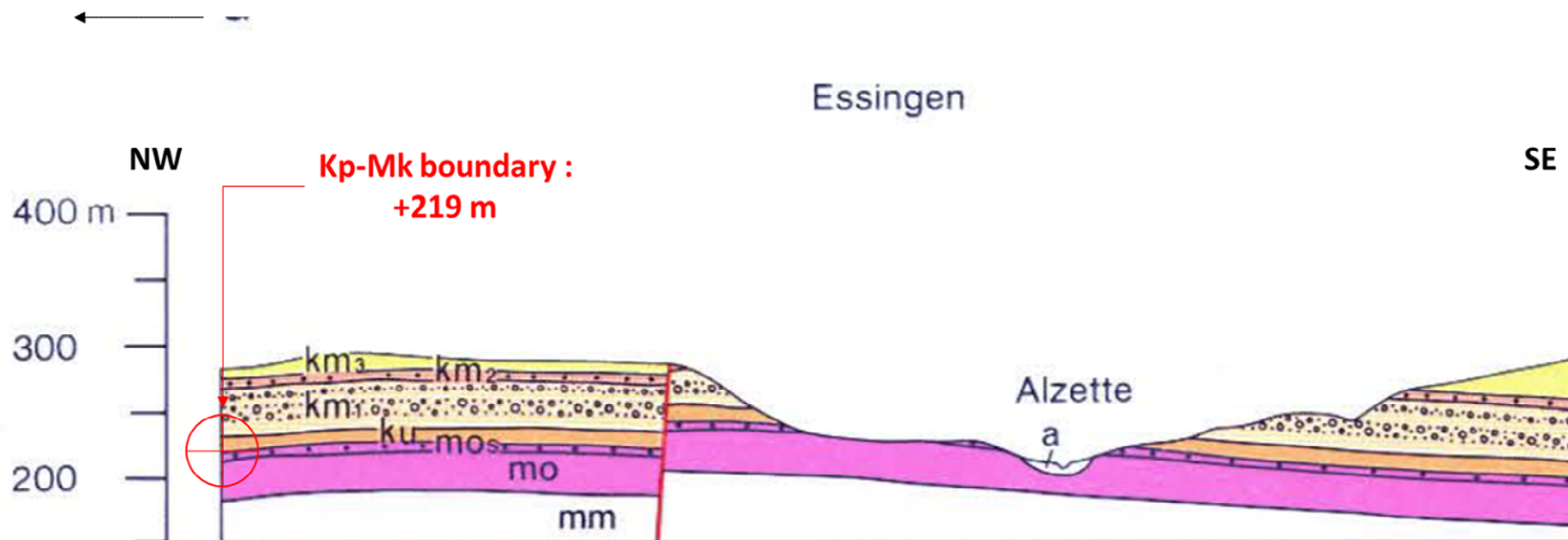


Figure 2-11 : Coupe géologique n°2 (extrait). Coupe complète: https://www.geologie.lu/opendata/coupes_geologiques/36rx25ja.pdf

Project further
west-north-west



Réf.: 107/Feuille N°8 GH/Carte géologique 1:25000, N°8 Mersch - SGL/A. Andrzejewski, D. Dittrich, 1982

Figure 2-12 : Coupe géologique n°3 (extrait). Coupe complète : https://www.geologie.lu/.opendata/coupes_geologiques/62ty44qt.pdf

2.5 Contexte sismique

D'après l'EN 1998-1/AN-LU:2011 [3] :

- § 3.2.1 (2): l'accélération horizontale maximale de référence a_{gr} sur le rocher au Luxembourg vaut $a_{gr} = 0.39 \text{ m/s}^2$, ou 0.04 g .
- § 3.2.1(5): Les dispositions de l'EC8 ne sont pas obligatoires lorsque $a_g S \leq 0.06g$, ou en d'autres termes dans les cas suivants :
 - Construction de catégorie d'importance I ;
 - Construction de catégorie d'importance II, sur des sols de classe A, B ou C
 - Construction de catégorie d'importance III & IV sur des sols de classe A.

A notre connaissance, le projet relève de la catégorie d'importance II.

Dans les zones de déblai, les constructions reposeront sur des sols de classe A (voir § 4.6). Dans ce contexte, aucune justification au séisme n'est requise.

Pour les constructions situées en zone de remblai, des dispositions spécifiques sont à respecter (voir § 4.6.2.3, § 7.7). Une fois les objectifs de performance atteints, la colonne de sol sous ces structures relèvera de la classe de sol B ; à ce titre, aucune justification au séisme ne sera requise.

2.6 Risques naturels

2.6.1 Risque d'inondation

Au regard de sa localisation (au sommet d'une colline), le projet n'est pas concerné par la risque d'inondation (voir Figure 2-13 ci-dessous).

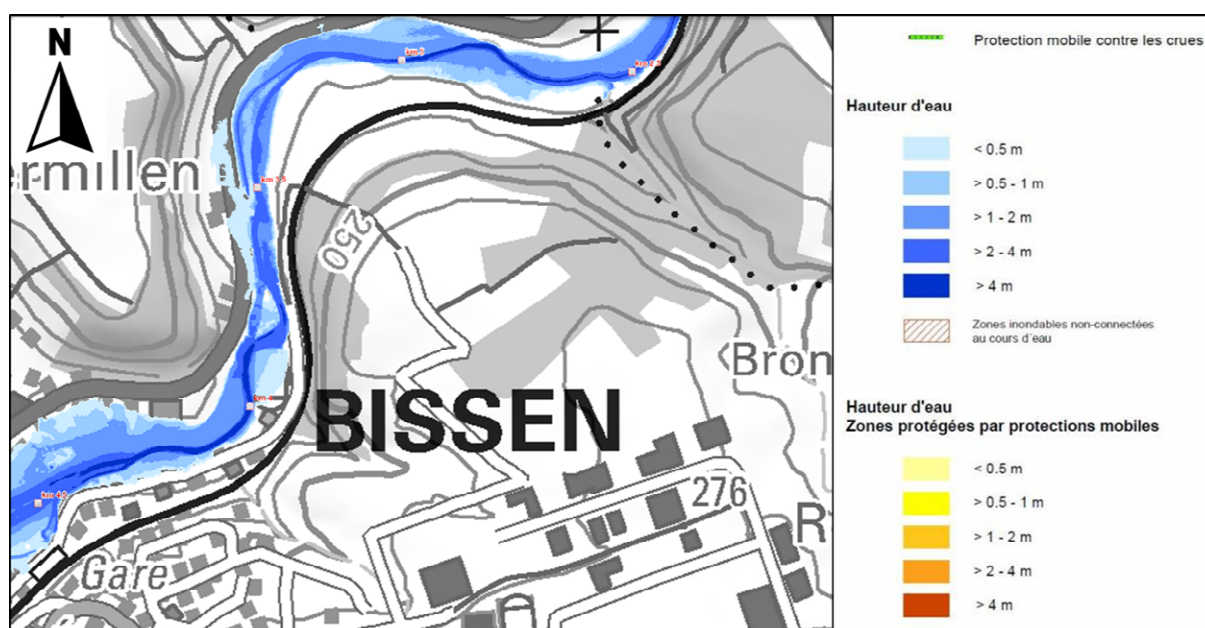


Figure 2-13 : Hauteur d'eau lors d'une crue extrême (probabilité faible). Source: map.geoportail.lu

2.6.2 Retrait-gonflement des sols

Le Géoportail du Luxembourg ne fournit pas d'information sur la propension au retrait-gonflement des sols. Cet aspect est discuté au § 4.4.

2.6.3 Cavités naturelles et anthropiques

Le Géoportail du Luxembourg ne fournit pas d'information sur la présence avérée ou suspectée de cavités au droit du site. Cependant, une carte éditée en 2004 par le service géologique de l'Administration des Ponts et Chaussées du Luxembourg, suggère qu'aucune cavité n'est recensée ou suspectée au voisinage du projet (voir Figure 2-14 ci-dessous).

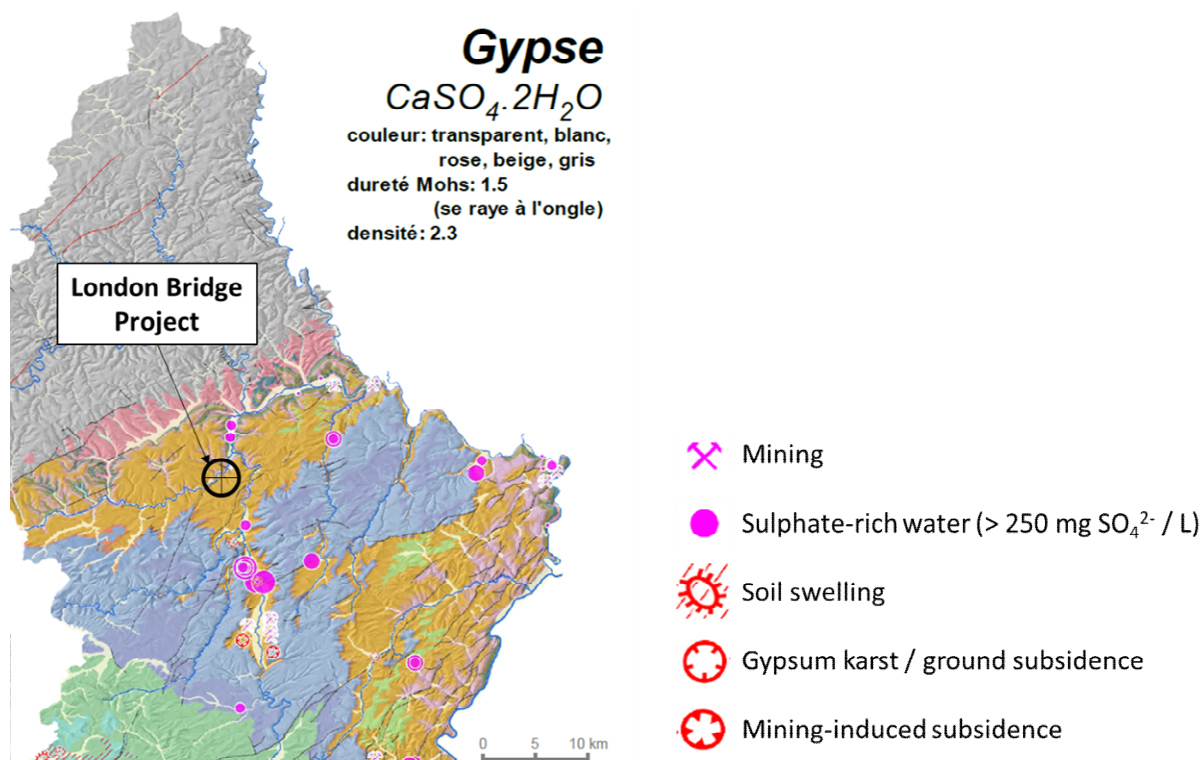


Figure 2-14 : Cavités et aléas liés au gypse au Luxembourg – Extrait annoté de la carte de la carte de 2004.
© Ministère des Travaux Publics – Administration des Ponts et Chaussées – Service Géologique, 2004

2.6.4 Mouvements de terrain

Le Géoportail du Luxembourg ne fournit pas d'information sur la présence avérée ou suspectée de mouvements de terrain au droit du site (glissements de terrain, éboulements, chutes de blocs).

Le portail géologique du Luxembourg ¹ mentionne que les deux-tiers des mouvements de terrain connus se produisent au sein des formations du Rhétien (keuper supérieur : ko, 199.6-203.6 M.A.), les autres glissement s'observant dans les marnes gypsifères du Muschelkalk moyen (mm, 228-245 M.A.), ou au sein des marnes et argilites du Lias Supérieur (lo2-5, 175.6-183 M.A.). Toutefois :

- Les formations du Rhétien (keuper supérieur) et du Lias Supérieur sont plus jeunes que les formations rencontrées sur site (keuper moyen)
- Les formations du Muschelkalk moyen n'affleurent pas au voisinage du projet.

Une carte éditée en 2003 par le service géologique de l'Administration des Ponts et Chaussées du Luxembourg suggère l'existence d'un mouvement de terrain à environ 1 km au N.-E. du projet, au lieu-dit Brongesbiert (voir Figure 2-15 ci-dessous).

¹ Aperçu géologique du Luxembourg. § 4.3 Les risques géologiques.

<https://geologie.lu/index.php/geologie-du-luxembourg/aperçu-geologique/9-aperçu-geologique-du-luxembourg?start=5>

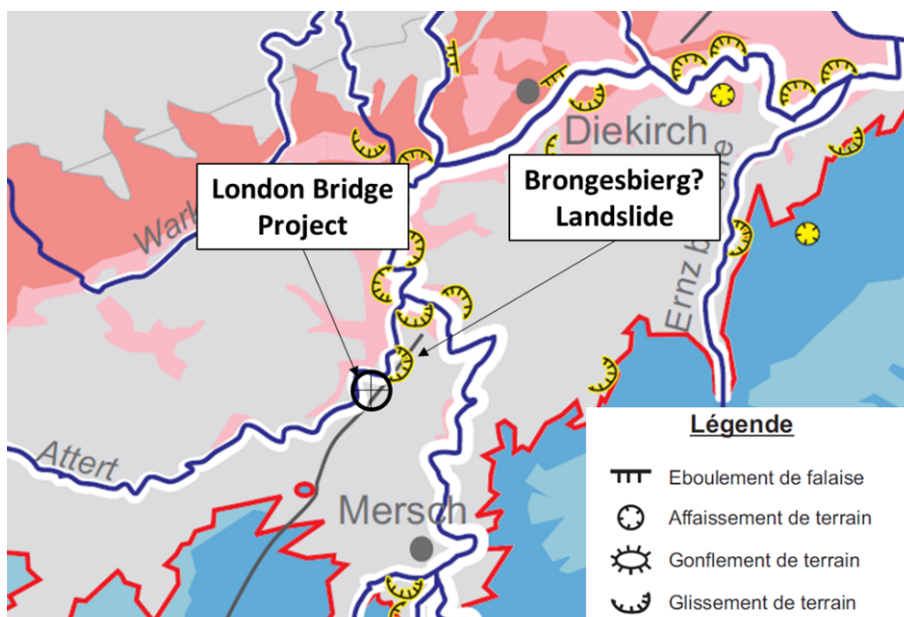


Figure 2-15 : Mouvements de terrains recensés – Extrait annoté de la cartographie de 2003
© Ministère des Travaux Publics – Administration des Ponts et Chaussées – Service Géologique, 2003

Bien qu'aucune information additionnelle ne soit fournie sur ce mouvement de terrain, on peut penser qu'il peut être lié à la raideur du versant surplombant un extrados de l'Attert, plus sujet à l'érosion (Figure 2-16).

On retrouve des caractéristiques morphologiques similaires à l'ouest du site d'étude, où le versant est le plus abrupt (environ 45°) et situé à proximité d'un extrados de l'Attert (voir Figure 2-16). Ce versant se situe toutefois à distance du projet (au moins 80 m du pied de la plateforme projetée).

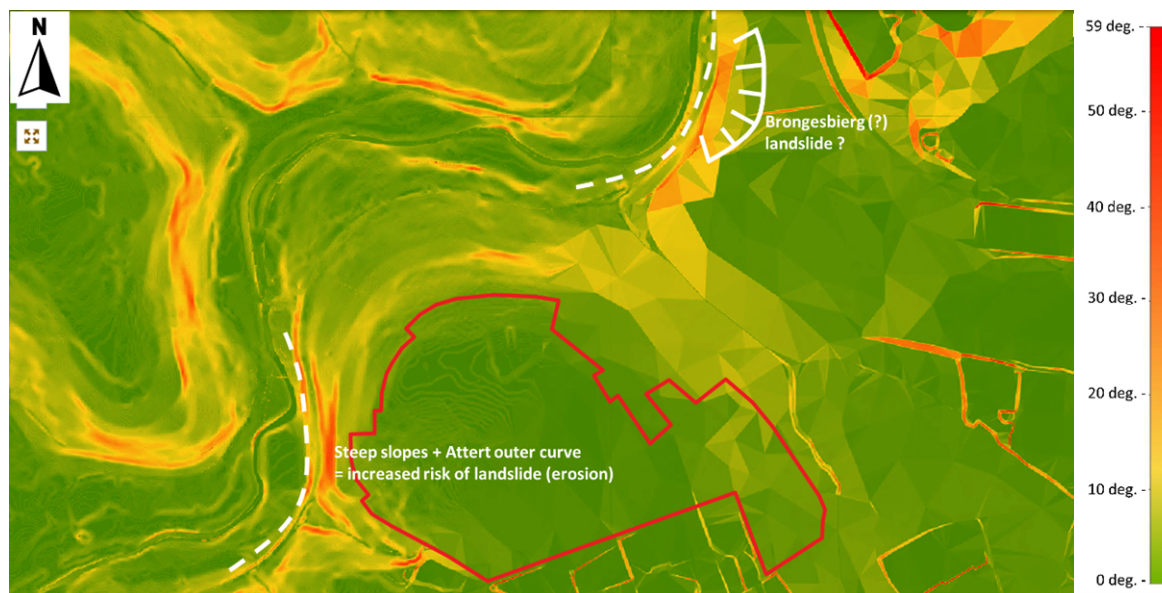


Figure 2-16 : Versants raides et risque de mouvement de terrain – source : map.geoportail.lu

2.6.5 Commentaires relatifs au gypse

De nombreux mouvements de terrains et effondrements de cavités au Luxembourg sont le produit de la dissolution du gypse. Bien que les formations du Keuper soient réputées contenir du gypse la notice géologique [13] suggère une absence (ou quasi-absence) de gypse sur le site d'étude :

- km3 : de nombreuses concrétions calcaires sont observées sur un affleurement mis au jour près de Rouscht, marqueurs d'un lessivage antérieur du gypse.
- km2s : aucune mention n'est faite au gypse sein des grès à roseaux
- km1 : la présence de gypse est mentionnée à plusieurs reprises au sein de cette formation. Toutefois, celui-ci n'est pas mentionné dans la partie nord-ouest de la carte géologique n°8, là où est situé Bissen.

L'étude de FUGRO et les coupes lithologiques de leurs sondages ne mentionnent pas de présence de gypse.

Aucune trace de gypse n'a été identifiée sur les échantillons (tant intacts que remaniés) prélevés dans le cadre de la présente étude.

2.6.6 Exposition au radon

Le présent paragraphe vise à fournir les informations principales relatives au risque d'exposition au radon. Ce risque ne constitue pas en soi un risque géotechnique, et il est vivement recommandé de faire appel à un spécialiste pour réaliser des mesures sur site, et de se référer aux directives du Ministère de la Santé du Grand-Duché.

Selon le Géoportail du Luxembourg, la concentration en radon sur la commune de Bissen est comprise entre 46 et 169 Bq/m³, avec une moyenne à 103 Bq/m³ (voir Figure 2-17 ci-après).

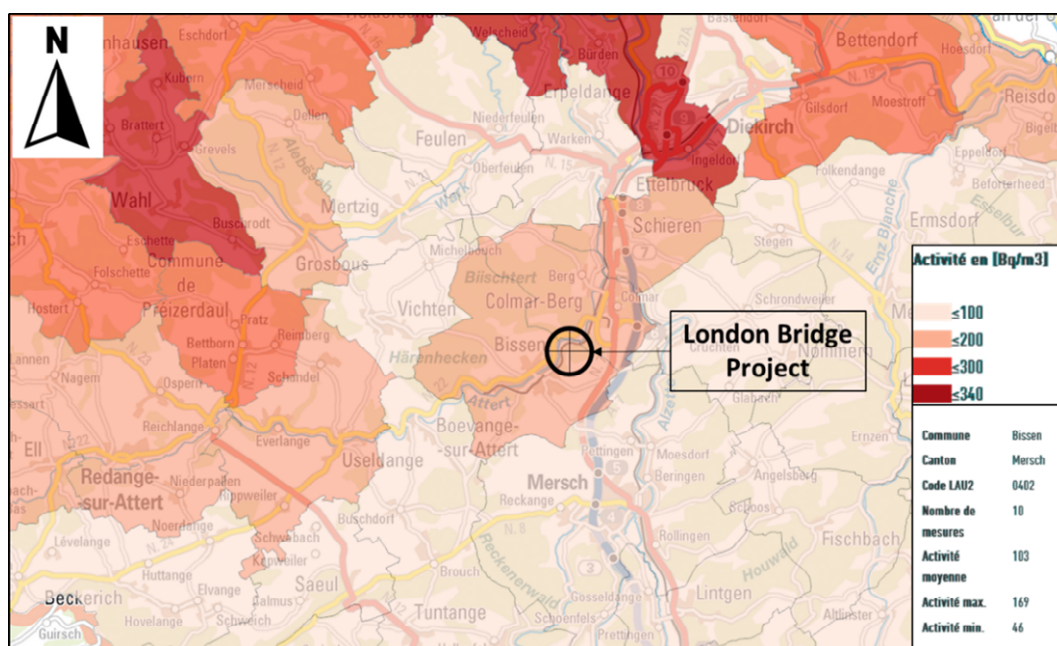


Figure 2-17 : Concentrations en radon – source: map.geoportail.lu

Le Ministère de la Santé du Grand-Duché² recommande de mener les actions suivantes :

Tableau 2-1 : Exemples d'action à mener vis-à-vis du radon selon le Ministère de la Santé du Grand-Duché

Concentration	Jugement	Actions
< 100 Bq/m ³	Normal	Rien à prévoir
100 – 300 Bq/m ³	Très légèrement élevé	Intensifier l'aération naturelle et contrôler la ventilation mécanique contrôlée
301 – 600 Bq/m ³	Légèrement élevé	Inspection des points d'entrée et vérification de l'aération/ventilation mécanique contrôlée
> 600 Bq/m ³	Elevé	Recours possible à des conseils via experts

En fonction de la concentration réelle mesurée sur site, il pourra être recommandé :

- D'assurer l'étanchéité de l'interface entre le sol et la construction par une installation d'une membrane 'pare-radon' fonctionnant comme un écran étanche à l'interface sol-bâtiment.
- De prévoir une couche perméable (enrochement ou gravier) en dessous de la chape ou un vide sanitaire
- Prévoir une ventilation passive de cette couche perméable comprenant une sortie d'air vers l'extérieur pouvant aspirer l'air pollué avec le radon, avant qu'il ne pénètre dans la construction, si nécessaire.

Une mesure de l'activité du radon après achèvement de la construction est conseillée.

² (2021). Le Radon dans les bâtiments – mesures préventives et de remédiations dans la construction. www.radon-info.lu

3 Synthèse des données disponibles

3.1 Investigations in situ

Le plan d'implantation des investigations réalisées est fourni sur les Figure 3-1 à Figure 3-5. Pour plus de détails, se référer à l'annexe 2.

3.1.1 Campagne FUGRO (2018)

La campagne FUGRO a consisté en :

- DPH [Dynamic Probing] : 15 essais de pénétration dynamique, notés DPH.01 à DPH.15, et descendus à une profondeur comprise entre 1.1 et 7.5 m / TN (refus) ;
- BH [Borehole] : 8 sondages carottés, notés F1 to F8, descendus à une profondeur de 20 m / TN ;
- PMT [Pressuremeter Testing] : 8 sondages destructifs, jumelés aux sondages carottés et notés FP1 à FP8, descendus à une profondeur de 20 m/TN, avec réalisation de 8 essais pressiométriques dans chaque sondage.
- RKS [Rammkernsondierung] : 9 sondages au carottier battu notes RKS 1 à RKS9, descendus à une profondeur comprise entre 2.0 et 3.7 m / TN.
- Géophysique : 23 profils de tomographie électrique (ERT).

Les caractéristiques principales de ces sondages (coordonnées X, Y, Z, profondeur atteinte) sont récapitulées dans les Tableau 3-1 à Tableau 3-4 ci-après.

Note : les coordonnées en plan (LUREF : X, Y) des sondages FUGRO ont été déduites par superposition du plan d'implantation avec un plan géoréférencé. Elles sont par conséquent approximatives (incertitude de quelques mètres) et doivent être considérées comme étant indicatives.

Les coordonnées des points de sondage dans le référentiel WGS 84 ont été déduites des coordonnées LUREF à l'aide de l'outil de conversion de coordonnées disponible via le Géoportail : <https://coordinateconverter.geoportail.lu/>.

Tableau 3-1 : Données campagne Fugro 2018, DPH – Sondages au pénétromètre dynamique

Id			LUREF		WGS 84 (decimal)		WGS 84 (dms)		m NG95	m bgl
Campagne	Nom	Type	X	Y	Lon °	Lat °	Lon °"	Lat °"	Z	End depth
FUGRO	DPH.01	DPH	73754.86	95541.12	6.0814	49.7943	6°4'53"	49°47'39.4"	268.50	1.1
FUGRO	DPH.02	DPH	73884.45	95533.19	6.0832	49.7942	6°4'59.48"	49°47'39.15"	268.90	1.8
FUGRO	DPH.03	DPH	73542.36	95460.17	6.0784	49.7935	6°4'42.38"	49°47'36.77"	266.71	2.5
FUGRO	DPH.04	DPH	73643.81	95398.88	6.0799	49.7930	6°4'47.46"	49°47'34.8"	265.89	1.1
FUGRO	DPH.05	DPH	73947.63	95365.17	6.0841	49.7927	6°5'2.65"	49°47'33.72"	270.56	1.5
FUGRO	DPH.06	DPH	73725.75	95269.76	6.0810	49.7918	6°4'51.56"	49°47'30.62"	265.92	1.4
FUGRO	DPH.07	DPH	73632.7	95133.06	6.0797	49.7906	6°4'46.92"	49°47'26.19"	256.39	3.1
FUGRO	DPH.08	DPH	73901.41	95245.09	6.0834	49.7916	6°5'0.34"	49°47'29.83"	268.55	4.4
FUGRO	DPH.09	DPH	73901.97	95104.95	6.0834	49.7904	6°5'0.38"	49°47'25.29"	266.53	2.4
FUGRO	DPH.10	DPH	74098.63	95172.58	6.0862	49.7910	6°5'10.21"	49°47'27.49"	274.19	5.3
FUGRO	DPH.11	DPH	74391.09	95286.83	6.0902	49.7920	6°5'24.82"	49°47'31.19"	256.44	7.5
FUGRO	DPH.12	DPH	73776.37	95466.57	6.0817	49.7936	6°4'54.08"	49°47'36.99"	268.94	1.8
FUGRO	DPH.13	DPH	74281.51	95161.26	6.0887	49.7909	6°5'19.35"	49°47'27.13"	268.34	6.4
FUGRO	DPH.14	DPH	74176.56	95322.65	6.0873	49.7923	6°5'14.1"	49°47'32.35"	268.99	6.5
FUGRO	DPH.15	DPH	74098.08	95336.08	6.0862	49.7924	6°5'10.17"	49°47'32.78"	272.84	1.9

Tableau 3-2 : Données campagne Fugro 2018, BH – Sondages carottés

Id			LUREF		WGS 84 (decimal)		WGS 84 (dms)		m NG95	m bgl
Campagne	Nom	Type	X	Y	Lon °	Lat °	Lon °"	Lat °"	Z	End depth
FUGRO	F.01	BH	73772.68	95388.72	6.0816	49.7929	6°4'53.9"	49°47'34.47"	266.95	20
FUGRO	F.02	BH	73597.19	95551.31	6.0792	49.7944	6°4'45.12"	49°47'39.73"	267.02	20
FUGRO	F.03	BH	73552.95	95283.31	6.0786	49.7920	6°4'42.92"	49°47'31.05"	258.90	20
FUGRO	F.04	BH	73979.83	95188.28	6.0845	49.7911	6°5'4.27"	49°47'27.99"	270.56	20
FUGRO	F.05	BH	74232.03	95348.17	6.0880	49.7925	6°5'16.87"	49°47'33.17"	264.44	20
FUGRO	F.06	BH	74354.18	95104.46	6.0897	49.7904	6°5'22.99"	49°47'25.29"	262.25	20
FUGRO	F.07	BH	73749.98	95052.84	6.0813	49.7899	6°4'52.78"	49°47'23.6"	260.48	20
FUGRO	F.08	BH	74006.73	95420.71	6.0849	49.7932	6°5'5.6"	49°47'35.51"	270.75	20

Tableau 3-3 : Données campagne Fugro 2018, FP – Sondages pressiométriques

Id			LUREF		WGS 84 (decimal)		WGS 84 (dms)		m NG95	m bgl
Campagne	Nom	Type	X	Y	Lon °	Lat °	Lon °"	Lat °"	Z	End depth
FUGRO	FP.01	PMT	73777.709	95383.692	6.0817	49.7929	6°4'54.15"	49°47'34.31"	266.95	20
FUGRO	FP.02	PMT	73602	95546	6.0793	49.7943	6°4'45.36"	49°47'39.56"	267.02	20
FUGRO	FP.03	PMT	73557.95	95278.31	6.0787	49.7919	6°4'43.17"	49°47'30.89"	258.90	20
FUGRO	FP.04	PMT	73984.83	95183.28	6.0846	49.7911	6°5'4.52"	49°47'27.83"	270.56	20
FUGRO	FP.05	PMT	74237.03	95343.17	6.0881	49.7925	6°5'17.12"	49°47'33.01"	264.44	20
FUGRO	FP.06	PMT	74357.716	95100.924	6.0898	49.7903	6°5'23.16"	49°47'25.18"	262.25	20
FUGRO	FP.07	PMT	73754.98	95047.84	6.0814	49.7898	6°4'53.03"	49°47'23.44"	260.48	20
FUGRO	FP.08	PMT	74011.73	95415.71	6.0850	49.7932	6°5'5.85"	49°47'35.35"	270.75	20

Tableau 3-4 : Données campagne Fugro 2018, RKS : Sondages au carottier battu

Id			LUREF		WGS 84 (decimal)		WGS 84 (dms)		m NG95	m bgl
Campagne	Nom	Type	X	Y	Lon °	Lat °	Lon °"	Lat °"	Z	End depth
FUGRO	RKS.01	RKS	73732.67	95657.93	6.0811	49.7953	6°4'51.88"	49°47'43.18"	263.19	3.0
FUGRO	RKS.02	RKS	73511.24	95333.41	6.0780	49.7924	6°4'40.83"	49°47'32.67"	262.32	2.0
FUGRO	RKS.03	RKS	73773.89	95182.95	6.0817	49.7911	6°4'53.97"	49°47'27.81"	264.82	2.3
FUGRO	RKS.04	RKS	74227.57	95219.16	6.0880	49.7914	6°5'16.65"	49°47'29"	267.81	2.6
FUGRO	RKS.05	RKS	74309.5	95071.14	6.0891	49.7901	6°5'20.75"	49°47'24.21"	266.13	3.7
FUGRO	RKS.06	RKS	73865.46	95291.85	6.0829	49.7920	6°4'58.54"	49°47'31.34"	268.94	2.3
FUGRO	RKS.07	RKS	74140.68	95441.7	6.0867	49.7934	6°5'12.29"	49°47'36.2"	267.72	2.4
FUGRO	RKS.08	RKS	74054.81	95266.06	6.0856	49.7918	6°5'8.01"	49°47'30.51"	273.01	2.2
FUGRO	RKS.09	RKS	73499.57	95204.4	6.0779	49.7912	6°4'40.25"	49°47'28.49"	250.26	3.0

3.1.2 Campagne Ginger CEBTP (2024)

La campagne d'investigations de Ginger CEBTP, réalisée dans le cadre de la présente mission comprend :

- TP [Trial Pits] : 20 fouilles à la pelle mécanique, descendues à une profondeur comprise entre 0.8 et 3.1 m/TN (refus / portée limite de la pelle) :
 - Les premières fouilles ont été réalisées à l'aide d'une pelle de 2.5 tonnes. Plusieurs refus ont été rencontrés à faible profondeur, dus à la présence de bancs gréseux superficiels. Afin d'éviter davantage de refus prématurés, il a été décidé de recourir à une pelle de 8.0 tonnes pour les fouilles suivantes.
 - Prélèvement d'échantillons remaniés pour réaliser des essais d'identification en laboratoire.
- CPT [Cone Penetration Tests] : 70 essais CPT (pénétration statique), descendus à une profondeur comprise entre 0.7 m et 7.6 m / TN (refus) :
 - La plupart des CPT ont été dédoublés afin de confirmer la nature des refus ;
 - 75 essais CPT ont initialement été provisionnés, mais en raison de problèmes d'accès aux parcelles boisées (déboisement par encore réalisé lors de l'intervention du camion CPT), 5 essais n'ont pas pu être réalisés. Ceux-ci ont été substitués ultérieurement par 4 sondages destructifs, une fois les accès réalisés.
- BH [Boreholes] : 12 sondages carottés, descendus à une profondeur compris entre 15 m/TN (9 unités) et 20 m/TN (3 unités) :
 - Les sondages BH.G06, BH.G13 et BH.L20 ont été équipés en piézomètres avec sonde automatique afin de suivre le niveau de la nappe ;
 - Prélèvement d'échantillons intacts pour la réalisation d'essais mécaniques en laboratoire.
- DD [Destructive Drillings] : 10 sondages destructifs, descendus à une profondeur de 20 m/TN, avec enregistrement des paramètres de forage (vitesse d'avancement, couple de rotation, pression d'injection, pression sur outil) :
 - 6 sondages destructifs ont été initialement prévus.
 - 4 sondages destructifs ont été ajoutés par la suite, en substitution au 5 sondages CPT qui n'ont pas pu être réalisés dans les bois (voir ci-avant).
- PMT [Pressuremeter Tests] : 6 sondages destructifs, descendus à une profondeur comprise entre 15 et 30 m, avec enregistrement des paramètres de forage et réalisation d'essais pressiométriques :
 - Essais pressiométriques réalisés tous les 1.5 m, à partir de la cote du projet (+267.0 m NG95) ;
 - Les longueurs variables de sondages permettent de tenir compte de la topographie du site et de la demande du client pour des essais profonds.

Les coordonnées ont été mesurées à l'aide d'une antenne GPS :

- Les coordonnées planaires (X & Y) ont été relevées dans le référentiel LUREF
- L'altimétrie des sondages (Z) a été relevée dans le référentiel NG95.

Les caractéristiques principales des sondages (coordonnées X, Y, Z, profondeur atteinte) sont synthétisées dans les Tableau 3-5 à Tableau 3-9 ci-après :

Tableau 3-5 : Données campagne Ginger 2024 GINGER, TP – Sondages à la pelle mécanique

Id			LUREF		WGS 84 (decimal)		WGS 84 (dms)		m NG95	m bgl
Campagne	Nom	Type	X	Y	Lon °	Lat °	Lon °'''	Lat °'''	Z	End depth
GINGER	TP.R34	TP	74389.8554	95158.0423	6.09021464	49.79084205	6° 5' 24.77"	49° 47' 27.03"	259.74	2.8
GINGER	TP.N31	TP	74314.9421	95257.7399	6.08917284	49.7917377	6° 5' 21.02"	49° 47' 30.25"	260.28	2.8
GINGER	TP.N14	TP	73889.0463	95258.3963	6.08325806	49.79173947	6° 4' 59.72"	49° 47' 30.26"	268.74	1.7
GINGER	TP.M18	TP	73987.288	95282.5904	6.08462206	49.79195797	6° 5' 4.63"	49° 47' 31.04"	272.19	3.1
GINGER	TP.L26	TP	74202.3245	95307.9177	6.08760808	49.79218777	6° 5' 15.38"	49° 47' 31.87"	268.22	2.7
GINGER	TP.L04	TP	73640.6655	95305.2571	6.07980784	49.79215823	6° 4' 47.3"	49° 47' 31.76"	262.63	1.6
GINGER	TP.K16	TP	73940.1159	95330.1772	6.0839662	49.79238534	6° 5' 2.27"	49° 47' 32.58"	271.07	2.5
GINGER	TP.I04	TP	73642.6631	95379.0018	6.07983439	49.79282127	6° 4' 47.4"	49° 47' 34.15"	265.49	2.0
GINGER	TP.H09	TP	73760.5613	95409.7322	6.08147129	49.79309878	6° 4' 53.29"	49° 47' 35.15"	267.71	0.8
GINGER	TP.G04	TP	73637.6819	95432.8453	6.07976434	49.79330531	6° 4' 47.15"	49° 47' 35.89"	267.6	1.3
GINGER	TP.F12	TP	73837.6735	95440.6003	6.08254175	49.79337709	6° 4' 57.15"	49° 47' 36.15"	268.56	1.7
GINGER	TP.F02	TP	73589.347	95458.2909	6.07909264	49.79353357	6° 4' 44.73"	49° 47' 36.72"	268.15	1.0
GINGER	TP.B10	TP	73792.7289	95563.5669	6.08191561	49.79448219	6° 4' 54.89"	49° 47' 40.13"	267.51	1.3
GINGER	TP.L06	TP	73687.566	95308.3872	6.08045914	49.79218686	6° 4' 49.65"	49° 47' 31.87"	264.51	2.2
GINGER	TP.N08	TP	73740.9985	95255.0836	6.08120206	49.79170818	6° 4' 52.32"	49° 47' 30.14"	265.97	2.5
GINGER	TP.Q10	TP	73787.55	95180.7157	6.08184973	49.79104004	6° 4' 54.65"	49° 47' 27.74"	264.89	2.2
GINGER	TP.R13	TP	73862.8821	95161.865	6.08289621	49.79087132	6° 4' 58.42"	49° 47' 27.13"	265.75	2.2
GINGER	TP.R15	TP	73899.2629	95175.8008	6.08340123	49.79099698	6° 5' 0.24"	49° 47' 27.58"	266.93	2.5
GINGER	TP.P18	TP	73954.3252	95244.8639	6.08416485	49.79161846	6° 5' 2.99"	49° 47' 29.82"	270.45	3.0
GINGER	TP.P15	TP	73913.4138	95209.2601	6.08359724	49.79129795	6° 5' 0.95"	49° 47' 28.67"	268.44	2.3

Tableau 3-6 : Données campagne Ginger 2024 GINGER, CPT – Pénétromètre statique

Id			LUREF		WGS 84 (decimal)		WGS 84 (dms)		m NG95	m bgl
Campagne	Nom	Type	X	Y	Lon °	Lat °	Lon °"	Lat °"	Z	End depth
GINGER	CPT.D09	CPT	73760.9985	95506.7156	6.08147582	49.79397073	6° 4' 53.31"	49° 47' 38.29"	269.21	2.2
GINGER	CPT.D10	CPT	73786.6803	95509.983	6.08183245	49.79400037	6° 4' 54.59"	49° 47' 38.4"	268.94	2.4
GINGER	CPT.E11	CPT	73813.9611	95481.0073	6.08221179	49.79374014	6° 4' 55.96"	49° 47' 37.46"	268.97	0.7
GINGER	CPT.E12	CPT	73836.2374	95480.1967	6.08252119	49.79373308	6° 4' 57.07"	49° 47' 37.43"	269.04	0.8
GINGER	CPT.F07	CPT	73711.0649	95456.1314	6.08078313	49.79351543	6° 4' 50.81"	49° 47' 36.65"	268.19	1.9
GINGER	CPT.F08	CPT	73734.8611	95456.2345	6.08111362	49.7935166	6° 4' 52"	49° 47' 36.65"	268.42	2.3
GINGER	CPT.F11	CPT	73811.0571	95458.0916	6.08217182	49.79353408	6° 4' 55.81"	49° 47' 36.72"	268.93	1.8
GINGER	CPT.F13	CPT	73861.0254	95453.1076	6.08286587	49.79348978	6° 4' 58.31"	49° 47' 36.56"	268.74	1.6
GINGER	CPT.G08	CPT	73736.6473	95432.6415	6.0811388	49.7933045	6° 4' 52.09"	49° 47' 35.89"	267.85	1.8
GINGER	CPT.G09	CPT	73759.5794	95433.397	6.08145727	49.79331153	6° 4' 53.24"	49° 47' 35.92"	268.09	1.7
GINGER	CPT.G10	CPT	73785.1321	95433.1378	6.08181216	49.79330947	6° 4' 54.52"	49° 47' 35.91"	268.5	1.9
GINGER	CPT.H03	CPT	73614.6349	95406.6772	6.07944468	49.7930698	6° 4' 46"	49° 47' 35.05"	266.81	1.5
GINGER	CPT.H05	CPT	73660.7826	95407.3382	6.08008558	49.79307622	6° 4' 48.3"	49° 47' 35.07"	266.75	3.6
GINGER	CPT.H06	CPT	73685.8245	95409.3534	6.08043333	49.7930946	6° 4' 49.55"	49° 47' 35.14"	266.92	2.0
GINGER	CPT.H07	CPT	73712.2846	95408.7287	6.08080083	49.79308926	6° 4' 50.88"	49° 47' 35.12"	267.21	2.7
GINGER	CPT.H08	CPT	73736.9025	95408.1593	6.08114273	49.7930844	6° 4' 52.11"	49° 47' 35.1"	267.3	1.8
GINGER	CPT.H11	CPT	73811.8377	95406.4292	6.08218348	49.79306961	6° 4' 55.86"	49° 47' 35.05"	267.99	1.9
GINGER	CPT.H12	CPT	73837.4737	95406.4574	6.08253951	49.79307012	6° 4' 57.14"	49° 47' 35.05"	268.18	2.2
GINGER	CPT.I05	CPT	73663.4587	95382.4652	6.08012315	49.79285263	6° 4' 48.44"	49° 47' 34.26"	265.73	1.1
GINGER	CPT.I07	CPT	73711.168	95383.775	6.08078572	49.7928649	6° 4' 50.82"	49° 47' 34.31"	266.3	2.0
GINGER	CPT.I11	CPT	73808.3205	95385.5822	6.08213496	49.79288214	6° 4' 55.68"	49° 47' 34.37"	267.8	2.4
GINGER	CPT.J04	CPT	73639.3072	95354.6947	6.07978818	49.7926027	6° 4' 47.23"	49° 47' 33.36"	264.22	2.6
GINGER	CPT.J06	CPT	73687.8226	95356.7257	6.08046193	49.79262146	6° 4' 49.66"	49° 47' 33.43"	264.72	1.1
GINGER	CPT.J07	CPT	73711.1548	95358.2227	6.08078594	49.79263516	6° 4' 50.82"	49° 47' 33.48"	265.39	2.0
GINGER	CPT.J08	CPT	73737.1351	95357.321	6.08114677	49.79262733	6° 4' 52.12"	49° 47' 33.45"	266.01	2.3
GINGER	CPT.J29	CPT	74264.8403	95358.1314	6.08847557	49.79263982	6° 5' 18.51"	49° 47' 33.5"	259.59	7.6
GINGER	CPT.K15	CPT	73915.1029	95333.0873	6.08361878	49.79241126	6° 5' 1.02"	49° 47' 32.68"	270.21	4.0

Id			LUREF		WGS 84 (decimal)		WGS 84 (dms)		m NG95	m bgl
Campagne	Nom	Type	X	Y	Lon °	Lat °	Lon °"	Lat °"	Z	End depth
GINGER	CPT.K17	CPT	73965.0694	95333.0184	6.08431271	49.79241114	6° 5' 3.52"	49° 47' 32.68"	271.53	2.6
GINGER	CPT.L12	CPT	73851.3372	95308.4036	6.08273359	49.79218869	6° 4' 57.84"	49° 47' 31.87"	268.82	3.2
GINGER	CPT.L13	CPT	73864.6585	95305.6214	6.08291863	49.79216381	6° 4' 58.5"	49° 47' 31.78"	268.98	2.7
GINGER	CPT.L14	CPT	73890.1176	95308.0577	6.08327217	49.79218597	6° 4' 59.77"	49° 47' 31.86"	269.38	3.6
GINGER	CPT.L15	CPT	73915.1117	95307.9313	6.08361929	49.79218509	6° 5' 1.02"	49° 47' 31.86"	270.33	1.7
GINGER	CPT.L24	CPT	74140.1552	95307.9486	6.08674468	49.79218745	6° 5' 12.28"	49° 47' 31.87"	272.82	6.7
GINGER	CPT.L28	CPT	74239.9395	95307.9216	6.08813048	49.79218817	6° 5' 17.26"	49° 47' 31.87"	262.91	4.3
GINGER	CPT.L30	CPT	74290.0306	95308.0618	6.08882614	49.7921899	6° 5' 19.77"	49° 47' 31.88"	257.67	5.5
GINGER	CPT.M03	CPT	73614.8277	95283.188	6.07944937	49.79195954	6° 4' 46.01"	49° 47' 31.05"	261.78	3.7
GINGER	CPT.M05	CPT	73665.0942	95282.9394	6.08014746	49.79195784	6° 4' 48.53"	49° 47' 31.04"	263.85	1.7
GINGER	CPT.M07	CPT	73714.9466	95282.9818	6.08083981	49.79195873	6° 4' 51.02"	49° 47' 31.05"	265.83	2.7
GINGER	CPT.M14	CPT	73890.0498	95283.067	6.08327162	49.79196129	6° 4' 59.77"	49° 47' 31.06"	269.04	3.7
GINGER	CPT.M32	CPT	74340.11	95282.8606	6.089522	49.79196379	6° 5' 22.27"	49° 47' 31.06"	257.13	4.9
GINGER	CPT.N05	CPT	73664.8942	95246.8254	6.08014527	49.79163314	6° 4' 48.52"	49° 47' 29.87"	263.98	1.9
GINGER	CPT.N12	CPT	73840.1417	95257.8488	6.08257889	49.79173405	6° 4' 57.28"	49° 47' 30.24"	267.77	2.5
GINGER	CPT.N13	CPT	73864.7636	95257.8869	6.08292084	49.79173465	6° 4' 58.51"	49° 47' 30.24"	268.03	3.5
GINGER	CPT.N16	CPT	73940.0752	95257.9027	6.08396675	49.79173554	6° 5' 2.28"	49° 47' 30.24"	270.31	3.0
GINGER	CPT.N25	CPT	74165.0903	95257.9471	6.08709172	49.79173815	6° 5' 13.53"	49° 47' 30.25"	272.7	5.7
GINGER	CPT.N29	CPT	74265.0084	95258.0875	6.08847936	49.79174036	6° 5' 18.52"	49° 47' 30.26"	262.44	7.3
GINGER	CPT.O06	CPT	73689.8539	95232.9926	6.08049213	49.79150904	6° 4' 49.77"	49° 47' 29.43"	264.36	0.9
GINGER	CPT.O09	CPT	73765.0854	95232.9098	6.08153692	49.79150907	6° 4' 53.53"	49° 47' 29.43"	265.97	0.8
GINGER	CPT.O10	CPT	73790.0317	95232.9754	6.08188337	49.79150991	6° 4' 54.78"	49° 47' 29.43"	266.39	2.0
GINGER	CPT.O12	CPT	73840.1406	95233.0352	6.08257927	49.79151096	6° 4' 57.28"	49° 47' 29.43"	267	2.5
GINGER	CPT.O13	CPT	73865.1634	95232.9598	6.08292678	49.79151054	6° 4' 58.53"	49° 47' 29.43"	267.32	3.0
GINGER	CPT.O14	CPT	73889.8703	95232.965	6.0832699	49.79151083	6° 4' 59.77"	49° 47' 29.43"	268.02	3.1
GINGER	CPT.O32	CPT	74339.9498	95232.8627	6.0895205	49.79151427	6° 5' 22.27"	49° 47' 29.45"	262.84	7.1
GINGER	CPT.P10	CPT	73789.9881	95208.0273	6.08188316	49.79128561	6° 4' 54.77"	49° 47' 28.62"	265.58	0.8

Id			LUREF		WGS 84 (decimal)		WGS 84 (dms)		m NG95	m bgl
Campagne	Nom	Type	X	Y	Lon °	Lat °	Lon °"	Lat °"	Z	End depth
GINGER	CPT.P12	CPT	73840.0949	95207.8463	6.08257903	49.7912845	6° 4' 57.28"	49° 47' 28.62"	266.41	1.7
GINGER	CPT.P13	CPT	73865.1857	95207.9931	6.08292748	49.79128607	6° 4' 58.53"	49° 47' 28.62"	266.72	2.3
GINGER	CPT.P17	CPT	73964.8817	95208.1165	6.08431202	49.79128818	6° 5' 3.52"	49° 47' 28.63"	269.91	1.5
GINGER	CPT.P31	CPT	74315.1249	95207.8629	6.0891761	49.79128928	6° 5' 21.03"	49° 47' 28.64"	264.91	6.1
GINGER	CPT.Q07	CPT	73712.0343	95183.019	6.08080096	49.79105997	6° 4' 50.88"	49° 47' 27.81"	263.39	2.1
GINGER	CPT.Q16	CPT	73939.9831	95183.1957	6.08396662	49.79106387	6° 5' 2.27"	49° 47' 27.82"	268.38	3.4
GINGER	CPT.Q19	CPT	74015.0304	95183.2335	6.08500885	49.79106496	6° 5' 6.03"	49° 47' 27.83"	271.12	4.3
GINGER	CPT.Q33	CPT	74364.9803	95182.9116	6.08986883	49.79106541	6° 5' 23.52"	49° 47' 27.83"	262.17	6.8
GINGER	CPT.R10	CPT	73789.9877	95157.9287	6.08188394	49.79083519	6° 4' 54.78"	49° 47' 27"	264.22	1.9
GINGER	CPT.R16	CPT	73939.9102	95158.4323	6.08396599	49.79084123	6° 5' 2.27"	49° 47' 27.02"	268.29	4.5
GINGER	CPT.S08	CPT	73739.8776	95133.0551	6.08118843	49.79061105	6° 4' 52.27"	49° 47' 26.19"	261.94	1.5
GINGER	CPT.T15	CPT	73926.0902	95126.1881	6.08377457	49.7905512	6° 5' 1.58"	49° 47' 25.98"	267.31	4.4
GINGER	CPT.T17	CPT	73981.901	95146.1811	6.08454933	49.7907315	6° 5' 4.37"	49° 47' 26.63"	269.91	1.9
GINGER	CPT.T19	CPT	74038.3785	95166.3727	6.08533336	49.7909136	6° 5' 7.2"	49° 47' 27.28"	272.12	3.9
GINGER	CPT.T24	CPT	74152.4122	95207.864	6.08691639	49.79128774	6° 5' 12.89"	49° 47' 28.63"	273.82	7.1
GINGER	CPT.T25	CPT	74189.4521	95221.2645	6.08743059	49.79140858	6° 5' 14.75"	49° 47' 29.07"	272.25	6.3

