



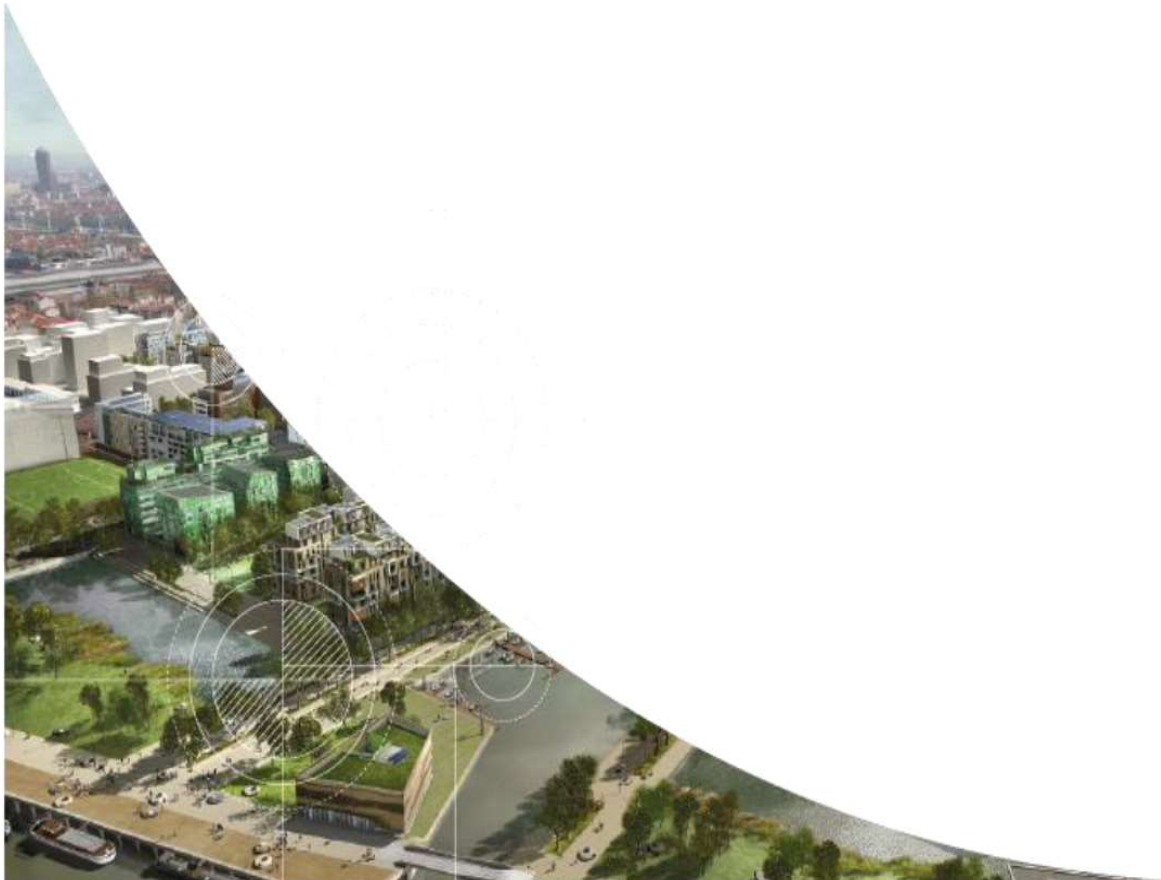
Mise en place d'une clôture autour de l'installation ISAI Centre CEA de MARCOULE

BAGNOLS-SUR-CEZE (30)

Etude géotechnique de conception – Phase Projet (G2 PRO)

Dossier n° : LGEN.P.448





COMMISSARIAT A L'ENERGIE ATOMIQUE ET AUX ENERGIES ALTERNATIVES

MISE EN PLACE D'UNE CLOTURE AUTOUR DE L'INSTALLATION ISAI

Centre CEA de Marcoule – BAGNOLS-SUR-CEZE (30)

Division Ingénierie Géotechnique

RAPPORT – ETUDE GEOTECHNIQUE DE CONCEPTION (MISSION G2 PRO)

Dossier : LGEN.P.448

Indice / Date	Rédacteur	Vérifié par	Approuvé par	Contenu	Observations
Indice A 07/07/26	E. PARRINELLO	A. GIELEN	A. REYNAUD	79 pages 1 annexe	Première émission

Sommaire

1. Généralités	8
1.1. Mission.....	8
1.2. Contexte de l'étude et objectifs de la note.....	8
1.3. Cadre réglementaire	9
1.4. Documents communiqués	9
2. Présentation du site et caractéristiques du projet.....	10
2.1. Situation de la zone d'étude	10
2.2. Etat de lieux de l'existant et présentation du projet de clôture.....	10
2.3. Descentes de charges	22
3. Contextes géologique, hydrogéologique et sismique de la zone d'étude	25
3.1. Contexte géologique général à l'échelle du Centre de Marcoule	25
3.2. Contexte géologique spécifique au droit du périmètre ISAI	30
3.2.1. Campagne d'investigations d'ABO ERG 2026	31
3.2.2. Analyse de l'ensemble des investigations disponibles	33
3.3. Contexte hydrogéologique de la zone d'étude.....	37
3.4. Contexte sismique de la zone d'étude.....	37
4. Analyse des reconnaissances géotechniques in-situ et en laboratoire	38
4.1. Synthèse des essais pressiométriques	38
4.1.1. Zones 1, 2 et 3	42
4.1.2. Zones 4 et 5	45
4.1.3. Zone 6	48
4.1.4. Zone 7	51
4.1.5. Paramètres retenus au stade G2 PRO	53
4.2. Synthèse des essais en laboratoire par horizon	54
4.2.1. Etat hydrique – Masses volumiques – Essais Proctor	56
4.2.2. Analyse granulométrique – Sédimentométrie.....	57
4.2.3. Classification GTR – Plasticité	58
4.2.4. Essais de cisaillement	59
4.2.5. Caractéristiques géotechniques retenues au stade G2 PRO	60
5. Ouvrage de soutènement et fondations du portail en zone 1	61
5.1. Rappel des travaux envisagés.....	61
5.2. Etude du soutènement de la niche de dégagement.....	61
5.2.1. Type de soutènement	61

5.3.	Coupe de calcul et hypothèse de prédimensionnement	62
5.4.	Justifications à apporter	63
5.4.1.	Vérification GEO – Défaut de butée	63
5.4.2.	Vérification GEO – Déformée de la paroi	63
5.4.3.	Vérification STR – Résistance structurelle de la paroi	64
5.5.	Phasage des calculs	64
5.6.	Résultats et justifications de l'écran de soutènement	64
5.7.	Etude des fondations du portail	66
5.7.1.	Vérification GEO – Portance du terrain	66
5.7.2.	Vérification GEO – Excentrement du chargement / Renversement	68
5.7.3.	Vérification GEO – Glissement	68
5.7.4.	Conclusions et sujétions d'exécution	69
6.	Ouvrage de soutènement en zone 2	70
6.1.	Rappel des travaux envisagés et contraintes à prendre en compte pour la conception du soutènement	70
6.2.	Choix du type de soutènement	70
6.3.	Coupe de calcul et hypothèse de prédimensionnement	71
6.4.	Justifications à apporter	72
6.5.	Phasage des calculs	72
6.6.	Résultats et justifications de l'écran de soutènement	72
6.7.	Sujétions d'exécution	74
7.	Ouvrage de soutènement en zones 4 et 5	75
7.1.	Rappel des travaux envisagés	75
7.2.	Choix du type de soutènement	75
7.3.	Phasage de réalisation du soutènement	76
7.4.	Justifications du mur de soutènement	77
7.4.1.	Géométrie, paramètres géotechniques, DDC et combinaisons d'action	77
7.4.2.	Liste des vérifications	80
7.4.3.	Résultats du calcul	81
7.4.4.	Remblaiement et drainage	83
7.5.	Variante en blocs à bancher	84