Tableau 3-7 : Données campagne Ginger 2024 GINGER, MPT – Sondages pressiométriques

Id			LUREF		WGS 84 (decimal)		WGS 84 (dms)		m NG95	m bgl
Campagne	Nom	Type	X	Y	Lon °	Lat °	Lon °"	Lat °"	Z	End depth
GINGER	PMT.E09	PMT	73764.6369	95479.4671	6.08152678	49.79372579	6° 4' 53.49"	49° 47' 37.41"	268.97	21.0
GINGER	PMT.L16	PMT	73939.8877	95308.1067	6.08396337	49.79218691	6° 5' 2.26"	49° 47' 31.87"	270.93	26.0
GINGER	PMT.N04	PMT	73640.2633	95263.0209	6.07980294	49.79177849	6° 4' 47.29"	49° 47' 30.4"	262.95	15.0
GINGER	PMT.O11	PMT	73814.9615	95232.9675	6.08222959	49.7915101	6° 4' 56.02"	49° 47' 29.43"	266.64	30.0
GINGER	PMT.O18	PMT	73989.9266	95233.0676	6.08465946	49.79151275	6° 5' 4.77"	49° 47' 29.44"	271.46	15.0
GINGER	PMT.T20	PMT	74069.0561	95177.5536	6.08575923	49.79101442	6° 5' 8.73"	49° 47' 27.65"	273.35	20.0

Tableau 3-8 : Données campagne Ginger 2024 GINGER, BH – Sondages carottés

Id			LUREF		WGS 84 (decimal)		WGS 84 (dms)		m NG95	m bgl
Campagne	Nom	Type	X	Y	Lon °	Lat °	Lon °"	Lat °"	Z	End depth
GINGER	BH.L20	BH	74046.22	95318.34	6.085435902	49.79228455	6° 5' 7.56"	49° 47' 32.22"	273.2	15.0
GINGER	BH.T27	BH	74226.86	95230.28	6.087953286	49.79148553	6° 5' 16.63"	49° 47' 29.34"	268.9	20.0
GINGER	BH.P05	BH	73665.0615	95208.0059	6.08014822	49.79128413	6° 4' 48.53"	49° 47' 28.62"	262.78	20.0
GINGER	BH.N30	BH	74290.0277	95257.984	6.08882683	49.79173966	6° 5' 19.77"	49° 47' 30.26"	260.28	15.0
GINGER	BH.N15	BH	73915.0465	95257.8931	6.08361916	49.79173521	6° 5' 1.02"	49° 47' 30.24"	269.64	15.0
GINGER	BH.N10	BH	73785.5073	95252.1999	6.08182023	49.79168271	6° 4' 54.55"	49° 47' 30.05"	266.67	15.0
GINGER	BH.K05	BH	73664.6405	95326.1749	6.08014047	49.79234655	6° 4' 48.5"	49° 47' 32.44"	263.4	15.0
GINGER	BH.J14	BH	73908.1068	95340.6588	6.0835215	49.79247926	6° 5' 0.67"	49° 47' 32.92"	269.87	15.0
GINGER	BH.J09	BH	73765.0656	95357.8941	6.08153467	49.79263277	6° 4' 53.52"	49° 47' 33.47"	266.48	15.0
GINGER	BH.G13	BH	73864.9704	95432.9776	6.08292098	49.79330884	6° 4' 58.51"	49° 47' 35.91"	268.15	15.0
GINGER	BH.G06	BH	73690.129	95432.6974	6.08049274	49.79330453	6° 4' 49.77"	49° 47' 35.89"	267.71	15.0
GINGER	BH.F10	BH	73790.2229	95458.0157	6.08188247	49.79353319	6° 4' 54.77"	49° 47' 36.71"	268.87	20.0

Tableau 3-9 : Données campagne Ginger 2024 GINGER, DD – Sondages destructifs

Id			LUREF		WGS 84 (decimal)		WGS 84 (dms)		m NG95	m bgl
Campagne	Nom	Type	X	Y	Lon °	Lat °	Lon °"	Lat °"	Z	End depth
GINGER	DD.T18	DD	74010.9034	95156.5516	6.08495194	49.79082503	6° 5' 5.82"	49° 47' 26.97"	271.13	20.0
GINGER	DD.Q15	DD	73915.0496	95183.072	6.08362036	49.79106251	6° 5' 1.03"	49° 47' 27.82"	267.63	20.0
GINGER	DD.N21	DD	74065.0826	95258.0021	6.08570283	49.79173767	6° 5' 8.53"	49° 47' 30.25"	273.25	20.0
GINGER	DD.I06	DD	73688.0335	95381.0147	6.08046447	49.79283984	6° 4' 49.67"	49° 47' 34.22"	265.98	20.0
GINGER	DD.H14	DD	73879.5675	95406.9079	6.08312411	49.7930746	6° 4' 59.24"	49° 47' 35.06"	268.81	20.0
GINGER	DD.G11	DD	73810.9618	95428.8474	6.08217096	49.79327116	6° 4' 55.81"	49° 47' 35.77"	268.32	20.0
GINGER	DD.J12	DD	J12	95373.09	6.082351543	49.79276834	6° 4' 56.46"	49° 47' 33.96"	268	20.0
GINGER	DD.L10	DD	L10	95283.05	6.081683244	49.79195932	6° 4' 54.05"	49° 47' 31.05"	267	20.0
GINGER	DD.M09	DD	M09	95270.84	6.081441481	49.79185397	6° 4' 53.18"	49° 47' 30.67"	267.3	20.0
GINGER	DD.M11	DD	M11	95270.79	6.082033799	49.79184616	6° 4' 55.32"	49° 47' 30.64"	266.6	20.0

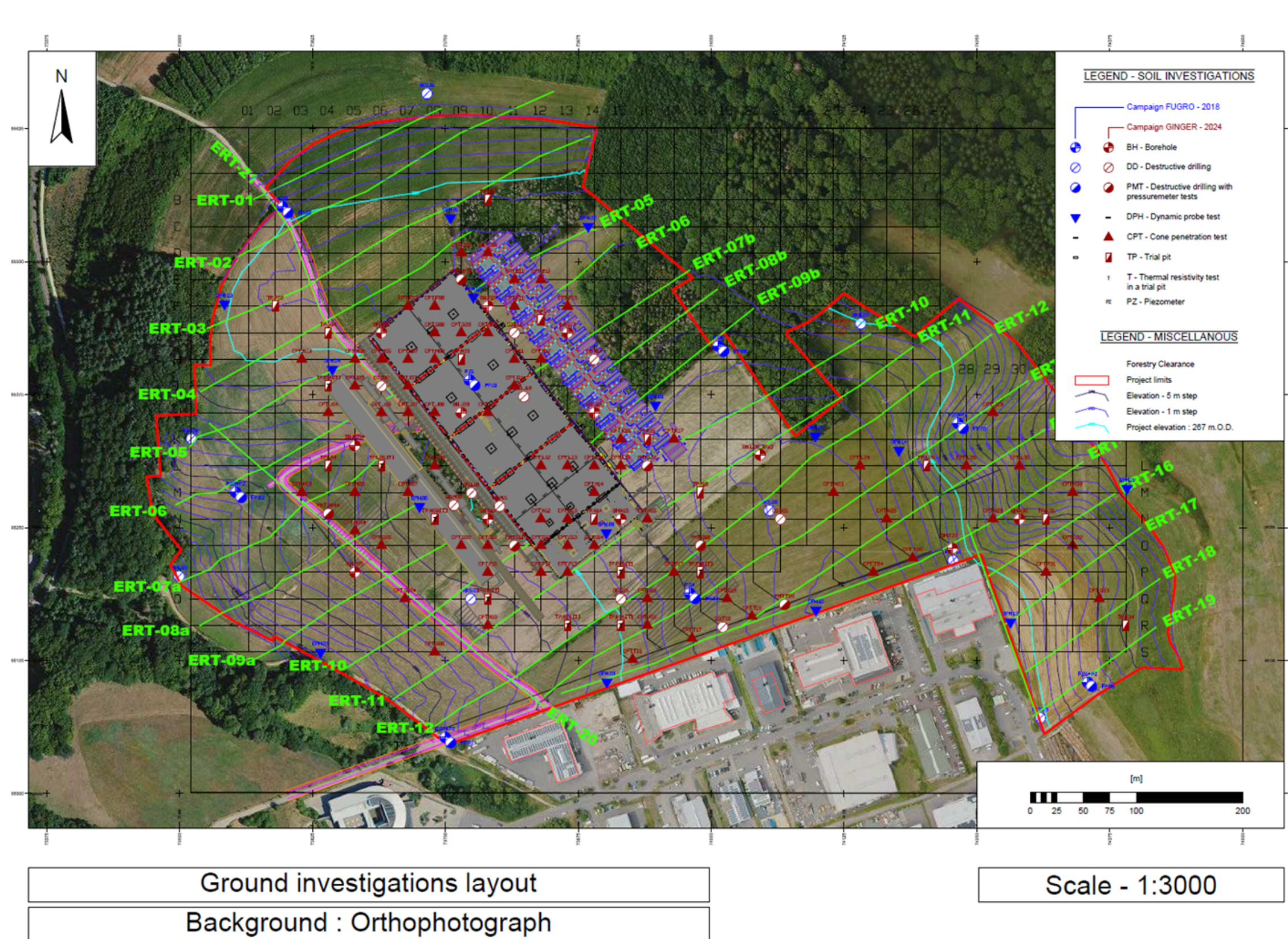


Figure 3-1 : Implantation des investigations in situ – vue générale

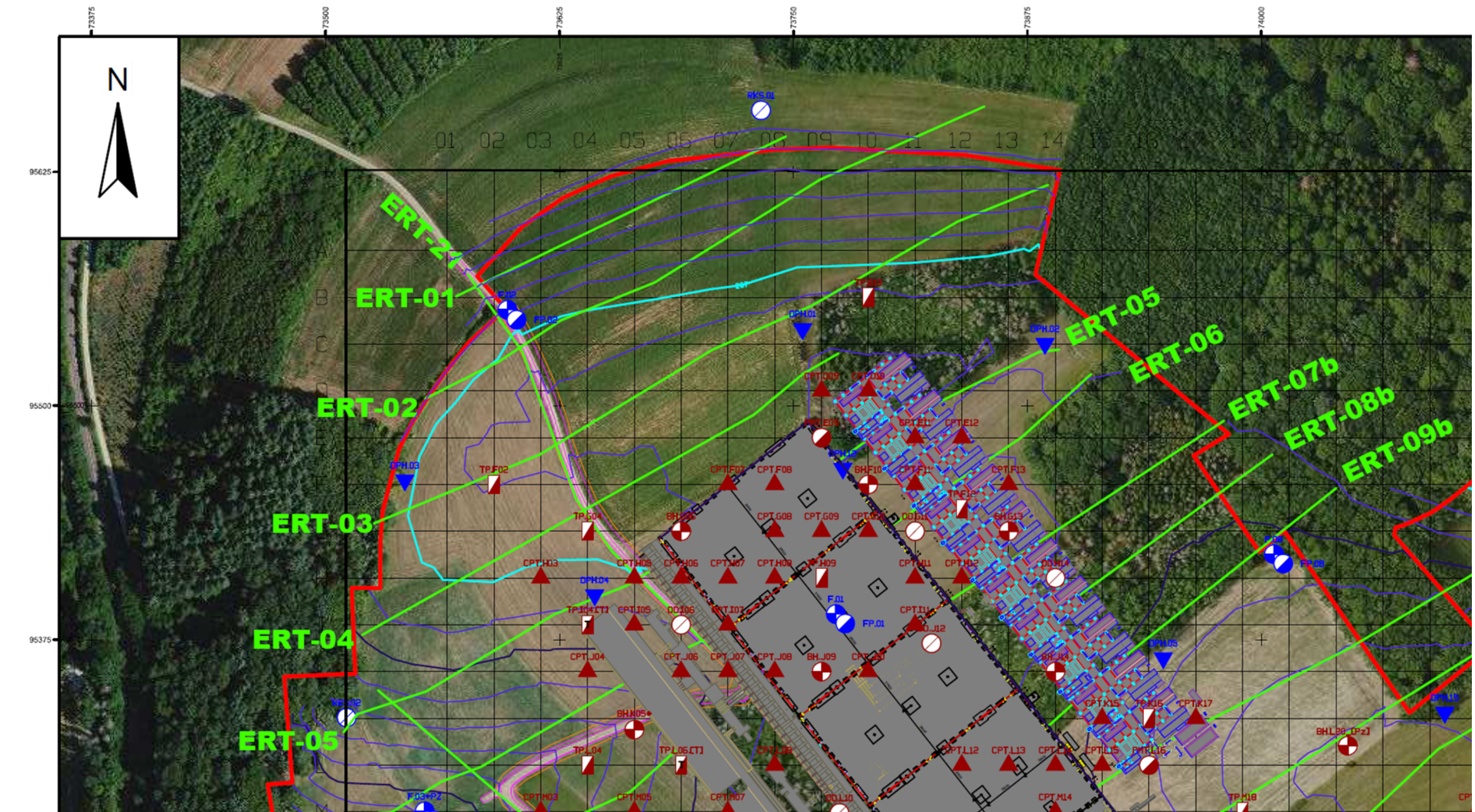


Figure 3-2 : Implantation des investigations in situ – détail nord-ouest

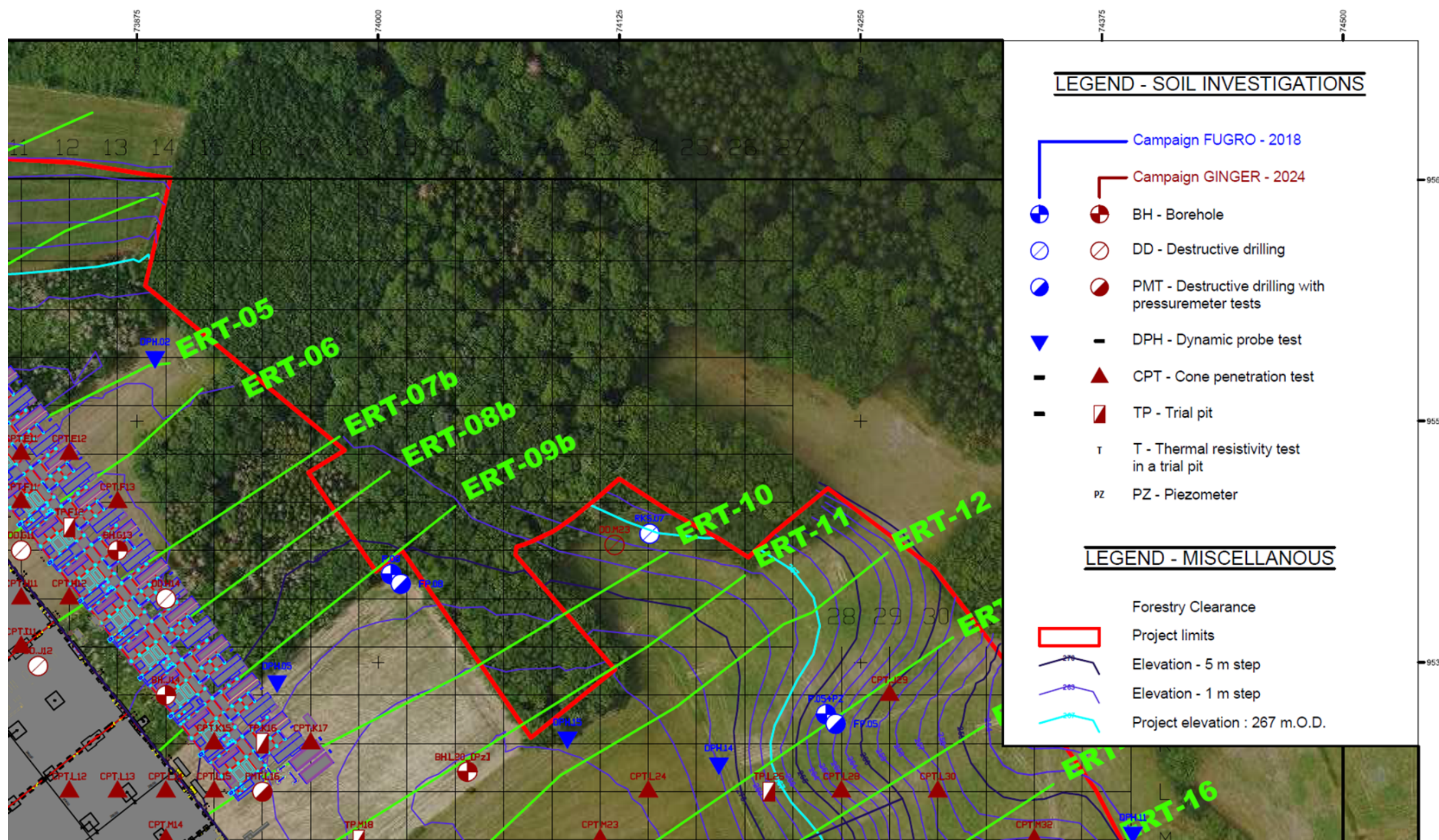


Figure 3-3 : Implantation des investigations in situ – détail nord-est

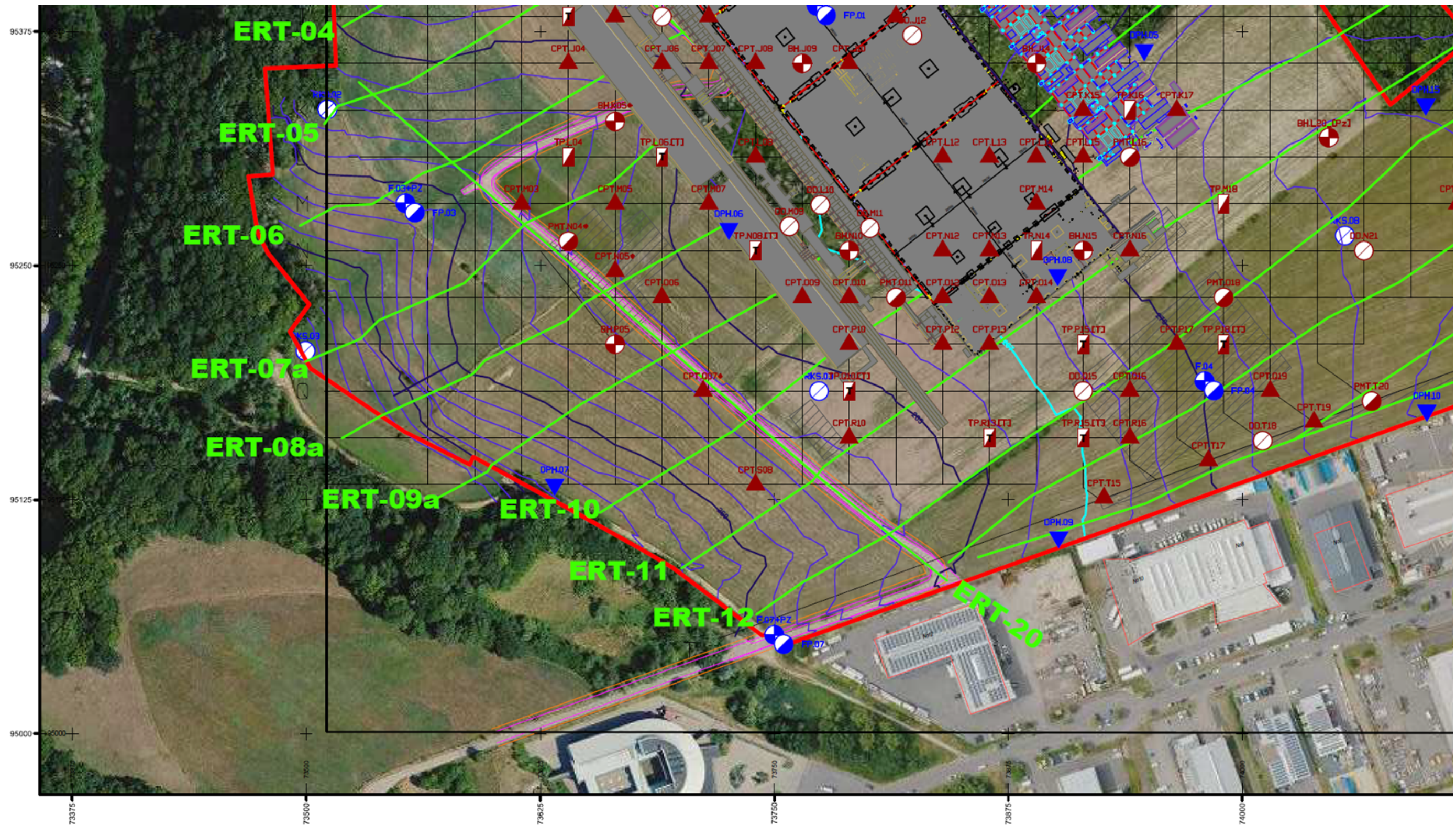


Figure 3-4 : Implantation des investigations in situ – détail sud-ouest

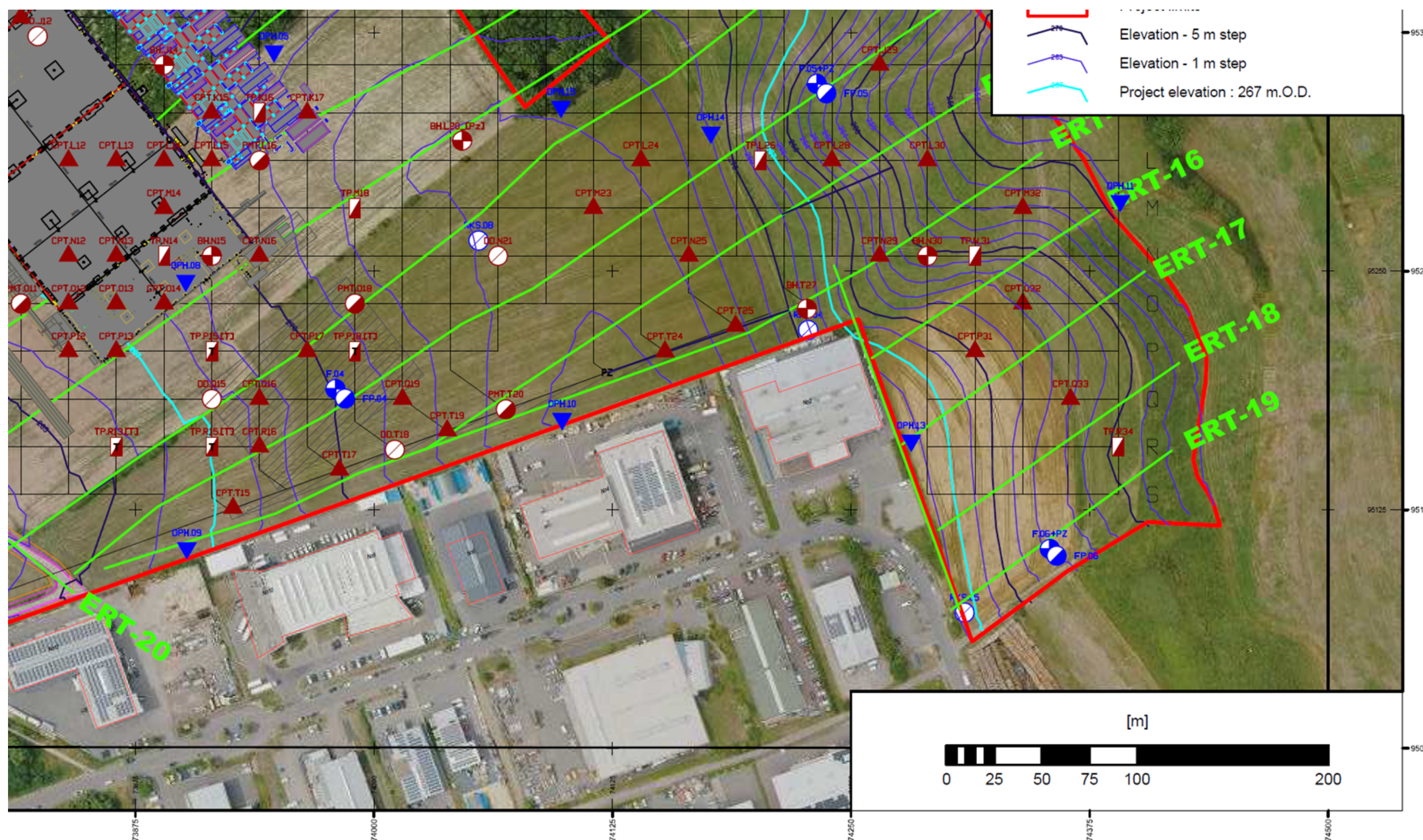


Figure 3-5 : Implantation des investigations in situ – détail sud-est

3.2 Essais en laboratoire

3.2.1 Campagne Fugro (2018)

Les essais en laboratoire réalisés par Fugro ont consisté en :

- Essais d'identification :
 - 1 granulométrie
 - 6 limites d'Atterberg (évaluation de l'indice de plasticité)
 - Mesures de l'agressivité chimique du sol et de l'eau souterraine.

3.2.2 Campagne Ginger CEBTP (2024)

Les essais en laboratoire réalisés par Ginger CEBTP ont consisté en :

- Des essais d'identification sur échantillons remaniés (fouilles à la pelle) et intacts (sondages carottés) ;
- Des essais mécaniques sur échantillons intacts (sondages carottés).

3.2.2.1 Essais sur échantillons remaniés (fouilles à la pelle)

Les échantillons remaniés prélevés dans les fouilles à la pelle ont fait l'objet des essais en laboratoire suivants :

- Essais d'identification pour classification selon l'EN 16907-2:
 - Teneur en eau
 - Densité apparente
 - Granulométrie (tamisage et sédimentométrie)
 - Sensibilité à l'eau avec, selon l'échantillon :
 - Mesure de la valeur au bleu des sols (VBS)
 - Mesure des limites d'Atterberg / Indice de plasticité
- Essais routiers : Mesure de l'Indice Portant Immédiat (IPI).

3.2.2.2 Essais sur échantillons intacts (sondages carottés)

Les échantillons intacts prélevés dans les sondages carottés ont fait l'objet des essais en laboratoire suivants :

- Essais mécaniques :
 - Essais de cisaillement triaxial :
 - Dans les futurs terrains excavés, afin d'évaluer la stabilité des talus en déblai ;
 - Dans les secteurs des futurs remblais, pour évaluer la stabilité du sol support sous le poids des remblais.
 - Essais œdométriques, pour évaluer l'amplitude et la cinétique des tassements ;
 - Essais de gonflement (Huder-Amberg), dans les zones de déblai.
- Essais d'identification pour classification selon l'EN 16907-2:
 - Teneur en eau
 - Densité apparente
 - Granulométrie (tamisage et sédimentométrie)
 - Sensibilité à l'eau avec, selon l'échantillon :
 - Mesure de la valeur au bleu des sols (VBS)
 - Mesure des limites d'Atterberg / Indice de plasticité
 - Teneur en matière organique
 - Teneur en carbonates
 - Essais sur roche :
 - Durabilité :
 - Essai Los Angeles (résistance à la fragmentation / chocs)
 - Essai Micro-Deval (résistance à l'usure par frottement)
 - Usure des outils de terrassement (essais CERCHAR – AFTES) :
 - Mesure de la dureté
 - Mesure de l'abrasivité
- Mesure de l'agressivité chimique du sol et de l'eau souterraine.

Tableau 3-10 : Programme d'essai sur échantillon intact (sondages carottés) – essais d'identification et essais mécaniques

BH	Ground level	Sheath		Facies		Disturbed / Undisturbed	Description	GTR	CU+u	Oedo	Huder
-	m NG 95	de	à	de	à	-	-	-	-	-	-
BH.T27	+274.3	1.00	2.00	1.00	2.00	U	Firm, brown silty CLAY, locally softer (1.90-2.00). Rare millimeter-sized siliceous gravel	1	1	-	-
		2.00	2.50	2.00	2.50	U	Firm, brown silty CLAY	1	-	-	1
BH.N30	260.3	0.50	1.50	0.50	1.50	U	Soft, brown CLAY	1 (0.7 - 1.0 m)	-	1 (0.9 - 1.0 m)	-
		1.50	2.50	1.50	2.25	U	Quite soft, plastic, brown CLAY	1	1	1	-
				2.25	2.50	U	Firm, dark brown CLAY	-	-	-	-
		2.50	3.50	2.50	2.65	U	Firm, dark brown CLAY	-	-	-	-
				2.65	2.90	U	Firm, grey-brown sandy CLAY	-	-	-	-
				2.90	3.15	U	Firm, grey silty CLAY, slightly sandy Rare millimeter-sized siliceous gravel	1	-	1	-
				3.15	3.30	U	Firm, grey-brown-reddish variegated CLAY, slightly sandy. Rare millimeter-sized siliceous gravel	-	-	-	-
				3.30	3.50	U	Stiff, grey CLAY	-	-	-	-
BH.L20	+273.1	2.00	3.50	2.00	2.50	U	Firm brown CLAY	-	-	-	-
				2.50	3.50	U	Firm brown CLAY	1	1	-	1
		3.50	5.00	3.50	4.50	U	Quite soft, brown CLAY	1	1	-	1
				4.50	5.00	U	Grey SANDSTONE blocks within almost totally leached clayey matrix	-	-	-	-
BH.P05	+262.8	0.80	1.60	0.80	1.15	U	Quite soft, reddish CLAY	1	-	1	-
				1.15	1.60	U	Slightly cemented, friable, reddish, sandy CLAY	-	-	-	-
BH.J14	+269.9	3.50	3.95	3.50	3.95	U	Firm grey CLAY	1	-	-	1

4 Synthèse des investigations géotechniques

4.1 Stratigraphie générale

La stratigraphie générale du site au droit du projet a été établie sur la base :

- De la carte géologique du Luxembourg et de sa notice [12], [13] ;
- Des mesures géophysiques ;
- Des investigations géotechniques.

Sur la base de ces informations, le profil stratigraphique-type du site serait le suivant (du haut vers le bas) :

- top – topsoil / terre végétale
- sub – subsoil / couverture argilo limoneuse
- d – Pleistocene deposits / dépôts pléistocènes
- km3 – stone marl keuper / keuper à marnolites
- km2 – reed sandstone / grès à roseaux
- km1 – Pseudomorphosenkeuper sandstone / grès du keuper à pseudomorphoses

4.2 Lithologie

4.2.1 Terre végétale

La terre végétale (topsoil) se présente sous la forme de limons argileux brun foncé, contenant des débris de végétaux. Son épaisseur mesurée varie globalement entre 0,20 m et 0,40 m en dehors de la zone boisée. Dans la zone boisée et à proximité de celle-ci, la terre végétale peut présenter une épaisseur plus importante en raison du système racinaire plus profond. Dans le sondage BH.G13, des débris végétaux ont été rencontrés jusqu'à une profondeur de 1,35 m.

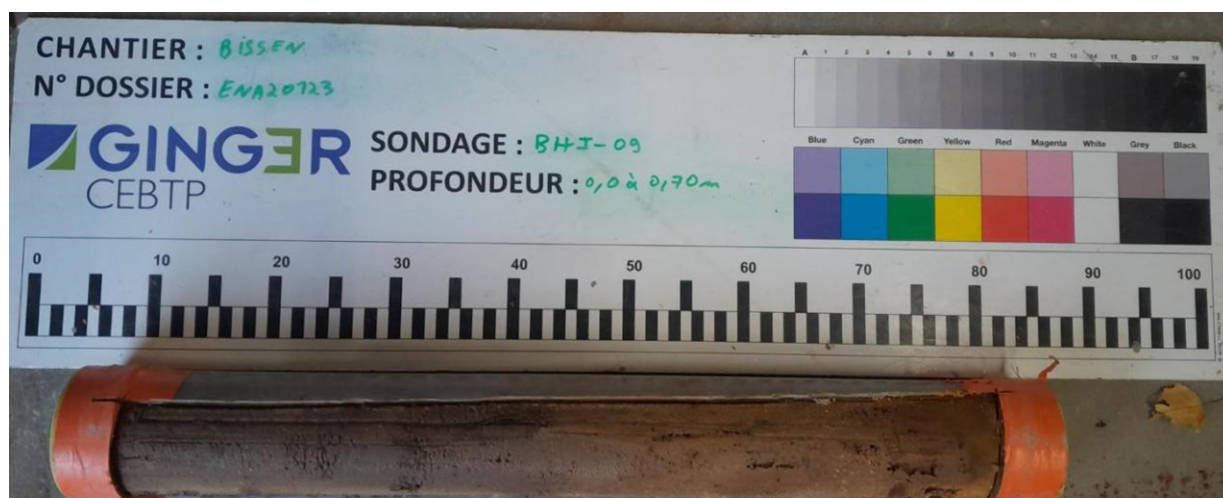


Figure 4-1 : BH.J09 // 0.0 – 0.7 m // Faciès-type de terre végétale (brun sombre) et de subsoil (marron clair)

4.2.2 Subsoil

Le subsoil se présente sous la forme d'une argile silteuse marron-rougeâtre. Cette formation peut être le produit ultime de l'altération des formations sous-jacentes.

4.2.3 Dépôts pléistocènes

Les dépôts pléistocènes sont rencontrés uniquement au sud-est du site, à l'angle de la limite parcellaire. Ces dépôts se présentent sous la forme d'argile plastique marron-gris à rougeâtre.

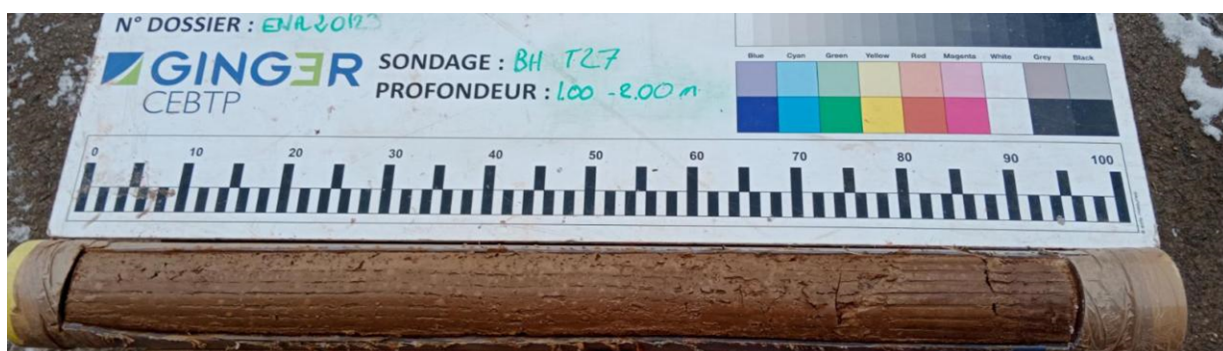


Figure 4-2 : BH.T27 // 1.0 – 2.0 m // Faciès-type des dépôts pléistocènes

4.2.4 km3 – Steinmergel keuper (keuper à marnolites)

4.2.4.1 Description générale

La formation du keuper à marnolites (km3) est caractérisée par des argiles grisâtres, parfois sableuses, et de marnes, entrecoupées de bancs de grès.

La fraction sableuse ainsi que son degré de cimentation varient au sein de cette formation, lui conférant par endroits une texture friable (voir Figure 4-3 ci-après).

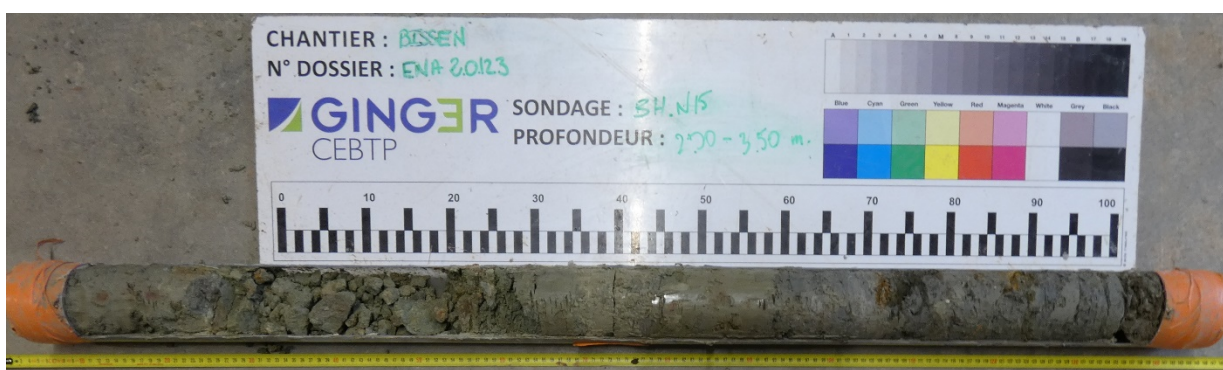


Figure 4-3 : BH.N15 // 2.0 – 3.5 m // Faciès-type du km3 – De gauche à droite : Argile grise (2.0 – 2.2 m) / Grès fragmenté au sein d'une matrice argileuse (2.2 – 2.6 m) / Argile sableuse grise friable, légèrement cimentée (faciès marneux) (2.6 – 3.5 m)

Dans les faciès les plus indurés, les particules argileuses sont cimentées sous forme d'agrégats pélitiques (comme visible sur la Figure 4-3). Ces agrégats ont tendance à se désagréger à nouveau en particules argileuses sous l'effet d'une forte imbibition (voir Figure 4-4 ci-dessous).

De manière générale, en raison de sa composition majoritairement argileuse et marneuse, cette formation présente de faibles valeurs de résistivité électrique sur les profils de tomographie de résistivité électrique (ERT). Cela permet de la distinguer plus aisément des formations sous-jacentes (km2, km1), qui sont plus résistives du fait de leurs faciès gréseux (Figure 4-5).

Par souci de reproductibilité et afin de faciliter la distinction avec les formations superficielles sus-jacentes, la limite supérieure de la formation km3 est définie au niveau du premier banc de grès rencontré lors des investigations de terrain.



Figure 4-4 : Campagne Fugro // Sondage carotté F4 // 4.0 – 8.0 m //
Echantillon d'argile et marne grises appartenant à la formation km3

4.2.4.2 Subdivisions

D'après les données disponibles, les bancs de grès présentent des valeurs de résistance au cône [qc] plus élevées que la matrice argileuse/marno-argileuse qui les encadre. Ces bancs sont cependant inégalement répartis au sein de la formation et présentent divers degrés d'altération. Il semble donc difficile de subdiviser le km3 en faciès argileux/marno-argileux d'une part et en faciès gréseux d'autre part.

Entre les bancs de grès, la matrice fine peut être divisée en deux sous-formations, en fonction des valeurs de qc des essais CPT (résistance au cône) – voir § 4.3.1

- km3.b – qc < 6 MPa : faciès argileux / argilo-marneux altéré ;
- km3.a – qc > 6 MPa : faciès marneux.

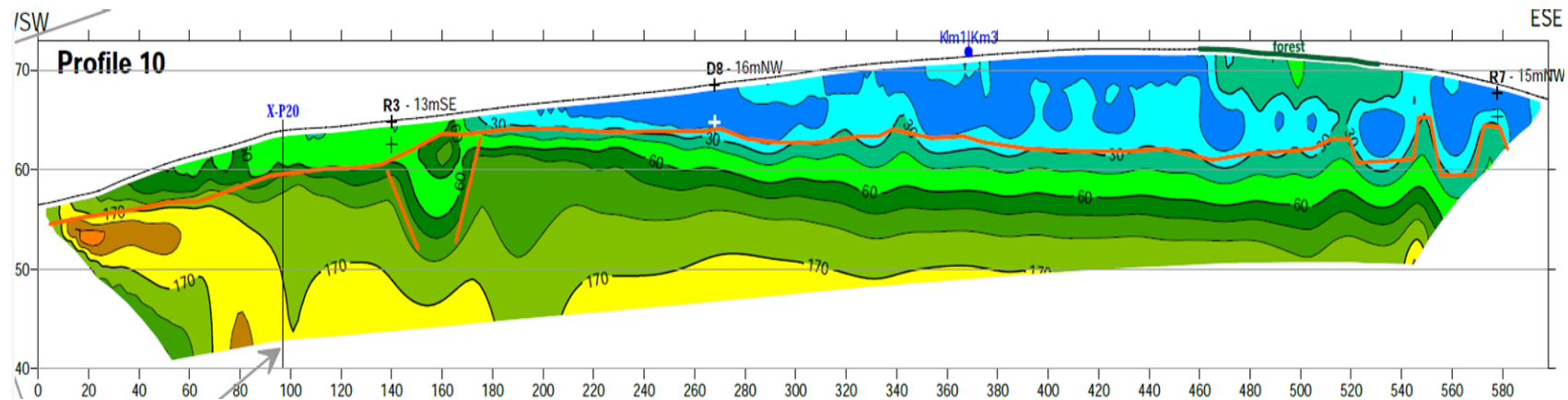


Figure 4-5 : Exemple de distinction entre les formations argilo-marneuses de km3 (faible résistivité, en bleu) et les formations gréseuses du km2 et km1 (résistivité moyenne à forte, en vert et jaune) sur un profil de tomographie électrique

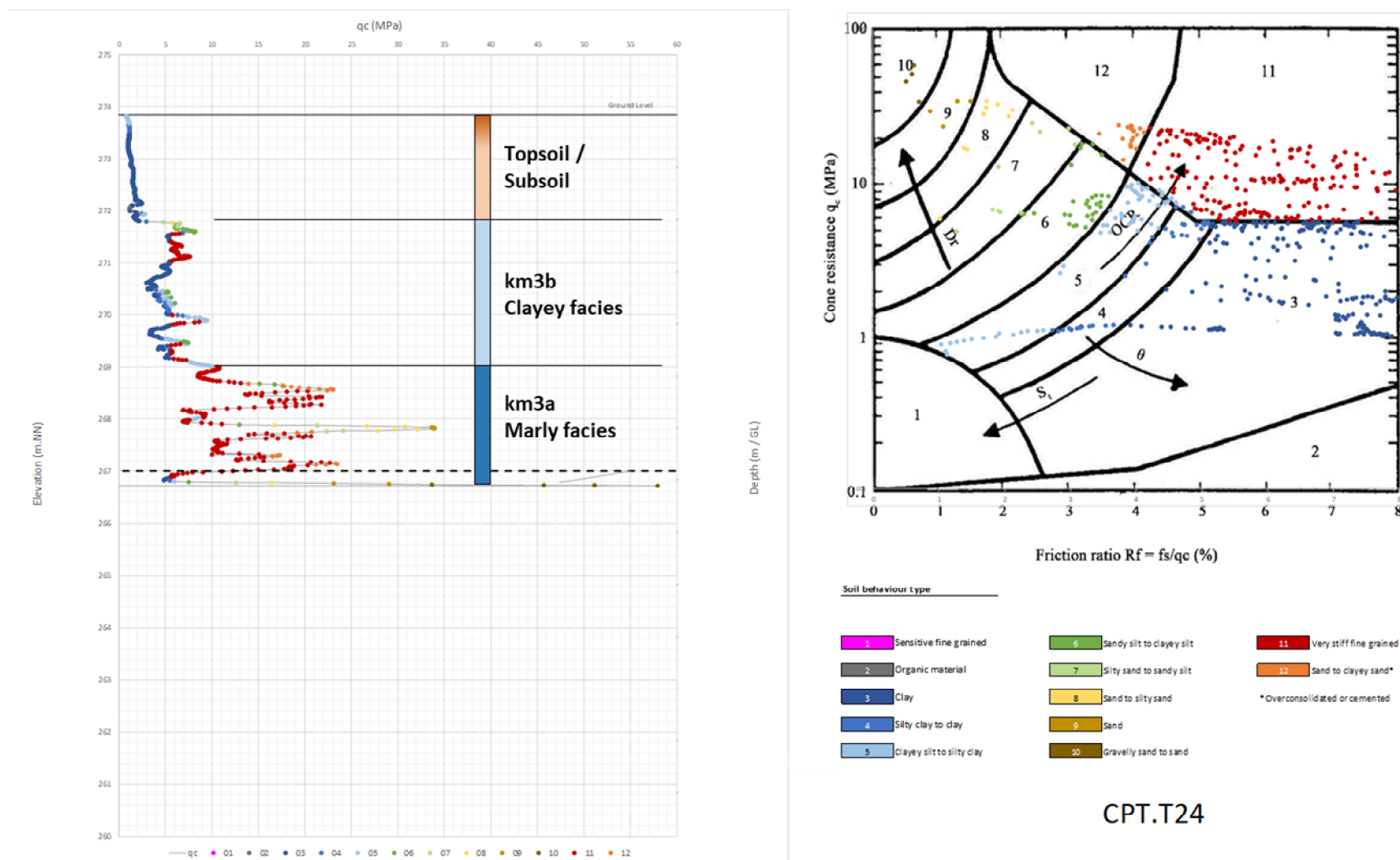


Figure 4-6 : CPT.T24 – Exemple de subdivision de la formation km3 sur la base des valeurs de qc et de l'abaque de comportement des sols de Robertson

4.2.5 km2s – Schilfsandstein (grès à roseaux)

La formation de sable de roseau (km2s) se caractérise par des grès gris clair, micacés, avec des intercalations d'argillites gris sombres et des débris végétaux.

Cette formation a été rencontrée dans le forage d'archive "Rouscht" sur une épaisseur d'environ 1,7 m (voir Figure 4-7, issue de la source [13], ci-dessous). Toutefois, la distinction entre la formation km2 et la formation km1 sous-jacente est difficile à faire, en raison de leur structure gréseuse.

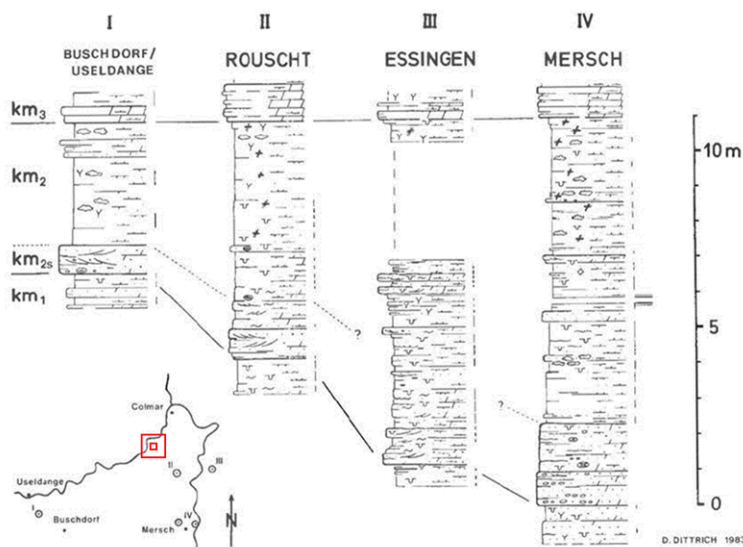


Figure 4-7 : Formation km2s au sein des sondages d'archive

La formation km2 n'a pas été clairement identifiée, ni par les sondages de FUGRO ni ceux de GINGER. Afin de faciliter l'interprétation, cette formation a été fusionnée dans notre analyse avec la formation km1 sous-jacente.

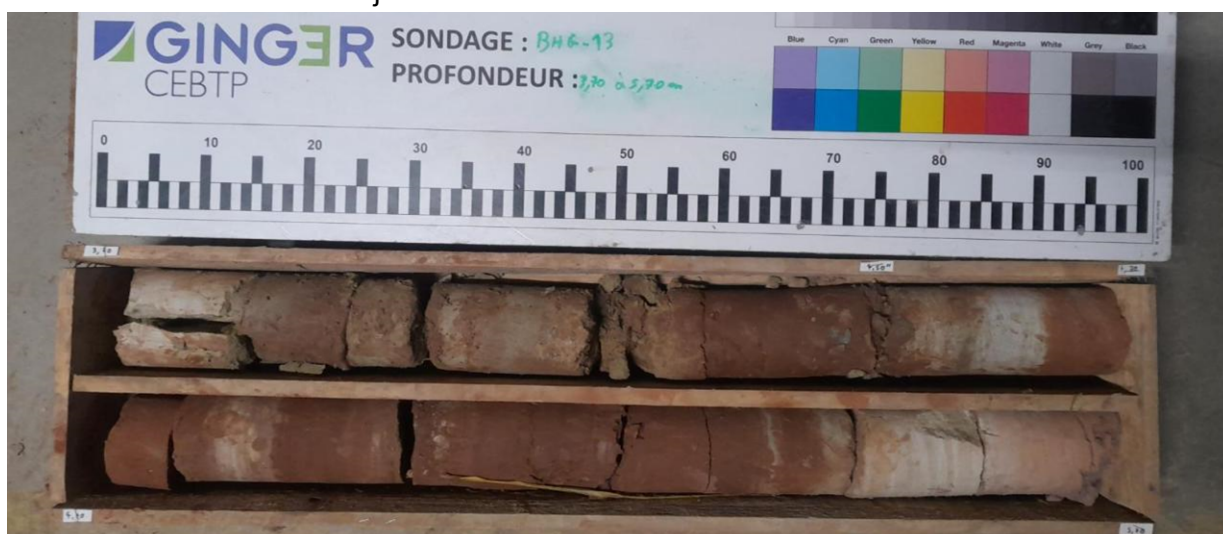


Figure 4-8 : BH.G13 // 3.7 – 5.7 m // Possible occurrence du faciès km2 – “grès à roseaux”.
Grès grisâtre. Pas de trace visible de micas ou de débris de plantes.

4.2.6 km1 – Pseudomorphosen keuper

4.2.6.1 Description générale

Au droit du projet, le Pseudomorphosen keuper (km1) apparaît sous la forme de grès massifs rougeâtres, localement fracturés, et avec des intercalations locales de conglomérats. A proximité de la surface, cette formation montre différents stades d'altération (grès très fracturés, sable fin modérément à légèrement cimenté, argile sableuse rouge).

4.2.6.2 Subdivisions

La formation km1 a été subdivisée en 3 faciès, afin de mettre en évidence ses différents degrés d'altération. Le degré d'altération a été estimé à partir de :

- Description visuelle des échantillons de sol (sondages carottés)
- Mesures CPT (au sein des faciès d'altération)
- Résultats des essais pressiométriques et enregistrement des paramètres de forage.

Les subdivisions proposées sont les suivantes (du haut vers le bas) :

- km1-c : faciès très altéré :
 - Description type : argile sableuse rougeâtre et lie-de-vin à sable argileux, blocs de grès rares ou absents (voir Figure 4-9)
 - Description mécanique basée sur les mesures CPT (plus précises que les essais pressiométriques) :
 - Résistance au cône qc < 6 MPa
- km1-b : faciès modérément altéré :
 - Description-type : sable gréseux rougeâtre et lie-de-vin avec occurrence possible de blocs de grès (voir Figure 4-10) ;
 - Description mécanique basée sur les mesures CPT (plus précises que les essais pressiométriques) :
 - Résistance au cône qc > 6 MPa
- km1-a : faciès sain :
 - Description typique : grès rougeâtres et lie-de-vin (localement intercalés de conglomérats) avec fractures locales (voir Figure 4-11 et Figure 4-12)
 - Description mécanique basée sur les essais pressiométriques (faciès trop raide pour être investigué au CPT) :
 - Pression limite nette $pl^* \sim 4,5 - 5,0 \text{ MPa} // 8,0 \text{ MPa} (*)$
 - Module pressiométrique : $Em > 90 - 100 \text{ MPa}$

Un exemple de subdivision à l'aide du CPT est présenté en Figure 4-13.



Figure 4-9 : BH.G06 // 0.7 – 1.2 m // Faciès-type du km1-c : Argile sableuse plastique lie-de-vin



Figure 4-10 : BH.G06 // 1.2 – 2.0 m // Faciès type du km1-b
Sable gréseux gris-rougeâtre (1.2 – 1.6 m), grès friable lie-de-vin (1.6 – 2.0 m)



Figure 4-11 : BH.K05 // 8.0 – 10.0 m // Faciès-type du km1a : Grès sain gris et lie-de-vin



Figure 4-12 : BH.P05 // 5.5 – 6.5 m // Faciès-type du km1a : Conglomérat lie-de-vin

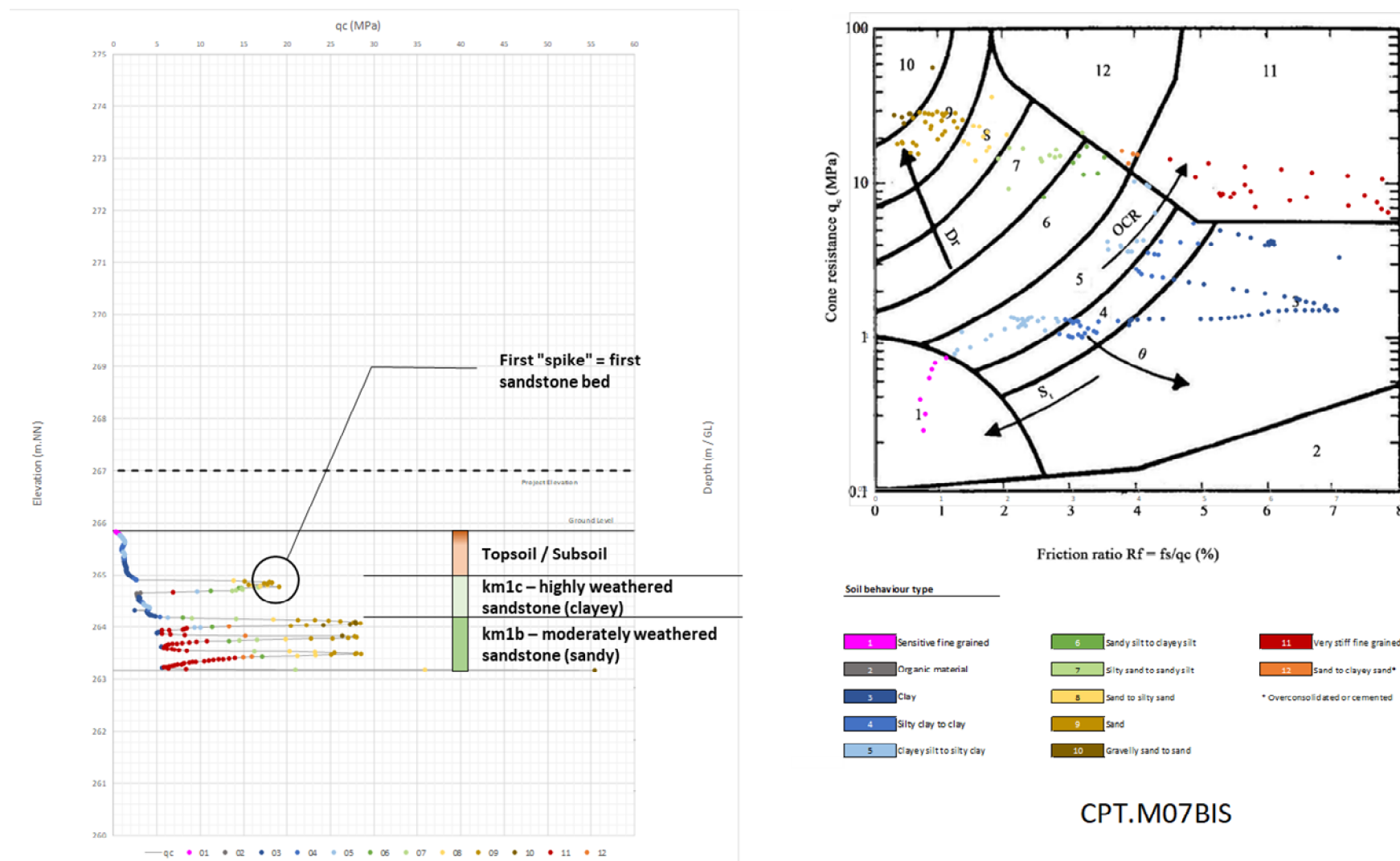


Figure 4-13 : CPT.M07 – Exemple de subdivision de la formation km1 sur la base des valeurs de q_c et de l'abaque de comportement des sols de Robertson

4.3 Propriétés mécaniques des terrains

4.3.1 Paramètres CPT

Les essais CPT permettent de qualifier les terrains superficiels et meubles avec une haute résolution (1 mesure tous les centimètres). Le traitement des données CPT a permis d'établir une classification préliminaire des sols et d'avoir une première approche du comportement des sols.

4.3.1.1 Corrélations employées / bibliographie

Les corrélations sont basées sur les documents suivants :

- Paul W. Mayne - Geotechnical Site Characterization using Cone, Piezocone, SCPTu and VST
- Lunne, Robertson, Powell - Cone Penetration testing in Geotechnical Practice
- P.K. Robertson, K. Cabal (2022) – Guide to cone penetration testing, 7th edition

4.3.1.2 Interprétation détaillée des mesures CPT

Chaque essai de pénétration au cône a été interprété selon la classification de Robertson (2022), avec deux approches possibles :

- Pour les sols grenus, classification selon la résistance de pointe équivalente (q_t) et le ratio de friction (R_f),
- Pour les sols cohésifs, classification selon la résistance de pointe normalisée (Q_t) et le ratio de friction normalisé (FR).

L'interprétation des essais CPT inclut :

The interpretation of the CPT results includes:

- Mesures du terme de pointe q_c (MPa) avec la profondeur / altimétrie
- Mesure du ratio frottement R_f (%) avec la profondeur / altimétrie
- Représentation des mesures CPT sur l'abaque de Robertson (q_c / R_f)
- Classification des sols
- Densité relative $Dr\%$ (pour les sols grenus)
- Pourcentage de fines (pour les sols cohésifs) %

L'analyse est menée :

- Pour chaque essai CPT (tous horizons confondus)
- Pour l'ensemble des essais CPT, pour chaque horizon de sol

4.3.1.3 Valeurs caractéristiques

Sur la base l'ensemble des CPT réalisés, les paramètres caractéristiques suivants sont retenus :

- Résistance de pointe du cône (q_c)
- Ratio de frottement (R_f).

Le *soil behaviour type* (type de comportement du sol) est une donnée indicative : il décrit le type de comportement du sol associé aux valeurs caractéristiques de q_c et R_f .

Tableau 4-1 : Essais CPT – paramètres caractéristiques

Unit	Nb valeurs	Résistance de pointe qc [MPa]	Ratio de frottement Rf [%]	Soil behaviour type (average, indicative)
Top	1265	0.8	2.9	6
Sub	6017	1.6	4.9	3
D	1034	1.5	6.8	3
km3-b	3249	4.8	5.9	3
km3-a	5123	11.3	4.6	11
km1-c	809	3.3	4.3	4
km1-b	2125	8.6	3.3	7 / 11
km1-a	Non investigué par la CPT			

<u>Soil behaviour type (Robertson, 1986) :</u>	6/ Limon argileux à limon sableux
	7/ Limon sableux à sable limoneux
1/ Sols fins, sensibles	8/ Sable limoneux à sable
2/ Sols organiques	9/ Sable
3/ Argile	10/ Sable à sable graveleux
4/ Argile à argile limoneuse	11/ Sol fin très raide (surconsolidé ou cimenté)
5/ Argile limoneuse à limon argileux	12/ Sables et sables argileux (surconsolidés ou cimentés)

L'analyse statistique détaillée des paramètres issus du CPT est fournie en annexe 6.1

Soil behaviour type chart

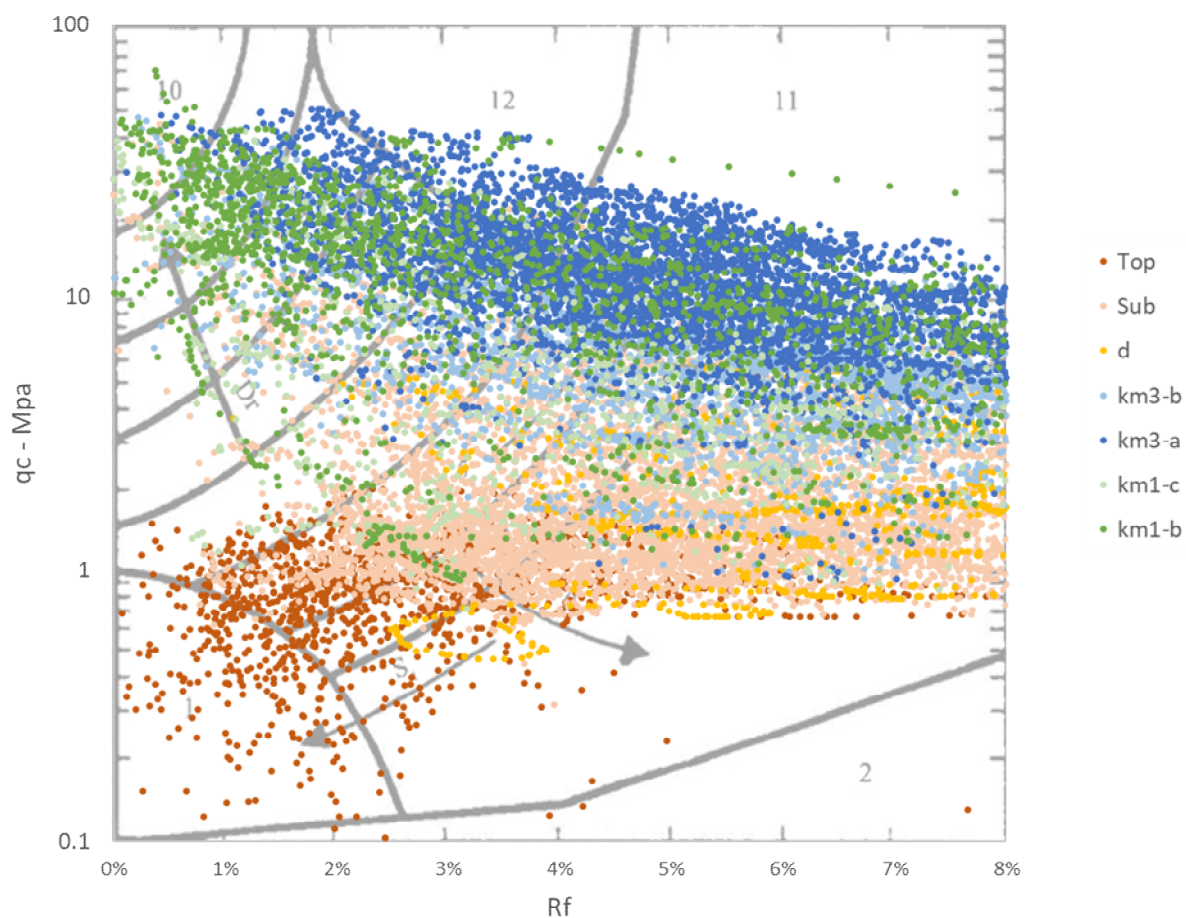


Figure 4-14 : Distribution des mesures CPT par horizon sur l'abaque de Robertson

4.3.2 Paramètres pressiométriques

Les paramètres pressiométriques caractéristiques retenus dans chaque horizon sont les suivants :

Tableau 4-2 : Paramètres pressiométriques caractéristiques

Unit	Nb essais	Module presiso. E_m [MPa]	Pression de fluage P_f^* [MPa]	Pression limite P_l^* [MPa]
Top	0	– (*)	– (*)	– (*)
Sub	2	– (*)	– (*)	– (*)
D	2	– (*)	– (*)	– (*)
km3-b	5	15	– (*)	1.4
km3-a	8	88	2.8	4.5
km1-c	2	– (*)	– (*)	– (*)
km1-b	4	20	– (*)	1.9
km1-a	97	286	4.3	5.5
(*) Trop peu de valeurs disponibles pour être représentatif				

Discussion:

- km1-a : Grès sain

Les sondages CPT ne pouvant investiguer cet horizon, les essais pressiométriques ont été concentrés dans ce faciès (km1-a), afin d'en confirmer la qualité, et de s'assurer de l'absence d'horizon altéré généralisé en profondeur.

- Other formations (km1-b and upwards)

Certains essais pressiométriques ont été réalisés au sein des autres horizons de sol (km1-b et au-dessus). Leur représentativité est néanmoins limitée, au regard du faible nombre d'essai rapporté à la surface investiguée. Par conséquent, les valeurs fournies au Tableau 4-2 doivent être considérées comme étant indicatives. Dans ces formations, les paramètres issus du CPT sont à privilégier. (voir § 4.3.1).

L'analyse statistique des paramètres pressiométriques est donnée en annexe 6.2.

4.3.3 Paramètres de cisaillement

Sur la base des essais réalisés sur site et de notre expérience dans des terrains similaires, on pourra retenir les paramètres de cisaillement suivants :

Tableau 4-3 : Paramètres de résistance au cisaillement déduits des essais in situ

Unit	Poids volumique γ [kN/m ³]	Angle de frottement ϕ' [°]	Cohésion drainée c' [kPa]	Cohésion non drainée c_u [kPa]
Top	18	20	5	La cohésion non drainée ne doit être utilisée que pour dans le cas d'excavations de très courte durée (voir § 7.8.2.3)
Sub	19	25	5	
D	19	25	5	
km3-b	20	25	10	
km3-a	20	30	20	
km1-c	19	25	5	
km1-b	22	40	0	
km1-a	23	45	20	

Les quatre essais de cisaillement triaxial (CU+u) menés en laboratoire montrent des paramètres équivalents, voire supérieurs à ceux présentés en Tableau 4-3, au sein des horizons testés (d, km3, voir Tableau 4-4).

Cela confirme la validité du choix de paramètres issu de l'interprétation des essais in situ. On considérera donc les paramètres présentés en Tableau 4-3 comme caractéristiques.

Tableau 4-4 : Résultats des essais de cisaillement triaxial sur échantillons intacts

Code	Soil unit	Soil classification GTR 2023 EN 16907-2	Cohesion	Friction angle
			c' kPa	ϕ' °
BH.L20 / 3m	km3-a	F1	20	35
BH.L20 / 4m	km3-a	F2	10	30
BH.N30 / 1.88m	d	F1	30	33
BH.T27 / 1.5m	d	F1	17	33

4.3.4 Compressibilité

4.3.4.1 Compressibilité déduite des essais in situ

Les modules de déformation peuvent raisonnablement être estimés sur la base des essais pressiométriques et CPT :

- Sur la base des essais PMT :

$$E_y = E_M / \alpha_{PMT}$$

- Sur la base des essais CPT :

$$E_y = E_M / \alpha_{PMT} = k * q_c / \alpha_{PMT}$$

Avec :

- E_y : Module de déformation verticale
- E_M : Module pressiométrique
- α_{PMT} : Coefficient rhéologique de Ménard (NF P 94-261). Les valeurs (prudentes) suivantes seront retenues :
 - Faciès argileux (top, sub, d, km3, km1-c) : $\alpha_{PMT} = 2/3$
 - Faciès sableux et substratum (km1-b, km1-a) : $\alpha_{PMT} = 1/2$
- q_c : Résistance de pointe
- k : Facteur de corrélation entre la résistance de pointe et le module de Ménard :
 - - Faciès argileux (top, sub, d, km3, km1-c) : $k = 3$ to 6 $k = 3.0$
 - Faciès sableux (km1-b) : $k = 1$ to 1.5 $k = 1.5$

Sur la base des relations susmentionnées, le module de déformation vertical E_y peut être exprimé comme suit :

$$E_y = q_c * (k / \alpha_{PMT})$$

Où k / α_{PMT} est une constante :

- Faciès argileux (top, sub, d, km3, km1-c) : $k / \alpha_{PMT} = 4.5$
- Faciès sableux (km1-b) : $k / \alpha_{PMT} = 3.0$

Sur la base de cette approche, on obtient les paramètres de déformation suivants :

Tableau 4-5 : Modules de déformation verticale E_y (PMT, CPT)

Soil unit	E_m	α_{PMT}	E_y	q_c	k / α_{PMT}	E_y	Considered E_y
-	[MPa]	-	[MPa]	[MPa]	-	[MPa]	[MPa]
Top	–	–	–	0.8	4.5	3.6	3.0
Sub	–	–	–	1.6	4.5	7.2	7.0
D	–	–	–	1.5	4.5	6.75	6.0
km3-b	15	2/3	22.5	4.8	4.5	21.6	21.0
km3-a	88	2/3	132	11.3	4.5	50.85	50.0
km1-c	–	–	–	3.3	4.5	14.85	14.0
km1-b	20	1/2	40	8.6	3	25.8	25.0
km1-a	100	1/2	200	Not probed by CPT			200.0

Remarques :

- Au sein de l'horizon km3-b, les approches PMT et CPT aboutissent à des modules de déformation similaires, démontrant une bonne corrélation entre ces méthodes pour les homogènes.
- Au sein des horizons km3-a et km1-b, les modules déduits de l'approche CPT sont plus faibles que ceux issus de l'approche PMT. Cela est dû à la nature stratifiée de ces formations, avec une succession de bancs sableux denses (caractérisés par des valeurs de q_c élevées), et de bancs d'argile raide (valeurs de q_c plus faibles).

La nature même des essais pressiométriques ne permet pas de mettre en évidence la nature stratifiée de ces formations avec autant de finesse (dilatation d'une sonde de 40 cm de hauteur tous les 1.5 m). En outre, le nombre d'essais pressiométriques dans ces formations est faible, comparé à la densité de mesures acquises au CPT.

- Par conséquent, nous considérons que les modules déduits de l'approche CPT sont plus fiables dans les horizons km1b et au-dessus.

4.3.4.2 Compressibilité déduite des essais de laboratoire

Les principaux résultats des essais œdométriques et Huder-Amberg (compressibilité et gonflement) sont présentés en Tableau 4-6 ci-après.

Tableau 4-6 : Paramètres de compressibilité en laboratoire

Code	Soil unit	Soil classification GTR 2023	Initial void ratio	Compression index	Decomp-Recomp index	Preconsolidation stress	Swelling index (Oedo)	Swelling index - unsaturated (HA)	Swelling index - saturated (HA)	Swelling potential (HA)	Swelling pressure (HA)	Current ground pressure
-	-	EN 16907-2	e ₀	C _c	C _s	σ' _p	C _g	C _{su} *	C _g *	K _g *	σ _g	σ' _{v0}
-	-	%	-	-	-	kPa	-	-	-	-	kPa	kPa
BH.J14 / 3.73m	km1	F2	-	-	-	-	-	INEXPL.	INEXPL.	INEXPL.	INEXPL.	75
BH.L20 / 3m	km3	F1	-	-	-	-	-	0.004	0.010	0.006	54	54
BH.L20 / 4m	km3	F2	-	-	-	-	-	0.003	0.008	0.005	25	72
BH.N30 / 1m	sub	F1	0.671	0.117	0.02	30	0.027	-	-	-	-	18
BH.N30 / 1.88m	d	F1	0.592	0.081	0.004	59	-	-	-	-	-	33.84
BH.N30 / 3.03m	km3-b	F2	0.664	0.136	0.018	205	0.042	-	-	-	-	54.54
BH.P05 / 0.98m	km1-c	F1	0.457	0.122	0.015	96	0.035	-	-	-	-	17.64
BH.T27 / 1.5m	d	F1	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
BH.T27 / 2.25m	d	F2	-	-	-	-	-	0.005	0.011	0.006	40	40

Clay-filled fracture within km1-a matrix

- Essais œdométriques :
 - Les essais mesurent les paramètres de compressibilité sont mesurés en conditions saturées ;
 - Sur site, les terrains compressibles ne sont pas saturés (état hydrique moyen à sec, voir § 4.4), et ne sont pas impactés par un niveau de nappe (voir suivi piézométrique au § 5.1.2).
 - Les résultats d'essais ne sont donc pas représentatifs du comportement des terrains lorsqu'ils seront soumis à un chargement vertical (remblais, fondations, dallages, etc.)
- Essais de gonflement :
 - Les essais de gonflement comprennent la réalisation d'un cycle de compression à teneur en eau naturelle (sol non saturé), représentatif des conditions rencontrées in situ ($\sigma'_v \leq \sigma'_{v0} \leq \sigma'_p$). L'étude de ces cycles permet de déduire des modules de déformation, équivalents à ceux fournis dans le Tableau 4-5.

4.4 Propriétés physiques des sols

4.4.1 Identification des sols

4.4.1.1 Préambule

Les essais d'identification des sols ont été réalisés sur des échantillons remaniés (prélevés dans les fouilles à la pelle) et intacts (prélevés sur carottes). La classification des sols a été faite selon l'ancienne classification française (NF P 11-300 / GTR 92), et selon les normes européennes actuelles (EN 16907-2 / GTR 2023).

Les classes de sols mises en évidence par nos investigations sont décrites dans le Tableau 4-8 ci-après.

En complément de cette classification, l'état hydrique des sols permet de décrire son comportement à une certaine teneur en eau. Cet état hydrique peut être défini soit :

- À l'aide d'essais Proctor : l'état hydrique est défini en fonction de ratio w_n / w_{opn} (teneur en eau naturelle / teneur en eau à l'optimum Proctor normal)
- A l'aide d'essais IPI : l'état hydrique est défini en fonction de l'indice portant immédiat (IPI)
- A l'aide des limites d'Atterberg : la teneur en eau est définie en fonction de l'indice de consistance $I_c = (w_L - w_{nat}) / IP$ ((limite de liquidité – teneur en eau naturelle) / indice de plasticité).

Tableau 4-7 : Description des états hydriques

Etat hydrique		Description
th	Très humide	Le sol n'est pas traficable et ne peut être réemployé sans faire baisser la teneur eau.
h	Humide	Les sols sont délicats à travailler (collants, glissants, de traficabilité médiocre, sujets au matelassage). Le réemploi des sols dans cet état hydrique peut être rendu possible au moyen d'un traitement.
m	Moyen	Teneur eau idéale pour le compactage des remblais, car voisine de l'optimum Proctor, permettant d'atteindre les densités les plus élevées. Les conditions météorologiques feront l'objet d'une attention particulière, car des épisodes pluvieux ou chauds et secs peuvent impacter l'état hydrique du sol.
s	Sec	Les terrains présentent une bonne traficabilité, mais peuvent être délicats à travailler (compactage, émission de poussière). Un arrosage associé à un malaxage peut être réalisé pour corriger la teneur eau.
ts	Très sec	Les sols présentent une bonne traficabilité, mais ne peuvent être réemployés sans en augmenter la teneur en eau.

L'état hydrique dépend largement des conditions météorologiques durant le chantier. L'Entrepreneur en charge des travaux de terrassement est responsable du contrôle de l'état hydrique de ses stocks, et prendra toutes les mesures nécessaires pour garantir l'adéquation des moyens et méthodologies aux conditions météorologiques.

Tableau 4-8 : Classes de sol reconnues au droit du site

Classe de sol		Description	Comportement
NF P 11-300 GTR 1992	EN 16907-2 GTR 2023		
A1	F1	Sols fins : limons et sables fins, peu plastiques	De faibles variations de teneur en eau peuvent conduire à des changements brusques de consistance du sol, en particulier lorsque la teneur en eau est proche de l'optimum Proctor. La cinétique de réaction du sol dépend grandement de sa perméabilité (et donc de sa fraction sableuse).
A2	F2	Sols fins : Sables fins argileux, limons et argiles peu plastiques	Le caractère moyen de ces sols fait qu'ils se prêtent à la plus large gamme de matériaux de terrassement, tant que la teneur en eau n'est pas trop élevée.
A3	F3	Sols fins : Argiles et argiles marneuses, limons très plastiques	Sols très cohésifs et plastiques pour des teneurs en eau moyenne à faibles. Lorsqu'ils sont dans un état hydrique humide, ces sols sont collants et glissants, ce qui les rend difficiles à mettre en œuvre. Leur faible perméabilité rend les variations de teneur en eau très lentes en place.
B5	I1	Sols intermédiaires : sable et graves très silteux	La proportion de fines et la faible plasticité de ces dernières rapprochent beaucoup le comportement de ces sols de celui des sols de classe F
B6	I2	Sols intermédiaires : sable et graves argileux à très argileux	L'influence des fines est prépondérante ; le comportement du sol se rapproche de celui du sol fin ayant la même plasticité avec toutefois une plus grande sensibilité à l'eau due à la présence de la fraction sableuse en plus grande quantité. Exemple : I2 (F3) : Sol intermédiaire avec un comportement proche d'un sol F3, c.à.d. très cohésif et plastique.
C2A2	I2	Sols intermédiaires : sable et graves argileux à très argileux	

4.4.1.2 Résultats des essais d'identification

Les résultats des essais d'identification sont récapitulés dans le Tableau 4-9 ci-après.

Tableau 4-9 : Résultats des essais d'identification – classification selon les normes NF P 11-300 et EN 16907-2

Code	Soil unit	Moisture content	Bulk density	Dry density	Max. particle size	Passing through sieve						Liquid Limit	Plastic Limit	Plasticity Index	Consistency Index	Methyle Blue Value of Fines	Soil Class GTR 92	Soil Class GTR 2023	Soil class
		w nat	ρ	pd	Dmax	p63mm	p50mm	p2mm	p80μm	p63μm	p2μm	wL	wP	IP	Ic	VBS (MBF)	NF P 11-300	EN 16907-2	Hydric state
		%	Mg/m3	Mg/m3	mm	%	%	%	%	%	%	%	%	%	-	g / 100 g	-	-	-
F3 / 3.55m	km1-b	13.2	-	-	-	-	-	-	-	-	-	26.9	16.8	10.1	1.4	-	A1*	F1*	-
F1 / 2.35m	km1-c	13.2	-	-	-	-	-	-	-	-	-	26.9	16.8	10.1	1.4	-	A1*	F1*	-
R4 / 1.9m	d	26.1	-	-	-	-	-	-	-	-	-	51.4	19.6	31.8	0.8	-	A3*	F3*	-
R3 / 1.75m	km1-c	16	-	-	-	-	-	-	-	-	-	29.7	16.8	12.9	1.1	-	A2*	F2*	-
R1 / 2m	km1-c	16	-	-	-	-	-	-	-	-	-	29.7	16.8	12.9	1.1	-	A2*	F2*	-
F7 / 2.15m	km1-c	15.8	-	-	-	-	-	-	-	-	-	41.0	19.9	21.2	1.2	-	A2*	F2*	-
R8 / 1.55m	km3-b	15.8	-	-	-	-	-	-	-	-	-	41.0	19.9	21.2	1.2	-	A2*	F2*	-
F5 / 2.9m	km3-b	22.9	-	-	-	-	-	-	-	-	-	37.9	20.1	17.8	0.8	-	A2*	F2*	-
F6 / 2.75m	km3-b	22.6	-	-	-	-	-	-	-	-	-	43.8	18.8	25.0	0.8	-	A3*	F3*	-
BH.J14 / 3.73m	km1-a	19.6	2.11	1.76	10	100	100	99.2	90.5	89.8	36	42	25	17	1.32	2.78	A2	F2	s
BH.L20 / 3m	km3-a	19	2.1	1.76	20	100	100	98.1	83.9	83.2	21	-	-	-	-	1.79	A1	F1	-
BH.L20 / 4m	km3-a	22.9	2	1.63	20	100	100	95.7	79.8	78.8	18	39	23	16	0.88	-	A2	F2	th
BH.N30 / 1.88m	d	21.7	2.02	1.66	5	100	100	99.7	92.1	91.6	23	-	-	-	-	1.47	A1	F1	-
BH.N30 / 1m	sub	22.4	2.00	1.63	6	100	100	99.4	92.4	91.5	16	30	20	10	0.76	1.36	A1	F1	-
BH.N30 / 3.03m	km3-b	24.5	1.95	1.57	2	100	100	100	98.9	98.9	47	53	32	21	1.36	2.53	A2	F2	ts
BH.P05 / 0.98m	km1-c	18.4	2.10	1.77	5	100	100	99.9	73.1	71.2	27	32	19	13	1.05	2.36	A1	F1	-
BH.T27 / 1.5m	d	20.1	1.99	1.66	10	100	100	99.2	90.1	89.6	20	28	18	10	0.79	-	A1	F1	-
BH.T27 / 2.25m	d	20.9	2.02	1.67	5	100	100	99.4	90.7	90.1	38	45	25	20	1.21	-	A2	F2	s
TP.F02 / 0.5m	sub	14.9	-	-	20	100	100	96.5	67.6	61.7	-	29	18	11	1.28	-	A1	F1*	-
TP.F12 / 0.45m	sub	22.9	1.95	1.59	5	100	100	99.9	86	84.1	-	47	21	26	0.93	-	A3	F3*	m
TP.F12 / 1.2m	km1-b	23.6	-	-	50	100	100	72.5	58.7	54.7	-	-	-	-	-	2.9	A2	F2	-
TP.G04 / 0.7m	sub	18.5	-	-	32	100	100	92.4	74.1	72.1	-	33	20	13	1.12	1.8	A1/A2	F1/F2	m
TP.H09 / 0.45m	sub	17.8	2.07	1.76	5	100	100	100	93	92.1	-	39	25	14	1.51	4.32	A2	F2	ts
TP.H09 / 0.75m	km1-b	18.7	-	-	63	100	63.2	33.6	23.7	23.5	-	-	-	-	-	2.67	C2A2	I2 (F2)	-
TP.K16 / 0.75m	sub	13.4	-	-	30	100	100	46	37.6	37.3	-	40	26	14	1.90	-	A2	F2	-
TP.L26 / 0.6m	sub	22.4	1.97	1.61	10	100	100	99.2	89.5	89.2	-	26	19	7	0.51	-	A1	F1*	m
TP.L26 / 1.85m	km3-b	23.9	1.94523	1.57	15	100	100	92.8	87.4	87.4	-	53	34	19	1.53	-	A2	F2*	ts
TP.M18 / 2.55m	km3-a	15.1	2.02576	1.76	32	100	100	87.5	20.3	19.3	-	24	16	8	1.11	0.72	B5	I1 (F1)	th
TP.P15 / 1.28m	km3-b	11.8	1.88942	1.69	32	100	100	39.3	30.8	-	-	57	34	23	1.97	-	B6	I2* (F3)	m
TP.P18 / 0.75m	sub	17.9	-	-	32	100	100	88.8	77.6	77.3	-	46	29	17	1.65	-	A2	F2	ts
TP.P18 / 2.1m	km3-b	15	2.139	1.86	63	100	61.7	32.7	34.1	21	-	-	-	-	-	0.5	B5	I1 (F1)	m

 : Clay-filled fracture within km1-a matrix

 : Mixed facies : Transition from clay to weathered sandstone

Note : La formation km3 peut présenter un facies pseudo-pélique, avec des agglomérats de particules d'argiles – agglomérat de taille millimétrique. Ces agglomérats sont très friables à l'état desséché, et se désintègrent en particules argileuses après imbibition importante.

4.4.1.3 Discussion

Les échantillons ont essentiellement été prélevés au sein des horizons sub, d, km1-c, km3-b and km3-a.

Ces horizons présentent majoritairement un comportement de sol F1 ou F2 (sol fin, peu à modérément plastique). 14 % des échantillons testés (4 sur les 28 testés au cours des campagnes de Fugro et Ginger) montrent un comportement de sol F3 (sol fin plastique).

Sur la base de cette classification, ces sols peuvent être considérés sensibles aux variations de teneur en eau, et devenir impraticables lorsque trop humides.

Ces matériaux peuvent être réemployés en remblai et couche de forme, sous certaines conditions (voir § 7.5 dédié).

4.4.1.4 Teneur en matière organique

Les mesures de teneur en matière organique (MO) ont été faites sur des échantillons prélevés au sein des horizons sub, top, km1-c et km1-b (voir Tableau 4-10).

Ces sols sont peu organiques, avec des teneurs en MO < 3.0 %. L'échantillon prélevé dans la terre végétale (top) présente la teneur en MO la plus élevée (2.9 %).

Tableau 4-10 : Résultat des essais d'identification – Teneur en MO

Sample + Avg depth	Type	Soil unit	Organic matter content
			% MO
-	-	-	%
BH.G13 / 0.5m	BH	top	2.9
BH.G13 / 1.35m	BH	sub	2.1
BH.J09 / 1.2m	BH	km1-c	1.3
BH.J14 / 1.5m	BH	km3-b	1.4
BH.K05 / 0.5m	BH	sub	1.7

4.4.1.5 Teneur en carbonates

Les mesures de teneur en carbonates ont été effectuées sur des échantillons prélevés dans les formations du km3, pour en préciser le caractère marneux. Les résultats sont fournis dans le Tableau 4-11 ci-après :

Tableau 4-11 : Résultats des essais d'identification – Teneur en carbonate

Borehole	GL	Depth			Elevation			Soil unit	Carbonates content % CaCO ₃
		Top	Bot	Avg	Top	Bot	Avg		
-	m NG95	m	m	m	m NG95	m NG95	m NG95	-	%
BH.J14	269.87	1	2	1.5	268.87	267.87	268.37	km3-b	2.55
BH.L20	273.2	2.5	3.5	3	270.7	269.7	270.2	km3-a	0.6
BH.L20	273.2	6.5	8	7.25	266.7	265.2	265.95	km3-a	61.85
BH.N15	269.64	1.5	2	1.75	268.14	267.64	267.89	km3-b	56.35

Les résultats confirment la tendance suggérée par les CPT, en soulignant l'alternance entre des faciès marneux ($30\% < \text{CaCO}_3 \% < 70\%$), et des faciès argileux ($\text{CaCO}_3 \% < 10\%$) au sein des formations du km3.

4.4.2 Sensibilité au gonflement

4.4.2.1 Approche qualitative (Casagrande)

La représentation des résultats des limites d'Atterberg sur l'abaque de Casagrande ($IP = f(w_L)$) fournit une première estimation de la sensibilité au gonflement des sols (voir Figure 4-15) :

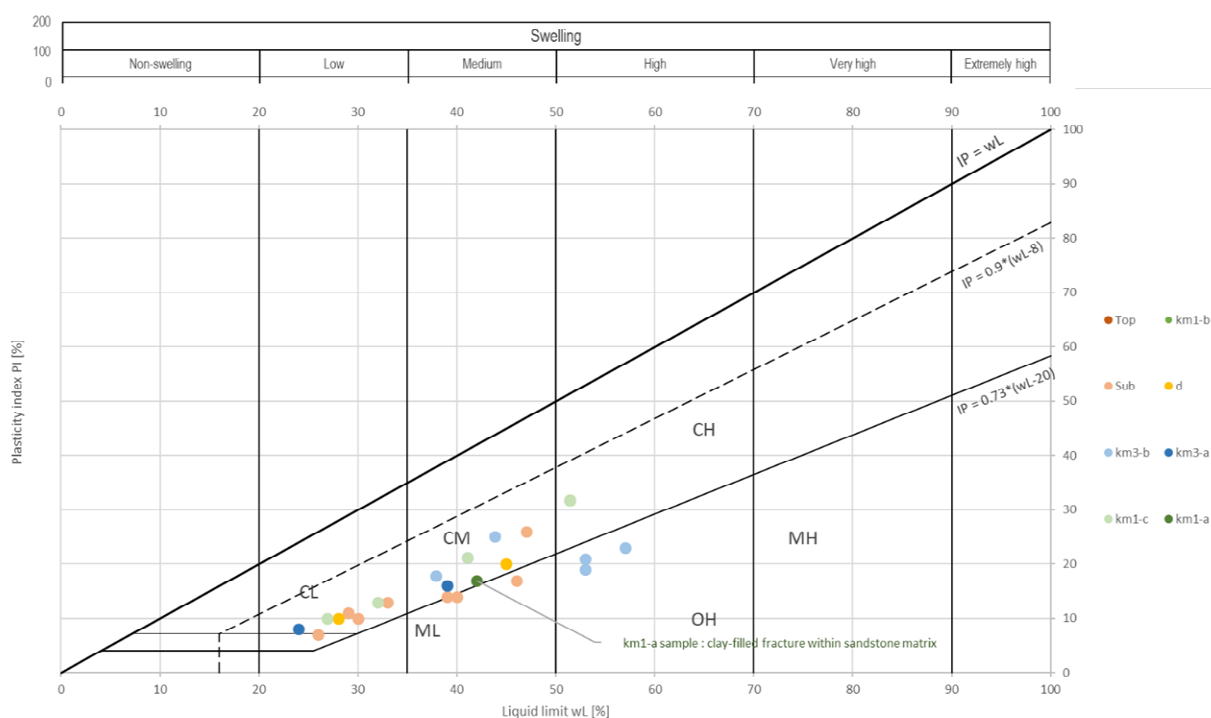


Figure 4-15 : Abaque de Casagrande (IP vs wL)

Les terrains présentent globalement un potentiel de gonflement faible à moyen. Les formations du km3 (représentées en bleu), peuvent présenter un potentiel de gonflement moyen à élevé.

4.4.2.2 Approche quantitative (essais Huder Amberg)

Les essais de gonflement ont été réalisés selon le protocole Huder-Amberg (paliers successifs). Les échantillons sont successivement chargés et déchargés à des paliers de contraintes spécifiques, selon le phasage suivant :

- Une première phase de chargement par paliers, à teneur en eau naturelle jusqu'au niveau de contrainte initiale de l'échantillon, afin de reproduire les conditions *in situ* (indice des vides, contrainte initiale) ;
- Un cycle de déchargement et rechargement par paliers, à teneur en eau naturelle, pour mesurer la déformation élastique
- Une phase de gonflement : une fois à son état de contrainte *in situ*, l'échantillon est saturé, puis déchargé par paliers, afin d'en mesurer le gonflement.

Les résultats sont interprétés à partir des courbes d'essai $\varepsilon_v = f(\log(\sigma_v))$ (déformation verticale en fonction de la contrainte verticale – échelle log) :

- Coefficient de gonflement non-saturé, Csu^* : pente de la courbe sur le cycle de déchargement-rechargement à teneur en eau naturelle (déchargement élastique)
- Coefficient de gonflement saturé, Cg^* : pente maximale de la courbe sur la phase de gonflement
- Facteur de gonflement, $Kg^* = Cg^* - Csu^*$ (effet isolé de l'eau sur le gonflement, en soustrayant la réponse élastique au gonflement total)
- Pression de gonflement: σ_g , lue par construction graphique comme étant l'intersection des droites Cg^* et Csu^*

Un sol saturé gonflera, causant un soulèvement, si la pression verticale exercée sur lui est inférieure à la pression de gonflement σ_g . L'intensité du phénomène dépendra :

- De la différence entre la pression exercée et la pression de gonflement
- De l'épaisseur de la couche de sol gonflante saturée
- Du facteur de gonflement.

Les résultats détaillés sont présentés en annexe 4 et synthétisé dans le Tableau 4-12 ci-après.

Tableau 4-12 : Résultat des essais de gonflements

Code	Soil unit	Soil classification GTR 2023 EN 16907-2 %	Swelling index - unsaturated (HA) Csu *	Swelling index - saturated (HA) Cg *	Swelling potential (HA) Kg*	Swelling pressure (HA) σ_g kPa	Current ground pressure σ'_v0 kPa
-	-	-	-	-	-	-	-
BH.J14 / 3.73m	km 1	F2	INEXPL.	INEXPL.	INEXPL.	INEXPL.	75
BH.L20 / 3m	km3	F1	0.004	0.010	0.006	54	54
BH.L20 / 4m	km3	F2	0.003	0.008	0.005	25	72
BH.T27 / 2.25m	d	F2	0.005	0.011	0.006	40	40

Clay-filled fracture within km1-a matrix

L'échantillon du sondage BH.J14 a vraisemblablement été remanié avant l'essai, et sera par conséquent écarté de l'analyse.

Les autres échantillons (prélevés dans les horizons km3 et d) présentent des réponses en gonflement saturé. Le coefficient de gonflement C_g^* varie entre 0.008 et 0.011, indiquant un degré de gonflement faible.

L'impact sur les ouvrages projetés est discuté au § 8.3.

4.4.3 Conductivité thermique

Les résultats détaillés des mesures de conductivité thermique λ sont fournis en annexe 5 et sont récapitulés dans le Tableau 4-13 ci-après.

Les mesures de conductivité thermique ont été réalisées sur site, au sein des fouilles à la pelle, et en laboratoire, sur des échantillons intacts.

Tableau 4-13 : Mesures de conductivité thermique

Code	GL	Depth	Elevation	Soil unit	Moisture content	Bulk density	Dry density	Thermal conductivity
-	m NG95	Avg m	Avg m NG95	-	w nat %	ρ Mg/m ³	pd Mg/m ³	λ W.m ⁻¹ .K ⁻¹
BH.G06 / 0.63m	267.71	0.63	267.08	sub	19.3	2.03	1.7	1.658
BH.G06 / 0.95m	267.71	0.95	266.76	km1-c	17.1	1.99	1.7	2.342
BH.G06 / 1.28m	267.71	1.28	266.43	km1-c	13.3	2.27	2.01	1.869
BH.G06 / 1.81m	267.71	1.81	265.9	km1-b	14.2	2.25	1.97	1.968
BH.N10 / 0.48m	266.67	0.48	266.19	sub	23.2	2.03	1.65	1.619
BH.N10 / 1.1m	266.67	1.1	265.57	sub	13.3	2.02	1.78	1.175
BH.N10 / 1.25m	266.67	1.25	265.42	sub	17.1	1.99	1.7	0.662
BH.N10 / 3.31m	266.67	3.31	263.36	km1-b	15.1	2.17	1.88	1.741
BH.N15 / 2.98m	269.64	2.98	266.66	km3-a	9.9	2.25	2.05	1.644
BH.N15 / 3.41m	269.64	3.41	266.23	km3-a	14.9	2.14	1.86	0.073
BH.N15 / 4.85m	269.64	4.85	264.79	km1-b	9	2.5	2.29	0.037
BH.N15 / 5.25m	269.64	5.25	264.39	km1-a	9.8	2.35	2.14	2.807
TP.I04 / 0.48m	265.49	0.48	265.01	sub	-	-	-	2.505
TP.L06 / 0.45m	264.51	0.45	264.06	sub	-	-	-	2.349
TP.L06 / 1.4m	264.51	1.4	263.11	km1-b	-	-	-	2.301
TP.P18 / 0.75m	270.45	0.75	269.7	sub	17.9	-	-	1.716
TP.Q10 / 0.75m	264.89	0.75	264.14	sub	-	-	-	1.762
TP.Q10 / 1.5m	264.89	1.5	263.39	km1-b	-	-	-	1.582
TP.Q10 / 2m	264.89	2	262.89	km1-b	-	-	-	2.17
TP.R13 / 0.8m	265.75	0.8	264.95	sub	-	-	-	1.989
TP.R13 / 1.5m	265.75	1.5	264.25	km1-b	-	-	-	2.044
TP.R15 / 0.75m	266.93	0.75	266.18	km3-b	-	-	-	1.643
TP.R15 / 1.5m	266.93	1.5	265.43	km3-b	-	-	-	2.027
TP.R15 / 2.25m	266.93	2.25	264.68	km3-b	-	-	-	2.165

A toutes fins utiles, les résultats sont représentés graphiquement ci-après :

- Conductivité thermique en fonction de la profondeur : Figure 4-16
- Conductivité thermique en fonction de la teneur en eau : Figure 4-17

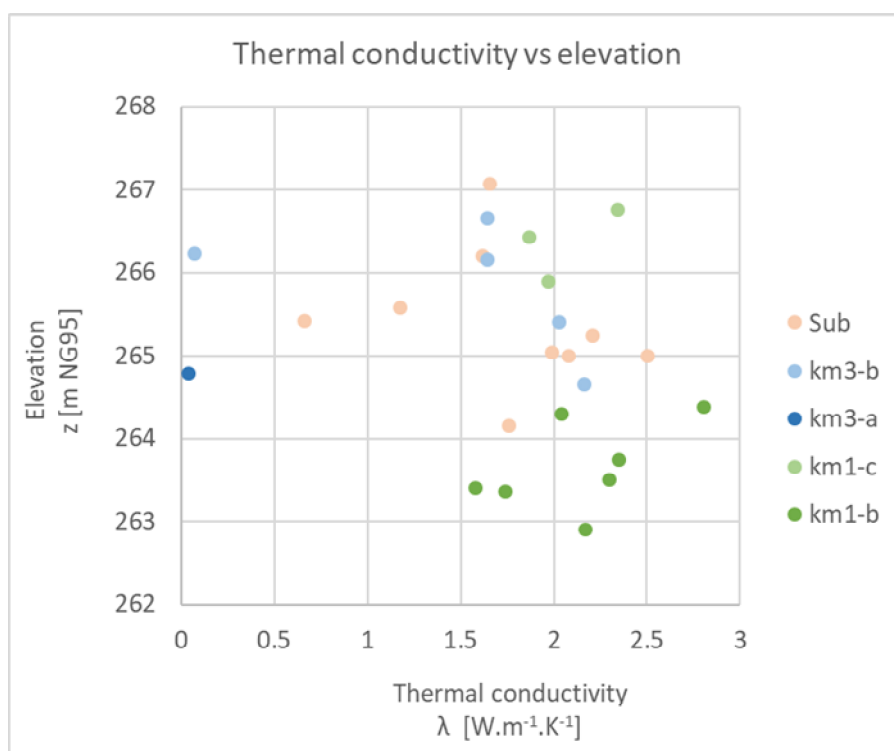


Figure 4-16 : Conductivité thermique en fonction de la profondeur

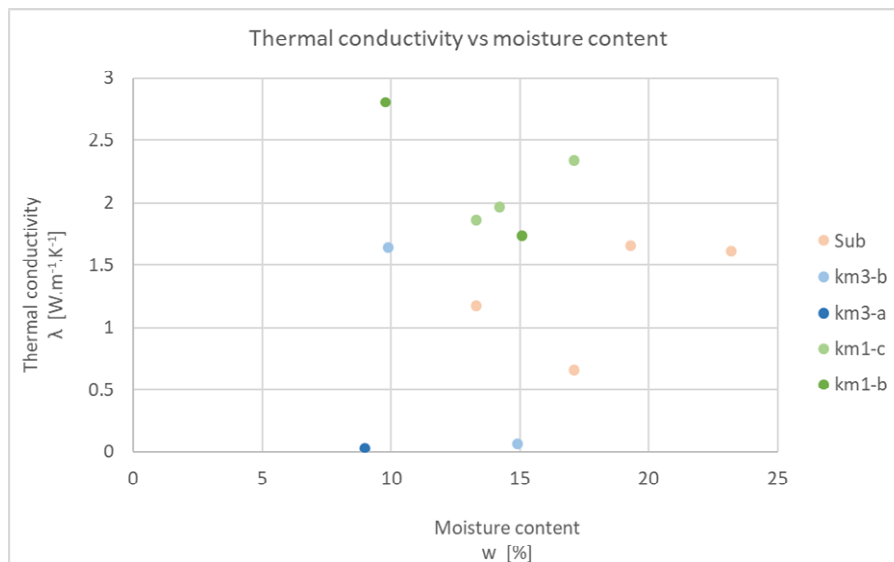


Figure 4-17 : Conductivité thermique en fonction de la teneur en eau

4.5 Propriétés physiques des roches

Les essais sur roche sont récapitulés dans le Tableau 4-14 ci-après. Les résultats détaillés figurant en annexe 4.