Annexes

ANNEXE 1 – NOTES GENERALES SUR LES MISSIONS GEOTECHNIQUES

Table des figures

Figure 1 : Localisation de la zone d'étude sur le plan d'ensemble du Centre de Marcoule (Source CEA).....	10
Figure 2 : Plan masse de l'installation ISAI.....	11
Figure 3 : Découpage géographique de la clôture - localisation des zones	12
Figure 4 : Etat des lieux de l'existant_Zone 1	12
Figure 5 : Emprise de la niche de dégagement du portail en zone 1	13
Figure 6 : Etat des lieux de l'existant_Zone 2.....	14
Figure 7 : Travaux à réaliser au niveau de la zone 2 [R 1].....	15
Figure 8 : Localisation et identification des réseaux au niveau de la zone 2 [R 1]	15
Figure 9 : Coupe sur la zone 2 – existant et projet [R 3].....	16
Figure 10 : Etat des lieux de l'existant_Zone 3	16
Figure 11 : Localisation de la coupe transversale DD au niveau de la zone 3 [R 3].....	17
Figure 12 : Coupe-type DD sur la zone 3 [R 3].....	17
Figure 13 : Etat des lieux de l'existant_Zone 4	18
Figure 14 : Etat des lieux de l'existant_Zone 5	18
Figure 15 : Identification du muret existant et de la paroi à créer [R 3].....	19
Figure 16 : Coupe-type FF sur la zone 4 [R 3].....	19
Figure 17 : Coupe BB sur la zone 5 [R 3].....	20
Figure 18 : Etat des lieux de l'existant_Zone 6	20
Figure 19 : Etat des lieux de l'existant_Zone 7	20
Figure 20 : Localisation de la coupe transversale AA et la coupe à l'arrière du bâtiment 154 sur la zone 6 [R 3] ..	21
Figure 21 : Coupes-types sur la zone 6 [R 2]	22
Figure 22 : Coupe-type sur la zone 7 [R 2]	22
Figure 23 : Carte géologique des formations quaternaires de Marcoule.....	27
Figure 24 : Représentation schématique du substratum de Marcoule.....	28
Figure 25 : Carte piézométrique sur le centre de Marcoule, basses eaux - Octobre 2009.....	30
Figure 26 : Plan d'implantation des sondages d'ABO ERG par type de forage	32
Figure 27 : Plan d'implantation des sondages d'ABO ERG par type d'essai.....	32
Figure 28 : Plan d'implantation des sondages d'archives par type de forage	34
Figure 29 : Plan d'implantation des sondages d'archives par type d'essai	34
Figure 30 : Photographie issue du sondage carotté SC02ISAI, entre 0,00 et 1,00 m de profondeur [Rapport ERG]	35
Figure 31 : Photographie issue du sondage carotté SC1-15, entre 7,50 et 8,50 m de profondeur [Archive FONDASOL 2015].....	35
Figure 32 : Photographie issue du sondage carotté SC1-15, entre 10,50 et 11,50 m de profondeur [Archive FONDASOL 2015].....	35
Figure 33 : Localisation des sondages pressiométriques utilisées dans le cadre de l'analyse statistique	39
Figure 34 : Graphiques de distribution spatiale des valeurs E_m et PI^* de la campagne de reconnaissances géotechniques dans le périmètre d'étude.....	40
Figure 35 : Graphiques de distribution et fréquences cumulées des valeurs E_m et PI^* - Quaternaire Zones 1 à 3.....	42
Figure 36 : Statistiques et graphiques de distribution spatiale des valeurs E_m , PI^* , Pf^* , α – Quaternaire Zones 1 à 3	43
Figure 37 : Statistiques par tranches – Quaternaire Zones 1 à 3.....	44

Figure 38 : Graphiques de distribution et fréquences cumulées des valeurs Em et PI^* - Quaternaire Zones 4 et 5	45
Figure 39 : Statistiques et graphiques de distribution spatiale des valeurs Em, PI^* , Pf^* , α – Quaternaire Zones 4 et 5	46
Figure 40 : Statistiques par tranches – Quaternaire Zones 4 et 5	47
Figure 41 : Graphiques de distribution et fréquences cumulées des valeurs Em et PI^* - Quaternaire Zone 6	48
Figure 42 : Statistiques et graphiques de distribution spatiale des valeurs Em, PI^* , Pf^* , α – Quaternaire Zone 6	49
Figure 43 : Statistiques par tranches – Quaternaire Zone 6	50
Figure 44 : Graphiques de distribution et fréquences cumulées des valeurs Em et PI^* - Quaternaire Zone 7	51
Figure 45 : Statistiques et graphiques de distribution spatiale des valeurs Em, PI^* , Pf^* , α – Quaternaire Zone 7	52
Figure 46 : Statistiques par tranches – Quaternaire Zone 7	53
Figure 47 : Graphiques des teneurs en eau et masses volumiques dans le Quaternaire	56
Figure 48 : Courbes granulométriques des échantillons testés en Proctor	56
Figure 49 : Analyses granulométriques et sédimentométriques dans le Quaternaire	57
Figure 50 : Plasticité du Quaternaire	58
Figure 51 : Classification GTR du Quaternaire	59
Figure 52 : Courbes granulométriques des échantillons testés en cisaillement	60
Figure 53 : Emprise de la niche de dégagement du portail en zone 1	61
Figure 54 : Résultats ELS du dimensionnement du soutènement en zone 1	64
Figure 55 : Résultats ELU du dimensionnement du soutènement en zone 1	65
Figure 56 : Vérification de la butée en zone 1	65
Figure 58 : Travaux à réaliser au niveau de la zone 2 [R 1]	70
Figure 59 : Résultats ELS du dimensionnement du soutènement en zone 2	73
Figure 60 : Résultats ELU du dimensionnement du soutènement en zone 2	73
Figure 61 : Vérification de la butée	74
Figure 57 : Coupe-type FF sur la zone 4 [R 3]	75
Figure 58 : Coupe BB sur la zone 5 [R 3]	75
Figure 59 : Profil de terrassement_zones 4 et 5	76
Figure 60 : Coupe de calcul_zones 4 et 5	78
Figure 61 : Résultat du calcul de stabilité externe générale	81
Figure 62 : Diagramme de poussée des terres sur le mur en T	82

Table des tableaux

Tableau 1 : Données d'entrée pour le calcul de la pression dynamique de pointe	23
Tableau 2 : Paramètres intermédiaires pour le calcul de la pression dynamique de pointe	23
Tableau 3 : Nomenclature des formations géologiques attendues au droit de l'installation ISAI	29
Tableau 4 : Caractéristiques des sondages et fouilles à la pelle de la campagne d'ABO ERG	31
Tableau 5 : Données d'archives recensées sur le périmètre ISAI	33
Tableau 6 : Stratigraphie retenue dans les sondages d'ABO ERG et les sondages d'archives	36
Tableau 7 : Prise en compte du risque sismique en fonction de la zone de sismicité et de la catégorie d'importance du bâtiment.....	37
Tableau 8 : Liste des sondages pressiométriques utilisés dans le cadre de l'analyse statistique	38
Tableau 9 : Valeurs pressiométriques moyennes observées pour chaque zone.....	53
Tableau 10 : Valeurs pressiométriques retenues au stade PRO	54
Tableau 11 : Synthèse des essais en laboratoire par type.....	54
Tableau 12 : Résultats des essais d'identification en laboratoire dans le Quaternaire.....	55
Tableau 13 : Paramètres géotechniques retenus au stade PRO	60
Tableau 14 : Caractéristiques géométriques et mécaniques de la paroi de soutènement	62
Tableau 15 : Justifications ELU des parois de soutènement	63
Tableau 16 : Excentrement maximaux à respecter suivant l'état limite considéré.....	68
Tableau 17 : Caractéristiques géométriques et mécaniques de la paroi de soutènement	71
Tableau 17 : Géométrie du mur.....	77
Tableau 18 : Caractéristiques géotechniques retenues	78
Tableau 19 : Inclinaison des actions de poussée sur le plan de calcul fictif.....	79
Tableau 20 : Définition des actions et combinaisons générées par TALREN.....	79
Tableau 21 : Synthèse des actions non pondérées exercées sur le mur	82
Tableau 22 : Synthèse des facteurs de sécurité par combinaison de calcul	83

1. Généralités

1.1. Mission

Adresse du projet :	Installation de Surveillance des Assemblages Irradiés (ISAI) Centre CEA de Marcoule à BAGNOLS-SUR-CEZE (30)
Nom de l'opération :	Mise en place d'une clôture autour de l'installation ISAI
Client :	Commissariat à l'Energie Atomique et aux Energies Alternatives
Interlocuteur Client :	Mr Jean-Luc AMATHIEUX

A la demande et pour le compte du Commissariat à l'Energie Atomique et aux Energies Alternatives, GINGER CEBTP a été missionné pour la réalisation d'une étude géotechnique de conception, phase projet – mission de type G2 PRO selon la norme NF P 94-500, dans le cadre du projet de mise en place d'une clôture autour de l'installation ISAI, sur le CEA de Marcoule à Bagnols-sur-Cèze (30).

1.2. Contexte de l'étude et objectifs de la note

En décembre 2025, GINGER a effectué une analyse préliminaire des données de sol existantes au droit de l'installation ISAI et a pointé du doigt la faiblesse des données mécaniques à proximité directe du tracé de la clôture :

LGEN-P-431-CRA-2025-01, Rapport de mission G5 du 08/12/2025

Entre mars et juin 2026, la société ABO-ERG est intervenue sur site pour effectuer une campagne de reconnaissances spécifique composées de sondages pressiométriques, sondages carottés et pelles mécaniques (référence du rapport à venir).

Le présent rapport constitue le rapport de mission G2 PRO et a pour objectifs de :

- Proposer une interprétation de la campagne de sondages
- Etablir une synthèse géologique et géotechnique générale,
- Déterminer les paramètres mécaniques spécifiques à retenir,
- Concevoir et dimensionner un système de fondations approprié pour la clôture,
- Concevoir et dimensionner les ouvrages de soutènement,
- Anticiper les difficultés éventuelles en phase d'exécution.

1.3. Cadre réglementaire

Les ouvrages géotechniques sont étudiés selon les normes et règlements en vigueur suivants :

[R A] NF EN 94-500 : 2013 – Missions d'ingénierie géotechnique,

[R B] EUROCODE 7 – NF EN 1997-1 : Calcul géotechnique – Partie 1 : Règles générales et ses normes d'application nationale dont notamment :

[R C] NF P 94-261 : Fondations superficielles,

[R D] NF P 94-262 : Fondations profondes,

[R E] NF P 94-281 et 282 : Ouvrages de soutènement.

1.4. Documents communiqués

Les documents techniques utilisés pour cette mission G2 PRO sont les suivants. Ils ne sont pas nécessairement référencés, ce qui rend difficile leur listing.

[R 1] PLAN 2025 – ISAI - Plan masse + réseaux + sondages, format dwg,

[R 2] PLAN CLOT_ISAI_EN_COURS 21-05-2025 coupe geotech, format dwg,

[R 3] 20260605-CLOT_ISAI_EN_COURS-A0-PLAN D'Amenagement, du 05/06/2026,

[R 4] LGEN.P.431-CRA-2025-01, rapport de mission G5 GINGER du 08/12/2025,

[R 5] Rapport ABO-ERG investigations géotechniques (*à venir*).

[R 6] 210-2026-004-01 Rapport de géodétection des ouvrages enterrés, ind. C du 30/04/2026.