Tableau 4-14 : Résultats des essais sur roche – propriétés physiques et classification selon EN 16907-2

Code	GL	Depth	Elevation	Soil unit	Los Angeles	Micro Deval	Fragmenta bility	Hardness index	Abrasivity index	Soil Class GTR 2023
-	m NG9	Avg m	Avg m NG9	-	LA %	MDE %	FRAG %	D _{IN} %	A _{IN} %	EN 16907-2
BH.G06 / 4.25m	267.71	4.25	263.46	km1-a	80	61.5	> 12	20 - 31	1.1	R5 Sa
BH.G13 / 2.7m	268.15	2.7	265.45	km1-a	87	95.5	> 11	19 - 48	1.3	R5 Sa
BH.J14 / 2.75m	269.87	2.75	267.12	km1-b	89	86	> 11	< 5	0.4	R5 Sa
BH.L20 / 5.55m	273.2	5.55	267.65	km3-a	54	96.5	> 11	25 - 63	0.6	R5 Cl

Les échantillons de roche testés présentent les propriétés suivantes (selon EN 16907-2) :

- km1-a : Grès sain
 - R5 Sa – Roche siliceuse fragmentable
 - Dureté : Moyennement dure à dure
 - Abrasivité : Abrasive
- km1-b : Grès modérément altéré
 - R5 Sa – Roche siliceuse fragmentable
 - Dureté : Très tendre
 - Abrasivité : Très peu abrasive
- km3-a : Faciès marneux
 - R5 Cl – Roche argileuse fragmentable
 - Dureté : Moyennement dure à dure
 - Abrasivité : Peu abrasive

Les roches de classe R5 sont fragmentables :

- Dans leur état naturel, elles présentent un comportement rocheux
- Une fois excavées et réemployées comme matériau de remblai, ces roches se décomposent en particules plus fines sous l'effet du concassage et du compactage. Par conséquent, les remblais réalisés avec de tels matériaux se comporteront comme s'ils étaient réalisés avec la fraction fine constitutive de leur matrice :
 - Sable fin pour les grès
 - Argile pour les marnes

Note: Au vu des coefficients LA et MDE élevés pour tous les échantillons (LA & MDE > 45%), leur sensibilité au gel ne peut pas être écartée. L'usage de tels matériaux en couche de forme sans traitement préalable n'est pas recommandé (le traitement aidant à réduire la sensibilité au gel).

4.6 Classe de sol au séisme

4.6.1 Définition normative

Les classes de sols au séisme sont définies à partir de leurs propriétés mécaniques, par la norme ILNAS-EN 1998-1/AN-LU:2011 [3], comme suit :

Tableau 4-15 : Définition des classes de sol au séisme (ILNAS-EN-1998-1/AN-LU :2011 [3])

Classe de sol	Description du profil stratigraphique	Vitesse des ondes de cisaillement	Essais SPT	Cohésion non drainée	Essais CPT	Essais pressiométriques (PMT)	
		$V_{s,30}$	N_{SPT}	c_u	q_c	E_m	p_l^*
		[m/s]	[coups / 30cm]	[kPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]
A	Rocher ou autre formation géologique de ce type comportant une couche superficielle d'au plus 5 m de matériau moins résistant.	> 800	-	-	-	> 100	> 5
B	Dépôts raides de sable, de gravier ou d'argile sur-consolidée, d'au moins plusieurs dizaines de mètres d'épaisseur, caractérisés par une augmentation progressive des propriétés mécaniques avec la profondeur.	360 - 800	> 50	> 250	Sols granulaires compacts: > 15 Sols concrets (argiles ou marnes dures) : > 5	Sols granulaires compacts: > 20 Sols concrets (argiles ou marnes dures) : > 25	Sols granulaires compacts: > 2 Sols concrets (argiles ou marnes dures) : > 2
C	Dépôts profonds de sable de densité moyenne, de gravier ou d'argile moyennement raide, ayant des épaisseurs de quelques dizaines à plusieurs centaines de mètres.	180 - 360	15 - 50	70 - 250	Sols granulaires compacts: 5 - 15 Sols concrets (argiles ou marnes dures) : 1 - 5	Sols granulaires compacts: 6 - 20 Sols concrets (argiles ou marnes dures) : 5 - 25	Sols granulaires compacts: 1 - 2 Sols concrets (argiles ou marnes dures) : 0,5 - 2
D	Dépôts de sol sans cohésion de densité faible à moyenne (avec ou sans couches cohérentes molles) ou comprenant une majorité de sols cohérents mous à fermes.	< 180	< 15	< 70	Sols granulaires compacts: < 5 Sols concrets (argiles ou marnes dures) : < 1,5	Sols granulaires compacts: < 6 Sols concrets (argiles ou marnes dures) : < 5	Sols granulaires compacts: < 1 Sols concrets (argiles ou marnes dures) : < 0,5
E	Profil de sol comprenant une couche superficielle d'alluvions avec des valeurs de V_s de classe C ou D et une épaisseur comprise entre 5 m environ et 20 m, reposant sur un matériau plus raide avec $v_s > 800$ m/s.	-	-	-	-	-	-
S1	Dépôts composés, ou contenant, une couche d'au moins 10 m d'épaisseur d'argiles molles / vases avec un indice de plasticité élevé ($IP > 40$) et une teneur en eau importante.	< 100 (valeur indicative)	-	10 - 20	-	-	-
S2	Dépôts de sols liquéfiables d'argiles sensibles ou tout autre profil de sol non compris dans les classes A à E ou S1.	-	-	-	-	-	-

4.6.2 Caractérisation de la classe de sol au séisme du site

4.6.2.1 Préambule

Comme indiqué § 4.6.1, la caractérisation de la classe de sol dépend des propriétés mécaniques de l'ensemble de la colonne stratigraphique située sous l'emprise du projet.

Compte tenu de la topographie actuelle du site, certaines parties du projet seront implantées, d'une part sur le terrain naturel (zones en déblai) dont les propriétés mécaniques sont des paramètres connus, et d'autre part, sur des zones remblayées, dont les propriétés mécaniques ne sont pas encore connues et dépendront des conditions d'exécution du remblai (voir § 4.6.2.3 et 7.7.3).

Pour les bâtiments de catégorie II (ce qui est le cas du présent projet) fondés sur des sols appartenant aux classes A à E, le document ILNAS-EN-1998-1/AN-LU:2011 [3] autorise la définition de la classe de sol au moyen des approches d'essais normalisés et des corrélations présentées au § 4.6.1.

4.6.2.2 Zones en déblai

Les résultats des essais pressiométriques (PMT) réalisés dans les zones en déblai ou à proximité immédiate sont présentés en Figure 4-18 ci-après (module pressiométrique E_m et pression limite nette pl^*). Les essais PMT mettent en évidence des terrains appartenant aux classes de sol A ou B sous la cote du projet (formations rocheuses altérées ou saines, appartenant essentiellement aux horizons km3a, km1b et km1a).

Quelques points isolés présentent des valeurs plus faibles, correspondant soit à des classes de sol C ou D. Toutefois, ces résultats sont soit liés :

- A des mesures réalisées à faible profondeur (au sein des faciès top, sub, km3b ou km1c), à des profondeurs n'excédant pas 3 à 4 m sous la cote du projet ;
- A des altérations sporadiques au sein du substratum rocheux sain.

Remarque : Les essais PMT réalisés en 2024 ont utilisé des sondes pressiométriques permettant de mesurer des pressions limites pl^* allant jusqu'à 5 MPa, mais pas au-delà, d'où la concentration de valeurs entre 4.5 et 5.0 MPa. Le module pressiométrique (E_m) permet ainsi une estimation plus fiable des classes de sol.

Pour les ouvrages situés en zones en déblai, nous considérerons donc une classe de sol A.

Les bâtiments de catégorie II fondés sur des sols de classe A, B ou C ne nécessitent pas de justifications spécifiques en conditions sismiques (ILNAS-EN-1998-1/AN(LU) § 3.2.1(5)).

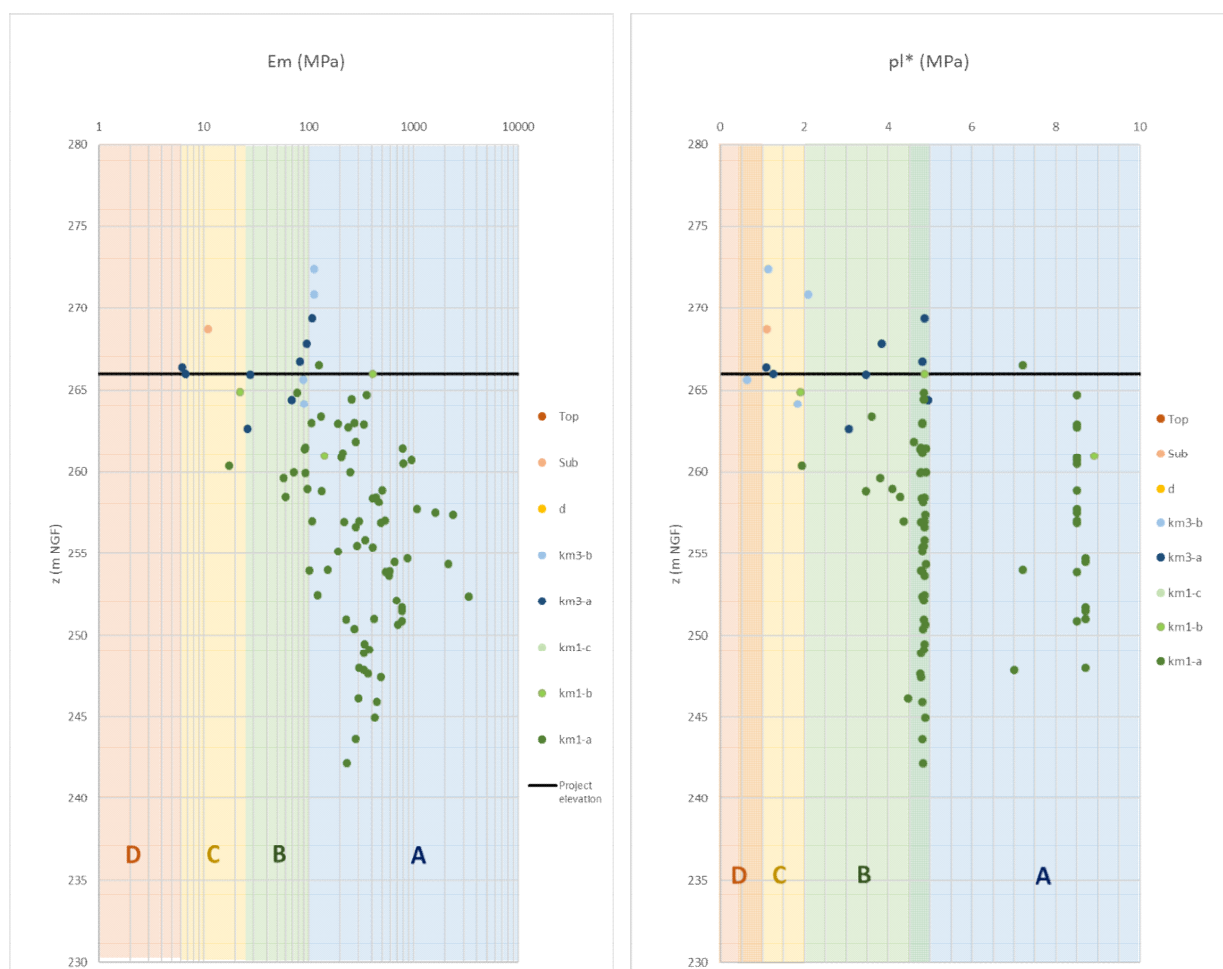


Figure 4-18 : Distribution des paramètres pressiométriques dans les zones de déblais et classes de sol associées

4.6.2.3 Zones en remblai

Dans les zones de remblai, la classe de sol sismique doit prendre en compte l'ensemble de la colonne de sol sous les structures, y compris le matériau de remblai lui-même. Les paramètres intrinsèques du remblai joueront donc un rôle dans la définition de la classe de sol.

Pour les remblais porteurs de structure, les caractéristiques mécaniques suivantes doivent être atteintes (voir § 7.7.3).

- Si contrôles au CPT :
 - Résistance à la pointe du cône $q_c > 15$ MPa
- Si contrôles au pressiomètre :
 - Module PMT $E_m > 25$ MPa
 - Pression limite nette $pl^* > 2,0$ MPa

Si les conditions ci-dessus sont remplies, alors :

- Les remblais seront classés en classe de sol sismique B ;
- Les bâtiments de catégorie II ne nécessiteront pas de justifications en conditions sismiques conformément à ILNAS-EN-1998-1/AN (LU) § 3.2.1(5).

4.7 Agressivité chimique

La formulation du béton qui sera en contact avec le sol (dallages, fondations, soubassements...) devra tenir compte de l'agressivité chimique de l'environnement, conformément à l'EN 206-1

EN 206:2013+A2:2021 (F)

Tableau 2 — Valeurs limites pour les classes d'exposition correspondant aux attaques chimiques par les sols et eaux souterraines naturels

Caractéristique chimique	Méthode d'essai de référence	XA1	XA2	XA3
Eaux souterraines				
SO ₄ ²⁻ , en mg/l	EN 196-2	≥ 200 et ≤ 600	> 600 et ≤ 3 000	> 3 000 et ≤ 6 000
pH	ISO 4316	≤ 6,5 et ≥ 5,5	< 5,5 et ≥ 4,5	< 4,5 et ≥ 4,0
CO ₂ agressif, en mg/l	EN 13577	≥ 15 et ≤ 40	> 40 et ≤ 100	> 100 jusqu'à saturation
NH ₄ ⁺ , en mg/l	ISO 7150-2	≥ 15 et ≤ 30	> 30 et ≤ 60	> 60 et ≤ 100
Mg ²⁺ , en mg/l	EN ISO 7980	≥ 300 et ≤ 1 000	> 1 000 et ≤ 3 000	> 3 000 jusqu'à saturation
Sols				
SO ₄ ²⁻ total, en mg/kg ^a	EN 196-2 ^b	≥ 2 000 et ≤ 3 000 ^c	> 3 000 ^c et ≤ 12 000	> 12 000 et ≤ 24 000
Acidité selon Baumann-Gully, en ml/kg	prEN 16502	> 200	N'est pas rencontrée dans la pratique	
^a Les sols argileux dont la perméabilité est inférieure à 10 ⁻⁵ m/s peuvent être affectés à une classe inférieure.				
^b La méthode d'essai prescrit l'extraction du SO ₄ ²⁻ à l'acide chlorhydrique ; il est également possible de procéder à cette extraction à l'eau, si l'on dispose d'une expérience en la matière sur le lieu d'utilisation du béton.				
^c La limite doit être ramenée de 3 000 mg/kg à 2 000 mg/kg en cas de risque d'accumulation d'ions sulfate dans le béton en raison de l'alternance de périodes sèches et de périodes humides ou d'absorption capillaire.				

Figure 4-19 : NF EN 206+A2 – Classes d'agressivité

A la lumière des résultats à notre disposition (Campagnes Fugro et Ginger), on retiendra une classe d'agressivité XA2 (environnement d'agressivité chimique modérée), en raison de concentrations élevées en sulfates, mesurées lors de la campagne Fugro.

Les résultats des essais d'agressivité des sols et des eaux souterraines sont présentés respectivement aux § 4.7.1 et 4.7.2.

4.7.1 Agressivité des sols

L'étude Fugro [15] fait état d'une agressivité modérée des sols (XA2), cf. extrait ci-dessous :

In the deeper soil samples of more than 1 m, relevant sulphate contents > 2,000 mg/kgTS were detected at foundation-relevant depths of up to 5 m below ground level (Annexe 8.2). Due to the concentration above 3,000 mg/kgTS, the classification in 'weak to heavily attacking soil XA2', according to DIN 4030, must be assessed.

Tableau 4-16 : Campagne Fugro – Résultats des mesures d'agressivité sur sols

Parameter	Einheit	Bestimmungsmethode	Probe	F1 10,4-11,3	F1 7,4	F1 4,8	F2 16,6	F2 4,5	R2 1,0-2,0	F3 14,8	F5 9,4-9,7
Trockensubstanz	%	,1	DIN EN 14346	99,4	99	99,9	99	99,9	98	98,2	88,5
Sulfat	mg/kg	100	DIN 4030 modifiziert	3800	1810	1350	1770	4150	1160	2040	232
Calcium (Ca)	mg/kg	50	DIN EN ISO 11885	110000	76000	76000	120000	93000	80000	120000	6800
Parameter	Einheit	Bestimmungsmethode	Probe	F4 18,7	F5 6-6,3	F6 11,2	F6 9,8-10,2	F6 7,7-8,2	F6 13,4-13,7	R6 1,2-2,3	
Trockensubstanz	%	,1	DIN EN 14346	99,7	92,3	98,2	84,6	88	94,5	84,9	
Sulfat	mg/kg	100	DIN 4030 modifiziert	2070	1780	1280	2080	1790	1630	921	
Calcium (Ca)	mg/kg	50	DIN EN ISO 11885	130000	78000	77000	58000	110000	50000	59000	
Parameter	Einheit	Bestimmungsmethode	Probe	F3 13,8	F3 8,05	F3 2,5-3,1	F4 4,3/5,2	F4 2,7-2,9	F4 3,2/7,2/5,6	F4 7,5-7,9	F4 9,8
Trockensubstanz	%	,1	DIN EN 14346	99	99,6	95,8	94,6	96,2	90,1	88,5	96,6
Sulfat	mg/kg	100	DIN 4030 modifiziert	2190	1430	1070	2490	3280	2160	2670	1520
Calcium (Ca)	mg/kg	50	DIN EN ISO 11885	190000	1900	30000	88000	110000	84000	130000	83000
Parameter	Einheit	Bestimmungsmethode	Probe	F7 19,5	F7 17,3	F7 13,8	F7 7-7,3	F7 1,3/3,5	F7 4-5,1	F8 15,3-15,8	F8 6,4-6,55
Trockensubstanz	%	,1	DIN EN 14346	99,8	99,5	97,8	99,2	99,4	99,6	98,8	98,8
Sulfat	mg/kg	100	DIN 4030 modifiziert	2900	2080	1180	4690	1810	5120	1510	1230
Calcium (Ca)	mg/kg	50	DIN EN ISO 11885	170000	77000	28000	80000	110000	150000	120000	71000

Les échantillons de sols prélevés lors de la campagne Ginger ont tous été classés comme faiblement agressifs vis-à-vis du béton (< XA1), avec des concentrations en < 2000 mg/kg. Les résultats complets sont présentés dans le Tableau 4-17 ci-après :

Tableau 4-17 : Campagne Ginger – Résultats des mesures d'agressivité sur sols

			25E024482-006	25E024482-007	25E024482-008	25E024482-009	25E024482-010	25E024482-011
			BH.G06 1.2-2	BH.J09 0.0-7	BH.N15 3.5-4.6	BH.L20 6.1-6.5	BH.T27 3-3.5	TP.F02 0.2-0.8
			29/01/2025	29/01/2025	29/01/2025	29/01/2025	29/01/2025	29/01/2025
Paramètres	Unités	Méthode d'analyse						
Degré d'acidité du sol Baumann Gully	ml/kg M.S.	NF EN 16502	<20	32	<20	<20	28	<20
Sulfate dans l'acide (SO4) Agressivité Béton	mg/kg	NF EN 196-2 - NF EN 206	204	1070	942	985	943	493
Classe d'agressivité selon NF EN 206	-	NF EN 196-2 - NF EN 206	< XA1	< XA1	< XA1	< XA1	< XA1	< XA1
			25E024482-012	25E024482-013	25E024482-014	25E024482-015	25E024482-016	25E024482-017
			TP.F12 0.7-1.7	TP.G04 0.2-1.2	TP.I04 0.2-0.75	TP.L26 1-2.7	TP.N08 0.3-1.6	TP.P18 1.2-3
			29/01/2025	29/01/2025	29/01/2025	29/01/2025	29/01/2025	29/01/2025
Paramètres	Unités	Méthode d'analyse						
Degré d'acidité du sol Baumann Gully	ml/kg M.S.	NF EN 16502	<20	32	28	36	<20	<20
Sulfate dans l'acide (SO4) Agressivité Béton	mg/kg	NF EN 196-2 - NF EN 206	408	696	698	987	940	246
Classe d'agressivité selon NF EN 206	-	NF EN 196-2 - NF EN 206	< XA1	< XA1	< XA1	< XA1	< XA1	< XA1

4.7.2 Agressivité des eaux souterraines

Des échantillons d'eau souterraine ont été prélevés dans trois de nos piézomètres (PZ-L20, PZ-G13 et PZ-G06), pour mesure de l'agressivité. Les résultats complets sont présentés au Tableau 4-18. Les résultats indiquent que l'eau est faiblement agressive pour le béton (< XA1).

L'étude Fugro [15] aboutit à des conclusions similaires :

"As part of the chemical test for concrete aggressiveness, lime-soluble carbonic acid was found at level F7, resulting in a classification into the category "XA1", as weakly aggressive to concrete (Annexe 8.3)."

Tableau 4-18 : Campagne Ginger – Résultats des mesures d'agressivité sur eau souterraine

		Référence EUROFINS :	25E024482-018	25E024482-019	25E024482-020
		Référence Client :	PZ4	PZ5	PZ6
		Date prélèvement :	12/02/2025	12/02/2025	12/02/2025
Tests	Paramètres	Unités			
Filtration 0.45 µm	Filtration 0.45 µm		Effectuée	Effectuée	Effectuée
Mesure du pH	pH		7.6	7.7	7.5
	Température	°C	18.5	18.9	18.7
Titre Alcalimétrique Complet (TAC)	Titre Alcalimétrique complet (TAC)	° f	37.9	33	38
Anhydride carbonique (CO2) agressif	Anhydride carbonique agressif	mg/l	0	0	0
Nitrates - Spectrophotométrie UV-Vis	Nitrates	mg NO3/l	43.3	53.5	10.9
	Azote nitrique	mg N-NO3/l	9.77	12.07	2.45
Chlorures - Spectrophotométrie UV-Vis	Chlorures	mg/l	11.7	10.8	4.9
Ammonium - Spectrophotométrie UV-Vis	Ammonium	mg NH4/l	<0.05	<0.05	0.06
Sulfates (SO4) Spectrophotométrie UV-Vis	SO4	mg/l	23.3	19.6	6.78
Classe d'agressivité selon NF EN 206	Classe d'agressivité selon EN 206-1		<XA1	<XA1	<XA1
Calcium (Ca) dissous	Calcium (Ca) soluble	mg/l	86.3	78.6	91.8
Magnésium (Mg) dissous	Magnésium dissous	mg/l	48.3	36.3	31.8
Potassium (K) dissous	Potassium (K) soluble	mg/l	2.18	3.82	1.29
Sodium (Na) dissous	Sodium soluble	mg/l	4.51	5.03	5.68

4.8 Distribution des horizons

La distribution des différents horizons, telle que rencontrée par les investigations, est présentée dans les tableaux suivants (base des horizons en m NG95).

- Campagne FUGRO (2018) – Sondages carottés et pressiométriques (F)

Horizon	type of soil	F.01	F.02	F.03	F.04	F.05	F.06	F.07	F.08
GL	-	267	267	258.9	270.6	264.4	262.3	260.5	270.8
top	topsoil	266.6	266.7	258.5	270.25	264.1	262	260.25	270.5
sub	subsoil	265.7	266.1	258	267.9	262.2	260.9	259.25	270.05
d	pleistocene deposits	-	-	-	-	-	-	-	-
km3-b	Weak / altered sandy MARLS, CLAYS	-	-	-	-	256.4	251.7	-	267.8
km3-a	Sandy MARLS (w/ sandstone slabs)	-	-	-	261.5	253.5	249.8	-	266.5
km1-c	SANDSTONE, highly weathered	263	-	255.9	-	-	-	257.75	-
km1-b	SANDSTONE, moderately weathered	262.2	262.2	254.4	-	-	-	256.5	-
km1-a	Sound SANDSTONE	247	247	238.9	250.6	244.4	242.3	240.5	250.8

- Campagne FUGRO (2018) – Carottier battu

Horizon	type of soil	RKS.01	RKS.02	RKS.03	RKS.04	RKS.05	RKS.06	RKS.07	RKS.08	RKS.09
GL	-	263.2	262.3	264.8	267.8	266.1	268.9	267.7	273	250.3
top	topsoil	262.8	261.95	264.55	267.4	265.8	268.74	267.5	272.75	250.2
sub	subsoil	262.4	261.7	-	265.2	263.5	268.55	267.25	272.35	249.95
d	pleistocene deposits	-	-	-	-	-	-	-	-	-
km3-b	Weak / altered sandy MARLS, CLAYS	-	-	-	-	262.4	267	-	270.8	-
km3-a	Sandy MARLS (w/ sandstone slabs)	-	-	-	-	-	266.6	265.3	-	-
km1-c	SANDSTONE, highly weathered	-	-	262.5	-	-	-	-	-	-
km1-b	SANDSTONE, moderately weathered	260.2	260.3	-	-	-	-	-	-	247.3
km1-a	Sound SANDSTONE	-	-	-	-	-	-	-	-	-

- Campagne Ginger (2024) – Fouilles à la pelle (TP)

Horizon	type of soil	TP.B10	TP.F02	TP.F12	TP.G04	TP.H09	TP.I04	TP.K16	TP.L04	TP.L06	TP.L26
GL	-	267.5	268.2	268.6	267.6	267.7	265.5	271.1	262.6	264.5	268.2
top	topsoil	267.1	268	268.4	267.4	267.5	265.3	270.9	262.4	264.2	268
sub	subsoil	266.5	267.4	267.9	266.4	267	264.75	269.8	261.1	263.9	267.2
d	pleistocene deposits	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
km3-b	Weak / altered sandy MARLS, CLAYS	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
km3-a	Sandy MARLS (w/ sandstone slabs)	-	-	-	-	-	-	268.6	-	-	265.5
km1-c	SANDSTONE, highly weathered	-	-	-	-	-	-	-	261	-	-
km1-b	SANDSTONE, moderately weathered	266.2	267.2	266.9	266.3	266.9	263.5	-	-	262.3	-
km1-a	Sound SANDSTONE	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Horizon	type of soil	TP.M18	TP.N08	TP.N14	TP.N31	TP.P15	TP.P18	TP.Q10	TP.R13	TP.R15	TP.R34
GL	-	272.2	266	268.7	260.3	268.4	270.5	264.9	265.8	266.9	259.7
top	topsoil	272	265.7	268.5	259.95	268.1	270.2	264.6	265.5	266.6	259.35
sub	subsoil	270.2	264.4	268.3	258.7	-	269.3	264	264.5	-	258.2
d	pleistocene deposits	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
km3-b	Weak / altered sandy MARLS, CLAYS	-	-	267	-	266.15	267.5	-	-	264.4	-
km3-a	Sandy MARLS (w/ sandstone slabs)	269.1	-	-	257.5	-	-	-	-	-	256.9
km1-c	SANDSTONE, highly weathered	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
km1-b	SANDSTONE, moderately weathered	-	263.5	-	-	-	-	262.7	263.65	-	-
km1-a	Sound SANDSTONE	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

• Campagne Ginger (2024) – Pénétromètre statique (CPT) :

Horizon	type of soil	CPT.D09	CPT.D10	CPT.E11	CPT.E12	CPT.F07	CPT.F08	CPT.F11	CPT.F13	CPT.G08	CPT.G09
GL	-	269.2	268.9	269	269	268.2	268.4	268.9	268.7	267.9	268.1
top	topsoil	269	268.7	268.8	268.8	268	268.2	268.7	268.5	267.7	267.9
sub	subsoil	267.8	267.9	268.4	268.5	266.4	266.3	267.8	267.8	267.2	267.2
d	pleistocene deposits	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
km3-b	Weak / altered sandy MARLS, CLAYS	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
km3-a	Sandy MARLS (w/ sandstone slabs)	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
km1-c	SANDSTONE, highly weathered	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
km1-b	SANDSTONE, moderately weathered	267.03	266.47	268.27	268.21	266.31	266.15	267.09	267.13	266.12	266.45
km1-a	Sound SANDSTONE	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Horizon	type of soil	CPT.G10	CPT.H03	CPT.H05	CPT.H06	CPT.H07	CPT.H08	CPT.H11	CPT.H12	CPT.I05	CPT.I07
GL	-	268.5	266.8	266.8	266.9	267.2	267.3	268	268.2	265.7	266.3
top	topsoil	268.3	266.6	266.6	266.7	266.9	267	267.8	268	265.5	266.1
sub	subsoil	267.3	266.1	265.6	266	265.9	265.6	266.4	267	264.7	265
d	pleistocene deposits	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
km3-b	Weak / altered sandy MARLS, CLAYS	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
km3-a	Sandy MARLS (w/ sandstone slabs)	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
km1-c	SANDSTONE, highly weathered	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
km1-b	SANDSTONE, moderately weathered	266.57	265.31	263.18	264.92	264.48	265.51	266.07	266.01	264.64	264.27
km1-a	Sound SANDSTONE	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Horizon	type of soil	CPT.I11	CPT.J04	CPT.J06	CPT.J07	CPT.J08	CPT.J29	CPT.K15	CPT.K17	CPT.L12	CPT.L13
GL	-	267.8	264.2	264.7	265.4	266	259.6	270.2	271.5	268.8	269
top	topsoil	267.6	264	264.5	265.2	265.8	259.4	270	271.3	268.6	268.8
sub	subsoil	266.6	263.8	264.1	264	265	256.6	269.8	270.8	268	267.8
d	pleistocene deposits	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
km3-b	Weak / altered sandy MARLS, CLAYS	-	-	-	-	-	255.8	269.5	269.8	267	266.8
km3-a	Sandy MARLS (w/ sandstone slabs)	-	-	-	-	-	253.5	266.17	268.87	265.61	266.26
km1-c	SANDSTONE, highly weathered	-	-	263.6	263.5	264	-	-	-	-	-
km1-b	SANDSTONE, moderately weathered	265.43	261.56	263.57	263.4	263.74	252.01	-	-	-	-
km1-a	Sound SANDSTONE	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Horizon	type of soil	CPT.L14	CPT.L15	CPT.L24	CPT.L28	CPT.L30	CPT.M03	CPT.M05	CPT.M07	CPT.M14	CPT.M32
GL	-	269.4	270.3	272.8	262.9	257.7	261.8	263.9	265.8	269	257.1
top	topsoil	269.2	270	272.6	262.7	257.45	261.6	263.7	265.6	268.8	257
sub	subsoil	269	269	269.8	260.4	255.7	261.2	262.9	264.8	268.4	255.6
d	pleistocene deposits	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
km3-b	Weak / altered sandy MARLS, CLAYS	268.5	268.2	266.1	259.8	-	-	-	-	265.8	254.8
km3-a	Sandy MARLS (w/ sandstone slabs)	265.79	266.99	-	258.6	252.17	-	-	-	265.31	252.24
km1-c	SANDSTONE, highly weathered	-	-	-	-	-	259	262.3	264.2	-	-
km1-b	SANDSTONE, moderately weathered	-	-	-	-	-	258.14	262.21	263.13	-	-
km1-a	Sound SANDSTONE	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Horizon	type of soil	CPT.N05	CPT.N12	CPT.N13	CPT.N16	CPT.N25	CPT.N29	CPT.O06	CPT.O09	CPT.O10	CPT.O12
GL	-	264	267.8	268	270.3	272.7	262.4	264.4	266	266.4	267
top	topsoil	263.8	267.6	267.8	270.1	272.6	262.3	264.2	265.7	266.2	266.8
sub	subsoil	263.1	266.4	267	270	271.5	260.9	263.6	265.4	265.4	266.2
d	pleistocene deposits	-	-	-	-	269.2	259.5	-	-	-	-
km3-b	Weak / altered sandy MARLS, CLAYS	-	265.32	265.8	269	268	-	-	-	-	264.8
km3-a	Sandy MARLS (w/ sandstone slabs)	-	-	264.46	267.33	267	255.12	-	-	-	264.54
km1-c	SANDSTONE, highly weathered	262.4	-	-	-	-	-	-	264	264.8	-
km1-b	SANDSTONE, moderately weathered	262.14	-	-	-	-	-	263.5	263.45	264.42	-
km1-a	Sound SANDSTONE	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Horizon	type of soil	CPT.O13	CPT.O14	CPT.O32	CPT.P10	CPT.P12	CPT.P13	CPT.P17	CPT.P31	CPT.Q07	CPT.Q16
GL	-	267.3	268	262.8	265.6	266.4	266.7	269.9	264.9	263.4	268.4
top	topsoil	267.1	267.8	262.6	265.4	266.2	266.5	269.8	264.65	263.2	268.3
sub	subsoil	266.8	267.1	261.2	264.8	265.8	265.8	268.45	264.4	262.7	267.2
d	pleistocene deposits	-	-	260	-	-	-	-	262.8	-	-
km3-b	Weak / altered sandy MARLS, CLAYS	265.5	265	-	-	264.74	264.37	268.4	262	-	266
km3-a	Sandy MARLS (w/ sandstone slabs)	264.32	264.87	255.75	-	-	-	-	258.76	-	265
km1-c	SANDSTONE, highly weathered	-	-	-	264.78	-	-	-	-	261.4	-
km1-b	SANDSTONE, moderately weathered	-	-	-	-	-	-	-	-	261.35	-
km1-a	Sound SANDSTONE	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Horizon	type of soil	CPT.Q19	CPT.Q33	CPT.R10	CPT.R16	CPT.S08	CPT.T15	CPT.T17	CPT.T19	CPT.T24	CPT.T25
GL	-	271.1	262.2	264.2	268.3	261.9	267.3	269.9	272.1	273.8	272.3
top	topsoil	270.9	261.95	264	268.2	261.7	267.1	269.65	271.8	273.55	272.05
sub	subsoil	269.8	260.7	263.5	267.3	261.4	266.6	268	270.9	271.9	271.3
d	pleistocene deposits	-	259.7	-	-	-	-	-	-	-	268.05
km3-b	Weak / altered sandy MARLS, CLAYS	266.84	257	-	-	-	-	-	-	269	267.05
km3-a	Sandy MARLS (w/ sandstone slabs)	-	255.39	-	263.8	-	262.9	267.97	268.21	266.69	266.05
km1-c	SANDSTONE, highly weathered	-	-	262.4	-	260.5	-	-	-	-	-
km1-b	SANDSTONE, moderately weathered	-	-	262.34	-	260.4	-	-	-	-	-
km1-a	Sound SANDSTONE	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

• Campagne Ginger (2024) – Sondages carottés (BH) :

Horizon	type of soil	BH.F10	BH.G06	BH.G13	BH.J09	BH.J14	BH.K05
GL	-	268.9	267.7	268.2	266.5	269.9	263.4
top	topsoil	268.6	267.5	266.85	266.1	269.6	263.1
sub	subsoil	268.2	267	266.6	265.3	269.3	262.4
d	pleistocene deposits	-	-	-	-	-	-
km3-b	Weak / altered sandy MARLS, CLAYS	-	-	-	-	267.9	-
km3-a	Sandy MARLS (w/ sandstone slabs)	-	-	-	-	-	-
km1-c	SANDSTONE, highly weathered	267.4	266.1	266.5	264	-	259.9
km1-b	SANDSTONE, moderately weathered	264.4	265.1	265.8	263.5	266.9	257.8
km1-a	Sound SANDSTONE	253.9	247.7	247.2	251.4	254.4	248.4

Horizon	type of soil	BH.L20	BH.N10	BH.N15	BH.N30	BH.P05	BH.T27
GL	-	273.2	266.7	269.6	260.3	262.8	268.9
top	topsoil	272.85	266.4	269.3	259.8	262.5	268.5
sub	subsoil	272.6	265.2	268.6	258.8	262.3	267.9
d	pleistocene deposits	-	-	-	256.8	-	265.8
km3-b	Weak / altered sandy MARLS, CLAYS	270.2	-	267.6	-	-	265.4
km3-a	Sandy MARLS (w/ sandstone slabs)	262.2	-	266.1	252.8	-	263.5
km1-c	SANDSTONE, highly weathered	-	264.7	-	-	261.6	-
km1-b	SANDSTONE, moderately weathered	-	263.2	264.6	-	260.8	-
km1-a	Sound SANDSTONE	253.2	251.2	254.1	244.8	247.3	257.9

- Campagne Ginger (2024) – Sondages pressiométriques (PMT) :

Horizon	type of soil	PMT.E09	PMT.L16	PMT.N04	PMT.O11	PMT.O18	PMT.T20
GL	-	269	270.9	263	266.6	271.5	273.4
top	topsoil	268.7	270.6	262.7	266.3	271	272.9
sub	subsoil	268.3	270.2	262.5	265.1	271	272.4
d	pleistocene deposits	-	-	-	-	-	-
km3-b	Weak / altered sandy MARLS, CLAYS	-	268.4	-	263.6	268.5	270.4
km3-a	Sandy MARLS (w/ sandstone slabs)	-	263.4	-	262.1	265	265.4
km1-c	SANDSTONE, highly weathered	267.5	-	-	-	-	-
km1-b	SANDSTONE, moderately weathered	265	-	261.5	-	-	-
km1-a	Sound SANDSTONE	245	245.3	248	246.1	256.5	254.4

- Campagne Ginger (2024) – Sondages destructifs

Horizon	type of soil	DD.G11	DD.H14	DD.I06	DD.J12	DD.L10	DD.M09	DD.M11	DD.N21	DD.Q15	DD.T18
GL	-	268.3	268.8	266	268	267	267.3	266.6	273.3	267.6	271.1
top	topsoil	268	268.6	265.7	267.7	266.5	266.7	266.4	273.0	267.3	270.8
sub	subsoil	266.2	267.9	264.8	266.5	265.8	265.9	-	271.3	263.9	270.1
d	pleistocene deposits	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
km3	km3 undifferentiated	-	-	-	-	-	-	-	266.1	262.0	268.9
km1/km2	km1 undifferentiated	248.3	253.8	246.0	256.0	252.0	252.3	255.6	253.3	247.6	251.1

Note: dans le cas des sondages destructives, la distinction entre faciès de compacité similaire peut être délicate à faire.

4.9 Coupes géologiques et vues en écorché

4.9.1 Méthodologie

Ginger a produit un modèle géologique 3D du site à l'aide du progiciel Leapfrog GEO, sur la base :

- Du modèle numérique de terrain (MNT) LiDAR du Luxembourg, résolution 50 cm.
- Du découpage lithologique de chaque point de sondage (§ 4.8).
- Des profils géophysiques disponibles [15].

Sur la base de ce modèle tridimensionnel, il est possible de produire des coupes géologiques et des vues en écorchés pour mieux visualiser les conditions géologiques du site.

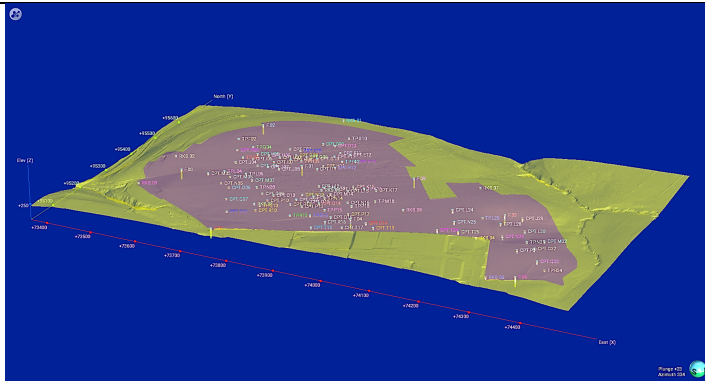
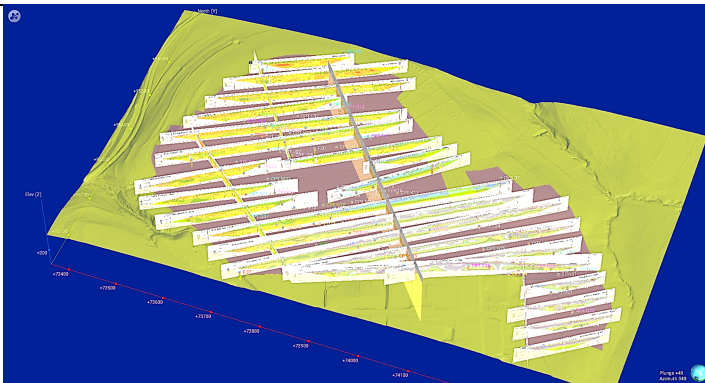
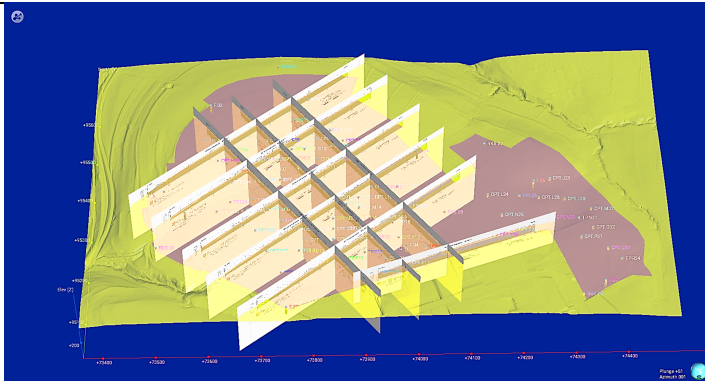
	<p>Leapfrog 3D Ground Model</p> <p>Interprétation de la lithologie</p> <p>Intégration des <u>sondages géotechniques</u></p>
	<p>Leapfrog 3D Ground Model</p> <p>Interprétation de la lithologie</p> <p>Intégration des <u>mesures géophysiques</u></p>
	<p>Leapfrog 3D Ground Model</p> <p>Interprétation de la lithologie</p> <p>Production des <u>coupes géologiques</u></p>

Figure 4-20 : Processus de traitement des données sur Leapfrog GEO

Le code couleur suivant est utilisé :

Tableau 4-19 : Code couleur des horizons géologiques

Hz	Description des horizons
Top	Terre végétale
Sub	Subsoil
D	Dépôts pléistocènes
km3-b	Steinmergel keuper – argiles et argiles marneuses
km3-a	Steinmergel keuper – argiles très raides et marnes
km1-c	Pseudomorphosen keuper – Faciès très altéré : sables argileux
km1-b	Pseudomorphosen keuper – Faciès modérément altéré : grès fracturé
km1-a	Pseudomorphosen keuper – Faciès sain : Grès sain

4.9.2 Ecorchés

Les écorchés aux cotes +267.5, +267.0, +266.0, +265.0 et +264.0 m NG95 sont présentés en Figure 4-21 à Figure 4-25. Ils illustrent les conditions de sol aux niveaux du projet et des fondations.

La localisation des ouvrages projetés a été ajoutée aux écorchés pour faciliter la compréhension.