2. Présentation du site et caractéristiques du projet

2.1. Situation de la zone d'étude

La clôture projetée se situera en périmétrie de l'installation ISAI implantée au Nord-Ouest du Centre de Marcoule.

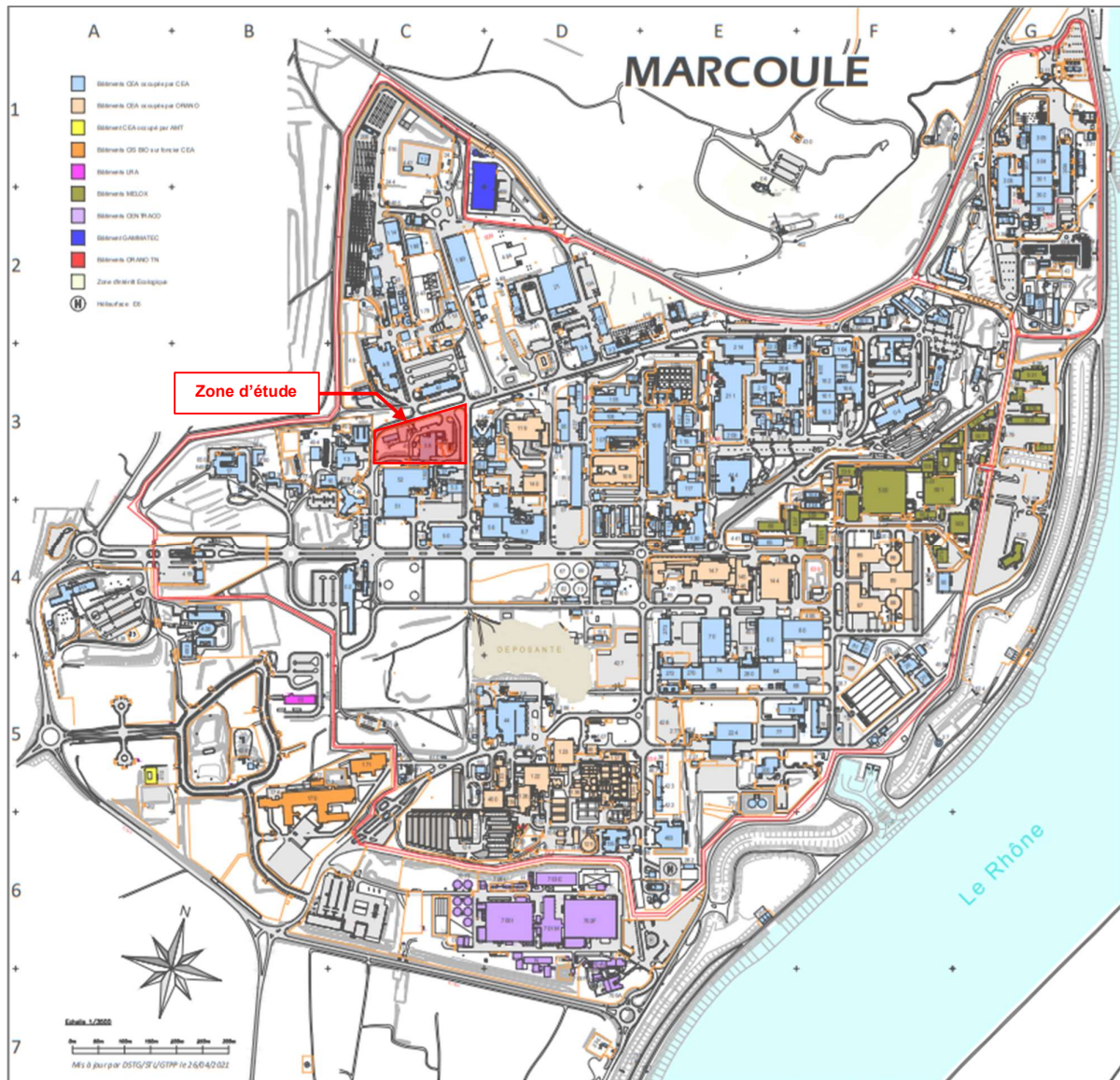


Figure 1 : Localisation de la zone d'étude sur le plan d'ensemble du Centre de Marcoule (Source CEA)

2.2. Etat de lieux de l'existant et présentation du projet de clôture

L'ISAI est actuellement composé de 3 bâtiments principaux (58, 154 et 457), de routes et de parkings. Un 4^{ème} bâtiment (691) va être construit au sud du bâtiment 154 (terrassements plateforme d'assise déjà réalisés partiellement) mais il ne fait pas l'objet de la présente étude.

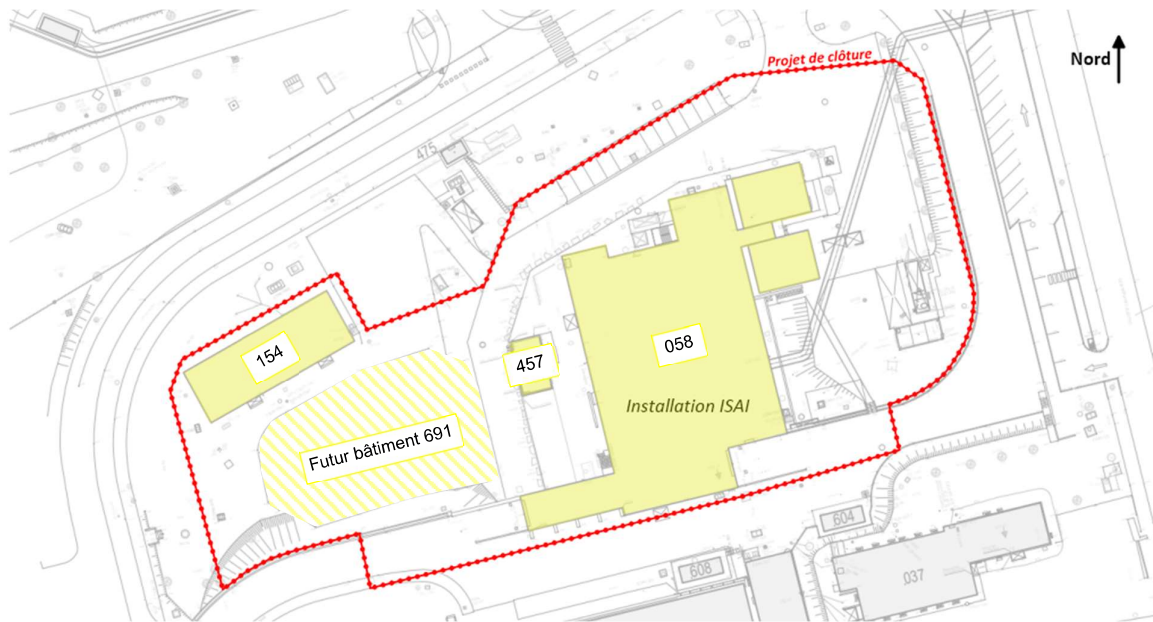


Figure 2 : Plan masse de l'installation ISAI

La pente générale du site vers le Sud (altitudes de l'ordre de +61 NGF au Nord et +55 NGF au Sud) et l'aménagement des plateformes d'assise des ouvrages existants (bâtiments, routes et parkings) a conduit à la réalisation de talus enherbés (à l'Est et au Sud) et de murets de soutènement (parking au Nord du bâtiment 58).

Le projet prévoit l'installation d'une clôture ZPR lourde autour de l'installation ISAI (Installation et Surveillance des Assemblages Irradiés). Ce déploiement engendre des réaménagements qui requièrent l'étude et la création de plusieurs ouvrages géotechniques : fondations, murs de soutènement et talus.

Cette clôture sera composée d'un grillage prolongé en hauteur par des barbelés, d'une hauteur totale d'environ 3,50 m. Le grillage sera soutenu par des poteaux espacés de 2,00 m.

Pour faciliter le repérage, le tracé de la clôture a été divisé en 7 zones qui sont identifiées sur le plan ci-dessous :

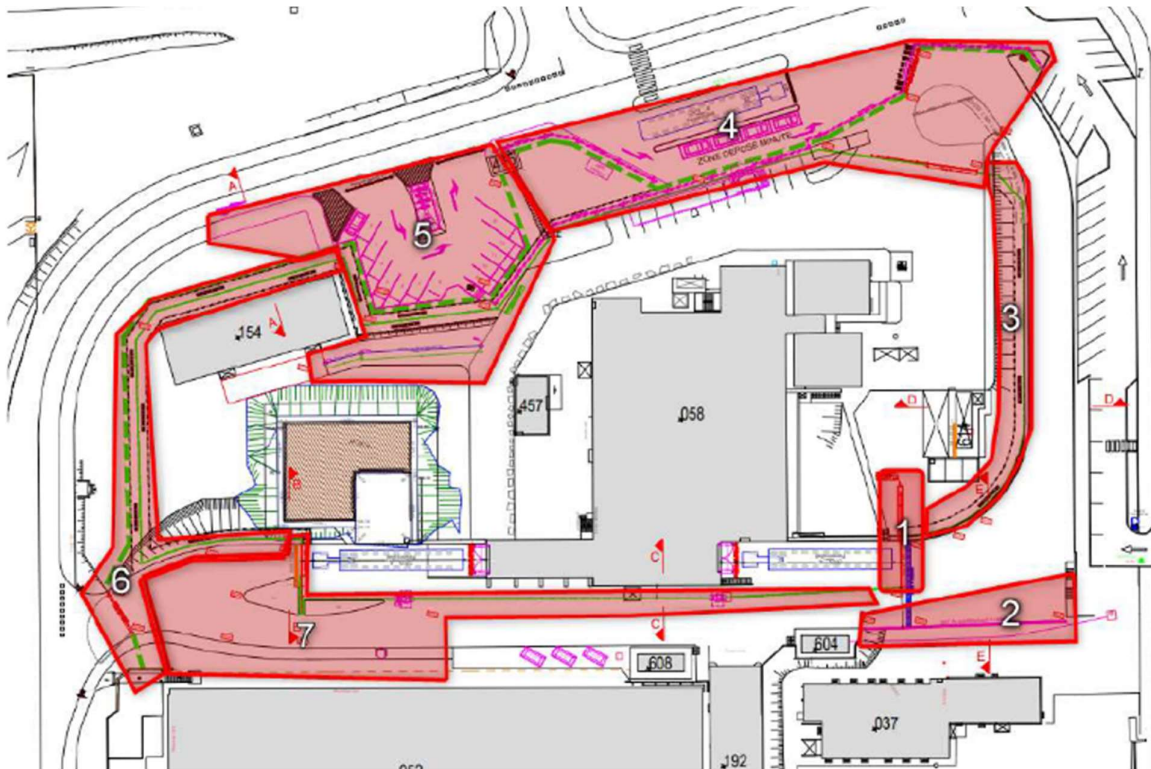


Figure 3 : Découpage géographique de la clôture - localisation des zones

Dans la suite, on effectue un état des lieux de l'existant au droit de chaque zone et on détaille les travaux qui y sont projetés :

Zone 1

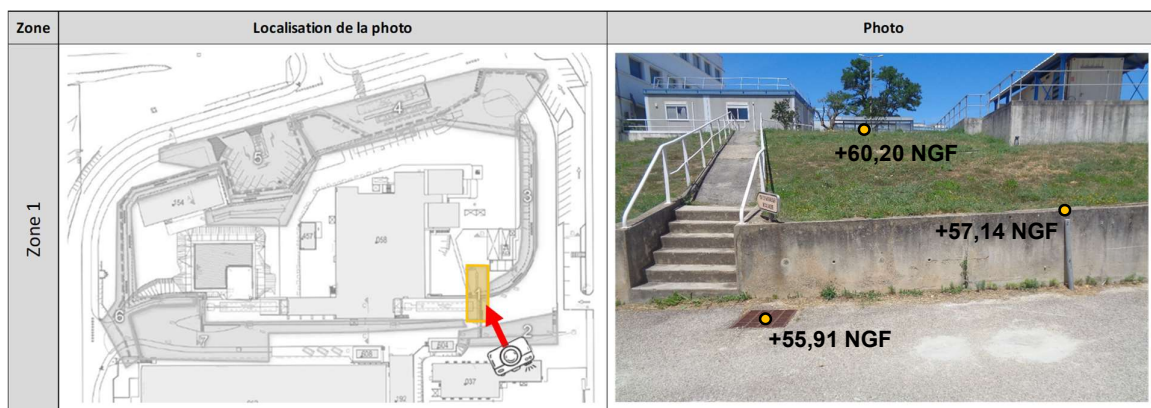


Figure 4 : Etat des lieux de l'existant_Zone 1

La zone 1 traverse une surface carrossable en enrobé, située autour de la cote moyenne de +55,90 NGF. Au niveau de la jonction avec la zone 3, il existe un muret en béton banché qui retient un talus herbeux.

D'une hauteur de l'ordre de 1,20 m au niveau de la zone 1, ce muret présente une surface verticale brute avec quelques barbacanes visibles. Le talus à l'arrière présente une hauteur de 4,30 m par rapport à la zone basse en enrobé. Il mène au bâtiment 058, ainsi qu'à des bâtiments type modulaires.

Dans le cadre du projet d'aménagement futur, il est prévu de sécuriser le site par l'installation d'un portail d'accès en travers sur l'enrobé.

Afin de permettre le débâtement complet et fonctionnel du portail situé en pied de talus, la création d'une niche de dégagement est indispensable. Cet aménagement consiste à terrasser une section de la pente pour créer une enceinte de recul plane, libérant ainsi la course du portail.

Pour pérenniser cet espace et prévenir tout risque d'éboulement, l'implantation d'un muret de soutènement et de protection est requise. Cet ouvrage de soutènement sera dimensionné pour ceinturer la niche et retenir la poussée des terres. Sa crête sera calée à une altitude minimale correspondant au niveau du terrain naturel majoré de 20 cm (conformément à l'extrait de plan ci-dessous).

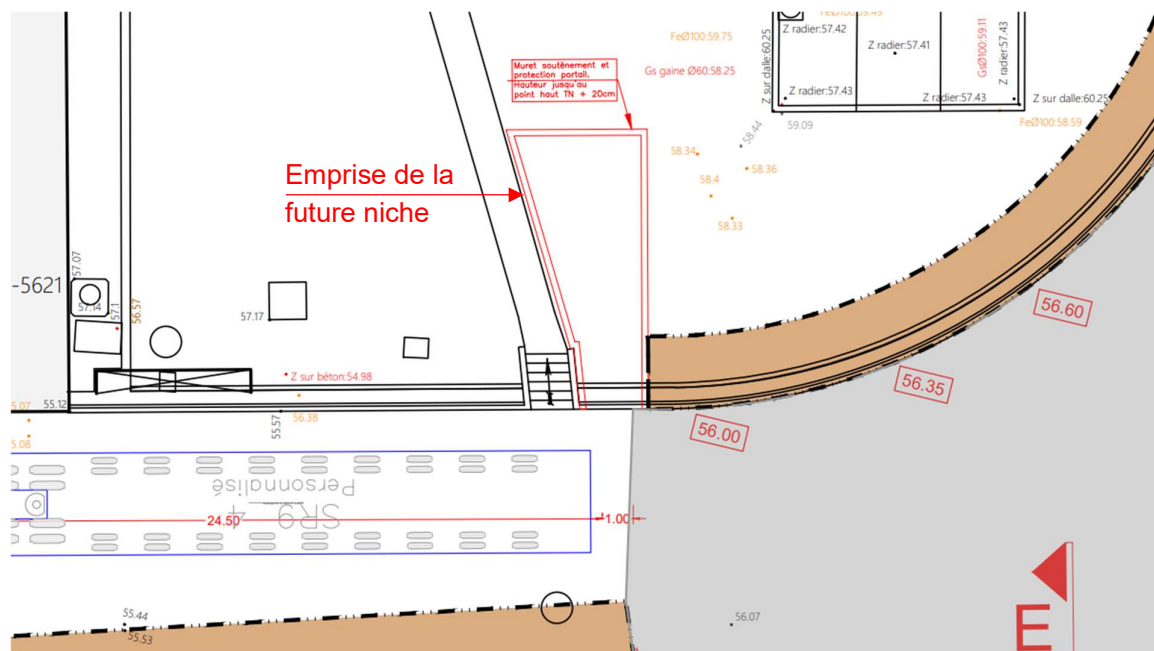


Figure 5 : Emprise de la niche de dégagement du portail en zone 1

Au plus haut, au niveau de la future niche, le terrain naturel se situe vers la cote +58,50 NGF. L'enrobé se situe à la cote +55,91 NGF, ce qui engendre une hauteur de soutènement de 2,60 m.

Zone 2

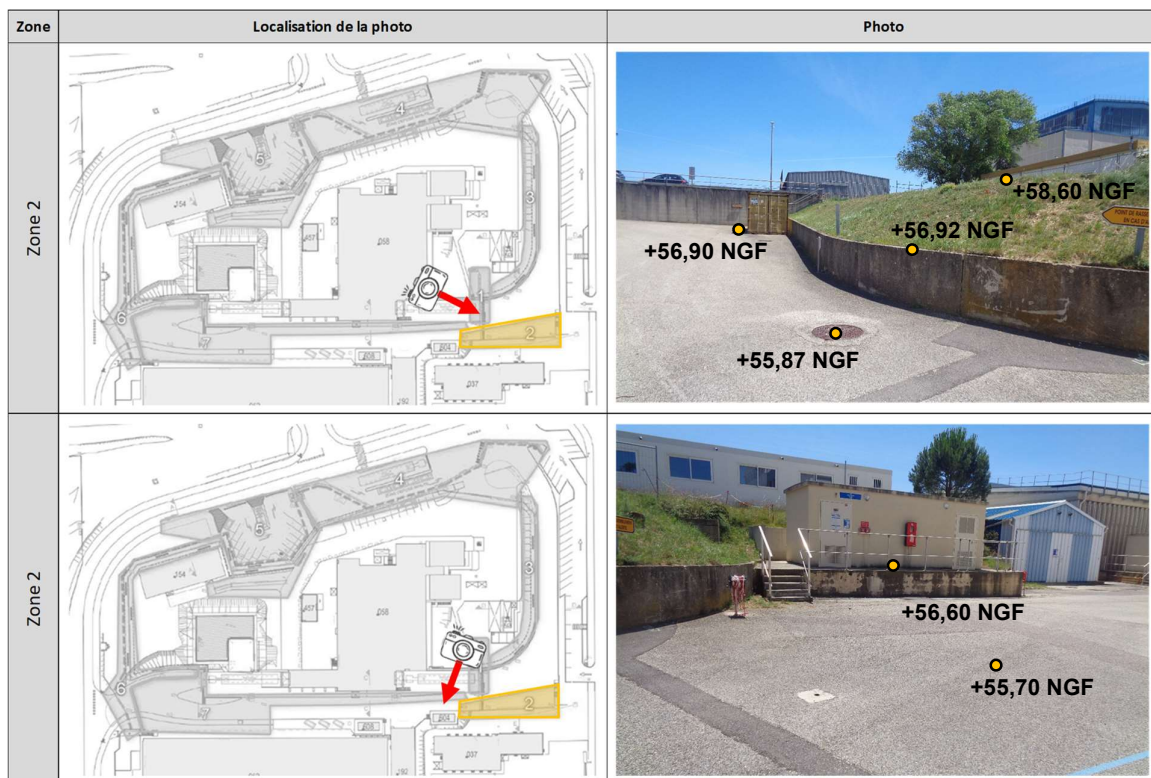


Figure 6 : Etat des lieux de l'existant_Zone 2

La zone 2 se situe en contrebas du bâtiment 037, dans le prolongement du poste électrique 604. A cet endroit, la surface basse en enrobé s'établit entre les cotes +55,70 et +56,90 NGF.