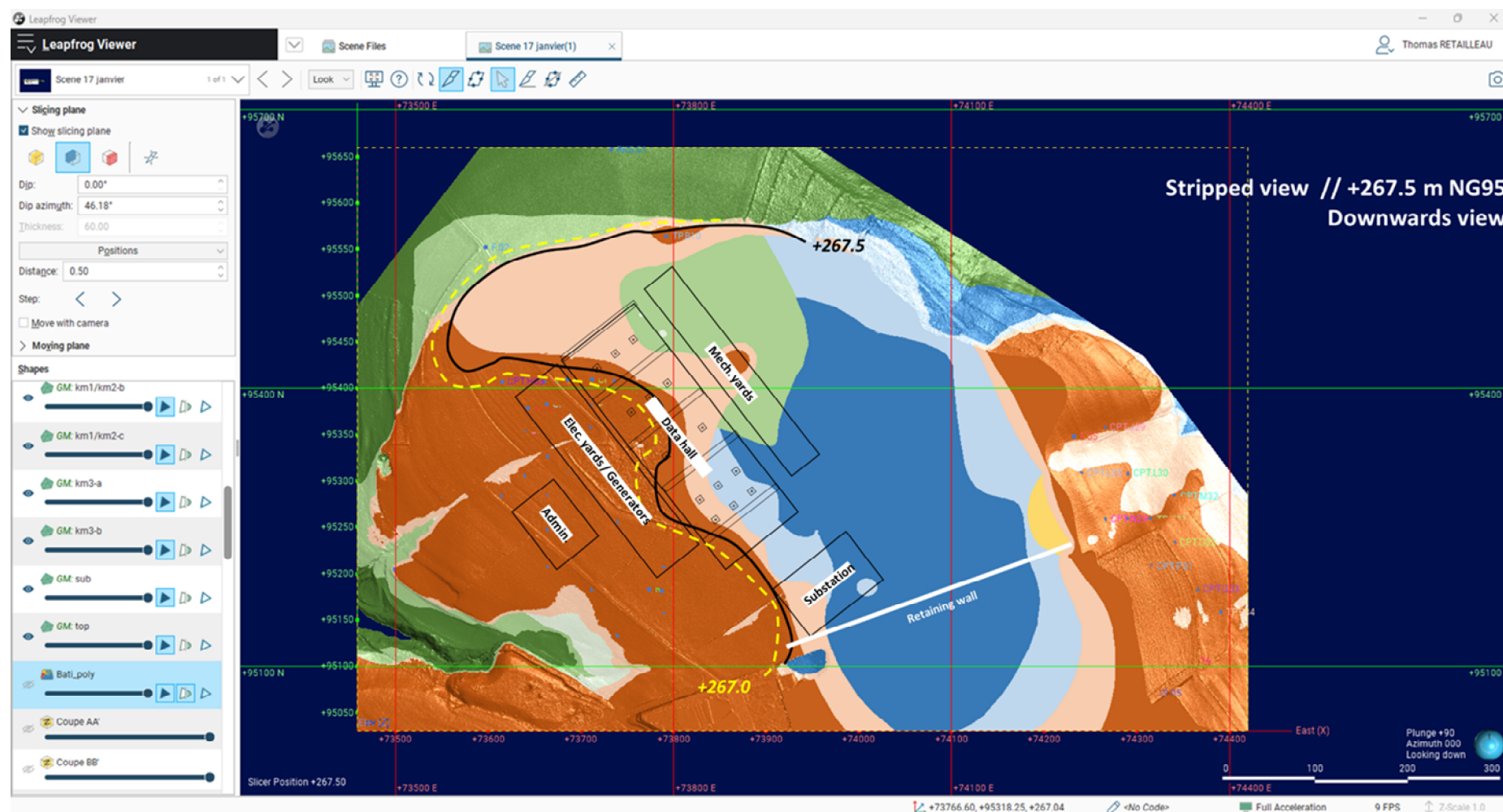


Figure 4-21 : Vue en écorché // élévation + 267.5 m NG95 // Vue vers le bas

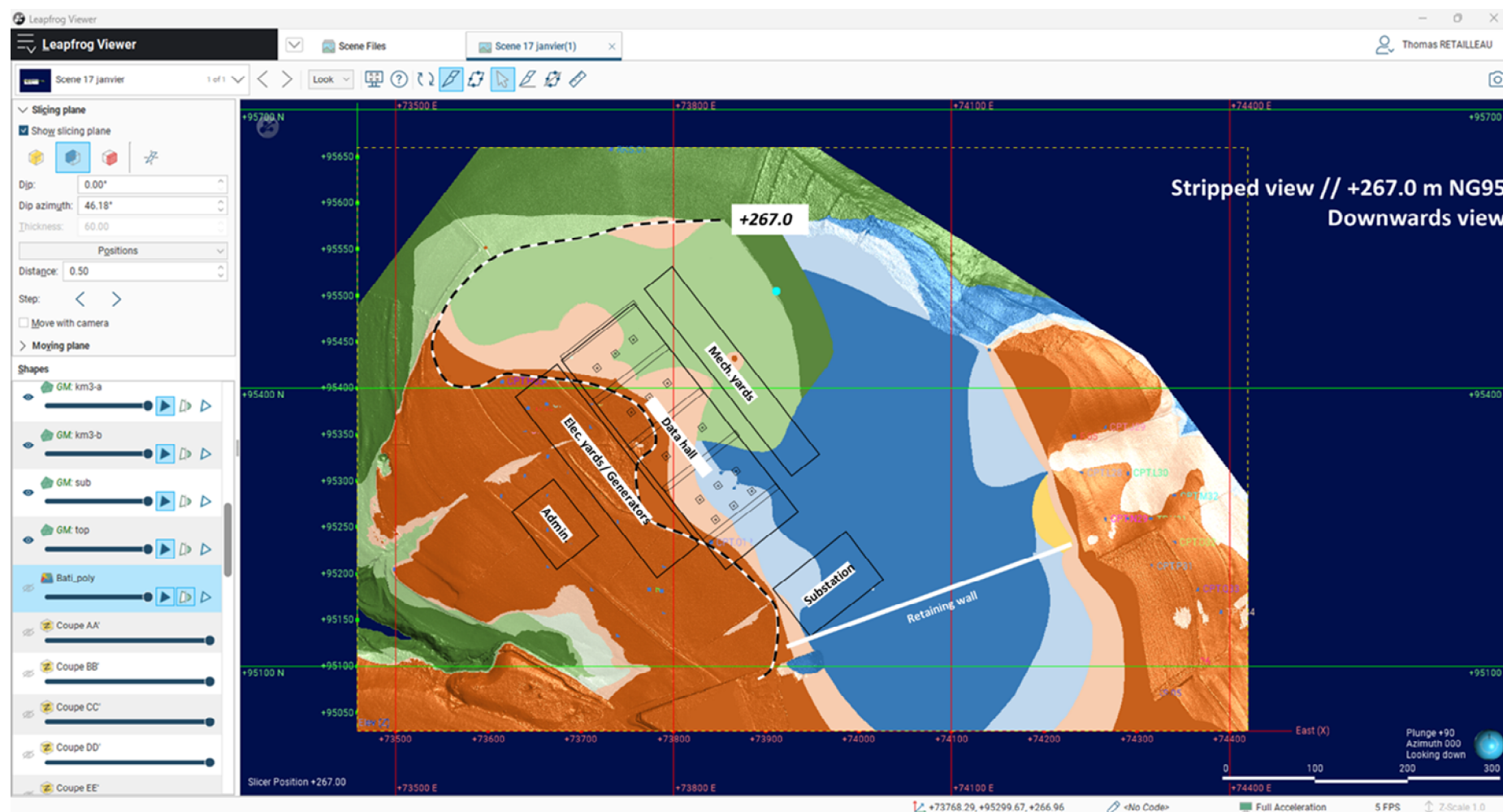


Figure 4-22 : Vue en écorché // élévation + 267.0 m NG95 // Vue vers le bas

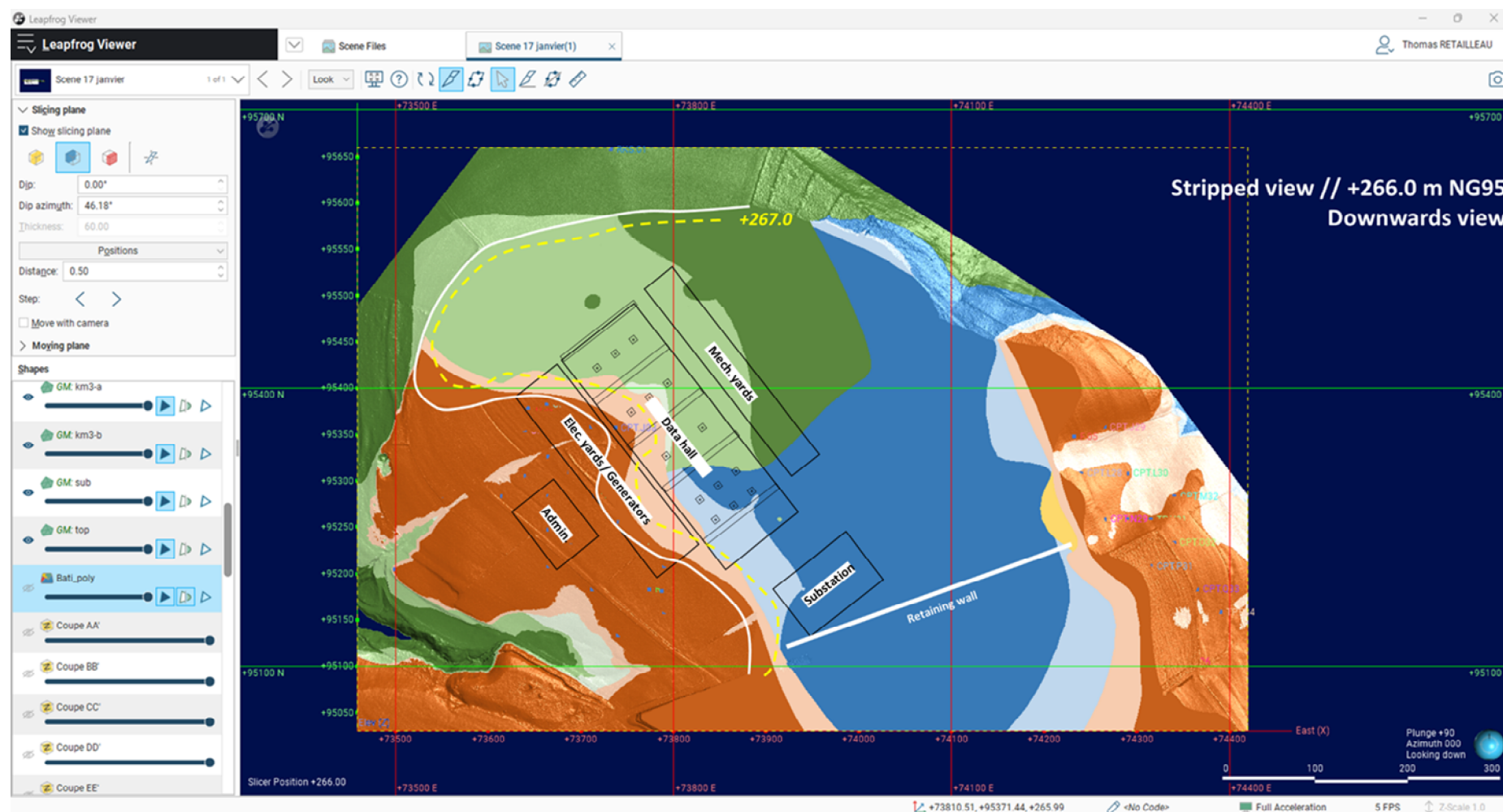


Figure 4-23 : Vue en écorché // élévation + 266.0 m NG95 // Vue vers le bas

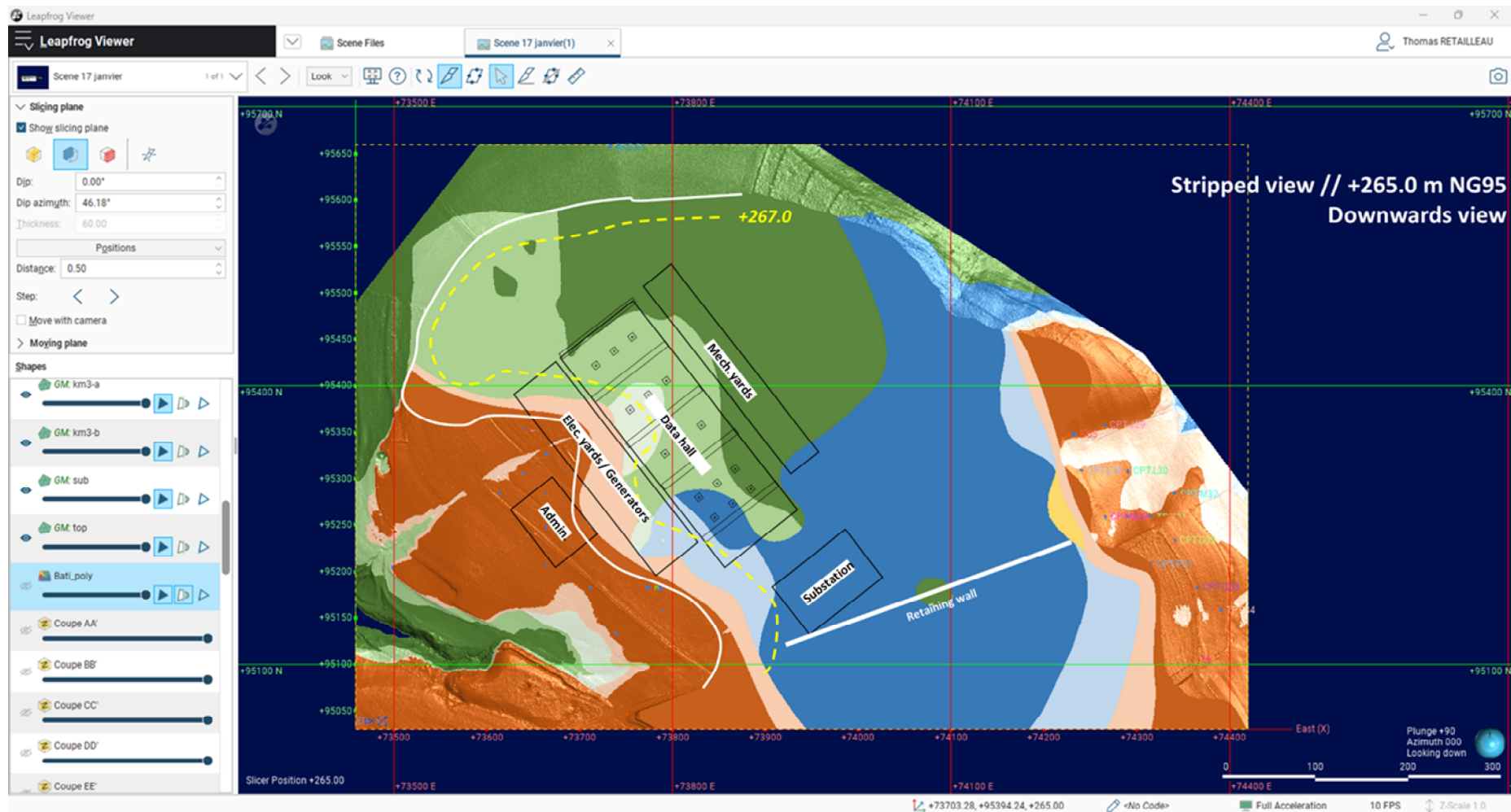


Figure 4-24 : Vue en écorché // élévation + 265.0 m NG95 // Vue vers le bas

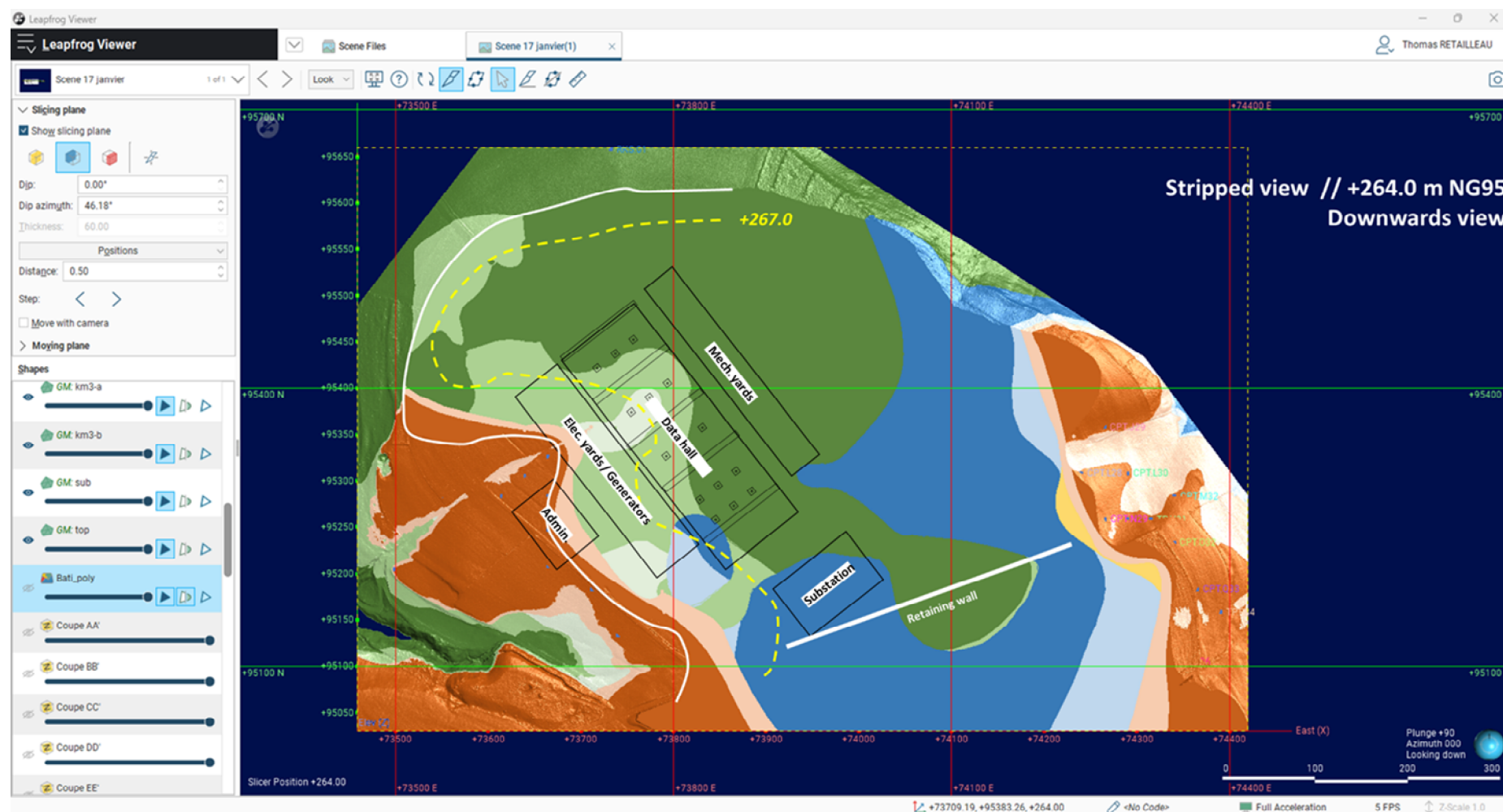


Figure 4-25 : Vue en écorché // élévation + 264.0 m NG95 // Vue vers le bas

Les écorchés montrent sur quels horizons les ouvrages projetés reposeront. Le Tableau 4-20 ci-après indique la distribution approximative des formations aux cotes d'écorché susmentionnées.

Tableau 4-20 : Distribution des horizons sous les principaux ouvrages projetés

Retaining wall	top/sub	km3-b	km3-a	km1-c	km1-b	km1-a
+267.0 m NG95	10%	10%	80%	0%	0%	0%
+266.0 m NG95	< 5%	< 5 %	95%	0%	0%	0%
+265.0 m NG95	0%	0%	90%	0%	0%	10%

Substation	top/sub	km3-b	km3-a	km1-c	km1-b	km1-a
+267.0 m NG95	0%	30%	70%	0%	0%	0%
+266.0 m NG95	0%	10%	90%	0%	0%	0%
+265.0 m NG95	0%	0%	100%	0%	0%	0%

Data hall	top/sub	km3-b	km3-a	km1-c	km1-b	km1-a
+267.0 m NG95	45%	20%	20%	0%	15%	0%
+266.0 m NG95	20%	15%	15%	10%	20%	0%
+265.0 m NG95	0%	5%	15%	15%	50%	15%

Mechanical installations	top/sub	km3-b	km3-a	km1-c	km1-b	km1-a
+267.0 m NG95	5%	0%	15%	0%	80%	0%
+266.0 m NG95	0%	10%	0%	0%	65%	25%
+265.0 m NG95	0%	5%	0%	0%	10%	85%

Electrical installations	top/sub	km3-b	km3-a	km1-c	km1-b	km1-a	embankment (projected)
+267.0 m NG95	20%	0%	0%	0%	0%	0%	80%
+266.0 m NG95	60%	0%	0%	0%	0%	0%	40%
+265.0 m NG95	40%	15%	0%	10%	15%	0%	20%

Admin. building	top/sub	km3-b	km3-a	km1-c	km1-b	km1-a	embankment (projected)
+267.0 m NG95	0%	0%	0%	0%	0%	0%	100%
+266.0 m NG95	0%	0%	0%	0%	0%	0%	100%
+265.0 m NG95	10%	0%	0%	0%	0%	0%	90%

Les derniers résultats d'investigation tendent à confirmer les modèles précédemment établis. Ces nouveaux résultats mettent toutefois en évidence la présence d'une zone d'altération au droit du bâtiment data center, au droit d'un thalweg (voir Figure 4-26).

Des circulations d'eau préférentielles dans ce thalweg ont pu y accélérer le processus d'altération du substratum gréseux.

Les horizons sub et km1-c sont y sont rencontrés sur des épaisseurs plus importantes qu'ailleurs, et le toit du grès sain (km1-a) à une élévation plus faible qu'alentours.

Des dispositions spécifiques seront à prendre dans cette zone pour éviter tout tassement excessif (absolu et différentiel, cf. § 6.6 et 8).

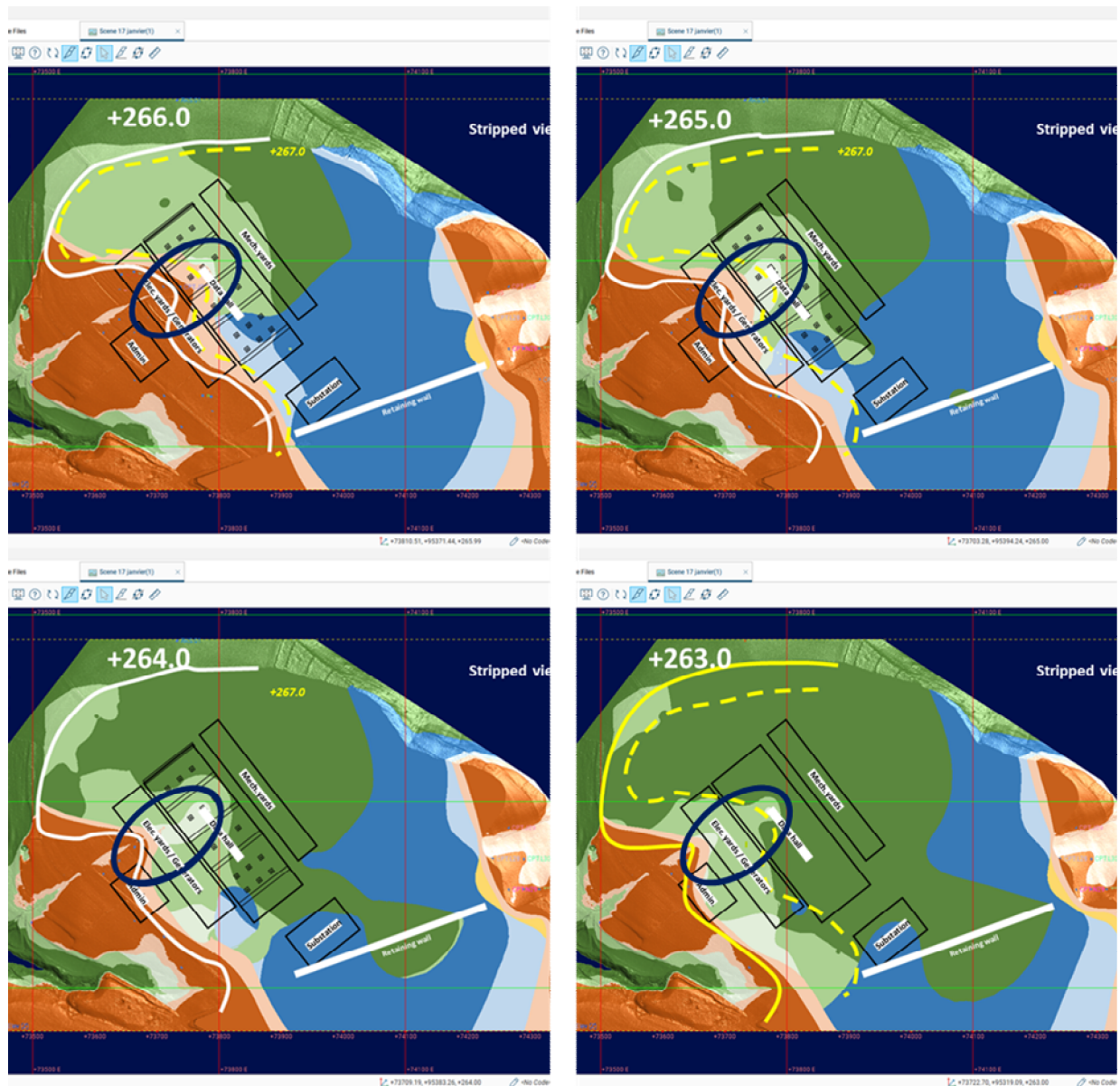


Figure 4-26 : Ecorchés – Illustration de la zone d'altération (thalweg) sous le bâtiment data center

4.9.3 Cross-sections

Sur la base du modèle 3D, plusieurs coupes géologiques ont été tracées au droit des différents ouvrages. Celles-ci sont implantées sur la Figure 4-27 ci-après.

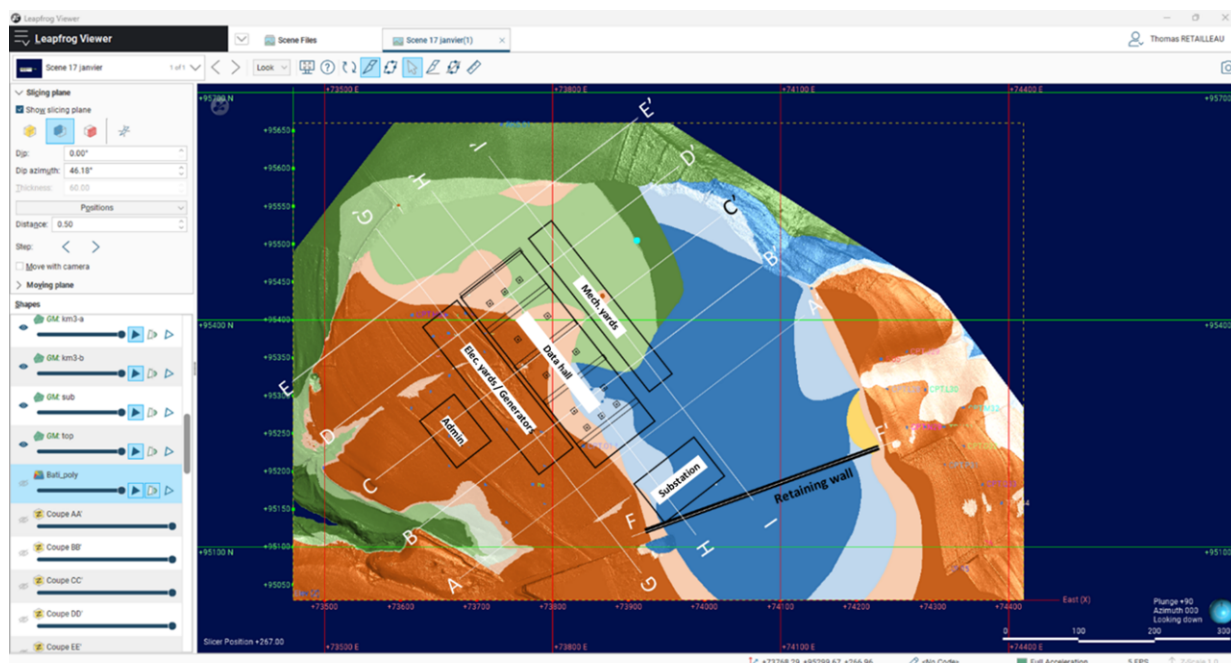
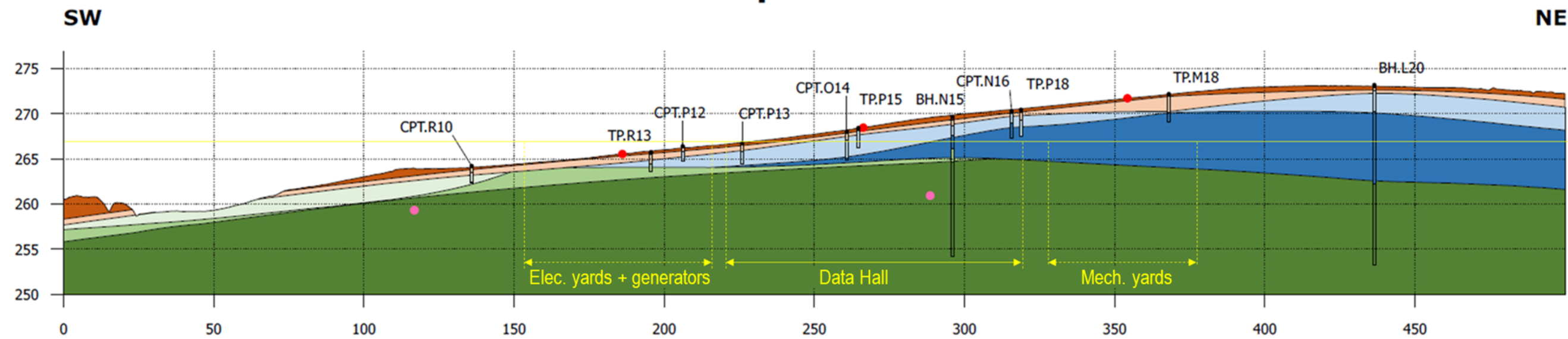


Figure 4-27 : Implantation des coupes géologiques

Les coupes géologiques sont présentées sur les pages suivantes, et sont disponibles en meilleure résolution en annexe 7.1.

Le thalweg au droit du bâtiment data center mentionné au § 4.9.2, est visible sur la coupe H-H', entre 290 et 340 m.

Coupe AA'



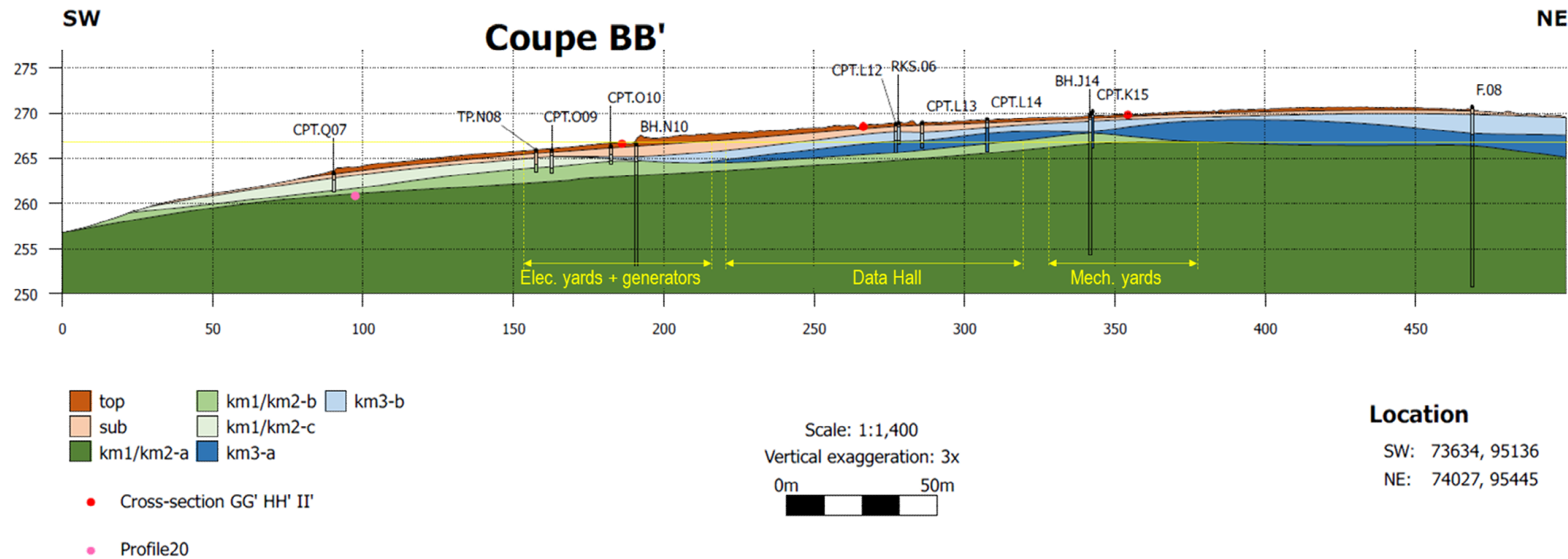
top km1/km2-b km3-b
 sub km1/km2-c
 km1/km2-a km3-a

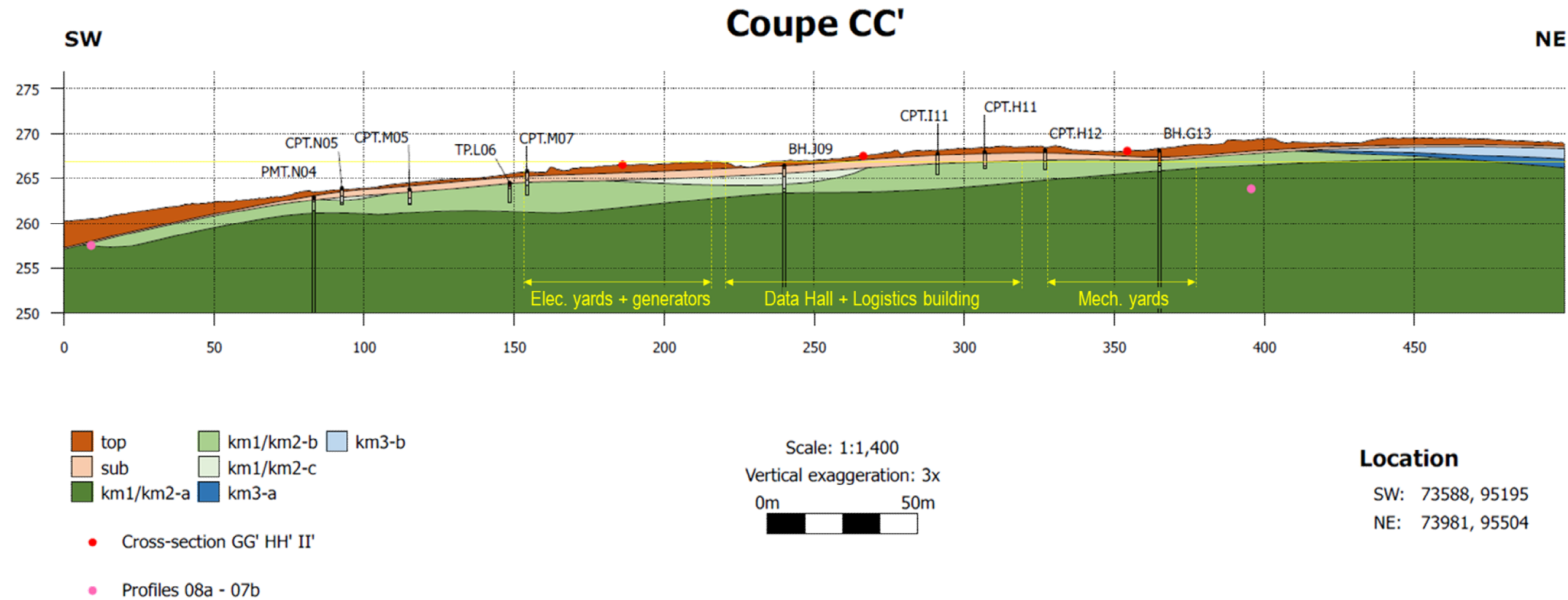
- Cross-section GG' HH' II'
- Profiles 20 - 11

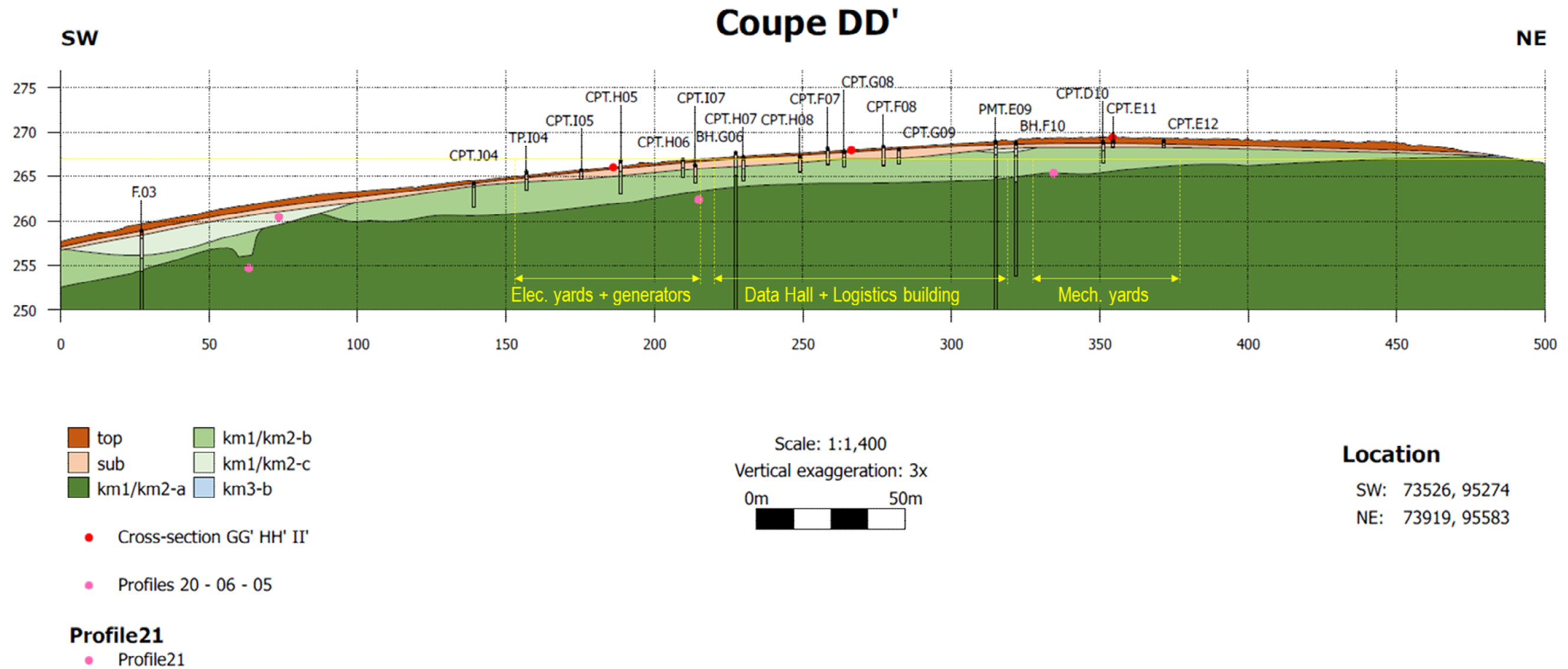
Scale: 1:1,400
Vertical exaggeration: 3x
0m 50m

Location

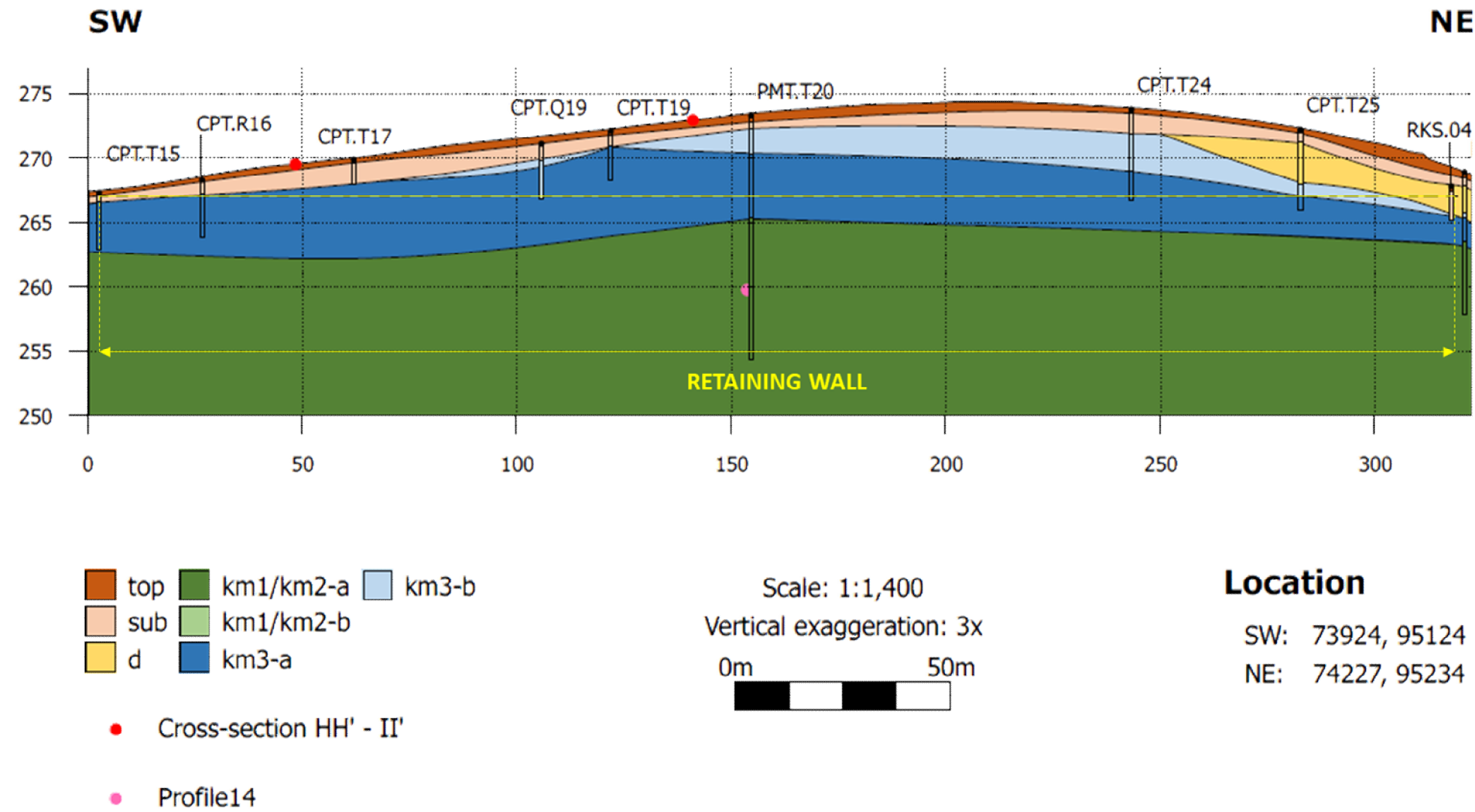
SW: 73696, 95057
NE: 74089, 95367



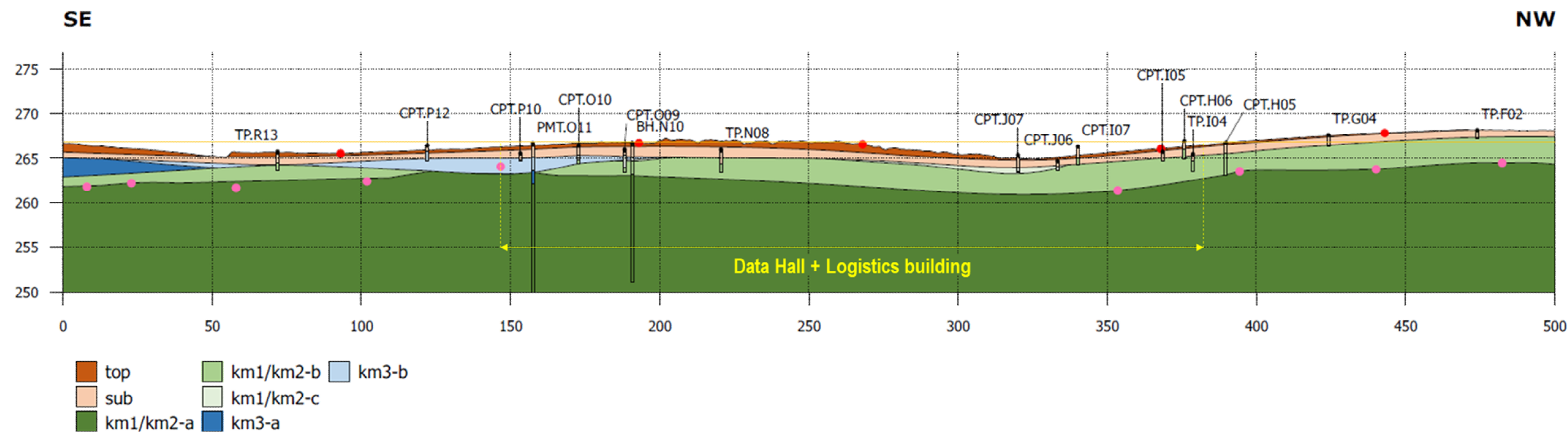




Coupe FF'



Coupe GG'



- Cross-section AA' - BB' - CC' - DD' - EE'
- Profile 15+23 - 13 - 12 - 11 - 10 - 09a - 06 - 05 - 04 - 03

Location

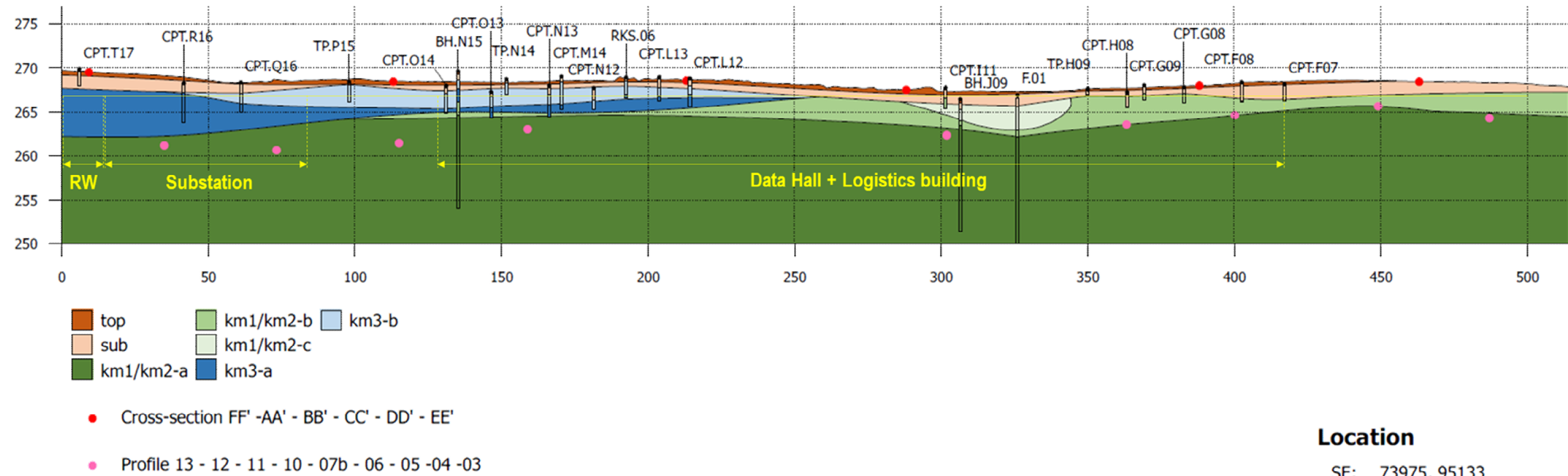
SE: 73900, 95099

NW: 73591, 95492

Scale: 1:1,400

Vertical exaggeration: 3x

0m 50m



SE

Coupe HH'

Location

SE: 73975, 95133

NW: 73657, 95537

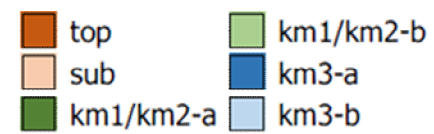
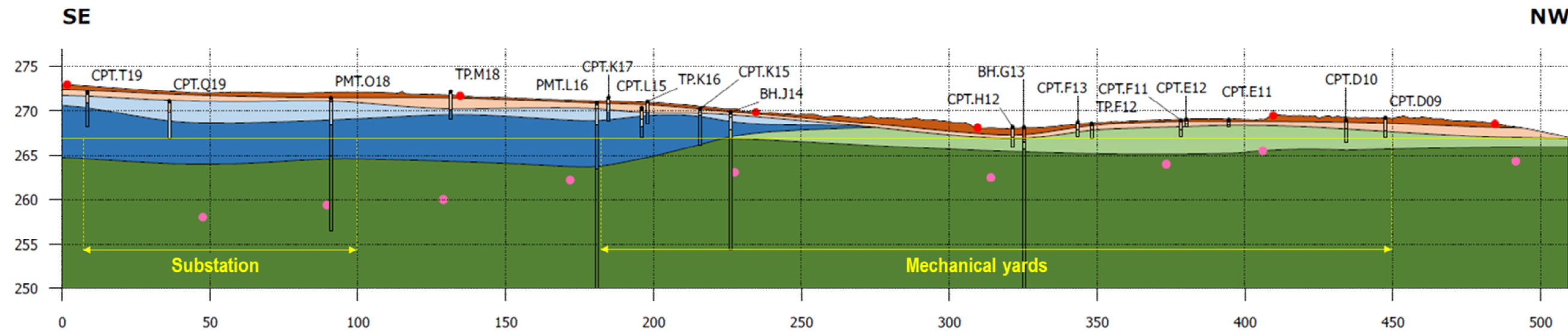
Scale: 1:1,400

Vertical exaggeration: 3x

0m 50m

NW

Coupe II'



- Cross-section FF' - AA' - BB' - CC' - DD' - EE'
- Profiles 13 - 12 - 11 - 10 - 9b - 07b - 06 - 05 - 04 - 03

Location

SE: 74058, 95171
NW: 73743, 95571

Scale: 1:1,400
Vertical exaggeration: 3x
0m 50m

5 Synthèse des investigations hydrogéologiques

5.1 Niveaux d'eau

5.1.1 Piézomètres – relevés manuels

Le Tableau 5-1 ci-après synthétise les niveaux d'eau mesurés manuellement dans les piézomètres Fugro et Ginger, durant la campagne d'investigations Ginger (octobre-novembre 2024).

Tableau 5-1 : Niveaux d'eau, relevés manuels

Piezometer no	Ground elevation (m NG95)	Date	GW level depth (m bgl)	GW level elevation (m NG95)	Date	GW level depth (m bgl)	GW level elevation (m NG95)
F03	258.9	15/10/2024	11.61	247.29	23/10/2024	11.55	247.35
F05	264.44	15/10/2024	9.39	255.05	24/10/2024	9.15	255.29
F07	260.48	15/10/2024	15.18	245.3	24/10/2024	15.4	245.08
BH.G.13	268.15	-	-	-	-	-	-
BH.G.06	267.71	-	-	-	-	-	-

Piezometer no	Ground elevation (m NG95)	Date	GW level depth (m bgl)	GW level elevation (m NG95)	Date	GW level depth (m bgl)	GW level elevation (m NG95)
F03	258.9	29/10/2024	11.82	247.08	06/11/2024	12.45	246.45
F05	264.44	29/10/2024	9.5	254.94	07/11/2024	10.25	254.19
F07	260.48	29/10/2024	16	244.48	07/11/2024	16.35	244.13
BH.G.13	268.15	-	-	-	05/11/2024	16.2	251.95
BH.G.06	267.71	-	-	-	-	-	-

Piezometer no	Ground elevation (m NG95)	Date	GW level depth (m bgl)	GW level elevation (m NG95)
F03	258.9	14/11/2024	12.34	246.56
F05	264.44	13/11/2024	10.72	253.72
F07	260.48	14/11/2024	16.5	243.98
BH.G.13	268.15	14/11/2024	16.42	251.73
BH.G.06	267.71	14/11/2024	16.32	251.39

Note : les piézomètres sont équipés d'un tube plein sur les 5 premiers mètres de terrain. Par conséquent, les éventuels niveaux d'eau perchés ne peuvent être mesurés (voir § 5.1.3).

5.1.2 Piézomètres – Relevés automatiques

6 sondes diver automatiques ont été installées dans les piézomètres, dans le but de mesurer les niveaux d'eau en continu, jusqu'à fin décembre 2025.

- PZ1 dans le sondage F3 (Fugro), depuis le 14.11.2024
- PZ2 dans le sondage F5 (Fugro), depuis le 14.11.2024
- PZ3 dans le sondage F5 (Fugro), depuis le 14.11.2024
- PZ4 dans le sondage BH.G06, depuis le 26.01.2025
- PZ5 dans le sondage BH.G13, depuis le 26.01.2025
- PZ6 dans le sondage BH.L20, depuis le 26.01.2025

Les mesures automatiques sont collectées tous les mois. Le Tableau 5-2 ci-après présente les enveloppes de niveau d'eau mesurées entre le 14.11.2024 et le 11.02.2025, date de notre dernier passage. A partir du mois de mars 2025 (et jusqu'à fin décembre 2025), Ginger produira une note à part qui mettra à jour le suivi piézométrique.

Tableau 5-2 : Enveloppes des niveaux de nappe entre le 14.11.2024 et le 11.02.2025

Piézomètre	Cote du terrain naturel	Du 14.11.2024 au 11.02.2025		Formation géologique
		Profondeur du niveau d'eau	Cote du niveau d'eau	
–	m NG95	m / TN	m NG95	–
F3 – PZ1	+258.9	10.7 – 13.2	245.7 – 248.2	km1-a
F7 – PZ2	+260.5	14.2 – 16.0 (*)	244.5 (*) – 246.3	km1-a
F5 – PZ3	+264.4	8.6 – 11.6	252.8 – 255.8	km3-b km3-a km1-a
BH.L20 – PZ4	+273.2	19.7 – 20.0	253.2 – 253.5	km1-a
BH.G13 – PZ5	+268.2	14.7 – 15.9	252.3 – 253.5	km1-a
BH.G06 – PZ6	+267.7	15.8 – 16.1	251.6 – 252.1	km1-a

(*) La sonde PZ2 a été installée à 16 m de profondeur (+244.5 m NG95) dans le sondage F7. Elle n'a par conséquent pas pu mesurer les niveaux d'eau plus en profondeur. La sonde sera approfondie pour mieux suivre les niveaux d'eau.