Un muret en béton d'une hauteur d'environ 1,00 m est présent en pied de talus. A l'arrière, la crête du talus se situe vers +58,60 NGF, c'est-à-dire en moyenne 2,20 m au-dessus de la zone basse en enrobé.

Afin de libérer l'espace nécessaire à la circulation des poids lourds, et plus particulièrement pour garantir leur rayon de braquage lors des manœuvres de retournement, une opération de terrassement est requise pour tailler directement dans l'emprise de ce talus.

Pour contenir les terres ainsi excavées et stabiliser durablement le terrain en amont, la construction d'un ouvrage de soutènement s'avère indispensable en limite de la nouvelle zone de circulation créée.

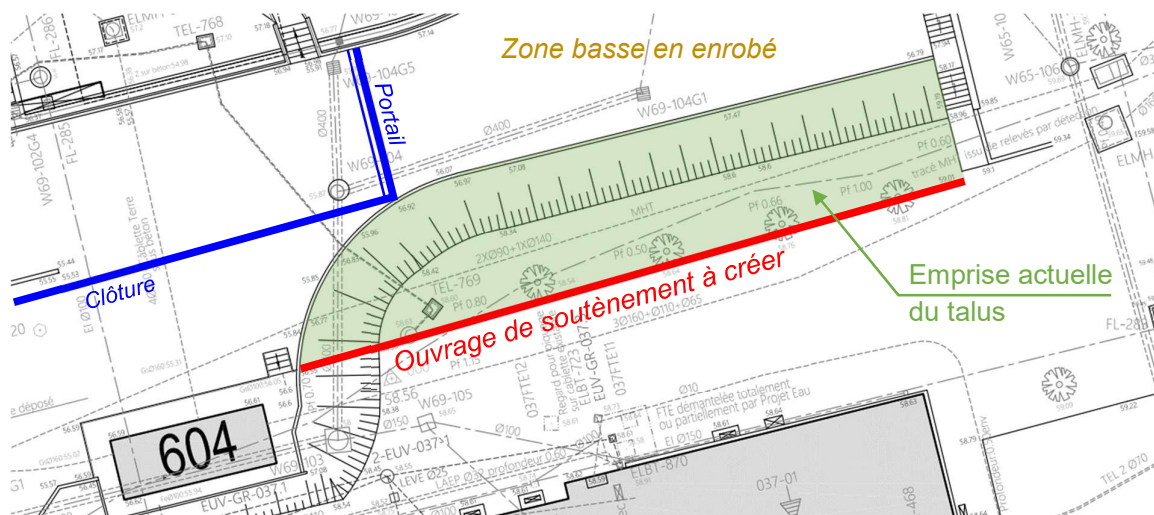


Figure 7 : Travaux à réaliser au niveau de la zone 2 [R 1]

Dans le talus, trois réseaux sont identifiables sur le plan topographique [R 1] dont un extrait est donné en Figure 8 :

- Un **réseau actuellement désaffecté** tracé en bleu,
- Un **réseau MHT** en crête du talus actuel, qui sera dévié,
- Un **réseau BT** plus en retrait du talus actuel, dans le prolongement du local 604, qui sera conservé.

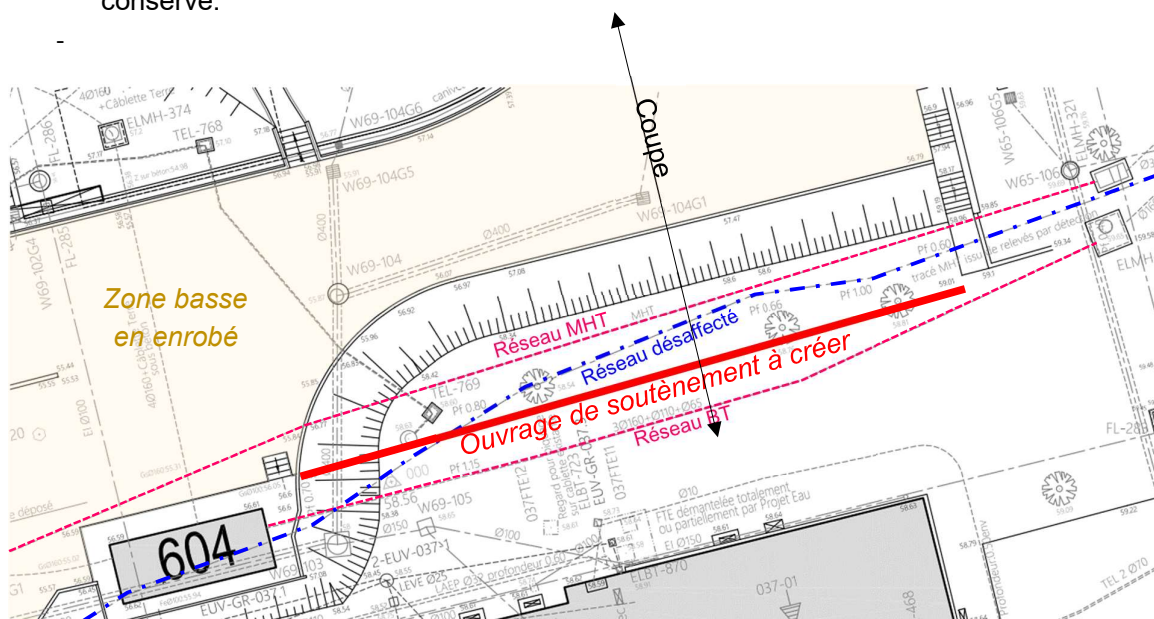


Figure 8 : Localisation et identification des réseaux au niveau de la zone 2 [R 1]

L'ouvrage de soutènement devra soutenir une hauteur de terre d'environ 2,30 m. Une coupe, localisée sur la Figure 8, est donnée sur la figure suivante :

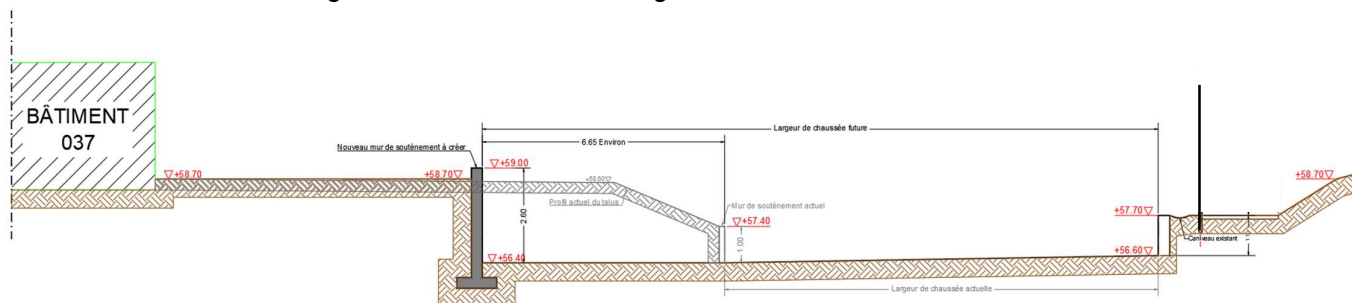


Figure 9 : Coupe sur la zone 2 – existant et projet [R 3]

Zone 3

Zone	Localisation de la photo	Photo
Zone 3		
Zone 3		
Zone 3		

Figure 10 : Etat des lieux de l'existant_Zone 3

La zone 3 se situe en partie Est de l'installation.

A cet endroit, un muret en béton d'une hauteur d'environ 1,00 m fait l'interface entre :

- la zone basse en enrobé située à une cote variable comprise entre +56,0 NGF (côté zone 1) et +59,4 NGF (côté zone 4),
- un talus herbeux dont la crête se situe au niveau de la plateforme du local 614, à la cote +60,2 NGF.

Un caniveau en béton est présent en tête du muret.

Le projet prévoit l'installation de la clôture le long de ce caniveau et l'aménagement d'un chemin de ronde de 1,50 m de largeur au pied de celle-ci, côté installation. La Figure 12 présente une coupe transversale type dans cette zone.

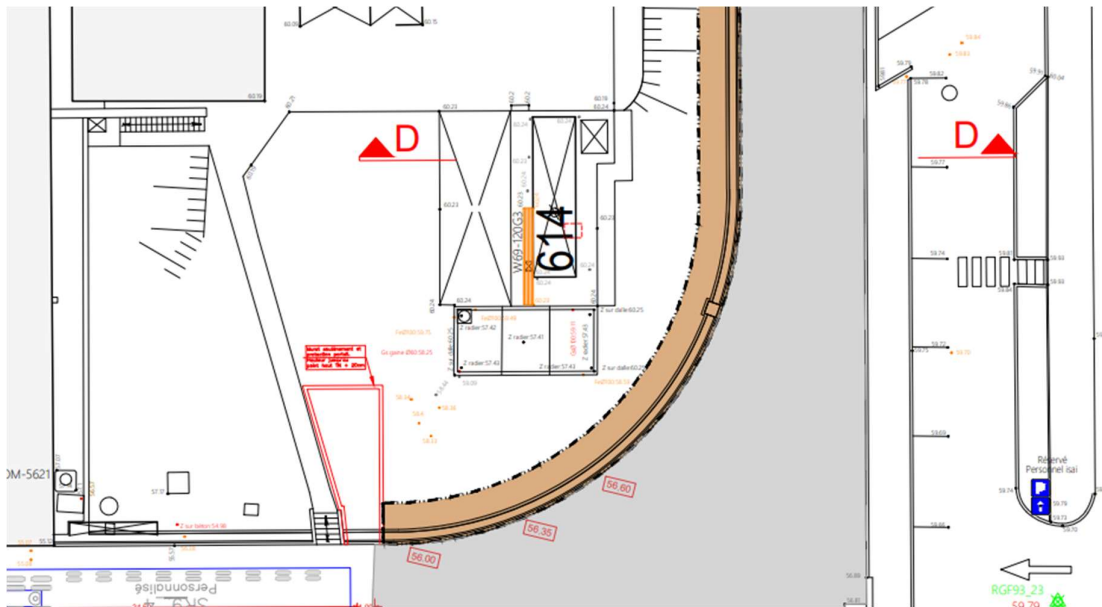


Figure 11 : Localisation de la coupe transversale DD au niveau de la zone 3 [R 3]

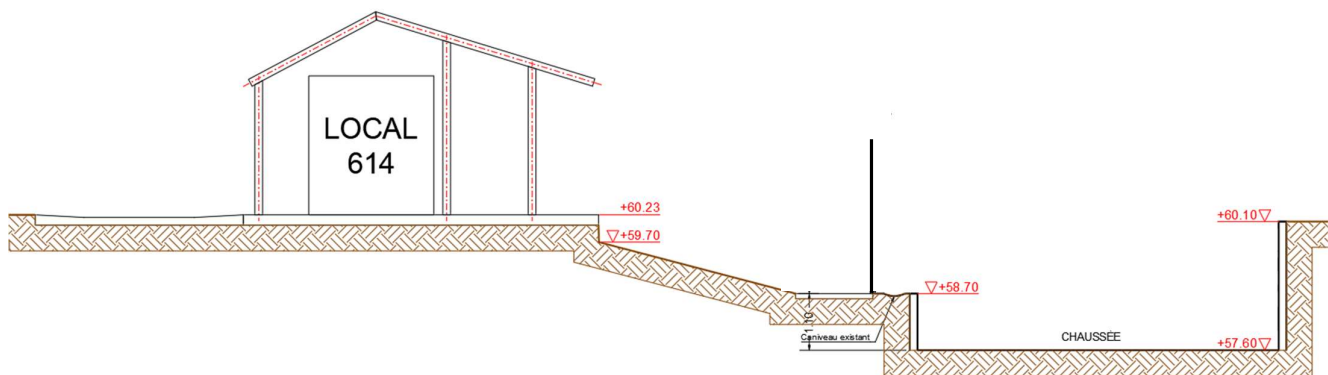


Figure 12 : Coupe-type DD sur la zone 3 [R 3]

Zones 4 et 5

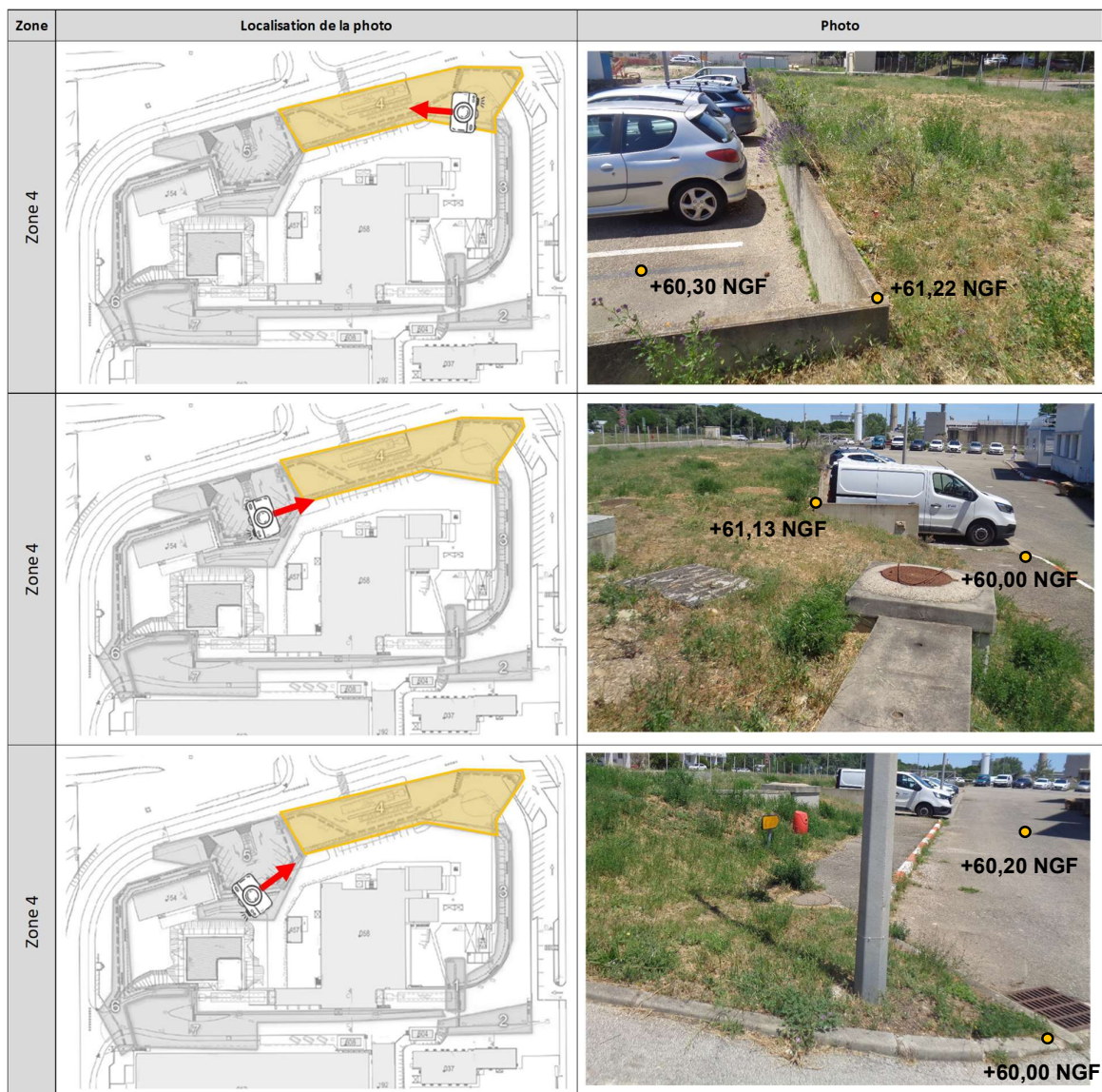


Figure 13 : Etat des lieux de l'existant_Zone 4

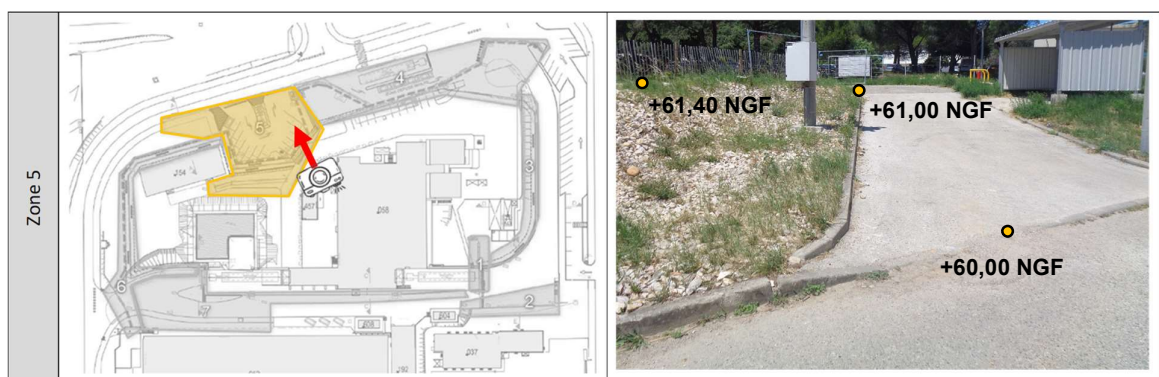


Figure 14 : Etat des lieux de l'existant_Zone 5

La zone 4 se situe au Nord de l'installation ISAI et est caractérisée par une topographie relativement plane. La zone en enrobé autour du bâtiment 058 se situe à une cote moyenne de +60,20 NGF.

Un petit muret en béton d'une hauteur d'environ 1,00 m sépare la zone de parking d'un talus à +61,00 NGF.

La zone 5 se situe entre la zone 4 et le bâtiment 154. Aucun muret n'est présent dans cette zone. Le faible dénivelé est géré par un talus d'1,50 m maximum de hauteur.

Les deux zones sont traitées conjointement car le projet prévoit la création d'un petit mur de soutènement dans le prolongement de l'actuel, à cheval sur les 2 zones, et la pose de la clôture directement sur ces deux murs.