Le suivi piézométrique montre des niveaux d'eau au sein du substratum gréseux sain (km1-a), probablement liés à des circulations d'eau dans les fissures.

La sonde PZ3-F5 montre un niveau d'eau à la base des marnes du km3 / toit des grès du km1, ce qui pourrait suggérer soit :

- La présence d'une nappe libre au sein de km3
- Un aquifère captif légèrement en charge au sein du km1, l'horizon km3 jouant le rôle de toit imperméable.

Dans tous les cas, ces niveaux d'eau sont trop profonds pour être recoupés par les travaux. Les courbes de suivi sont présentées sur les Figure 5-1 à Figure 5-6.

• **F3 [PZ1]: Suivi de la nappe**

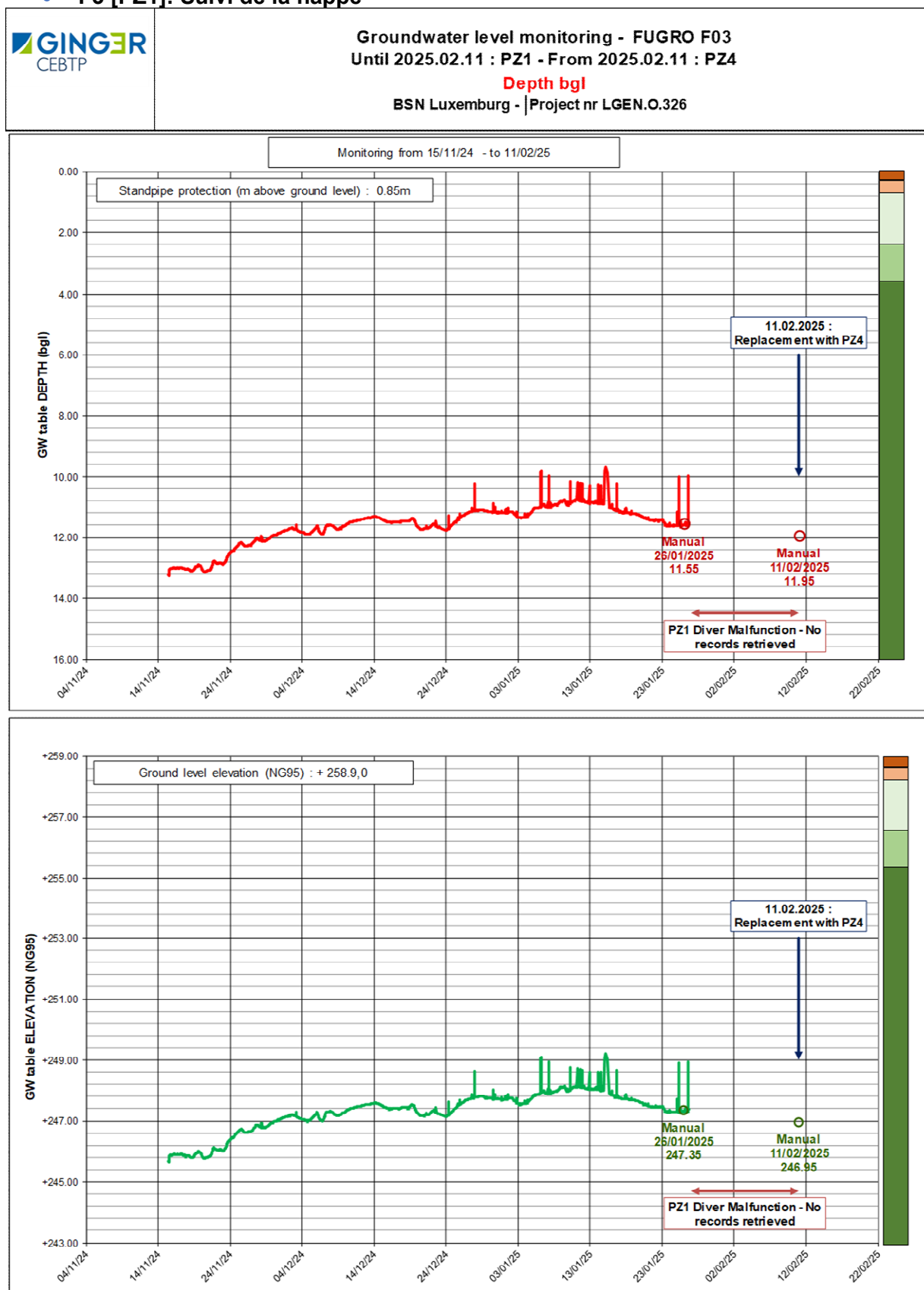


Figure 5-1 : F3 [PZ1] – suivi piézométrique automatique

• **F7 [PZ2]: Suivi de la nappe**

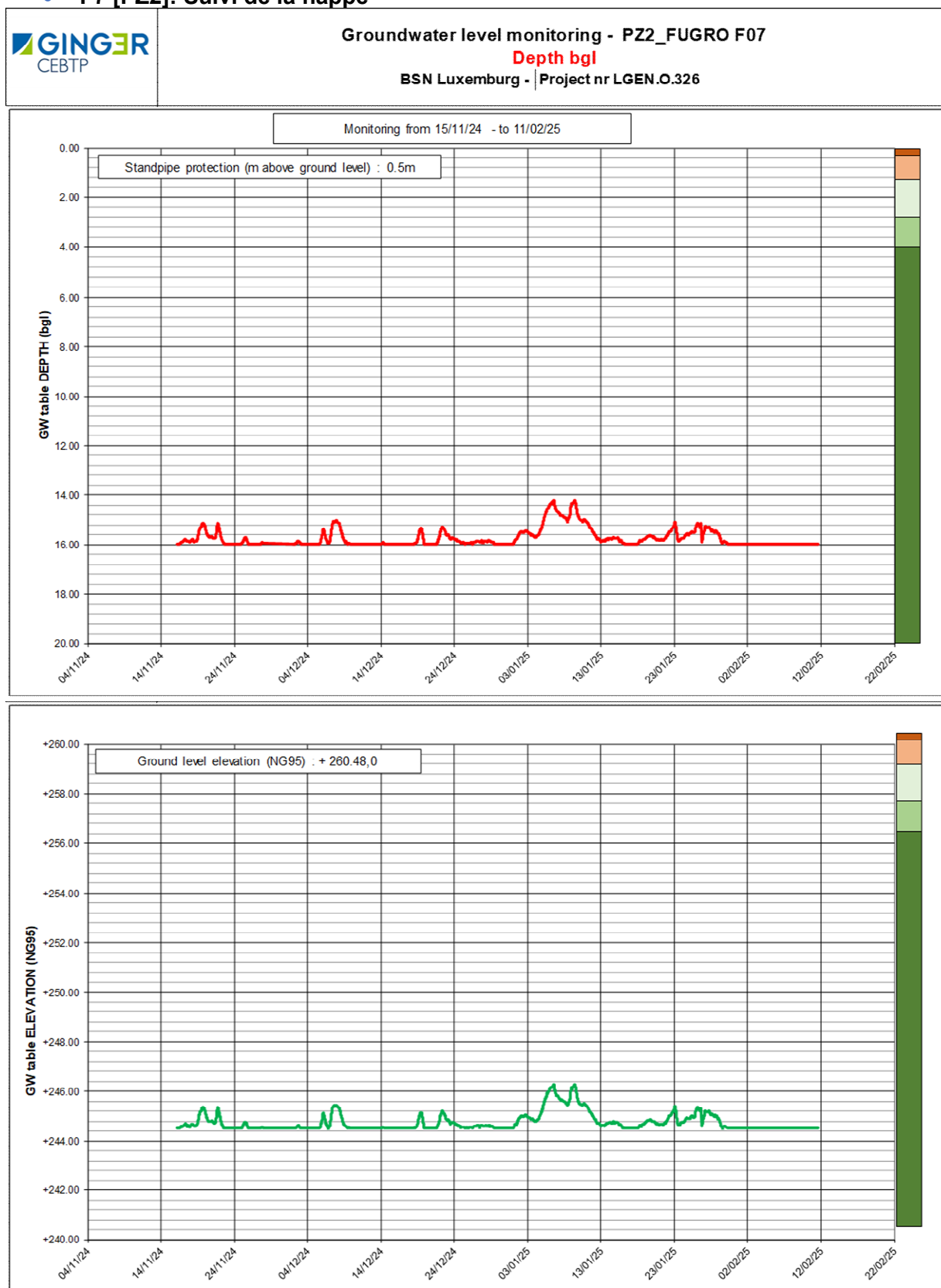


Figure 5-2 : F7 [PZ2] – suivi piézométrique automatique

• **F5 [PZ3]: Suivi de la nappe**

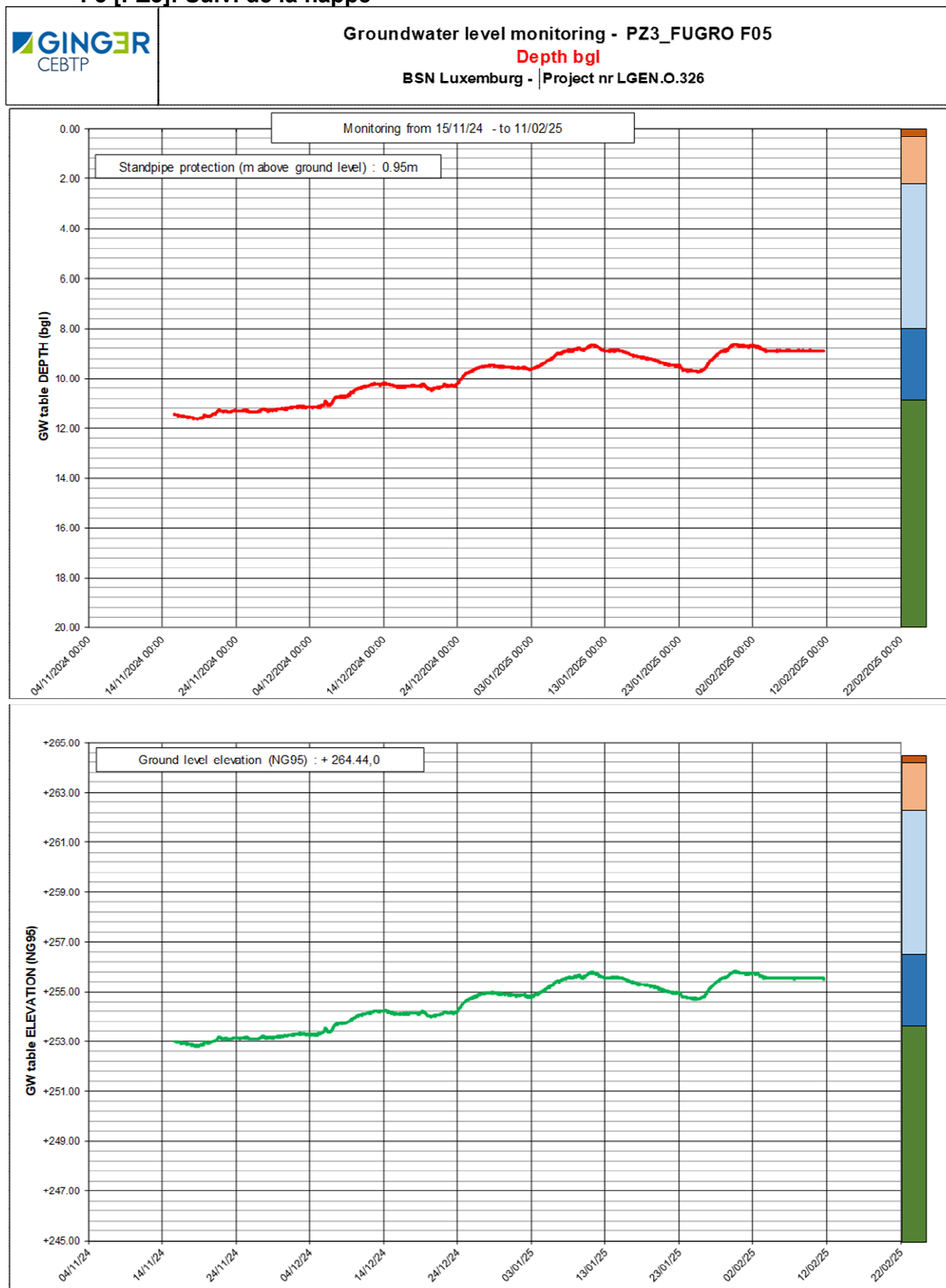


Figure 5-3 : F5 [PZ3] – suivi piézométrique automatique

• **BH.L20 [PZ4] : Suivi de la nappe**

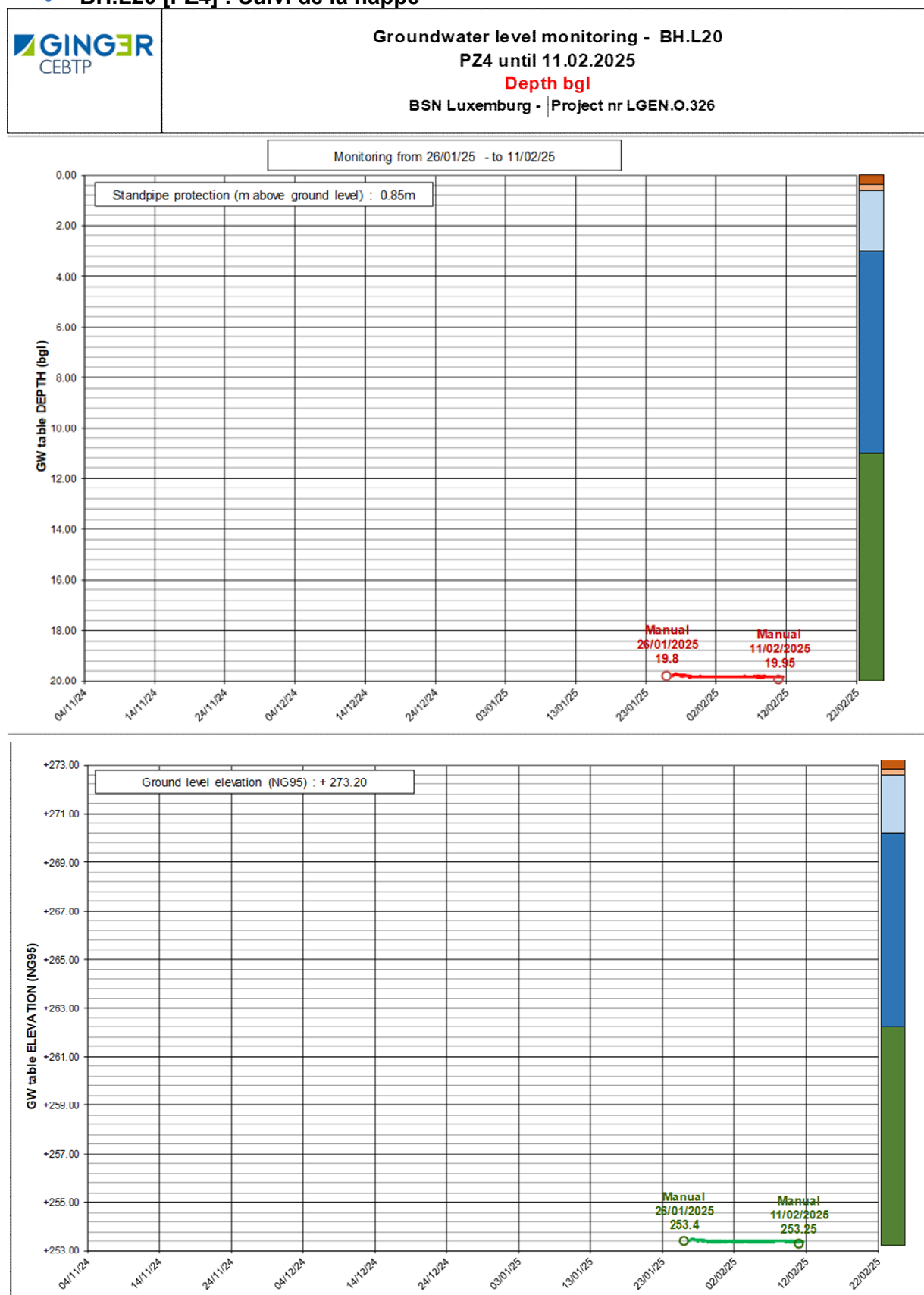


Figure 5-4 : BH.L20 [PZ4] suivi piézométrique automatique

• **BH.G13 [PZ5] : Suivi de la nappe**

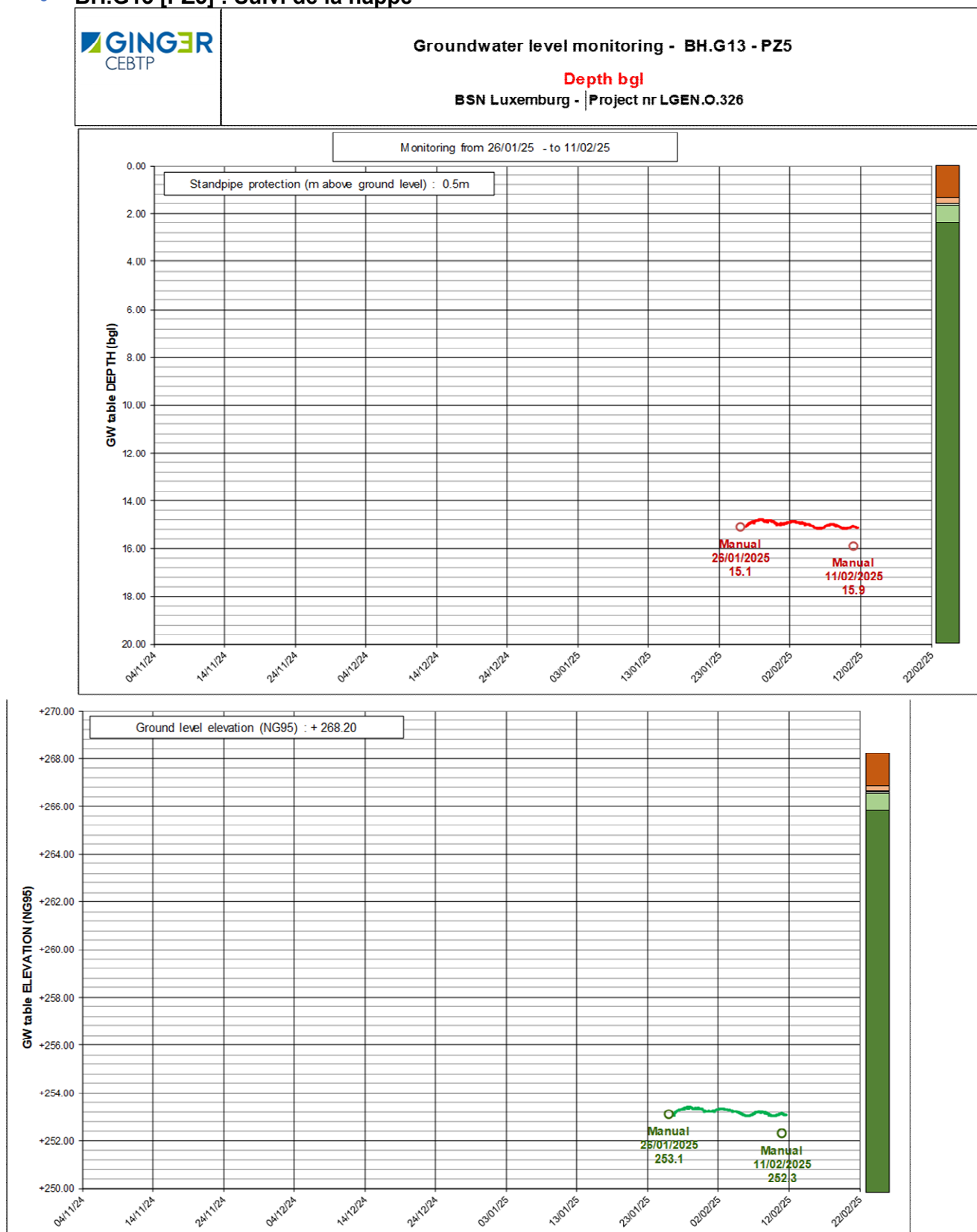


Figure 5-5 : BH.G13 [PZ5] suivi piézométrique automatique

• **BH.G06 [PZ6] : Suivi de la nappe**

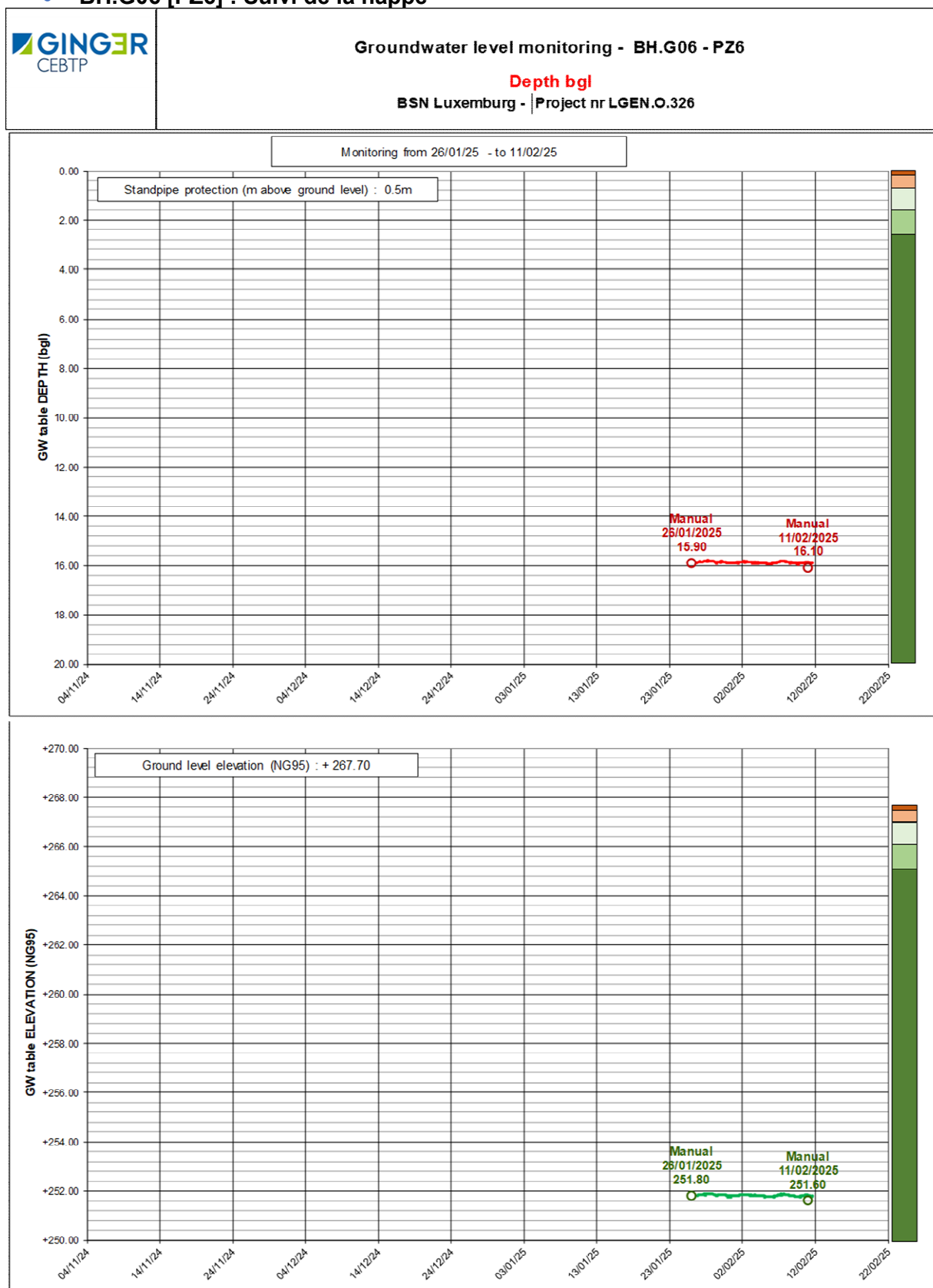


Figure 5-6 : BH.G06 [PZ6] suivi piézométrique automatique

5.1.3 Venues d'eau

Au cours de nos investigations, les arrivées d'eau suivantes ont été observées :

Tableau 5-3 : Venues d'eau observées dans les sondages

Campagne	Date	Point de sondage	Niveau du terrain	Arrivée d'eau (m/TN)	Arrivée d'eau (m NG95)
FUGRO	Hiver 17/18	RKS.04 (R4)	+267.81	2.28	+265.53
		RKS 05 (R5)	+266.13	1.60	+264.53
		RKS 08 (R8)	+273.01	1.67	+271.34
GINGER	14.10.2024	TP.L04	+262.63	1.0	+261.63
	18.10.2024	TP.L26	+268.23	2.5	+265.73

En outre, des ruissellements d'eau ont été constatés en provenance de la forêt en date du 11.10.2024, à la suite d'épisodes pluvieux (tempête Kirk). Cela suggère la présence de terrains saturés en surface dans la zone boisée.



Figure 5-7 : A gauche, venues d'eau provenant de la forêt, ruisselant vers le nord – 11.10.2024
A droite : venue d'eau au sein du TP.L04 – 14.10.2024

5.2 Perméabilité

Le Tableau 5-4 ci-après résume les valeurs de perméabilité mesurées sur site par :

- Essais Lefranc dans les forages destructifs et carottés
- Essais Matsuo dans les fouilles à la pelle.

Tableau 5-4 : Résultats des essais d'infiltration (Essais Matsuo and Lefranc)

Campagne	Date	Point de sondage	Profondeur d'essai (m/TN)	Horizon testé	Perméabilité k (m/s)
GINGER	2024.10.16	TP.B10	1.0 – 1.3	km1	$< 1.0 \times 10^{-7}$
GINGER	2024.10.15	TP.F02	0.8 – 1.0	km1	$< 1.0 \times 10^{-7}$
GINGER	2024.10.15	TP.G04	1.1 – 1.3	sub km1	$< 1.0 \times 10^{-7}$
GINGER	2024.10.15	TP.N14	1.5 – 1.7	km1	$< 1.0 \times 10^{-7}$
GINGER	2024.10.18	TP.R34	2.5 – 2.8	km3	$< 1.0 \times 10^{-7}$
GINGER	2024.11.27	BH.P05	0.7 – 1.2	km1-c	$< 1.0 \times 10^{-7}$
GINGER	2024.12.03	BH.T27	2.0 – 3.0	d	$< 1.0 \times 10^{-7}$
GINGER	2024.12.11	BH.L20	7.5 – 8.5	km3-a	$< 1.0 \times 10^{-8}$
GINGER	2024.11.25	PMT.L16	4.5 – 5.5	km3-a	$< 1.0 \times 10^{-7}$
GINGER	2024.11.25	PMT.O11	1.0 1.5	sub	$< 1.0 \times 10^{-7}$

Les essais mettent en évidence des terrains de très faible perméabilité.

5.3 Agressivité de l'eau souterraine

Voir § 4.7.2.

6 Synthèse géotechnique et orientations conceptuelles

6.1 Préambule

Les indications données dans les chapitres suivants, qui sont fournies en estimant des conditions normales d'exécution pendant les travaux, seront forcément adaptées aux conditions réelles rencontrées (intempéries, matériels utilisés, provenance et qualité des matériaux, phasages, plannings et précautions particulières).

Nous rappelons que les conditions d'exécution sont absolument prépondérantes pour obtenir le résultat attendu et qu'elles ne peuvent être définies précisément à l'heure actuelle. A défaut, seules des orientations seront retenues.

6.2 Contexte du site

6.2.1 Topographie

Le projet est situé au sommet d'une colline, culminant à environ +274.5 m NG95 sur la parcelle, et présente des pentes moyennes qui peuvent atteindre 17% (10°).

6.2.2 Lithologie

La géologie du site se compose de trois ensembles principaux :

- Formations superficielles : terre végétale (top), subsoil (sub) et dépôts pléistocènes (d), caractérisés par leur nature argileuse et leurs propriétés mécaniques médiocres à faibles. Ces matériaux présentent une certaine sensibilité à l'eau (risque de modification de consistance en cas d'imbibition) en raison de leur teneur élevée en argiles, mais ne sont pas sujets à un gonflement significatif.
- Formations du Steinmergelkeuper (km3), constituées de marnes sableuses grises avec des intercalations de bancs de grès (km3-a), présentant de bons paramètres mécaniques. Leur partie supérieure apparaît comme un faciès plus altéré et argileux (km3-b), avec des paramètres mécaniques moyens. Ces formations présentent une plasticité moyenne à élevée, indiquant une certaine sensibilité à l'eau (risque de modification de consistance en cas d'imbibition). Un phénomène de gonflement est possible si cette formation est saturée, son amplitude est estimée au § 8.3.
- Formations du Pseudomorphosenkeuper (km1), constituées essentiellement de grès rouges, présentant différents degrés d'altération :
 - km1-c : degré ultime d'altération – sous forme d'argile sableuse rouge, facilement confondue avec le subsoil ;

- km1-b : grès modérément altéré – sous forme de sable rougeâtre modérément cimenté et de blocs de grès ;
- km1-a : grès sain, présentant d'excellentes caractéristiques mécaniques.

6.2.3 Hydrogéologie

Aucun niveau d'eau permanent n'a été rencontré par nos investigations au voisinage de la cote du projet.

Les niveaux d'eau recoupés par nos investigations se présentent sous la forme de ruissellements superficiels, et de circulations erratiques au sein de fractures dans le rocher ou le long de changement de faciès, tous deux en lien avec les précipitations.

L'aquifère du Muschelkalk est situé au moins 50 m sous le niveau du projet.

6.3 Projet

Le projet prévoit la réalisation d'une plateforme unique, positionnée à la cote +267.8 m NG95, ainsi que la construction de grands ouvrages industriels (data center, installations mécaniques et électriques associées).

La création de la plateforme impliquera des travaux de terrassement en déblai-remblai, avec l'objectif de maximiser le réemploi des matériaux du site (minimiser les de volumes évacués et de matériaux d'apport).

Un mur de soutènement de 2 à 3 m de hauteur est également projeté le long de limite sud de la parcelle.

6.4 Paramètres géotechniques caractéristiques

Les paramètres géotechniques caractéristiques déduits des mesures in situ sont synthétisés ci-après :

Tableau 6-1 : Rappel des paramètres géomécaniques retenus dans chaque horizon

Unit	Cone tip resistance q _c [MPa]	Friction ratio R _f [%]	Soil behaviour type (average, indicative)	Limit pressure Pl* [MPa]	Menard Modulus E _m [MPa]	PMT rheologic coefficient α _{PMT} [-]	Deformation modulus E _y [MPa]
Top	0.8	2.9	6	–	2.0	2/3	3
Sub	1.6	4.9	3	–	4.7	2/3	7
D	1.5	6.8	3	–	4.0	2/3	6
km3-b	4.8	5.9	3	1.4	14.0	2/3	21
km3-a	11.3	4.6	11	4.5	33.3	2/3	50
km1-c	3.3	4.3	4	–	9.3	2/3	14
km1-b	8.6	3.3	7 - 11	1.9	12.5	1/2	25
km1-a	Not probed by CPT			5.5	100	1/2	200

A l'exception du km1-a, les modules de déformation sont dérivés des paramètres CPT. Les modules de Ménard ont été rétro-calés en conséquence.

Tableau 6-2 : Paramètres de cisaillement

Horizon	Poids volumique γ [kN/m ³]	Angle de frottement ϕ' [°]	Cohésion drainée c' [kPa]	Cohésion non drainée c_u [kPa]
Top	18	20	5	La cohésion non drainée ne doit être utilisée que pour dans le cas d'excavations de très courte durée (voir § 7.8.2.3)
Sub	19	25	5	
D	19	25	5	
km3-b	20	25	10	
km3-a	20	30	20	
km1-c	19	25	5	
km1-b	22	40	0	
km1-a	23	45	20	

6.5 Orientations conceptuelles – Terrassements

Les orientations conceptuelles principales pour les terrassements sont les suivantes. Plus de détails sont fournis au § 7.

- Les arbres au droit des plateformes projetées seront dessouchés.
- La terre végétale devra être entièrement décapée et réutilisée en tant que telle, y compris dans la zone boisée, où son épaisseur est vraisemblablement plus importante (en raison du système racinaire des arbres).
- La réutilisation des déblais en remblai est envisageable pour l'ensemble des matériaux (à l'exception de la terre végétale) – les conditions de réemploi (teneur en eau, conditions météorologiques, taux de compactage, etc.) devront être précisées par l'étude d'aptitude au traitement.
- La réutilisation en couche de forme est envisageable pour l'ensemble des déblais (à l'exception de la terre végétale), après qu'ils aient été traités.
- Pentes des talus définitifs :
 - Max. 2H/1V en l'absence de surcharge en tête (trafic, stockage, ouvrages...)
 - Max. 3H/1V dans le cas contraire.
- Les talus au sein du km3 (à l'emplacement du futur mur de soutènement) pourront être raidis. Leur inclinaison et la durée maximale d'ouverture des fouilles seront précisées par la réalisation d'une tranchée d'essai en début de chantier au sein de cet horizon géologique. En première approche, on pourra retenir :
 - Longueur maximale d'un tronçon : 10 m
 - Durée maximale entre l'excavation et la réalisation complète du tronçon (mise en place des gabions + remblaiement) :
 - 48 heures pour un talus de 1H/2V
 - 72 heures pour un talus de 1H/1V
- Les recommandations spécifiques vis-à-vis de la gestion des eaux sont fournies au § 6.7 (protection des talus et plateformes).

6.6 Orientations conceptuelles – Fondations

Les principales orientations conceptuelles retenues pour la conception des fondations et des dallages sont les suivantes – voir § 8 pour plus de détails.

- Un mode de fondation superficiel est envisageable pour les structures projetées (semelles isolées et semelles filantes), sous réserve du respect des conditions suivantes :
 - Implantation des fondations à une profondeur hors-gel d'au moins 0,8 m sous le niveau fini de la plateforme (RVBS, art.38, voir [5]).
 - Ancrage des fondations d'au moins 0,3 m au sein des unités géologiques suivantes :
 - km1-a : Pseudomorphosenkeuper – faciès de grès sain ;
 - km1-b : Pseudomorphosenkeuper – faciès de grès modérément altéré ;
 - km3-a : Steinmergelkeuper – faciès marneux ;
 - Remblais créés (voir conditions au § 7.7.3).
- Les niveaux bas pourront consister en des dallages sur terre-plein (épaisseur de l'ordre de 30 cm) sous réserve du respect des conditions suivantes :
 - Application des recommandations de gestion des eaux – voir § 6.7 ;
 - Mise en œuvre d'une couche de forme constituée de matériaux insensibles à l'eau et au gel, et d'épaisseur minimale 50 cm (voir § 7.7.5).

30 cm de dallage + 50 cm de couche de forme → niveau de plateforme (fond de forme) à 80 cm sous le niveau fini, satisfaisant le critère de mise hors-gel.

- Substitution de la terre végétale (et localement du sol superficiel) afin d'obtenir une rigidité minimale suffisante sous le dallage (voir § 8.2.4).
- La couche de forme devra être mise en œuvre sous l'ensemble du dallage, même en présence du substratum rocheux, afin d'harmoniser la rigidité sous le dallage et de limiter les tassements différentiels.

Dans la zone du thalweg au droit du bâtiment data center (présence de terrains meubles sur une épaisseur plus importante), des dispositions locales devront être prises afin de limiter les tassements différentiels sous les dallages et entre les semelles isolées :

Dallages : Substitution d'environ 1,2 m de sol sous la couche de forme projetée (épaisseur 50 cm) par un matériau plus rigide et compacté (grave concassée ou sol traité), EV2 > 50 MPa.

Niveau de plateforme dans la zone de substitution :

267,8 m – 0,3 m (dallage) – 0,5 m (forme) – 1,2 m (substitution) = 265,8 m NG95.

Semelles isolées : Substitution des terrains meubles sous la semelle par du béton de propreté, jusqu'au niveau du km1-a ou km1-b.

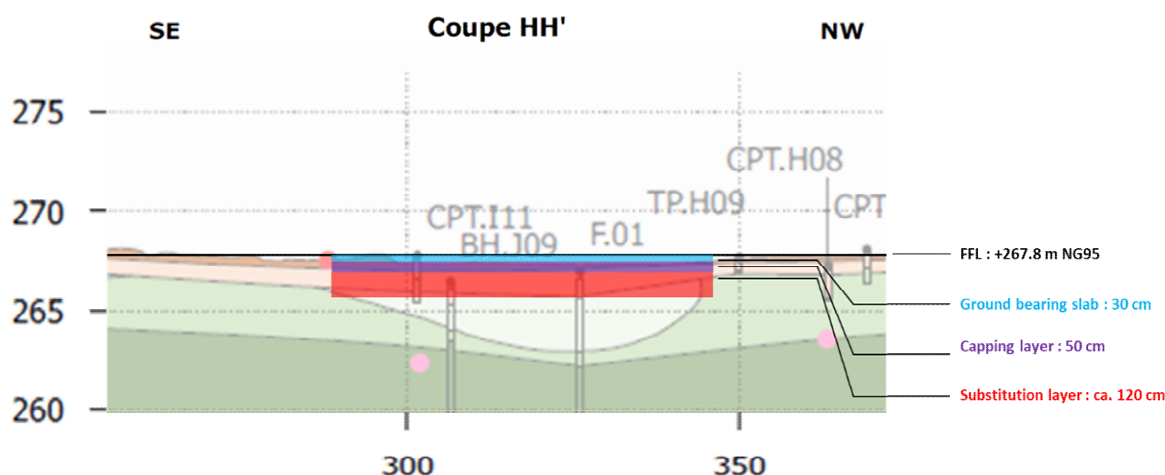


Figure 6-1 : Data center – Principe de substitution (1.2 m) sous la couche de forme dans la zone de thalweg.

6.7 Gestion de l'eau

6.7.1 Dispositions générales

Compte tenu de la géologie et de la topographie du site, les apports en eau suivants sont à prévoir :

- Eaux de pluie ;
- Eaux de ruissellement en provenance des zones en amont (zone industrielle au sud, parcelle forestière au nord-est) ;
- Circulations anarchiques d'eaux entre bancs rocheux au cours des travaux.

Les plateformes seront réalisées :

- Avec des pentes douces dirigées vers l'extérieur afin de faciliter l'évacuation des eaux pluviales ;
- En veillant à éviter toute accumulation d'eau sur les plateformes.

Des fossés périphériques au projet permettront de collecter :

- Les eaux de ruissellement et les venues d'eau dans les terrains, récupérées au pied des talus et ouvrages de soutènement ;
- Les eaux pluviales évacuées depuis les plateformes.

L'ensemble des eaux collectées devra être dirigé vers un réseau d'assainissement adapté, ou rejeté vers l'Attert après traitement (bassin de rétention).

Les talus devront être protégés contre l'érosion provoquée par les eaux de ruissellement :

- Par la pose de géomembranes étanches sur les talus provisoires ;
- Par la végétalisation des talus définitifs.

6.7.2 Protection des ouvrages vis-à-vis de l'eau – cheminements en gravier

6.7.2.1 Avant-propos

Les sols en place sont sensibles à l'eau (terre végétale, subsoil, d, km3-b, km3-a, km1-c). Lorsqu'ils sont hydratés, ces sols peuvent perdre leur consistance, et éventuellement gonfler et se soulever, engendrant des déformations indésirables sous les dallages (voir § 8.3).

Les formations km1-b et km1-a ne présentent pas de sensibilité particulière gonflement.

Les semelles isolées ne sont pas exposées à ce risque, la pression qu'elles exercent sur le terrain étant suffisante pour s'opposer au phénomène de gonflement.

6.7.2.2 Cheminements en graviers - problématiques

Le projet prévoit la réalisation d'un cheminement en gravier autour des bâtiments (voir Figure 6-2 ci-après), séparé du terrain naturel par un géotextile de séparation perméable. Un tel dispositif favorise l'infiltration des eaux pluviales autour des bâtiments, notamment au sein de sols sensibles à l'eau.



Figure 6-2 : Coupe-type du cheminement en gravier projeté autour des bâtiments

La Figure 6-3 cartographie les zones au droit desquelles l'infiltration d'eau autour des bâtiments peut engendrer du gonflement sous les dallages.

- Les zones vertes correspondent aux zones de remblais — peu de réduction de contraintes (uniquement décapage de la terre végétale), et charges apportées élevées (dallage + couche de forme + remblai). Les remblais supportant des structures seront insensibles à l'eau (voir § 7.7.3). Aucun phénomène de gonflement n'est attendu.
- Structures concernées :
 - Bâtiment administratif
 - Unités électriques et générateurs (Electrical Installation Zone)
 - Façade sud-ouest du bâtiment data center

- Les zones jaunes correspondent aux zones en déblais où aucun phénomène de gonflement n'est attendu :
 - Les sols en place ne présentent pas de sensibilité volumétrique (km1-b, km1-a),
 - Les formations sensibles au gonflement sont présentes sur une épaisseur faible
 - L'équilibre final des contraintes (relaxation des contraintes induite par le déblai vs charges permanentes du projet) est globalement neutre.
- Les zones rouges correspondent aux zones en déblais où un risque de gonflement des sols est identifié en cas d'infiltration d'eau. Les soulèvements différentiels induits sous dallages sont évalués au § 8.3.

Structures concernées :

- Bâtiment data center (angle est)
- Installations mécaniques (extrémité sud-est)
- Poste électrique

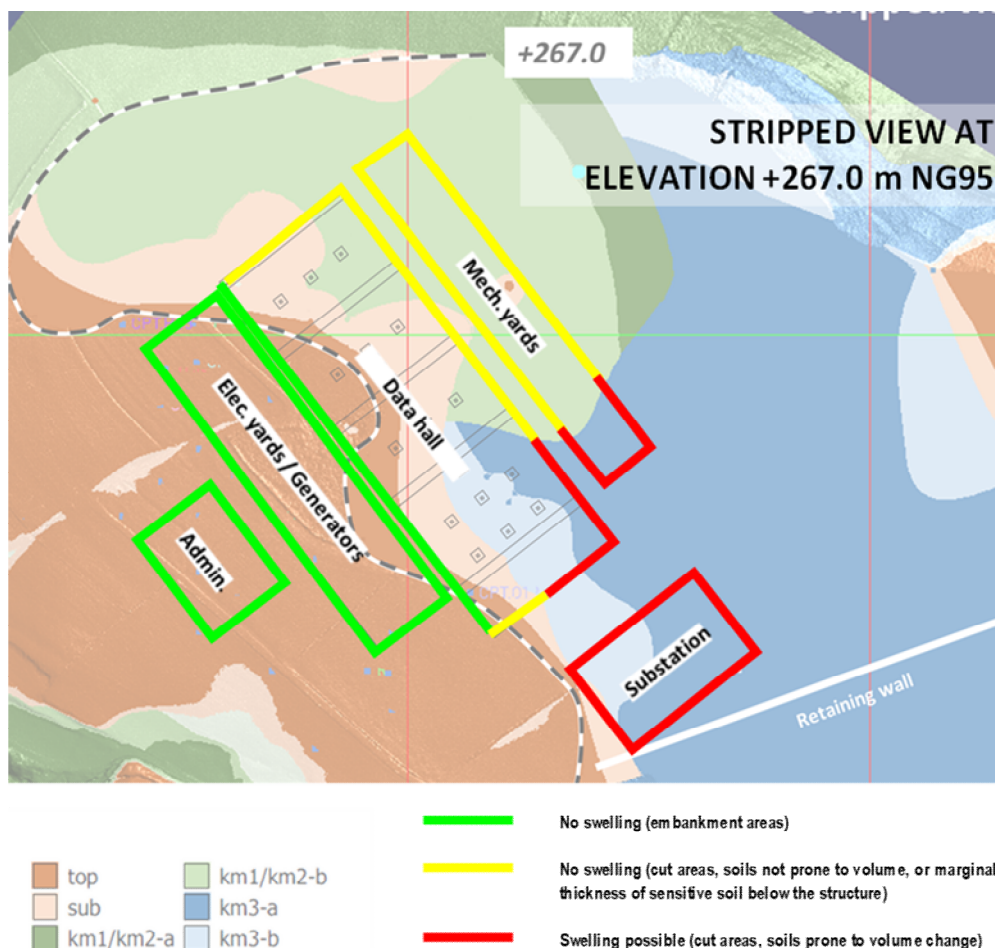


Figure 6-3 : Cheminement en gravier – identification des zones sujettes à un gonflement induit par infiltration

En conclusion:

Zones vertes et jaunes : Les cheminements en gravier projetés sont envisageables.

- Zones rouges :
Des dispositions spécifiques seront à prendre pour minimiser l'infiltration des eaux pluviales autour des bâtiments, et le gonflement qui peut en découler (voir § 6.7.2.3).
- Dans tous les cas, le fond de forme devra être réalisé avec une pente dirigée vers l'extérieur des bâtiments, de manière à évacuer les eaux de ruissellement et éviter toute accumulation au droit des structures.

6.7.2.3 Dispositions d'atténuation dans les zones sensibles au gonflement (zones rouges)

La mise en œuvre de dispositions d'atténuation est fortement recommandée afin de limiter les effets indésirables liés à l'infiltration d'eau dans les sols sensibles, parmi lesquelles (liste non exhaustive et à adapter en fonction des contraintes de conception) :

Option 1 : Bêche semelles filantes périphériques

Réalisation d'une bêche périphérique fondée sur une semelle filante tout autour du bâtiment, à une profondeur d'au moins 1,5 m sous le niveau fini des plateformes.

Option 2 : Substitution :

Substitution de l'épaisseur de sol sensible par un matériau insensible aux variations de volume (granulaire ou traité). L'épaisseur de substitution sera à déterminer en fonction des tassements admissibles liés au gonflement sous la structure.

Les zones où la substitution est recommandée sont indiquées sur la Figure 6-4 ci-après.

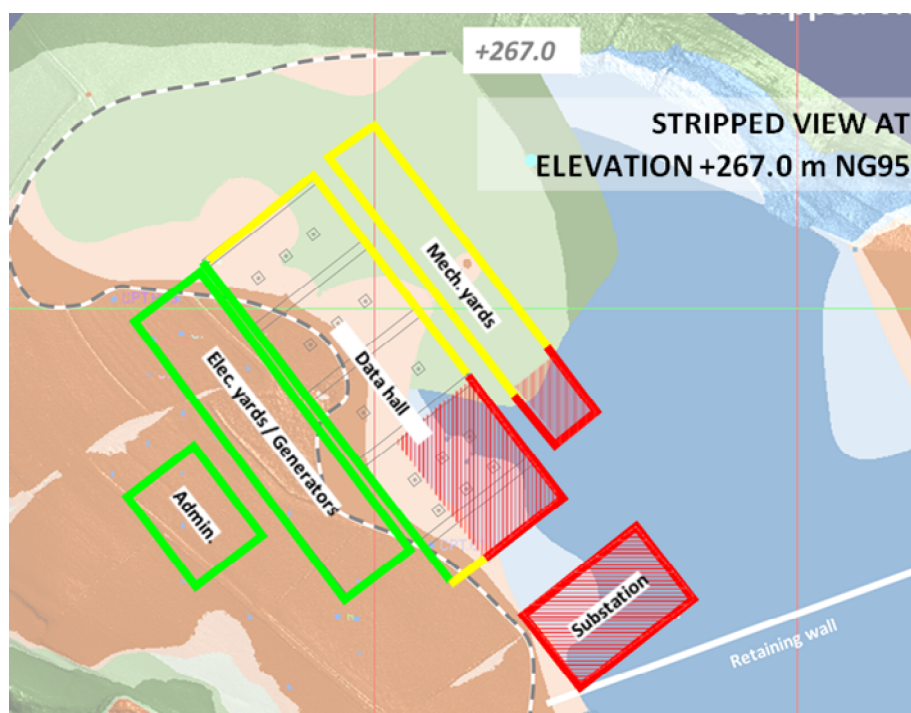
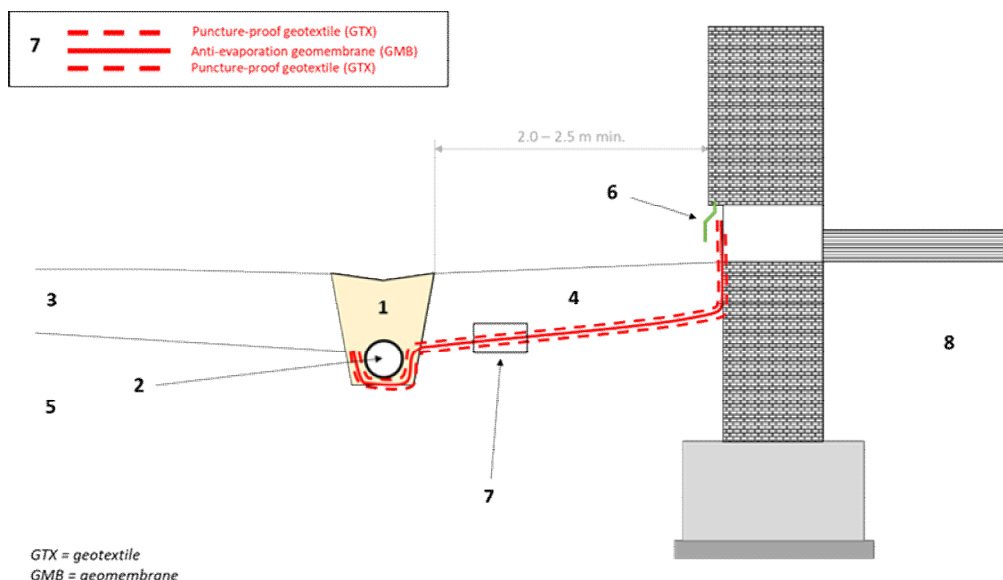


Figure 6-4 : Zones où la substitution est recommandée (hachures rouges)

Option 3 : Peripheral drainage : (see below)

Cette solution permet de limiter la profondeur des fondations mais nécessite une largeur d'environ 3,0 m autour du bâtiment.