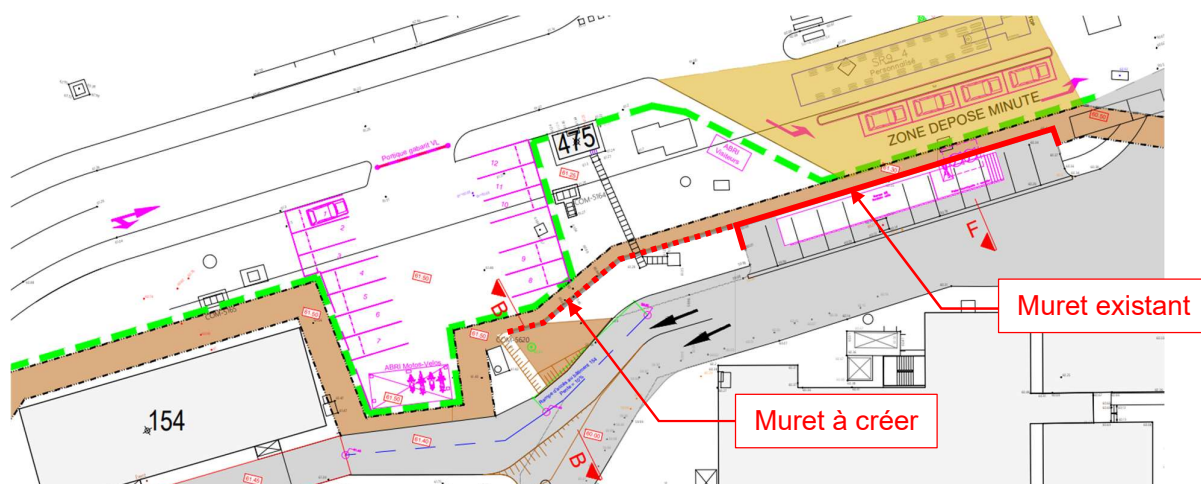


Figure 15 : Identification du muret existant et de la paroi à créer [R 3]

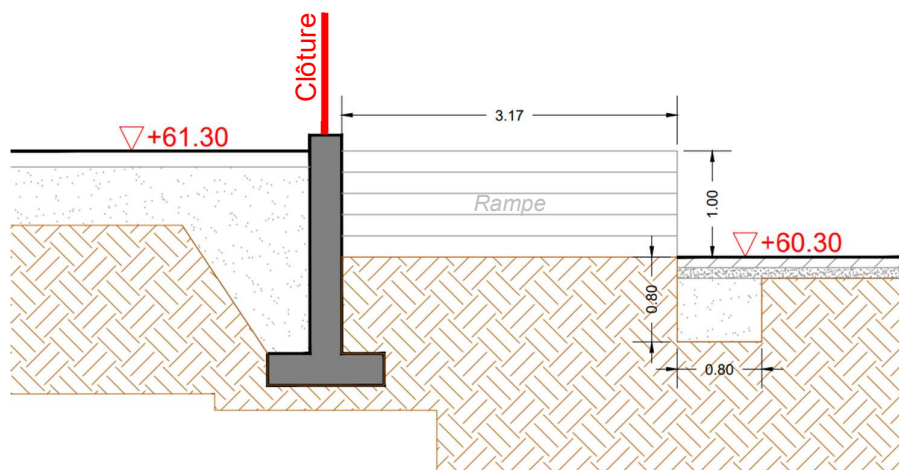


Figure 16 : Coupe-type FF sur la zone 4 [R 3]

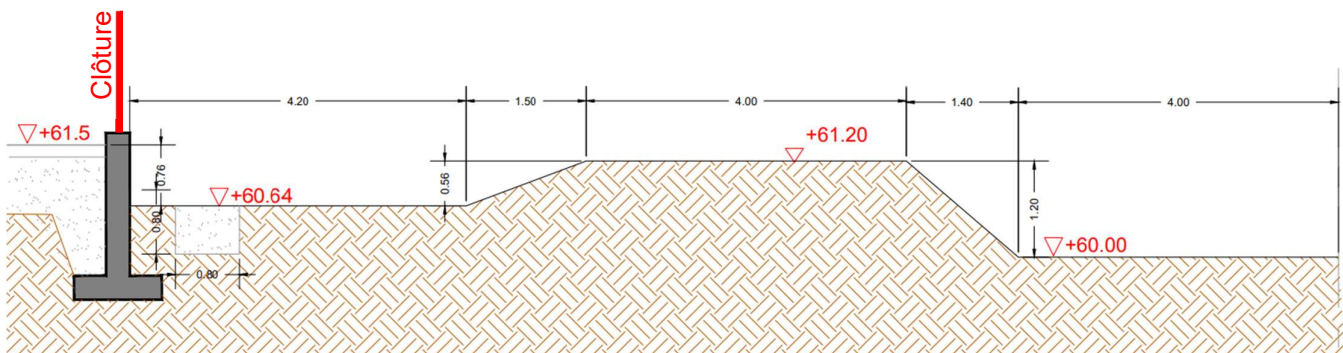


Figure 17 : Coupe BB sur la zone 5 [R 3]

Le muret existant sera conservé s'il est possible de justifier son intégrité, sa géométrie et sa résistance. Dans le cas contraire, il sera remplacé.

La hauteur maximale des terres à soutenir sur les zones 4 et 5 est de l'ordre de 1,00 m. La plateforme haute est variable, entre +61,30 et +61,50 NGF.

Zones 6 et 7

Zone	Localisation de la photo	Photo
Zone 6		

Figure 18 : Etat des lieux de l'existant_Zone 6

Zone	Localisation de la photo	Photo
Zone 7		

Figure 19 : Etat des lieux de l'existant_Zone 7

La zone 6 démarre à l'arrière du bâtiment 154 par une zone à topographie plane située vers +61,30 NGF, et se poursuit en partie Ouest de l'installation par une butte enherbée descendant en pente douce à la cote +58,80 NGF. Le pied du talus est renforcé par un muret en béton d'environ 0,80 m de hauteur délimitant la voirie en enrobé à +58,00 NGF.

La zone 7 longe le bâtiment 058 et le futur bâtiment 691 en partie Sud de l'installation, et rejoint les zones 1 et 2. Il s'agit exclusivement d'une portion en enrobé dont la cote est variable : +58,20 NGF côté Ouest, +56,40 NGF au niveau du futur bâtiment 691, +55,50 NGF au niveau du bâtiment 058.

La clôture sera installée directement dans le terrain existant au niveau de la butte de la zone 6, puis à l'arrière du caniveau derrière le muret, le long de la voirie pour l'interface entre les zones 6 et 7 (comme pour la zone 3). Un portail sera installé en travers de la zone en enrobé, au niveau du futur bâtiment 691. Le second linéaire de clôture de la zone 7 sera fondé dans l'enrobé existant le long du bâtiment 058.

Les figures suivantes présentent des coupes transversales types sur les zones 6 et 7.

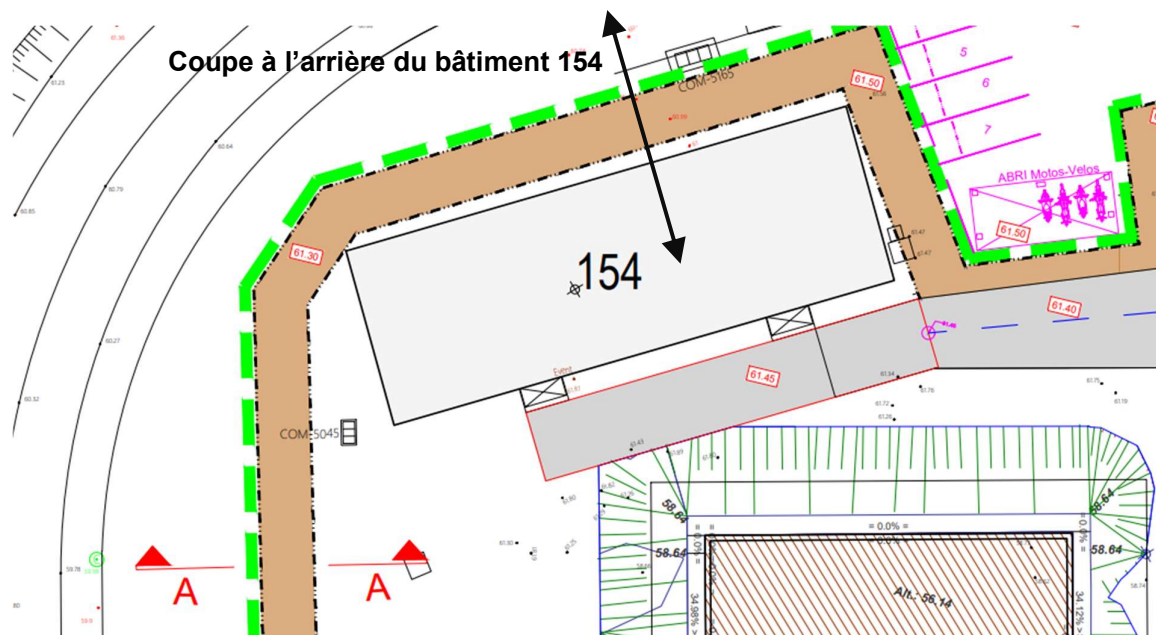
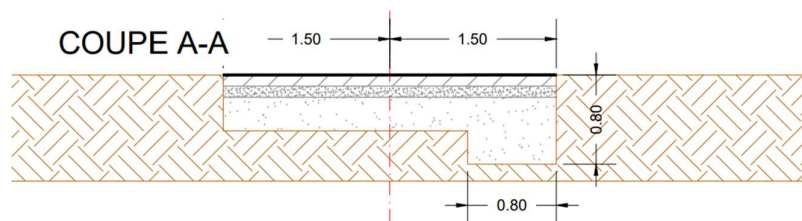


Figure 20 : Localisation de la coupe transversale AA et la coupe à l'arrière du bâtiment 154 sur la zone 6 [R 3]