- 1) Tranchée drainante remplie de matériaux graveleux (ex : d-D : 20-80 mm)
- 2) Drain routier
- 3) Plateforme finale (revêtement en enrobé, chemin piétonnier, terre végétale, etc.)
- 4) Cheminement en gravier
- 5) Terrain naturel
- 6) Cornière périphérique
- 7) Complexe GTX – GMB – GTX avec pente de 5 % vers l'extérieur
- 8) Dallage sur terre-plein

Option 4 : Imperméabilisation du cheminement périphérique

Mise en œuvre d'un revêtement étanche en surface du chemin périphérique (béton / enrobé), avec une légère pente dirigée vers l'extérieur des bâtiments. Le contact entre le bâtiment et le chemin étanche sera protégé par un joint d'étanchéité souple.

Des inspections régulières et un entretien du revêtement devront être réalisées afin de garantir l'étanchéité de l'ensemble, notamment au niveau des fissures éventuelles, et prévenir toute infiltration d'eau.

6.7.3 Commentaires relatifs à l'infiltration de l'eau sur site

L'infiltration sur le site n'est pas recommandée pour les raisons suivantes :

- La nature argileuse des sols les rend assez imperméables et inadaptés à une infiltration efficace ;
- La sensibilité des terrains aux variations de teneur en eau (perte de consistance, retrait, gonflement) pouvant entraîner des déformations excessives sous les ouvrages routiers (fissurations).

6.7.4 Commentaires sur la gestion de la végétation

La végétation joue un rôle catalyseur dans les phénomènes retrait-gonflement des sols. En période de sécheresse (stress hydrique), la végétation accélère le dessèchement en absorbant l'humidité du sol pour sa propre hydratation.

Il convient, par conséquent, de prévoir au moins l'une des mesures suivantes :

- Plantation d'arbres à une distance des bâtiments d'au moins 1,5 fois la hauteur adulte des arbres ;
- Création d'une barrière anti-racines entre les arbres et les bâtiments. Cette barrière pourra consister en une géomembrane plastique. La profondeur de cette barrière devra être supérieure à celle des racines de l'arbre à taille adulte.

L'attention de l'Entrepreneur est attirée sur la zone boisée, où la terre végétale est rencontrée sur une épaisseur plus importante. Les arbres devront être complètement dessouchés, la terre végétale et tous les débris végétaux (racines) devront être intégralement purgés et substitués.

6.7.5 Considérations relatives à la dessiccation

Les échanges thermiques entre les conduites de refroidissement enterrées et le sol environnant pourraient entraîner une diminution de l'humidité de ce dernier (évaporation). En présence de sols sensibles aux variations de volume (km^3), cette diminution du taux d'humidité pourrait favoriser un retrait autour des canalisations.

Les canalisations devront donc être soit :

- Enrobées d'un matériau isolant thermique,
- Soit installées dans des tranchées remplies de matériaux à faible conductivité (grave sèche). Ces tranchées seront-elles-mêmes isolées du terrain naturel par un matériau étanche (géomembrane ou coffrage en béton) afin de prévenir toute infiltration d'humidité depuis le sol naturel.

6.7.6 Considérations vis-à-vis du gel

Selon le RVBS 2023 [5], es ouvrages doivent être fondées à une profondeur hors-gel d'au moins 80 cm sous le niveau fini de la plateforme.

Les couches de forme doivent être constituées de matériaux résistants au gel (granulaires ou traités, voir § 7.7.5).

7 Terrassements

7.1 Nature des terrassements

Le projet est situé au sommet d'une colline, culminant à la cote +274,5 m NG 95.

Le niveau général de la plateforme projetée est fixé à la cote +267,8 m NG 95, avec une butte paysagère culminant à la cote +271,0 m NG95 le long du mur de soutènement sud.

Les terrassements consisteront donc en des déblais (jusqu'à environ 6 m de hauteur) et des remblais (jusqu'à environ 10 m de hauteur).

7.2 Informations additionnelles

Les informations additionnelles nous ont été communiquées :

- Le Maître d'Ouvrage souhaite maximiser le réemploi des déblais en remblais sur site, afin de limiter l'évacuation et l'importation de matériaux.
- La conduite existante DN 300 LUXLAIT traversant la parcelle sera déviée vers l'ouest, en dehors de la zone d'aménagement affectée par les principaux terrassements, avant le démarrage des opérations.

7.3 Traficabilité des plateformes

7.3.1 Seuils indicatifs de traficabilité

L'annexe E.1 de la norme EN-16907-3 présente un récapitulatif de l'évaluation de la traficabilité des sols sur la base de l'Indice Portant Immédiat (IPI), conformément aux pratiques courantes françaises.

% fines	% fines > 35%			12% < % fines ≤ 35 %	
Plasticité	$I_p \leq 12$	$12 \leq I_p \leq 25$	$I_p > 25$	$MBF \leq 1.5$ $I_p \leq 12$	$I_p > 12$
Classification (EN 16907)	F1	F2	F3	I1	I2
Impraticable	$IPI \leq 3$	$IPI \leq 2$	$IPI \leq 1$	$IPI \leq 5$	$IPI \leq 4$
Traficabilité médiocre	$3 < IPI \leq 8$	$2 < IPI \leq 5$	$1 < IPI \leq 3$	$5 < IPI \leq 12$	$4 < IPI \leq 10$
Bonne traficabilité	$IPI > 8$	$IPI > 5$	$IPI > 3$	$IPI > 12$	$IPI > 10$

L'indice CBR peut être exprimé en fonction de l'IPI selon la corrélation suivante :

$$CBR = 1.5 \times IPI$$

7.3.2 Sols fins (top, sub, d, km3-b, km3-a, km1-c)

La terre végétale (top), le subsoil (sub), les dépôts pléistocènes (d), et les facies argileux / marneux du keuper (km3-b, km3- a, and km1-c) sont caractérisés par leur proportion de fines importante et leur sensibilité à l'eau.

Ces terrains présentent une bonne traficabilité quand ils sont dans un état hydrique sec à moyen. En revanche, lorsqu'ils se trouvent dans un état hydrique humide ou très humide, leur traficabilité chute, comme illustré dans le Tableau 7-1 ci-après. L'échantillon du TP.M18 se trouvait dans un état hydrique très humide (th), conduisant à une très faible valeur d'IPI.

Tableau 7-1 : Qualification de la traficabilité – Indice Portant Immédiat (IPI)

Sample	Soil unit	Moisture content w nat %	IPI IPI	Soil Class GTR 92	Soil Class EN 16907-2	Hydric state	Trafficability assessment	Estimated CBR value
-	-	-	-	-	-	-	-	-
TP.F12 / 0.45m	sub	22.9	6	A3	F3*	m	GOOD	9
TP.H09 / 0.45m	sub	17.8	18	A2	F2	ts	GOOD	27
TP.L26 / 0.6m	sub	22.4	18	A1	F1*	m	GOOD	27
TP.L26 / 1.85m	km3-b	23.9	16	A2	F2*	ts	GOOD	24
TP.M18 / 2.55m	km3-a	15.1	3	B5	I1	th	BAD	4
TP.P15 / 1.28m	km3-b	11.8	25	B6	I2*	m	GOOD	37
TP.P18 / 2.1m	km3-b	15	14	B5	I1	m	GOOD	21

* : EN 16907-2 classification derived from former GTR classification

↓ : Mixed facies : Transition from clay to weathered sandstone

Hydric states

th :	très humide / very moist	s :	sec / dry
h :	humide / moist	ts :	très sec / very dry
m :	moyen / average		

Par conséquent, des dispositions devront être prises pour garantir la traficabilité de ces plateformes en toutes circonstances (couche de forme granulaire provisoire avec intercalation d'une nappe géosynthétique, traitement des plateformes en surface, drainage adéquat...)

7.3.3 Pseudomorphosenkeuper (km1-b, km1-a)

Les horizons gréseux du km1-a et km1-b ne devraient pas poser de problème de traficabilité. Les dispositions usuelles de drainage sont recommandées pour garantir la traficabilité des plateformes durant les travaux.

7.3.4 Amélioration de la portance des plateformes durant les travaux

En cas de conditions climatiques défavorables, les sols argileux (top, sub, d, km3 et km1-c) peuvent devenir impraticables après de fortes pluies et peuvent nécessiter une amélioration superficielle afin de garantir un niveau minimal de traficabilité. Cette amélioration peut être réalisée au moyen :

- D'un traitement (sous réserve d'une étude de compatibilité du traitement) ;
- D'un cloutage de la plateforme en grave d'apport 100-200 mm (ou équivalent), sur une épaisseur de 10 à 20 cm, associé à la mise en place d'un géotextile anti-perforation.
- La mise en place d'une couche de forme provisoire en matériaux granulaires insensibles à l'eau, avec intercalation d'un géosynthétique

Un drainage adéquat est impératif afin d'éviter la rétention d'eau sur les plateformes (pentes, fossés, etc.).

7.4 Terrassabilité des matériaux

De manière générale, les sols meubles (terre végétale, subsoil, dépôts pléistocènes et faciès argileux du Keuper – km3-b et km1-c) ne devraient pas poser de problème d'extraction, et pourront être terrassés à l'aide d'engins de terrassements classiques.

Les faciès rocheux (et dans une moindre mesure les faciès conglomératiques) pourront nécessiter l'utilisation d'équipements adaptés (brise-roche hydraulique, pelle mécanique lourde). Ces faciès ont été rencontrés au sein des unités géologiques suivantes :

- km3-a, sous forme de bancs de grès au sein d'une matrice marneuse ;
- km1-b, sous forme de grès fracturé / blocs de grès ;
- km1-a, sous forme de grès sain, peu altéré / peu fracturé, et de conglomérats.

Lors de notre campagne de reconnaissance :

- La pelle mécanique de 2,5 tonnes a rencontré des refus sur des bancs gréseux d'épaisseur pourtant faible.
- La pelle mécanique de 8,0 tonnes a pu creuser au travers des faciès de roche altérée et des bancs gréseux de faible épaisseur

La dureté et l'abrasivité des bancs rocheux (risque d'usure des outils d'excavation) ont été évaluées par des essais CERCHAR (voir § 4.5) :

- Le grès sain (km1-a) est qualifié de modérément dur à dur, et abrasif.
- Les faciès marneux (km3-a) sont qualifiés de modérément durs à durs, et peu abrasifs.
- Les autres unités géologiques (faciès argileux, faciès altérés) sont naturellement meubles et très peu abrasives.

L'Entrepreneur devra prévoir les moyens d'excavation adaptés et anticiper l'usure des outils en conséquence. Il est rappelé que les unités géologiques meubles peuvent localement contenir des bancs gréseux plus abrasifs.

7.5 Opportunité de réemploi des déblais

Conformément au GTR 2023 [6] et à la norme EN 16907 [4]], les conditions de réemploi des déblais du site en remblai dépendent de :

- La nature même des sols eux-mêmes ;
- Leur teneur en eau / état hydrique ;
- Les conditions météorologiques (temps sec / temps pluvieux) ;
- La destination du remblai :
 - Remblai de voirie ;
 - Remblai support de fondation ;
 - Couche de forme ;
- Leur aptitude au traitement.

Dans le cadre du présent projet, trois types d'usages seront distingués :

- Remblais généraux / remblais de voirie ;
- Remblais sous bâtiments ;
- Couches de forme.

7.5.1 Terre végétale (top)

La terre végétale présente une épaisseur d'environ 0,2 à 0,3 m sur l'ensemble du site, à l'exception de la zone boisée, où son épaisseur pourrait atteindre environ 1,5 à 2,0 m (1,35 m relevé dans le sondage BH.G13).

Sous réserve d'une étude agronomique appropriée, cette formation pourra être réutilisée comme terre arable pour des cultures à proximité, ou comme terre végétale pour la barrière végétale.

7.5.2 Subsoil (sub), argiles sableuses (km1-c), dépôts pléistocènes (d), Steinmergelkeuper (km3-b and km3-a)

7.5.2.1 Sub, d, km1-c : identification

Les horizons sub et km1-c, ainsi que les dépôts pléistocènes (d) apparaissent sous forme d'argiles marron-rougeâtres, difficilement différenciables entre elles lors des travaux de terrassement. Elles peuvent donc être considérées comme une ressource homogène pour les remblais.

Dans leur ensemble, ces matériaux se comportent comme des sols fins de faible à moyenne plasticité, relevant des classes de sol F1 et F2 (au sens de l'EN 16907-2), avec des occurrences rares de F3.

7.5.2.2 km3 : identification

Compte tenu de sa position stratigraphique et topographique, la formation du km3 est susceptible de représenter une part importante des déblais du projet. Elle est composée d'argiles grises (km3-b) et de marnes grises (km3-a), avec des bancs de grès intercalés d'épaisseur décimétrique.

Ces matériaux se comportent principalement comme des sols fins de plasticité moyenne, relevant essentiellement de la classe de sol F2 (au sens de l'EN 16907-2), avec des occurrences de F1 et F3.

7.5.2.3 Conditions de réemploi en remblai

Les déblais au sein des horizons sub, d, km1-c et km3 peuvent être réemployés en conditions favorable (état hydrique sec à moyen), mais peuvent devenir très difficiles à mettre en œuvre lorsqu'ils sont humides ou en conditions pluvieuses.

Le traitement de ces matériaux permettra de réduire leur sensibilité à l'eau.

Le Tableau 7-2 ci-après présente les principales recommandations pour la réutilisation de ces matériaux en remblai.

Tableau 7-2 : Sols fins (sub, d, km1-c, km3) – conditions de réemploi

sub, d, km1-c km3-b, km3-a	Comportement / classification associée (EN 16907) : F1, F2, (F3 dans une moindre mesure)
Réemploi en :	Evaluation
Remblais routiers Remblais paysagers	Réemploi selon les recommandations du GTR 2023 [6]. Réemploi possible sans traitement sous réserve de conditions favorables (teneur en eau, météo). Un traitement peut être requis pour faciliter l'exécution en conditions défavorables (sous réserve d'une étude de traitement).
Remblais support de fondation	<u>Traitement à prévoir</u> , (sous réserve d'une étude d'aptitude au traitement) : <ul style="list-style-type: none"> • Aptitude et durabilité du traitement (exposition à l'eau) • Performances mécaniques (déformabilité et résistance) Des contrôles rigoureux et fréquents sont à réaliser tout au long de l'exécution des remblais, et sur les plateformes finales.
Couche de forme	<u>Traitement impératif</u> , sous réserve d'une étude de traitement ³ . <ul style="list-style-type: none"> • Aptitude et durabilité du traitement (immersion) • Performances mécaniques après traitement (déformation, résistance) Des contrôles rigoureux et fréquents sont à réaliser tout au long de l'exécution des remblais, et sur les plateformes finales.

³ Le guide GTS 2000 [7] fournit des formulations-type pour le traitement des couches de forme. Pour un sol classé F3 (anciennement A3) la formulation-type proposée peut être :

- 2 % CaO + 7 % C_{32.5}
- 6 % CaO

7.5.3 km1-a, km1-b – Pseudomorphosen keuper: grès et sables gréseux

Les faciès km1-a et km1-b sont respectivement caractérisés par :

- Des grès sains lie-de-vin, avec des intercalations locales de conglomérat
- Des grès modérément altéré (sable cimenté et grès friable) lie-de-vin.

Ces matériaux, bien que cimentés dans leur état naturel (en particulier le km1-a), sont fragmentables (LA > 45 %, MDE > 45 %, FRAG > 7). Lorsqu'ils sont excavés, fragmentés et compactés, ou sous les charges cycliques/répétées de trafic, ils ont tendance à perdre leur cimentation et à se désintégrer en sable à grains fins (classe de sol F1 ou S).

Ce sous-produit sableux doit être considéré comme sensible à l'eau et doit être traité s'il est réemployé en couche de forme ou en remblais support de fondation.

Tableau 7-3 : Grès (km1-b, km1-a) décomposés en sable – conditions de réemploi

km1-b, km1-a	Comportement / classification (EN 16907) : F1, possiblement S1 – S4
Réemploi en :	Evaluation
Remblais routiers Remblais paysagers	Réemploi selon les recommandation du GTR 2023 [6]. Réemploi possible sans traitement sous réserve de conditions favorables (teneur en eau, météo). Un traitement peut être requis pour faciliter l'exécution en conditions défavorables (sous réserve d'une étude de traitement).
Remblais support de fondation	<u>Traitement à prévoir</u> , (sous réserve d'une étude d'aptitude au traitement) : <ul style="list-style-type: none"> • Aptitude et durabilité du traitement (exposition à l'eau) • Performances mécaniques (déformabilité et résistance)
Couche de forme	
	Note : au regard du faible gisement que ces horizons représentent, une étude de traitement ne semble pas économiquement intéressante. Il est donc recommandé de réemployer ces terrains comme remblais routiers uniquement.

En conclusion, les déblais provenant du km1-a et du km1-b peuvent être réutilisés comme remblais et couches de forme s'ils sont traités. Compte tenu de la distribution lithologique et du niveau final de plateforme projeté, ces déblais représenteront une faible partie du volume total de déblais.

7.6 Coefficients de foisonnement et de contre-foisonnement

7.6.1 Définition

Le foisonnement décrit l'augmentation de volume d'un sol lorsqu'il est excavé. Le facteur de foisonnement (F_F) s'exprime comme le ratio entre le volume de sol dans son état non remanié (V_{init}) et son volume foisonné (V_f) :

$$F_F = V_f / V_{init}$$

Le contre-foisonnement décrit la diminution de volume d'un sol un fois compacté. Le facteur de contre-foisonnement (F_C) s'exprime comme le ratio entre le volume de sol dans son état non remanié (V_{init}) et son volume après compactage (V_{comp}) :

$$F_C = V_{comp} / V_{init}$$

7.6.2 Valeurs proposées

Le tableau ci-après propose des gammes de valeurs prudentes de foisonnement et contre-foisonnement, tirées de la littérature (voir [10], [11]), en l'absence d'essais spécifiques.

Faciès	Horizon	Foisonnement	Contre-foisonnement
Terre végétale	top / sub	1.2 to 1.5	–
Faciès argileux / marneux	km3-b km3-a km1-c	1.3 to 1.4	0.9 – 1.1
Faciès sableux	km1-c	1.1 to 1.3	0.9 – 1.0
Grès	km1-b km1-a	1.6 to 1.8	1.3 – 1.4

Les valeurs susmentionnées de foisonnement et contre-foisonnement sont des estimations, et doivent être utilisées avec précaution.

Seuls des essais sur site, en conditions équivalents à celles des futurs travaux (matériel, météo et conditions de teneur eau similaires).

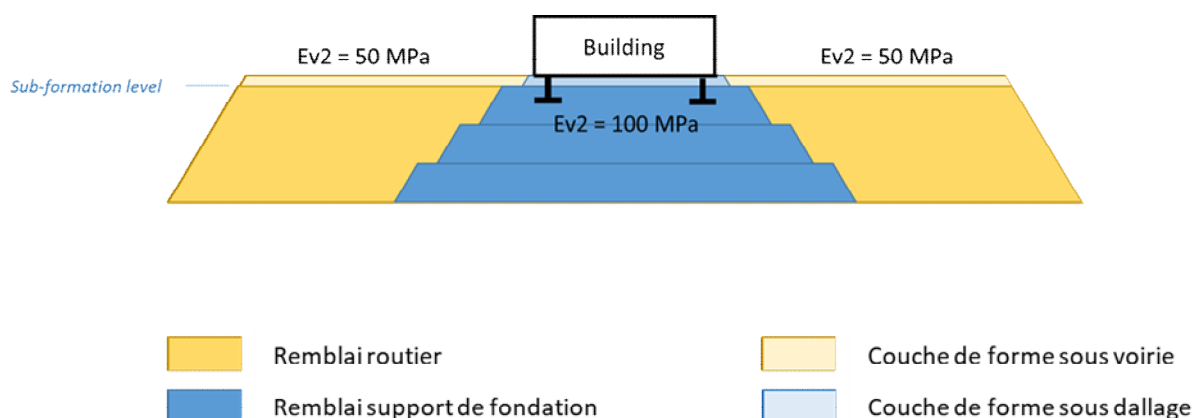
Les essais Proctor peuvent également fournir des coefficients de contre-foisonnement raisonnablement précis, pour des teneurs en humidité proches de l'optimum Proctor normal (w_{OPN}). Les traitements utilisant de la chaux et/ou des liants hydrauliques peuvent affecter le coefficient de contre-foisonnement du sol. Leur impact peut également être évalué par le biais d'essais Proctor (voir § 7.9).

7.7 Remblais

Ce chapitre vise à fournir les recommandations sur l'exécution, le contrôle et la réception des remblais. Ce chapitre couvre :

- Les remblais généraux / routiers
- Les remblais support de fondation
- Les couches de forme

La Figure 7-1 ci-après schématise ces différents types de remblai :



7.7.1 Considérations générales relatives à l'exécution des remblais

Les remblais seront réalisés en couches successives, conformément au GTR 2023 / norme EN 16907. L'épaisseur de chaque couche, le type de compacteur, le nombre de passages de compactage, etc., devront être ajustés en fonction du type de matériau utilisé comme remblai (classe de sol, traité ou non) et des conditions météorologiques. En tout état de cause, l'épaisseur de chaque couche de remblai ne devra pas dépasser 0,5 m.

Il appartient à l'Entrepreneur de s'assurer de la bonne exécution des remblais et de l'atteinte des critères de réception. Il est donc fortement recommandé qu'il effectue des contrôles réguliers tout au long des travaux afin de garantir en continu la conformité du remblai.

De tels contrôles doivent être réalisés en présence d'un Contrôle Extérieur.

La fréquence des tests variera en fonction de la destination du remblai (routiers ou support de fondation).

7.7.2 Préparation des plateformes

La terre végétale sera décapée au démarrage des travaux de terrassement.

Le terrain actuel étant en pente – jusqu'à 10° (18 %) en moyenne – il sera aménagé en terrasses à niveaux successifs afin d'assurer une assise subhorizontale pour les remblais, avec une tolérance pour une pente douce permettant l'évacuation des eaux de ruissellement.

7.7.3 Remblais support de fondation

Les remblais supportant les structures doivent présenter de très bonnes caractéristiques mécaniques afin de :

- Garantir une bonne capacité portante sous les fondations
- Minimiser les tassements
- Atteindre une classe de sol B conformément à l'Eurocode 8 (voir § 4.5).

L'utilisation de matériaux granulaires concassés importés ou de déblais traités est fortement conseillée pour atteindre ces performances et réduire la sensibilité à l'eau.

Les objectifs de performance seront les suivants :

- Objectif de compactage q3 conformément au GTR 2023, ou équivalent :
 - Teneur en eau moyenne de la couche compactée : 98,5 % de w_{OPN}
 - Teneur en eau minimale à la base de la couche compactée : 96 % de w_{OPN}
 - Contrôles par densimètre gamma ou pénétromètre dynamique.
- Module statique à la plaque au niveau des fondations :
 - Réalisé conformément à la norme DIN 18134 ou NF P 94-117-1
 - Plaque $\varnothing = 60$ cm
 - $E_{v2} > 100$ MPa
 - $E_{v2} / E_{v1} < 2,5$

Fréquence des contrôles (compactage et module statique) :

- Contrôles tous les 0,5 m d'épaisseur de remblai
- Contrôles tous les 500 à 625 m²
- Sondages CPT ou pressiométriques pour investiguer le remblai sur toute sa hauteur (CPT à privilégier) :
 - En moyenne, sous le niveau des fondations :
 - $q_c > 15$ MPa
 - $E_M > 20$ MPa
 - $PI^* > 2$ MPa
 - 1 sondage tous les 1000 m² de remblai au moins

Atteindre ces objectifs garantira un matériau de classe B (au sens de l'Eurocode 8), et exonérera les structures des justifications sismiques (cf. 4.6).

7.7.4 Remblais routiers

Les remblais routiers pourront être réalisés avec :

- Matériaux granulaires d'apport
- Déblais traités (étude de traitement spécifique nécessaire pour confirmer l'aptitude et la formulation)
- Déblais non traités (si conditions favorables de météo et de teneur en eau)

Pour les remblais routiers, les objectifs seront les suivants :

- Objectif de compactage q4 conformément au GTR 2023, ou équivalent :
 - Teneur en eau moyenne de la couche compactée : 95 % de w_{OPN}
 - Teneur en eau minimale à la base de la couche compactée : 92 % de w_{OPN}
 - Contrôles par densimètre gamma ou pénétromètre dynamique.
- Module statique à la plaque à la base de la couche de forme :
 - Réalisé conformément à la norme DIN 18134 ou NF P 94-117-1
 - Plaque $\varnothing = 60$ cm
 - $E_{v2} > 50$ MPa
 - $E_{v2} / E_{v1} < 2,2$

La fréquence des contrôles (compactage et module statique) sera la suivante :

- Contrôles tous les 0,5 m à 1,0 m d'épaisseur de remblai
- Contrôles tous les 500 à 625 m²

Des sondages CPT sont recommandés pour contrôler l'absence d'anomalie dans le remblai réalisé, avec une fréquence minimale de 1 sondage tous les 2500 m².

7.7.5 Couche de forme

La couche de forme pourra être réalisée avec soit :

- Matériau granulaire, insensible à l'eau et au gel :
 - Fraction 0 – 63 μm < 5 %
 - LA \leq 45 et MDE \leq 45
 - Valeur au Bleu VBS < 0,1
- Déblais traités (étude de traitement spécifique nécessaire pour confirmer l'aptitude et la formulation).

Étant donné la nature fine, la plasticité et la sensibilité de la plupart des matériaux de déblai (sub, d, km1-c, km3-b, km3-a), ceux-ci ne doivent pas être utilisés comme couche de couverture sans traitement.

Les déblais dans les horizons km1-a et km1-b sont sujets à la fragmentation et à l'altération lorsqu'ils sont fragmentés et compactés (LA > 45, MDE > 45, FRAG > 7), voir § 4.5. Par conséquent, ceux-ci ne sont également pas adaptés au réemploi en couche de couverture sans traitement.

Les objectifs seront les suivants :

- Objectif de compactage q3 conformément au GTR 2023, ou équivalent :
 - Teneur en eau moyenne de la couche compactée : 98,5 % de w_{OPN}
 - Teneur en eau minimale à la base de la couche compactée : 96 % de w_{OPN}
 - Contrôles par densimètre gamma ou pénétromètre dynamique.
- Module statique sous charge de plaque au sommet de la couche de couverture :
 - Réalisé conformément à la norme DIN 18134 ou NF P 94-117-1
 - Plaque \varnothing = 60 cm
 - $E_{v2} > 50$ MPa
 - $E_{v2} / E_{v1} < 2,2$

La fréquence des contrôles sera de 1 essai tous les 250 m² de couche de forme.

7.7.6 Pentes des talus

7.7.6.1 Commentaire sur l'influence réciproque des fondations et des talus

D'après les derniers plans à notre disposition, les structures sont implantées à distance des crêtes de talus des plateformes. Par conséquent :

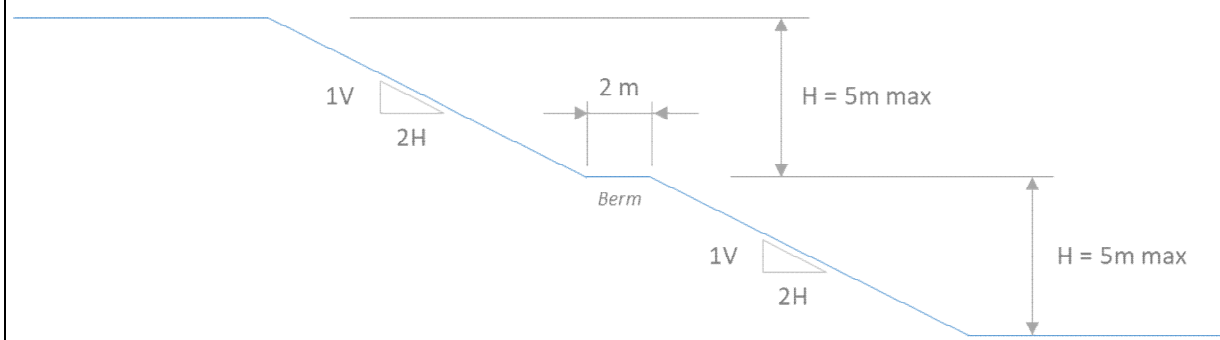
- Les fondations des bâtiments n'auront pas d'incidence sur la stabilité des talus
- Réciproquement, les talus n'auront pas d'incidence sur la stabilité des fondations (tassements, capacité portante).

7.7.6.2 Pentes admissibles

Si les critères de réception mentionnés plus haut sont satisfaits (essais à la plaque, sondages CPT), les pentes des talus suivantes pourront être réalisées au sein des remblais :

Horizon réemployé	Traitement	Caractéristiques de cisaillement prévisibles		Pentes admissibles	
		c'	phi'	3H / 1V	2H / 1V
-	-	[kPa]	[°]	-	-
km3-b / km3-a	Non traité	5	25	Oui	Non
km3-b / km3-a	CaO	1	33	Oui	Oui, avec une risberme tous les 5 m de hauteur de talus (*)
km1-b / km1-a	Non traité	1	33	Oui	Oui, avec une risberme tous les 5 m de hauteur de talus (*)

(*) Coupe de principe pour un remblai taluté à 2H/1V :



7.7.6.3 Protection des talus

Les talus de remblais seront végétalisés pour les protéger contre l'érosion.

7.8 Talus en déblais et mur de soutènement

7.8.1 Pente des talus définitifs

La stabilité des talus définitifs sera acquise avec les pentes suivantes :

- 3H/1V en toutes circonstances ;
- Les talus à l'est des installations mécaniques et au nord de l'entrée du site (voir Figure 7-2) ne subiront pas de surcharges extérieures (trafic, stockage, structures) et pourront être dressés à 2H/1V.

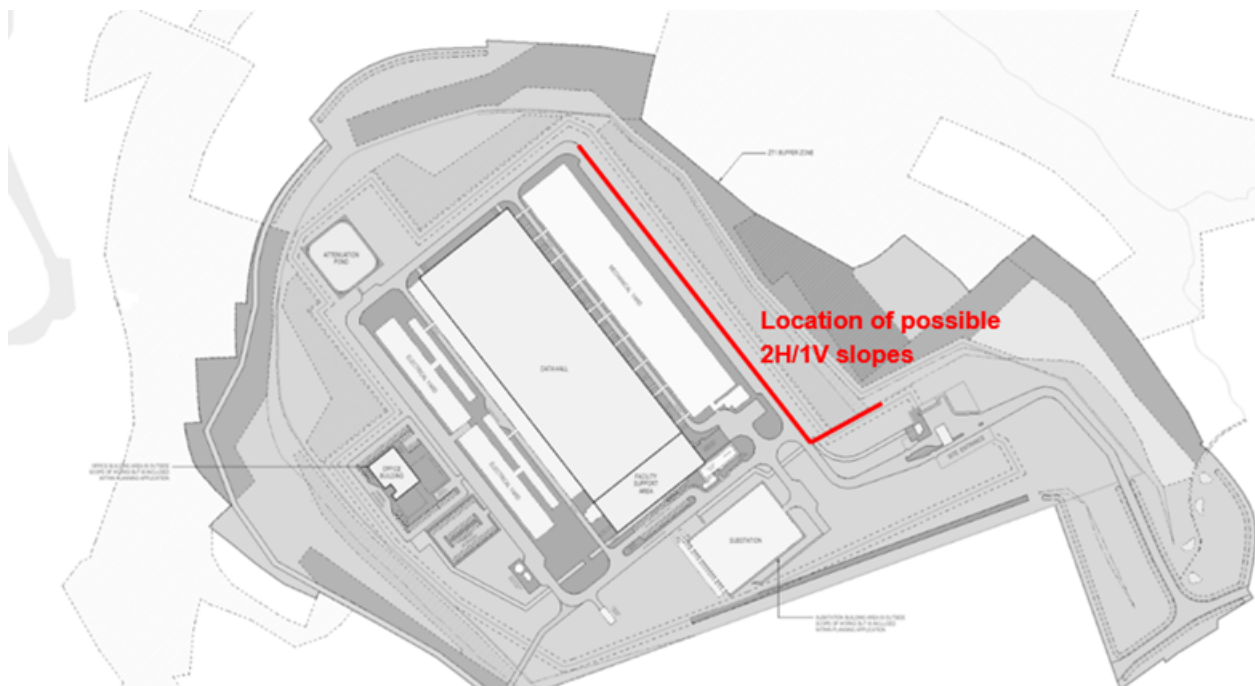


Figure 7-2 : Localisation des talus pouvant être dressés à 2H/1V

Les talus en déblai seront végétalisés pour les protéger de l'érosion.

7.8.2 Zone sud (mur de soutènement)

7.8.2.1 Contexte

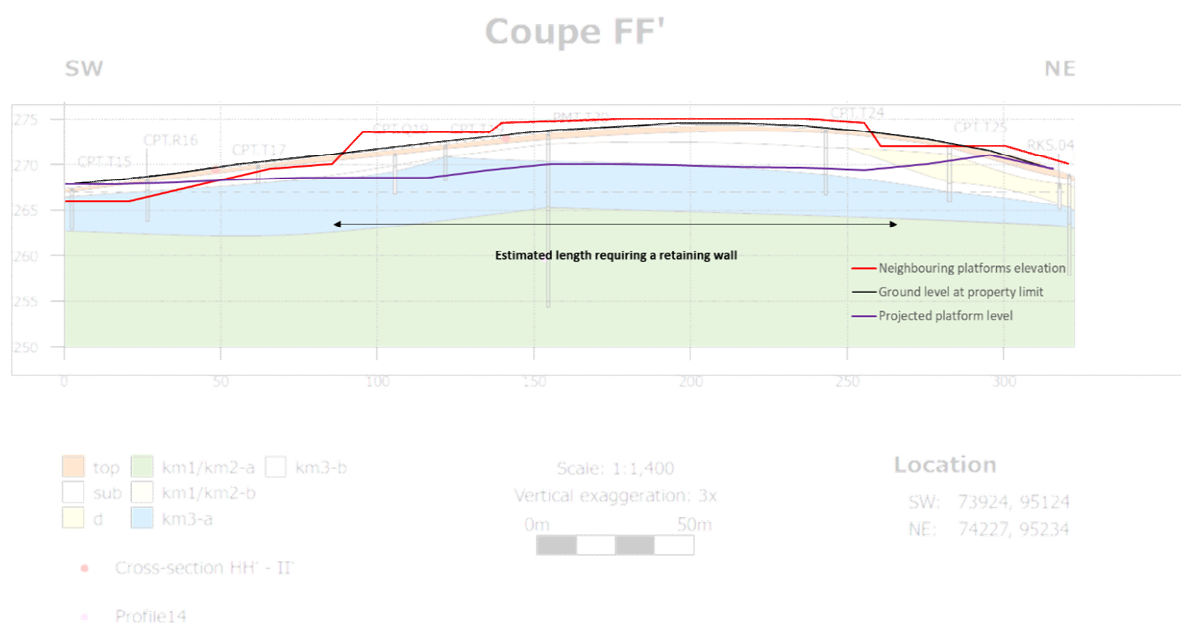
Le long de la limite de parcelle sud, le niveau de plateforme projeté impliquera des déblais jusqu'à environ 5 m de hauteur, à une distance de 11 m de la limite cadastrale.

Au-delà de la limite cadastrale se trouvent des plateformes industrielles (aires de stationnement et de stockage, bâtiments industriels), globalement situées à une élévation supérieure à celle de la parcelle actuelle (jusqu'à environ 2,0 m).

À l'exception de leur élévation (données Lidar), nous disposons de peu d'informations sur ces plateformes (type de matériau utilisé comme remblai, intensité des charges permanentes, etc.).

Afin d'éviter tout désordre sur ces plateformes, on conservera une bande de 4 m de large entre la limite de parcelle et le crête des talus en déblais.

Un mur de soutènement (mur en gabion) est projeté au pied des talus, lorsque la distance horizontale est insuffisante pour absorber la hauteur excavée avec les pentes projetées.



7.8.2.2 Géométrie proposée

La géométrie suivante a été convenue avec l'équipe de conception de Bryden Wood :

- Risberge de 4 m de large le long de la limite cadastrale
- Talus définitif dressé à 3H/1V
- Mur de soutènement en pied de talus (mur en gabions), hauteur max. 2.6 m au-dessus du niveau de plateforme projeté

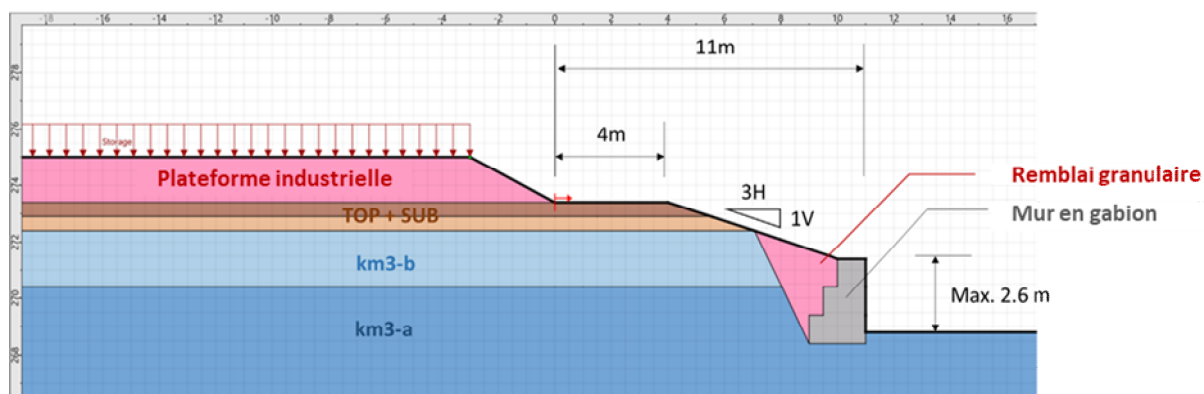


Figure 7-3 : Géométrie de principe du terrassement et mur de soutènement le long de la limite sud

La création du mur de soutènement impliquera la réalisation de talus provisoires, dressés à 1H/2V au sein des horizons km3-b et km3-a, qui seront remblayés par un matériau granulaire une fois le mur en gabion érigé.

Les gabions seront disposés en quinconce. Leur conception et leur dimensionnement devront respecter les prescriptions du fournisseur et dimensionnés conformément aux prescriptions du fournisseur.

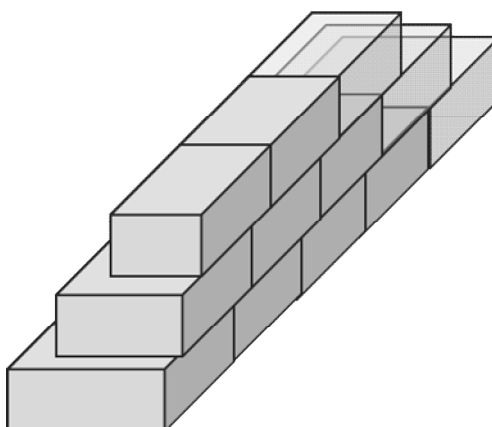


Figure 7-4 : Schéma de principe de gabions disposés en quinconce

7.8.2.3 Stabilité des talus provisoires (km3)

En considérant une cohésion non drainée $c_u = 80$ kPa dans le km3, la stabilité d'un talus provisoire à 1H/2V est assurée :

- $F = 2.8 > 1.0$ pour la stabilité locale
- $F = 1.7 > 1.0$ pour la stabilité générale (et celle des plateformes voisines)

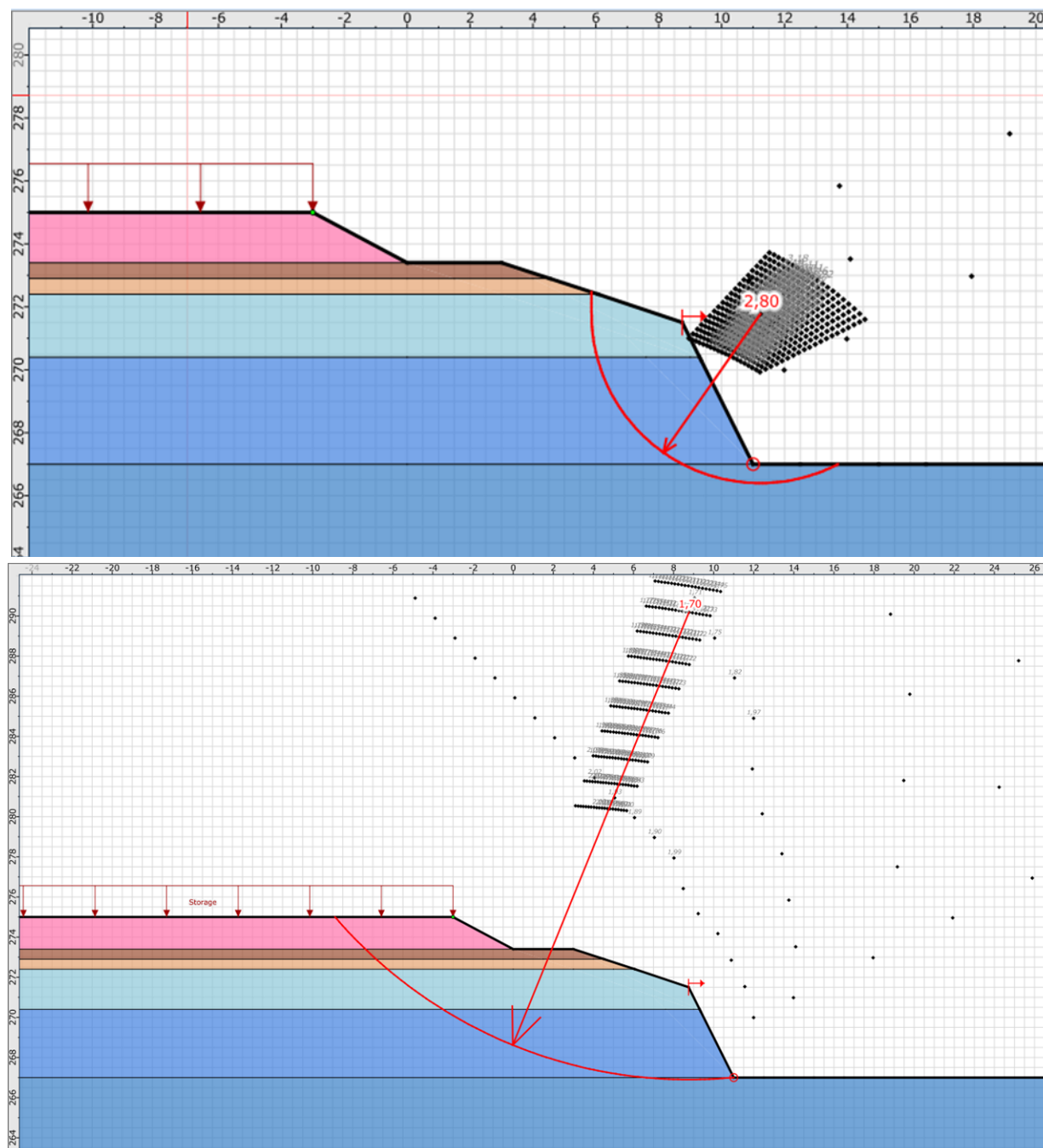


Figure 7-5 : Stabilité à court terme en conditions non drainées – stabilité locale (haut) et générale (bas)

A noter que la cohésion non drainée dans le km3 n'est valable que sur le très court terme. La fraction sableuse de la matrice marneuse et les bancs de grès favoriseront le processus de drainage. Les conditions météorologiques peuvent également accélérer ce processus.

En conséquence, la stabilité des talus provisoires dressés à 1H/2V ne pourra être garantie que pendant une durée ne dépassant pas 48 à 72 heures après l'excavation (en conditions climatiques favorables).

Les travaux doivent donc être réalisés par plots de largeur limitée (maximum 10 m), afin de permettre les opérations suivantes dans un délai de 48-72 heures :

- Excavation
- Pose d'un géotextile non tissé pour protéger les talus provisoires et le fond de fouille
- Mise en place des gabions
- Remblaiement derrière les gabions

Plusieurs plots peuvent être réalisées simultanément, tant qu'ils ne sont pas adjacents.

Un plot d'essai est indispensable au démarrage des travaux, afin de confirmer / optimiser la largeur et la durée d'un plot.

Dans tous les cas, durant les travaux, la stabilité des talus provisoires devra être vérifiée par un ingénieur géotechnicien.

7.8.3 Paramètres de calcul au sein du remblai à l'arrière des gabions

Le remblai à l'arrière des gabions sera granulaire, et présentera les caractéristiques minimales suivantes :

- Poids volumique : $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$
- Angle de frottement : $\phi' = 30^\circ$
- Cohésion : $c' = 0 \text{ kPa}$

7.9 Etude d'aptitude au traitement

Ginger CEBTP a proposé de réaliser une étude spécifique, comprenant la réalisation d'essais Proctor et mesures des indices CBR / IBI (avant et après immersion) pour différents faciès de sols et diverses formulations de traitement :

- Sols dans leur état naturel (sans traitement)
- Sols traités avec 2 dosages à la chaux
- Sols traités avec une formule combinant chaux et liant hydraulique.

Cette étude spécifique vise à évaluer :

- L'aptitude au traitement des déblais, en vue d'un réemploi en remblai ;
- Les performances des sols traités
- Les coefficients de contre-foisonnement des sols (traités et non traités).

Une telle étude permettra de sécuriser la planification des travaux d'un point de vue organisationnel et économique :

- Optimisation du réemploi des déblais en remblai
- Optimisation du planning : l'aptitude au traitement des déblais permet leur mise en œuvre en remblais, même dans des conditions météorologiques défavorables
- Évaluation de la sensibilité (ou non) du matériau traité à l'eau et au gel.

8 Fondations et dallages

8.1 Fondations

8.1.1 Mode de fondations envisageable

Le projet prévoit de fonder les structures au moyen de fondation (semelles isolées et filantes)

Le respect des recommandations liées à la gestion de l'eau (voir § 6.7) permettra d'éviter les déformations volumiques du sol sous les structures, autorisant un mode de fondation superficiel.

8.1.2 Descentes de charges

Les descentes de charges sur fondations ont été communiquées à GINGER à titre d'information [17]. Étant donné l'espacement important entre les appuis centraux dans le bâtiment data center (jusqu'à 32 m), des charges très élevées peuvent être concentrées sur des points isolés, nécessitant des massifs de fondation de grandes dimensions.

8.1.3 Horizons de fondation

8.1.3.1 Top, sub, d, km3b, km1-c

Compte-tenu de leurs caractéristiques mécaniques médiocres à faibles, les top, sub, d, km3-b et km1-c, sont de nature à causer des tassements élevés (de l'ordre de plusieurs centimètres).

On ne fondera donc pas les bâtiments dans ces horizons.

8.1.3.2 km3-a, km1-b, km1-a

On pourra fonder les structures au sein des horizons km3-a, km1-b and km1-a, qui présentent des caractéristiques mécaniques bonnes à excellentes, leur permettant de reprendre les sollicitations apportées par le projet.

8.1.3.3 Remblais

Si les critères de réception mécaniques sont satisfaits au sein des remblais (voir § 7.7.3), les structures pourront être fondées dessus.

8.1.4 Capacité portante et raideur des sols de fondation

8.1.4.1 Préambule

Ce chapitre présente les capacités portantes et raideurs intrinsèques de chaque horizon de fondation. Il revient au bureau d'études structures de dimensionner les fondations et de les ancrer dans l'horizon adéquat, selon les descentes de charges reprises (tassements différentiels).

Il est important de noter ce qui suit :

- La raideur des fondations dépend de sa géométrie intrinsèque, du sol de fondation, et de l'intensité de la charge qui lui est appliquée. Des gammes de raideur sont fournies pour chaque horizon, pour différentes géométries de semelle, selon la méthode des « courbes en S » ($E = f(EM, \epsilon)$)⁴.
- La capacité portante des sols est fournie en terme de taux de travail admissible (kPa), pour des charges verticales, sur des fondations situées à une distance de tout talus. L'inclinaison des charges ou la proximité d'un remblai affectera négativement la capacité portante du sol de fondation.
- Au regard des plans à notre disposition, les fondations sont situées à bonne distance de toute crête de talus.
- Compte tenu de la nature et des dimensions des bâtiments, des charges horizontales importantes peuvent être attendues (vent). Il appartient au BET structure d'intégrer leur impact sur la capacité portante.
- A titre informatif, et afin d'illustrer l'impact de l'inclinaison des charges sur la capacité portante admissible du sol, le tableau ci-dessous présente le facteur de réduction à prendre en compte (NF P 94-261) :
 - Pour différentes largeurs de fondation (B),
 - Et pour différentes inclinaisons des charges (H_d/V_d).
 - Hypothèse : fondation ancrée de 0,3 m dans l'horizon porteur

NF P 94-261		B (m)					
		0.7	1	1.5	2	2.5	3
H _d / V _d	0	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
	0.05	0.897	0.891	0.887	0.884	0.882	0.881
	0.1	0.798	0.788	0.778	0.773	0.770	0.768
	0.15	0.705	0.689	0.675	0.668	0.663	0.660
	0.2	0.616	0.596	0.578	0.569	0.563	0.558
	0.25	0.533	0.508	0.487	0.475	0.468	0.463
	0.3	0.455	0.427	0.402	0.388	0.380	0.374
	0.35	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
	0.4	0.316	0.281	0.250	0.233	0.223	0.215
	0.449	0.255	0.217	0.184	0.166	0.154	0.147
	0.45	0.186	0.138	0.097	0.074	0.060	0.051
	0.5	0.173	0.129	0.090	0.069	0.056	0.047
	0.55	0.161	0.120	0.084	0.064	0.052	0.044
	0.6	0.150	0.112	0.078	0.060	0.049	0.041

⁴ Hoang, M. Cuira, F., Burlon, S. (2020). Vers une approche unifiée du tassement des semelles et des radiers. Journées Nationales de Géotechnique et de Géologie de l'Ingénieur – Lyon 2020

8.1.4.2 km3-a: Steinmergelkeuper – faciès marneux

km3-a

Foundation stiffness - Strain-dependent modulus approach

Cone tip resistance	qc	MPa	11.3
Limit pressure	pl*	MPa	4.5
Menard modulus	Em	MPa	33.3
PMT rehology factor	α_{PMT}	-	2/3

Ground bearing capacity	q adm SLS	kPa	500
	q adm ULS	kPa	800

L = Foundation length

B = Foundation width

Square pad [L / B = 1]		
B	sf	kv
m	mm	MPa / m
1	3.65	137
2	7.25	69
3	10.87	46
4	14.71	34
5	17.86	28
6	21.74	23
7	25.00	20

Rectangular pad [L / B = 2]		
B	sf	kv
m	mm	MPa / m
1	4.24	118
1.5	7.25	69
2	9.62	52
2.5	11.90	42
3	14.29	35
3.5	16.67	30

Strip footing [L = 100 m]		
B	sf	kv
m	mm	MPa / m
0.5	4.42	113
1	8.77	57
1.5	13.16	38
2.5	20.83	24
3.5	29.41	17
4.5	35.71	14

8.1.4.3 km1-b: Pseudomorphosenkeuper – faciès modérément altéré

km1-b

Cone tip resistance	qc	MPa	8.6
Limit pressure	pl*	MPa	1.9
Menard modulus	Em	MPa	12.5
PMT rehology factor	α_{PMT}	-	1/2

Ground bearing capacity	q adm SLS	kPa	300
	q adm ULS	kPa	500

L = Foundation length

B = Foundation width

Foundation stiffness - Strain-dependent modulus approach

Square pad [$L / B = 1$]		
B	sf	kv
m	mm	MPa / m
1	5.00	60
2	9.38	32
3	13.04	23
4	15.79	19
5	18.75	16
6	21.43	14
7	23.08	13

Rectangular pad [$L / B = 2$]		
B	sf	kv
m	mm	MPa / m
1	6.67	45
1.5	9.09	33
2	11.54	26
2.5	13.64	22
3	15.00	20
3.5	16.67	18

Strip footing [$L = 100$ m]		
B	sf	kv
m	mm	MPa / m
0.5	6.00	50
1	10.00	30
1.5	13.04	23
2.5	17.65	17
3.5	21.43	14
4.5	25.00	12

8.1.4.4 km1-a: Pseudomorphosenkeuper – facies gréseux sain

km1-a

Cone tip resistance	qc	MPa	-
Limit pressure	pl*	MPa	4.5
Menard modulus	Em	MPa	100.0
PMT rehology factor	α_{PMT}	-	1/2

Ground bearing capacity	q adm SLS	kPa	800
	q adm ULS	kPa	1300

L = Foundation length

B = Foundation width

Foundation stiffness - Strain-dependent modulus approach

Square pad [$L / B = 1$]		
B	sf	kv
m	mm	MPa / m
1	1.20	666
2	2.40	333
3	3.60	222
4	5.03	159
5	6.30	127
6	7.55	106
7	8.79	91

Rectangular pad [$L / B = 2$]		
B	sf	kv
m	mm	MPa / m
1	1.58	505
1.5	2.37	337
2	3.17	252
2.5	4.10	195
3	4.94	162
3.5	5.76	139

Strip footing [$L = 100$ m]		
B	sf	kv
m	mm	MPa / m
0.5	1.48	539
1	2.93	273
1.5	4.35	184
2.5	7.08	113
3.5	9.76	82
4.5	12.31	65

8.1.4.5 Remblais supports de fondation

Embankment			
------------	--	--	--

Cone tip resistance	qc	MPa	15
Limit pressure	pl*	MPa	2
Menard modulus	Em	MPa	25.0
PMT rehology factor	α_{PMT}	-	1/2

Ground bearing capacity	q adm SLS	kPa	400
	q adm ULS	kPa	650

L = Foundation length

B = Foundation width

Foundation stiffness - Strain-dependent modulus approach								
--	--	--	--	--	--	--	--	--

Square pad [$L / B = 1$]		
B	sf	kv
m	mm	MPa / m
1	2.76	145
2	5.48	73
3	8.33	48
4	11.11	36
5	13.79	29
6	16.67	24
7	19.05	21

Rectangular pad [$L / B = 2$]		
B	sf	kv
m	mm	MPa / m
1	3.64	110
1.5	5.48	73
2	7.27	55
2.5	9.09	44
3	10.81	37
3.5	12.90	31

Strip footing [$L = 100$ m]		
B	sf	kv
m	mm	MPa / m
0.5	3.33	120
1	6.56	61
1.5	9.76	41
2.5	16.00	25
3.5	22.22	18
4.5	26.67	15

Les raideurs et capacités portantes des remblais support de fondation sont basées sur les critères de réception fixés au § 7.7.3.a

8.1.5 Recommandations concernant l'exécution des fondations

8.1.5.1 Recommandations générales

Les règles de l'art générales pour l'exécution des fondations superficielles sont rappelées ci-dessous :

- Les fondations superficielles doivent être descendues à une profondeur hors gel d'au moins 80 cm sous les plateformes finales (RVBS, art.38, voir [5]).
- Les fondations doivent être ancrées d'au moins 30 cm dans l'horizon porteur.
- La présence d'un ingénieur géotechnicien à l'ouverture des fouilles de fondation est indispensable pour s'assurer de la qualité du fond de fouille.
- Un béton de propreté doit être coulé immédiatement après l'ouverture de l'excavation des fondations, afin d'éviter sa décompression ou son imprégnation. Les sols décomprimés sous les fondations sont à l'origine de tassements importants pendant et après la construction du bâtiment (plusieurs centimètres).
- Le béton de fondation doit être coulé pleine fouille, sans coffrage.
- Dans le cas de massifs descendus à des niveaux différents, la pente entre deux arêtes voisines ne devra pas dépasser 3H/2V, afin d'éviter de reports de charges entre fondations.
- Les dimensions des fondations superficielles ne doivent pas être inférieures à :
 - 0,5 m de largeur pour les fondations filantes,
 - 0,7 m de largeur pour les fondations isolées.

8.1.5.2 Fondations dans la zone de thalweg (bâtiment data center)

L'attention du lecteur est attirée sur la zone de thalweg, rencontrée sous la moitié nord du bâtiment data center. Le toit du grès sain y est rencontré plus profondément (jusqu'à environ +262,0 m NG95) et est recouvert de terrains meubles inaptes à recevoir les descentes de charges de la structure (km1-c, sub).

Il est nécessaire de substituer le sol meuble sous les semelles des fondations par du gros béton jusqu'à atteindre l'horizon km1-a ou km1-b, afin d'éviter tout tassement différentiel.

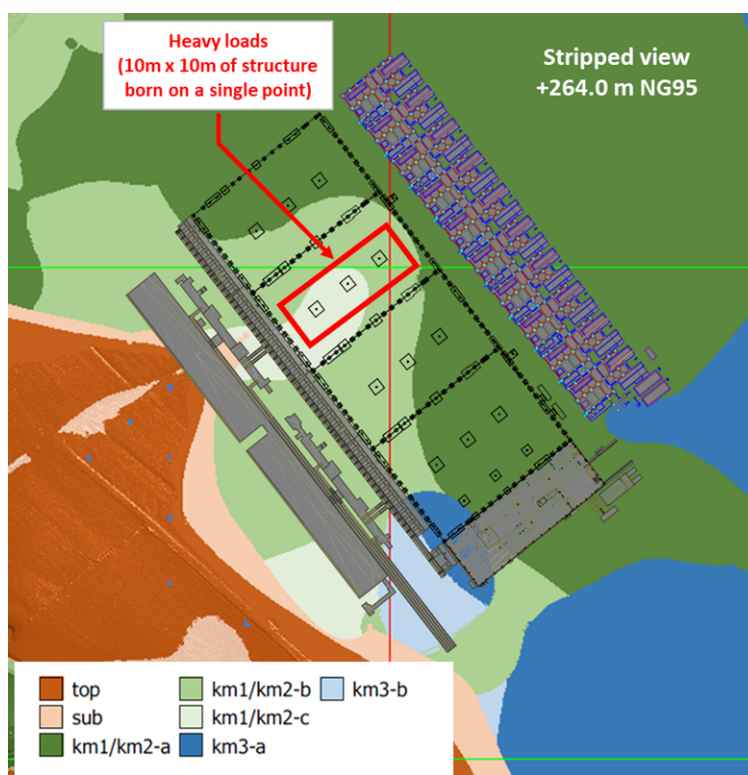


Figure 8-1 : Ecorché à la cote +264.0 m NG95
Localisation de massifs très chargés, dans l'axe du thalweg

8.2 Dallages

8.2.1 Recommandations générales

Le respect des recommandations liées à la gestion de l'eau (voir § 6.7) permettra d'éviter les déformations volumiques du sol sous les structures, et par conséquent de traiter les niveaux bas en dallage sur terre-plein.

Le dallage reposera sur une couche de forme (objectif EV2 > 50 MPa), d'une épaisseur minimale de 50 cm, insensible à l'eau et au gel.

La terre végétale (top) doit être décapée avant la réalisation de la couche de forme. Cette couche de forme peut reposer sur tous les autres horizons.

Pendant les travaux, la présence d'un ingénieur géotechnicien est cruciale pour contrôler la nature et la qualité des plateformes.

L'Entrepreneur s'assurera de protéger les plateformes (arase, couche de forme) contre l'infiltration d'eau. Toute accumulation d'eau devra être évacuée, et toute zone de matériau décomprimé devra être purgé et substitué avant :

- De mettre en œuvre la couche de forme
- De couler le dallage

8.2.2 Modules de déformation sous dallage

Les tassements et la raideur des sols sous dallages ont été évalués en utilisant les modules élastiques E_Y donnés dans le Tableau 6-1. Ceux-ci sont rappelés ci-dessous :

top	3 MPa	km3-b	20 MPa	km1-c	12 MPa
sub	7 MPa	km3-a	50 MPa	km1-b	25 MPa
d	6 MPa			km1-a	200 MPa

En supposant que la couche de forme respecte les critères de réception ($Ev_2 > 50$ MPa, $Ev_2/Ev_1 < 2.2$), on peut considérer un module élastique en son sein $E_Y = 50$ MPa.

8.2.3 Charges d'exploitation sur dallage

Les charges d'exploitation sur dallages (q) portées à notre connaissance sont comprises entre 20 et 50 kPa.

8.2.4 Raideur des sols sous dallage

8.2.4.1 Raideur globale

La raideur du sol sous dallage variera selon les variations géologiques (nature et épaisseur des horizons, paramètres mécaniques, etc.).

Cependant, en supposant un niveau de plateforme fixé à +267,8 m NG95, et la substitution de la terre végétale, une raideur verticale d'au moins $k_v = 3$ MPa/m devrait être rencontrée en tout point sous les dallages (zones de déblais et de remblai).

Avec une telle raideur, les tassements absolus prévisibles sous dallage resteront inférieurs à 2 cm :

- $q = 20$ kPa // $s \sim 7$ mm
- $q = 50$ kPa // $s \sim 17$ mm

8.2.4.2 Zone de thalweg (bâtiment data center)

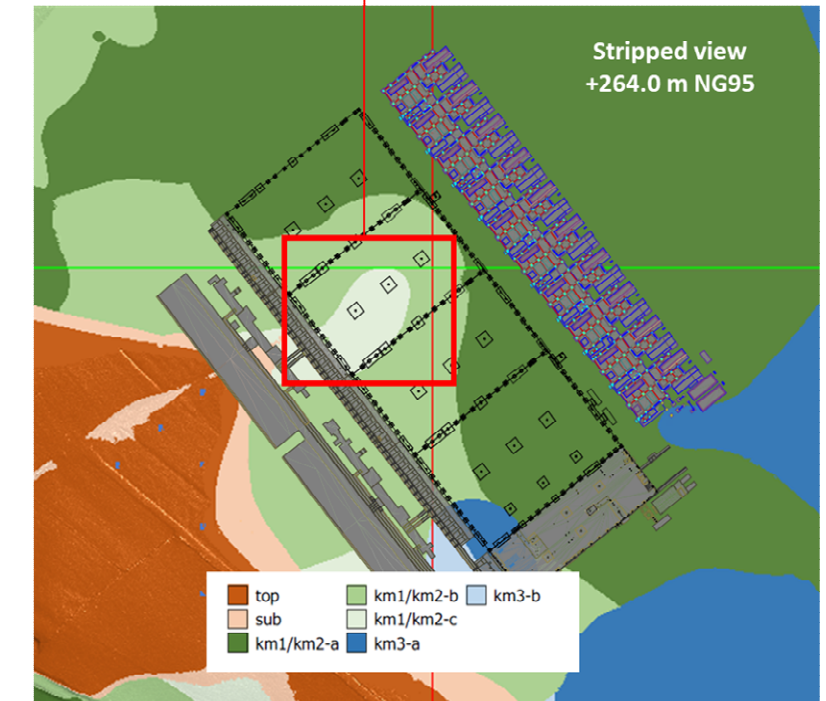
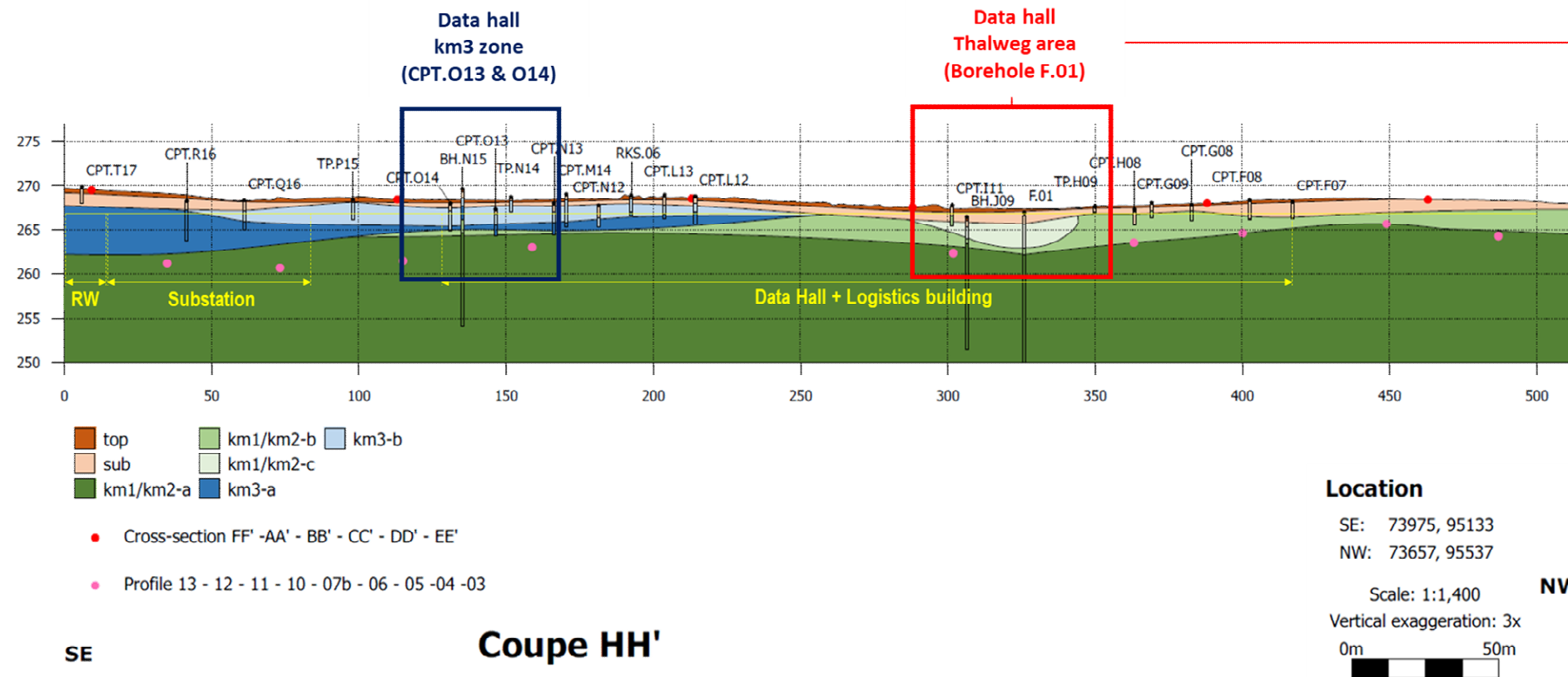
L'attention du lecteur est attirée sur la zone de thalweg, rencontrée sous la moitié nord du bâtiment data center. Le toit du grès sain y est rencontré plus profondément (jusqu'à environ +262,0 m NG95) et est recouvert de terrains meubles et compressibles (km1-c, sub).

Sans mesure spécifique, la raideur verticale pourrait chuter en dessous de 2,5 MPa/m, ce qui entraînerait des tassements supérieurs à 2 cm sous des charges de 50 kPa.

Pour limiter ces tassements, on pourra :

- Limiter les charges de stockage sur la dalle au-dessus du thalweg ;
- Procéder à une amélioration du sol support (par exemple, par inclusions rigides) ;
- Procéder à une substitution du sol naturel sur une épaisseur supplémentaire d'environ 1,2 m sous la couche de forme projetée (principalement dans les horizons top et sub), avec un concassé d'apport ou un matériau traité – objectif EV2 > 50 MPa.

Des calculs indicatifs sont fournis ci-après pour apprécier l'impact de la substitution sur la rigidité équivalente.



**Bâtiment data center
Zone de thalweg (sondage F.01)**

Data Hall - Thalweg area (Borehole F.01)				
Capping layer / no substitution				
Formation	top m NG 95	base m NG95	thickess m	Ey MPa
Capping layer	267.8	267.0	0.8	50
Top	267.0	266.6	0.4	3
Sub	266.6	265.7	0.9	7
km1-c	265.7	263.0	2.7	12
km1-b	263.0	262.2	0.8	25
Equivalent stiffness : kv,equiv				
			1.87	MPa/m
Settlement under 20 kPa :		s ₂₀	10.7	mm
Settlement under 50 kPa :		s ₅₀	26.8	mm

Data Hall - Thalweg area (Borehole F.01)				
Capping layer + substitution : top				
Formation	top m NG 95	base m NG95	thickess m	Ey MPa
Capping layer	267.8	267.0	0.8	50
Substitution	267.0	266.6	0.4	50
Sub	266.6	265.7	0.9	7
km1-c	265.7	263.0	2.7	12
km1-b	263.0	262.2	0.8	25
Equivalent stiffness : kv,equiv				
			2.44	MPa/m
Settlement under 20 kPa :		s ₂₀	8.2	mm
Settlement under 50 kPa :		s ₅₀	20.5	mm

Data Hall - Thalweg area (Borehole F.01)				
Capping layer + substitution : top, sub				
Formation	top m NG 95	base m NG95	thickess m	Ey MPa
Capping layer	267.8	267.0	0.8	50
Substitution	267.0	266.6	0.4	50
Substitution	266.6	265.7	0.9	50
km1-c	265.7	263.0	2.7	12
km1-b	263.0	262.2	0.8	25
Equivalent stiffness : kv,equiv				
			3.34	MPa/m
Settlement under 20 kPa :		s ₂₀	6	mm
Settlement under 50 kPa :		s ₅₀	15	mm

**Bâtiment data center
Zone km3 (CPT.O13 & O14)**

Data Hall - km3-b area (CPT.O13 / CPT.O14)				
Capping layer / stripped top & sub				
Formation	top m NG 95	base m NG95	thickess m	Ey MPa
Capping layer	267.8	267.0	0.8	50
Top		Scraped		3
Sub		Scraped		7
km3-b	267.0	263.0	4.0	20
km3-a	263.0	262.2	0.8	50
Equivalent stiffness : kv,equiv				
			4.31	MPa/m
Settlement under 20 kPa :		s ₂₀	4.7	mm
Settlement under 50 kPa :		s ₅₀	11.6	mm

8.3 Incidence du gonflement sur les structures

8.3.1 Objet et méthodologie

L'objet de ce chapitre est d'évaluer l'incidence du gonflement des terrains sur les structures, en termes de soulèvement.

Les structures concernées sont le bâtiment data center, ainsi que le Poste Electrique et les Installations Mécaniques, qui reposent partiellement ou totalement sur des formations km3, en zones en déblais.

Pour chaque ouvrage, le soulèvement induit par le gonflement a été évalué en considérant :

- Le profil de sol la plus défavorable (en termes de hauteur excavée et d'épaisseur de formation km3 sous les bâtiments) ;
- La saturation de l'ensemble du volume de km3 sous l'ouvrage ;
- Les paramètres de gonflement suivants (obtenus par essais de gonflement) :
 - Indice de gonflement saturé : $C_g^* = 0,011$
 - Pression de gonflement égale à la contrainte initiale dans le sol : $\sigma_g = \sigma_v0$, au niveau excavé (niveau fini – épaisseur du dallage – épaisseur de la couche de forme)
- Paramètres du projet :
 - Niveau fini = +267,8 m NG95
 - Dallage de 0,3 m d'épaisseur – masse volumique 25 kN/m³
 - Couche de forme de 0,5 m d'épaisseur – masse volumique 20 kN/m³
 - Pas de charge distribuée permanente appliquée sur le dallage⁵
- Charge apportée au sol par le projet : $\sigma_f = 0,3 \times 25 + 0,5 \times 20 + 0 = 17,5$ kPa

Le soulèvement induit par le gonflement sous le dallage, ΔH_g , est calculé selon la formule suivante :

$$\Delta H_g = C_g^* \times H \times \log\left(\frac{\sigma_g}{\sigma_f}\right)$$

Remarque : À notre connaissance, les semelles isolées sont prévues pour supporter des charges d'au moins 100 à 200 kPa, ce qui est supérieur à la pression de gonflement du sol. Aucun soulèvement n'est donc attendu sous les semelles isolées.

⁵ Cette hypothèse est défavorable : la prise en compte de charges permanentes sur le dallage augmentera la pression sur le sol et s'opposera au gonflement.

8.3.2 Estimation du soulèvement induit par le gonflement

Sur la base des hypothèses susmentionnées, le soulèvement théorique des structures a été évalué en différents points, représentés sur la Figure 8-2 ci-après :

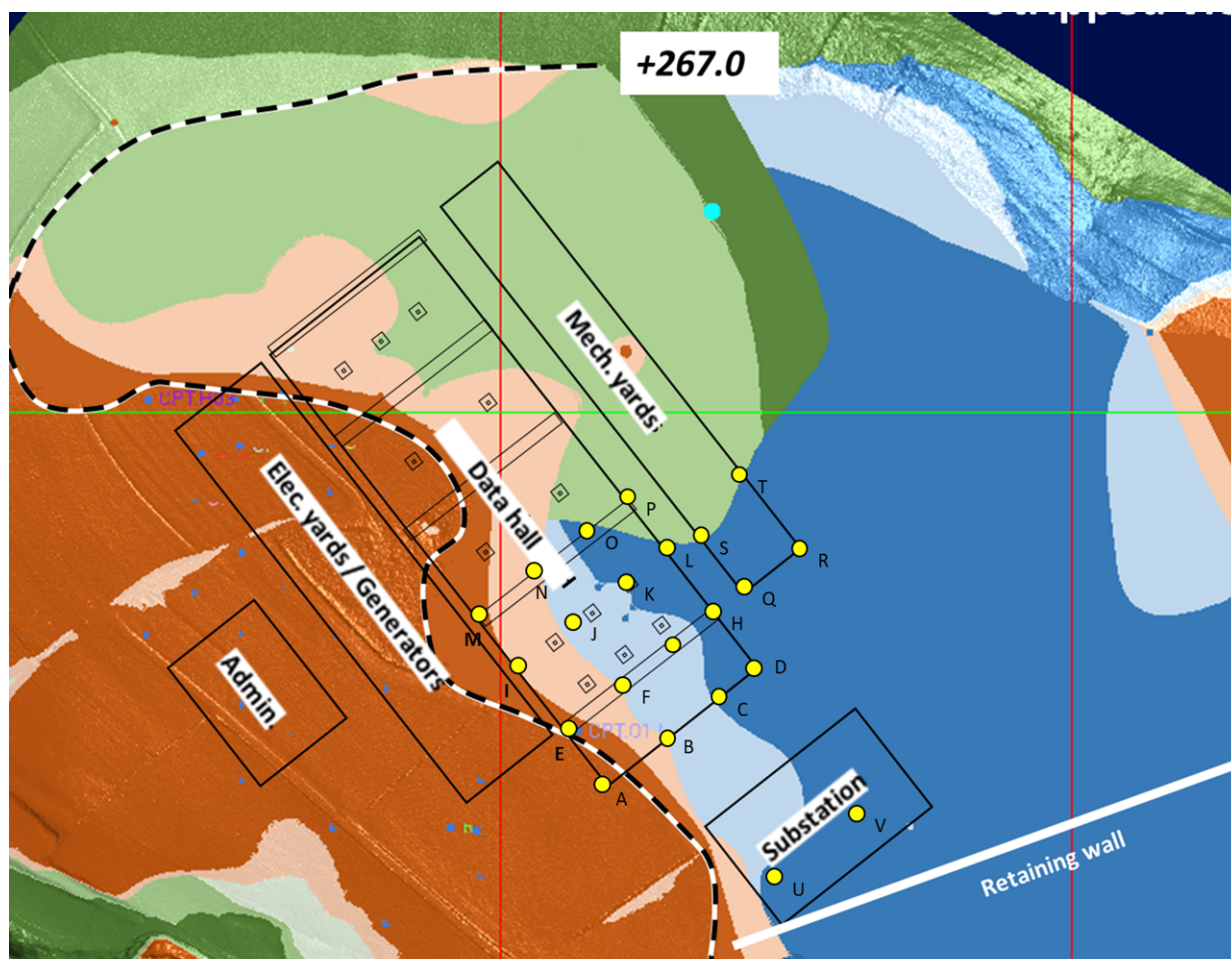


Figure 8-2 : Localisation des points de calcul du gonflement

Le soulèvement induit par le gonflement est calculé pour un dallage et une couche de forme de 30 et 50 cm d'épaisseur respectivement. L'amplitude du soulèvement au droit de chaque point est fournie dans les pages suivantes.

L'amplitude maximale du soulèvement sous les dallages est évaluée à environ :

- 13 mm pour le bâtiment data center (point D),
- 31 mm pour les installations mécaniques (point K)
- 28 mm pour le Poste Electrique (point O)

Les Figure 8-3 à Figure 8-5 illustrent l'incidence de la charge exercée au sol et de l'épaisseur de couche de forme sur l'amplitude du gonflement aux points D, K et O (points critiques pour chaque structure). L'épaisseur de couche de forme pourra être ajustée à l'aide de ces courbes afin de réduire l'amplitude du gonflement à un niveau jugé acceptable par le BET Structures.

ESTIMATED SWELLING-INDUCED HEAVE BENEATH STRUCTURES

Final floor level	m NG95	267.8
Capping layer : thickness	m	0.5
Slab : Thickness	m	0.3

Soil unit weight	kN/m3	20.0
Gamma cap. Lyr	kN/m3	20.0
Gamma slab	kN/m3	25.0

Ratio σ_g / σ_{v0}	-	1.0
--------------------------------	---	-----

Cg*	-	0.011
-----	---	-------

Building	DATA HALL
----------	-----------

Point	-	A	B	C	D	E	F	G	H
Nearest survey point	-	CPT.P13	CPT.O14	BH.N15	CPT.N16	CPT.O12	CPT.N13	CPT.M14	CPT.L15
Initial ground level	m NG95	267.0	268.0	269.5	270.3	267.0	268.0	269.1	270.4
Base of swelling lyr	m NG95	263.5	264.0	265.0	265.0	263.5	264.4	265.0	265.4

FFL	m NG95	267.8	267.8	267.8	267.8	267.8	267.8	267.8	267.8
Slab thickness	m	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3
Cap. Lyr. Thickness	m	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5
Base of capping layer elevat°	m NG95	267.0	267.0	267.0	267.0	267.0	267.0	267.0	267.0
Swelling lyr thick. below capping layer	m	3.5	3.0	2.0	2.0	3.5	2.6	2.0	1.6

σ_{v0} PF	kPa	1.0	20.0	50.0	66.0	1.0	20.0	42.0	68.0
σ_g PF	kPa	1.0	20.0	50.0	66.0	1.0	20.0	42.0	68.0
σ_v project PF	kPa	17.5	17.5	17.5	17.5	17.5	17.5	17.5	17.5

Vertical deformation	-	0.00%	0.06%	0.50%	0.63%	0.00%	0.06%	0.42%	0.65%
Heave	mm	0.0	1.9	10.0	12.7	0.0	1.7	8.4	10.4

Building	DATA HALL
----------	-----------

Point	-	I	J	K	L	M	N	O	P
Nearest survey point	-	[3D model]	[3D model]	CPT.L13	[3D model]	[3D model]	[3D model]	[3D model]	[3D model]
Initial ground level	m NG95	267.9	268.5	269.0	269.0	267.7	267.9	268.0	268.7
Base of swelling lyr	m NG95	264.2	264.9	265.0	267.0	265.3	265.5	267.0	267.7

FFL	m NG95	267.8	267.8	267.8	267.8	267.8	267.8	267.8	267.8
Slab thickness	m	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3
Cap. Lyr. Thickness	m	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5
Base of capping layer elevat°	m NG95	267.0	267.0	267.0	267.0	267.0	267.0	266.7	267.0
Swelling lyr thick. below capping layer	m	2.8	2.1	2.0	0.0	1.7	1.5	0.0	0.0

σ_{v0} PF	kPa	18.0	30.0	40.0	40.0	14.0	18.0	26.0	34.0
σ_g PF	kPa	18.0	30.0	40.0	40.0	14.0	18.0	26.0	34.0
σ_v project PF	kPa	17.5	17.5	17.5	17.5	17.5	17.5	23.5	17.5

Vertical deformation	-	0.01%	0.26%	0.39%	0.39%	0.00%	0.01%	0.05%	0.32%
Heave	mm	0.4	5.4	7.9	0.0	0.0	0.2	0.0	0.0

Building	MECHANICAL YARDS	SUBSTATION
----------	------------------	------------

Point	-	Q	R	S	T	U	V
Nearest survey point	-	PMT.L16	PMT.L16	BH.J14	BH.J14	CPT.T17	CPT.T19
Initial ground level	m NG95	270.7	272.5	269.0	270.0	269.0	273.0
Base of swelling lyr	m NG95	263.5	263.5	267.0	267.0	262.0	264.0

FFL	m NG95	267.8	267.8	267.8	267.8	267.8	267.8
Slab thickness	m	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3
Cap. Lyr. Thickness	m	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5
Base of capping layer elevat°	m NG95	267.0	267.0	267.0	267.0	267.0	267.0
Swelling lyr thick. below capping layer	m	3.5	3.5	0.0	0.0	5.0	3.0

σ_{v0} PF	kPa	74.0	110.0	40.0	60.0	40.0	120.0
σ_g PF	kPa	74.0	110.0	40.0	60.0	40.0	120.0
σ_v project PF	kPa	17.5	17.5	17.5	17.5	17.5	17.5

Vertical deformation	-	0.69%	0.88%	0.39%	0.59%	0.39%	0.92%
Heave	mm	24.1	30.7	0.0	0.0	19.7	27.6

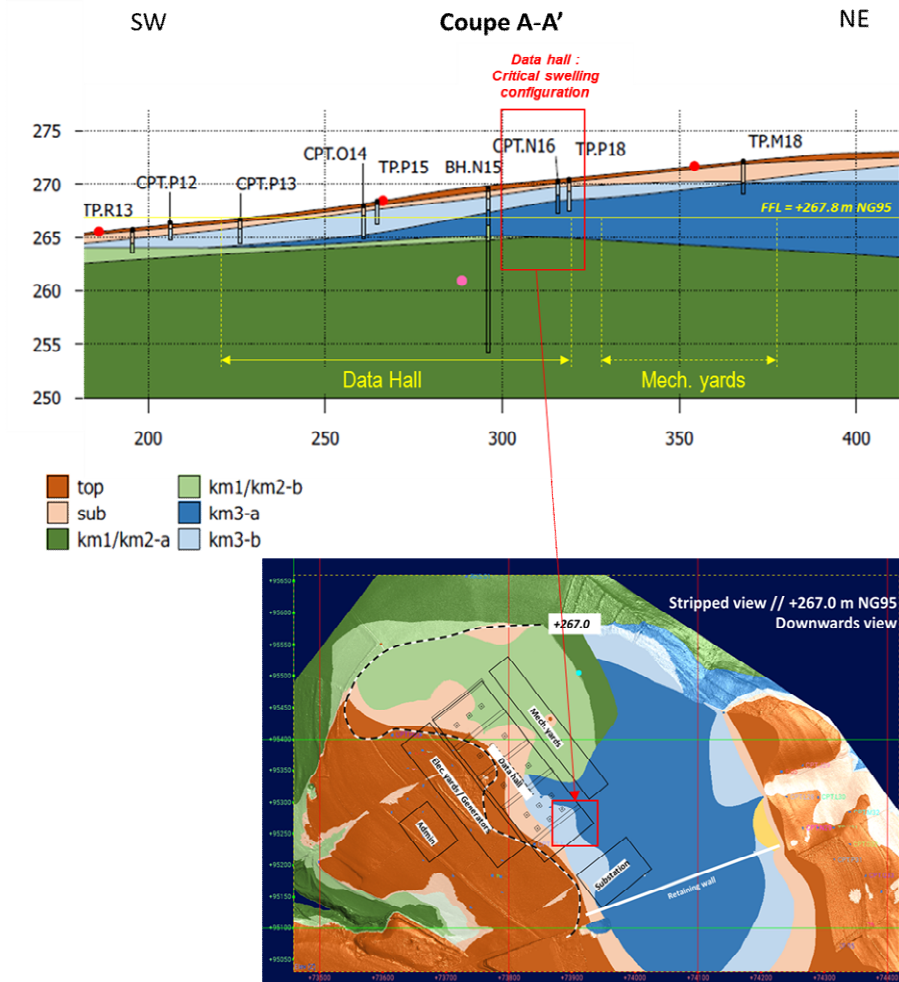
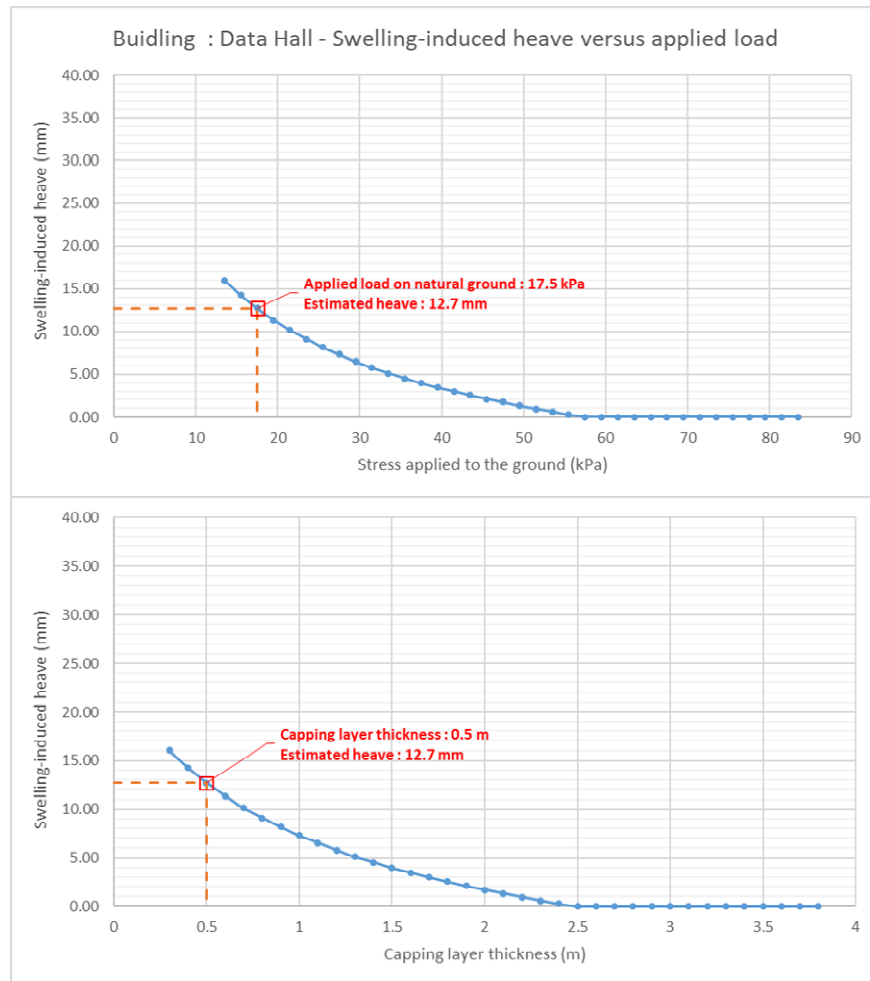


Figure 8-3 : Data hall – Soulèvement induit par le gonflement en fonction de la charge appliquée et de l'épaisseur de couche de forme

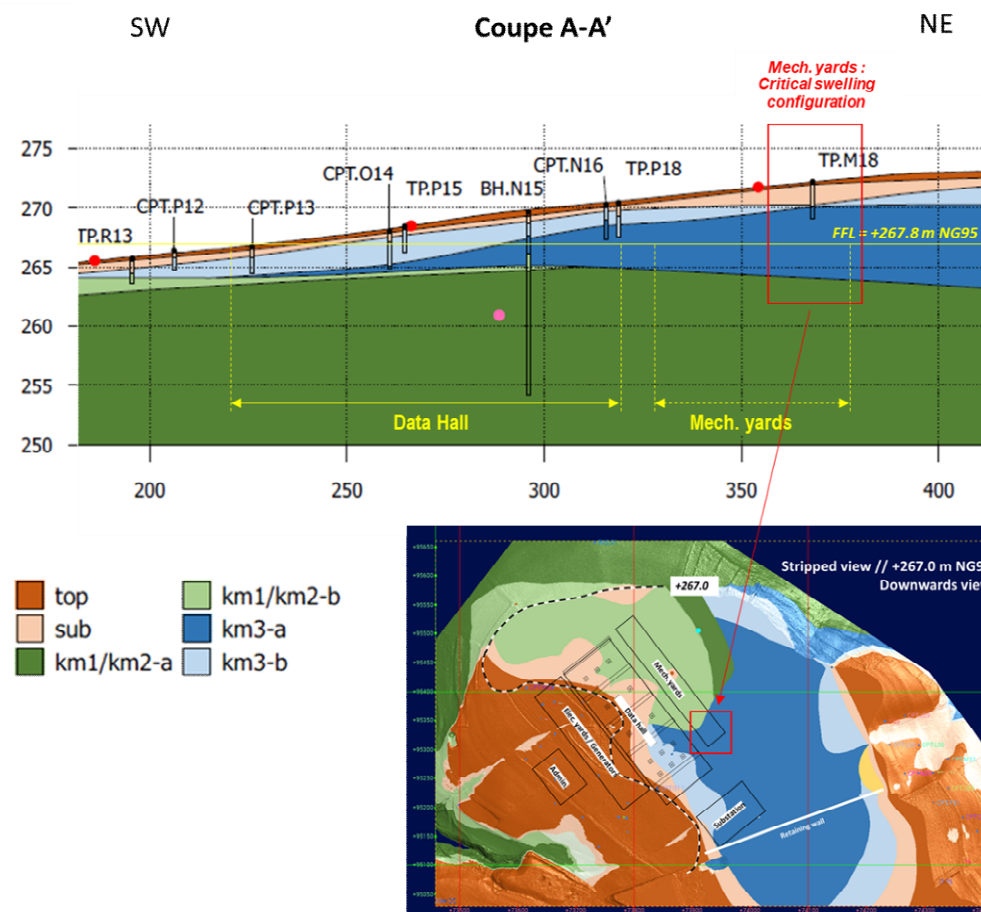
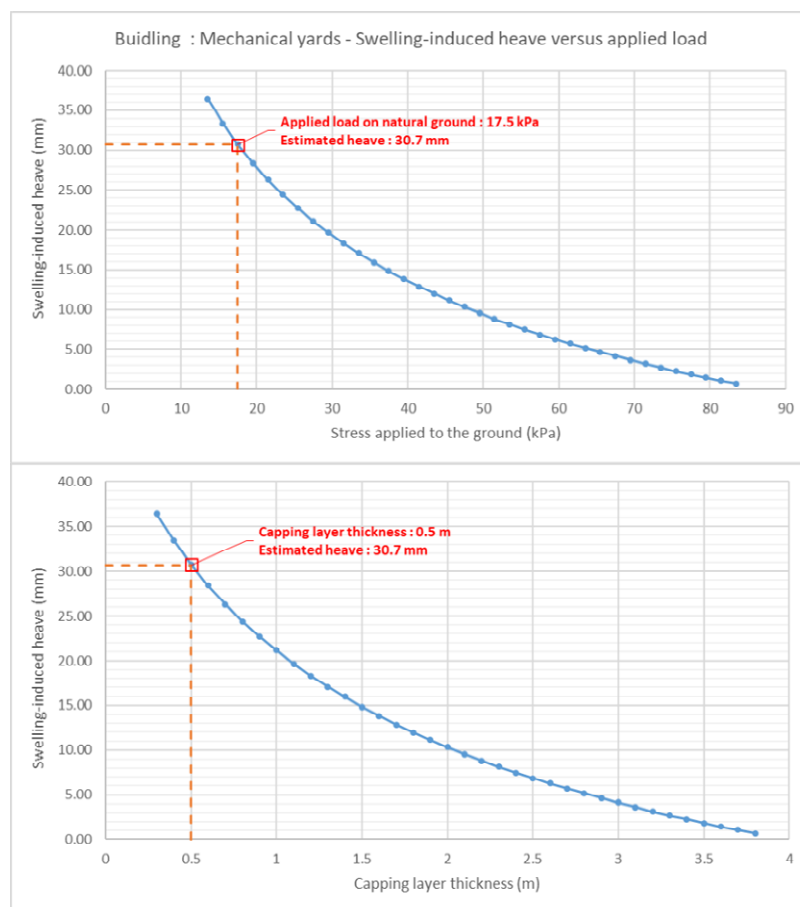


Figure 8-4 : Installations mécaniques – point R – Soulèvement induit par le gonflement en fonction de la charge appliquée et de l'épaisseur de couche de forme

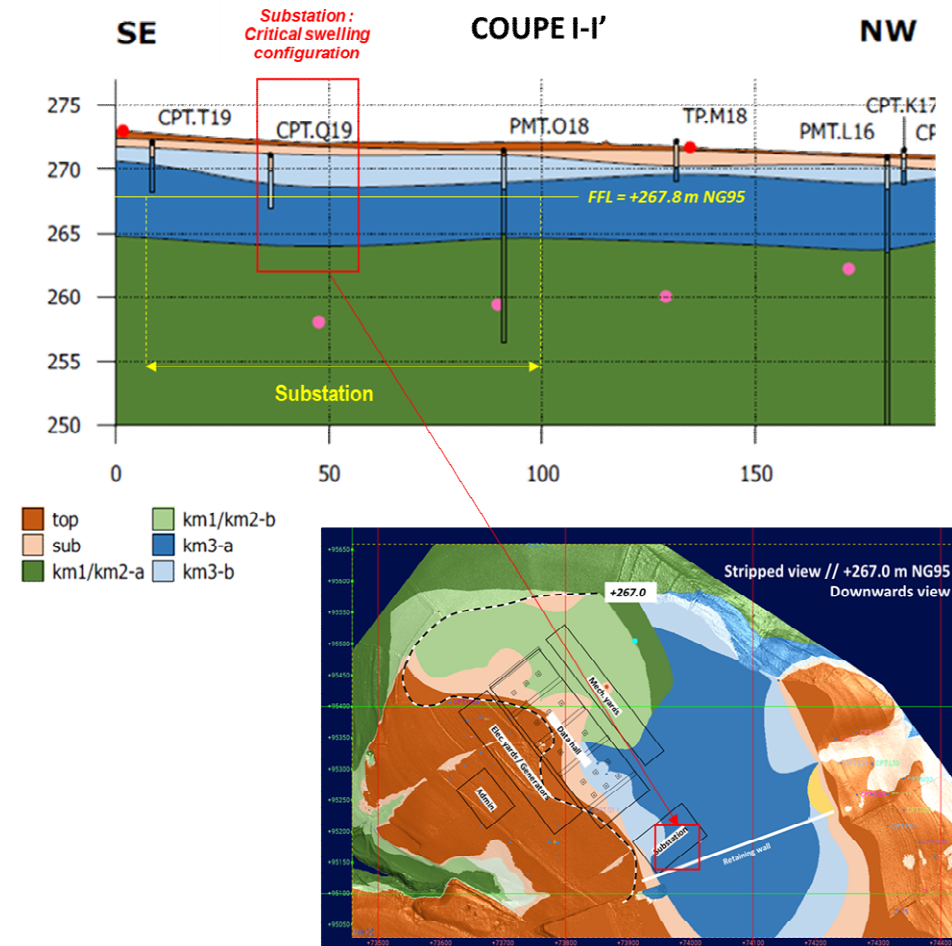
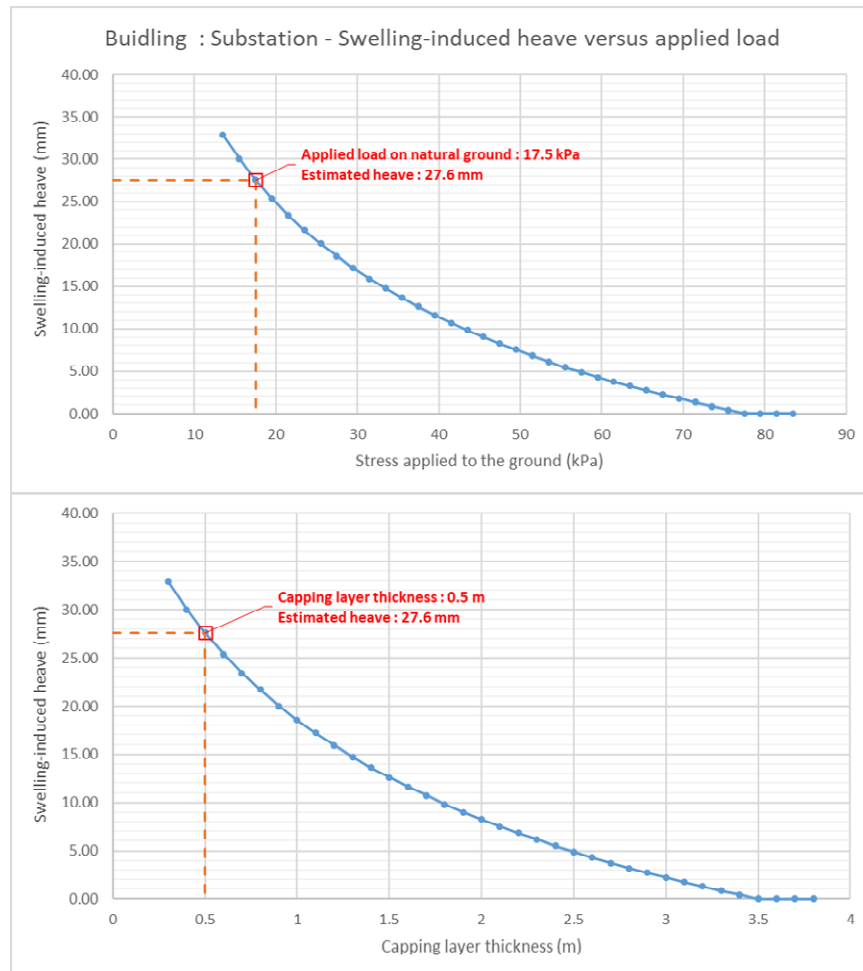


Figure 8-5 : Poste Electrique – point V – Soulèvement induit par le gonflement en fonction de la charge appliquée et de l'épaisseur de couche de forme

Fin du document