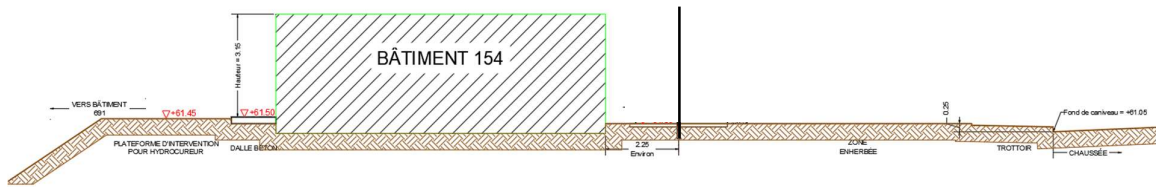


Figure 21 : Coupes-types sur la zone 6 [R 2]

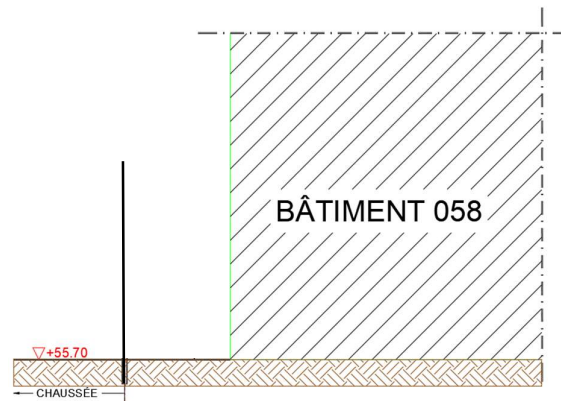


Figure 22 : Coupe-type sur la zone 7 [R 2]

2.3. Descentes de charges

La clôture est composée d'un grillage et d'une concertina supportés par deux poteaux espacés tous les 2 m. La hauteur totale du dispositif est de 3,50 m. Les caractéristiques précises de la clôture ne sont pas connues.

Le fournisseur précise cependant le poids propre de celle-ci : $F_z = 7 \text{ kN/poteau}$, soit une charge linéarisée de 3,5 kN/ml.

Bien que l'ouvrage soit constitué d'une structure ajourée, la forte densité supposée du grillage haute sécurité et la présence de barbelés en partie haute génèrent un coefficient de prise au vent très important. Compte tenu de la hauteur de l'ouvrage, l'action du vent n'engendre pas seulement une charge horizontale pure, mais crée un moment de renversement à la base de chaque poteau espacé de 2,00 m.

Par conséquent, les efforts de flexion subis par les poteaux et la poussée transmise au sol peuvent s'avérer plus dimensionnants que les efforts verticaux.

Il est donc nécessaire de les estimer.

On applique l'Eurocode 1 partie 1-4 sur les actions du vent pour trouver la pression dynamique de pointe du vent $q_p(z)$ qui s'applique sur le grillage et qui s'exprime par la relation suivante :

$$q_p(z) = (1 + 7 I_v(z)) \frac{1}{2} \rho v_m^2(z)$$

Il s'agit de la force maximale instantanée que le vent peut exercer par mètre carré sur une surface plane et fixe, perpendiculaire à son axe.

Les paramètres d'entrée sont les suivants :

	Paramètre	Valeur	Unité
Données d'entrée	Région de vent	-	2
	Catégorie de terrain	-	IIIa
	Hauteur au-dessus du sol	z	3,5
	Coefficient de direction	c_{dir}	1,00
	Coefficient de saison	c_{season}	1,00
	Coefficient d'orographie	$c_o(z)$	1,00
	Type d'orographie	-	Cas 1

Tableau 1 : Données d'entrée pour le calcul de la pression dynamique de pointe

Ces données d'entrée permettent la détermination des paramètres suivants :

	Paramètre	Expression	Valeur	Unité
Paramètres intermédiaires	Valeur de base de la vitesse de référence du vent	$v_{b,0}$	donné par le tableau 4.2 (NA)	24,00
	Vitesse de référence du vent	v_b	$v_b = c_{dir} c_{season} v_{b,0}$	24,00
	Longueur de rugosité	z_0	donné par le tableau 4.1 (NA)	0,2
	Hauteur minimale	z_{min}	donné par le tableau 4.1 (NA)	5,00
	Hauteur maximale	z_{max}	donné dans le §4.3.2 (1)	200,00
	Facteur de terrain	k_r	donné par le tableau 4.8 (NA)	0,21
	Coefficient de rugosité	$c_r(z)$	- pour $z_{min} \leq z \leq z_{max}$: $c_r(z) = k_r \ln \left(\frac{z}{z_0} \right)$ - pour $z \leq z_{min}$: $c_r(z) = c_r(z_{min})$	0,673
	Vitesse moyenne du vent	$v_m(z)$	$v_m(z) = c_r(z) c_o(z) v_b$	16,15
	Coefficient de turbulence	k_I	pour une orographie de type 'Cas 1' : $k_I = c_o(z) \left(1 - 2.10^{-4} (\log_{10}(z_0) + 3)^6 \right)$	0,970
	Intensité de la turbulence	$I_v(z)$	- pour $z_{min} \leq z \leq z_{max}$: $I_v(z) = \frac{k_I}{c_o(z) \ln(z/z_0)}$ - pour $z \leq z_{min}$: $I_v(z) = I_v(z_{min})$	0,301
	Masse volumique de l'air	ρ		1,225

Tableau 2 : Paramètres intermédiaires pour le calcul de la pression dynamique de pointe

On en déduit la pression dynamique de pointe : $q_p(z = 3,5 \text{ m}) = 0,497 \text{ kPa}$.

A partir de cette valeur, le constructeur fournit l'effort horizontal exercé par le vent sur la clôture :
 $F_y = 11,0 \text{ kN/poteau}$.

Le vent pousse de manière homogène sur toute la surface du grillage, du sol jusqu'au sommet.
Sa résultante s'applique au centre de gravité de la surface exposée, c'est-à-dire à mi-hauteur.

Le moment de renversement induit en pied de poteau M_x vaut donc :

$$M_x = F_y \times 3,50 / 2 = 11,0 \times 1,75 = 19,3 \text{ kN.m/poteau}$$

Les actions de base sans pondération sont donc les suivantes :

$F_z = 7,0 \text{ kN/poteau}$ $F_y = 11,0 \text{ kN/poteau}$ $M_x = 19,3 \text{ kN.m/poteau}$

Soit, en linéarisant par mètre linéaire de clôture :

$F_z = 3,5 \text{ kN/ml}$ $F_y = 5,5 \text{ kN/ml}$ $M_x = 9,7 \text{ kN.m/ml}$

Ces charges ne tiennent pas compte du poids de la fondation.

3. Contextes géologique, hydrogéologique et sismique de la zone d'étude

3.1. Contexte géologique général à l'échelle du Centre de Marcoule

La géomorphologie du Centre de Marcoule et de ses environs est influencée (cf. Figure 23) :

- par la *Dent-de-Marcoule* qui, avec une altitude de 221 m, est le domaine des reliefs calcaires et des éboulis de piémont qui masquent leurs affleurements. En bordure sud, ces éboulis recouvrent ou s'intercalent dans les horizons graveleux que forment les terrasses alluviales,
- par la *Colline de Monticaut* composée d'argiles et de sables fin argileux de l'Astien. Elle présente un modelé beaucoup plus arrondi que la Dent de Marcoule, et est coiffée à son sommet par les cailloutis de la terrasse villafranchienne,
- par une succession de deux terrasses subtabulaires dont la plus haute, la terrasse rissienne, est séparée de la terrasse würmienne par une rupture de pente orientée NE-SW nettement marquée,
- par la plaine alluviale du Rhône à l'est du Centre, et par la vaste plaine de Codolet au sud, comprise entre le Rhône et la Cèze.

D'une manière générale, à l'exception de la zone Nord-Est, le Centre de Marcoule est fondé sur 2 grands ensembles géologiques qui sont, du haut vers le bas :

- Les terrasses alluviales

Le Centre de Marcoule s'est développé sur 5 niveaux de formations géologiques superficielles différenciées. Quatre de ces niveaux sont des terrasses alluviales (la terrasse rissienne nommée T5, et la terrasse würmienne scindée en 3 niveaux de terrasses nommés T4, T3 et T2b) déposées par le Rhône au cours du Pléistocène.

Sur la majeure partie du site de Marcoule les terrasses alluviales correspondent à des conglomérats à galets plus ou moins sableux (lentilles éparses) et localement indurés. Leur épaisseur est très variable du fait d'une base érosive chenalissante. Elle s'établit entre 5 et 20 m. Cette formation est le réceptacle de la nappe phréatique locale.

- Le Pliocène marin

Le Pliocène marin sous-jacent est facilement identifiable avec son faciès de marne gris foncé à bleuté qui contraste avec les alluvions précédemment décrites. Cette formation constitue le substratum imperméable de la nappe phréatique. Son toit est affecté par d'importantes chenalisations et par des ravinements, se traduisant souvent par des irrégularités topographiques et par des surépaisseurs alluvionnaires.

Autour de ces deux grands ensembles géologiques, les sondages ont mis en évidence deux autres formations :

- des **colluvions** issues de l'érosion d'une part du Pliocène de la butte de Monticaut et d'autre part du Crétacé affleurant au nord du site. Ils recouvrent partiellement le Pliocène et la terrasse T5,
- Un mélange d'argiles oxydées (jaunes ou brunes) et de sable.

Ces derniers complexifient les géométries sédimentaires. On les retrouve tantôt à la base des alluvions, en partie sommitale des marnes bleues, tantôt en recouvrement des terrasses alluvionnaires.

On affecte à ces formations argilo-sableuses trois origines distinctes :

- 1- Elles sont parfois associées au lessivage de la partie supérieure des marnes bleues ; elles épousent alors la partie sommitale des marnes bleues,
- 2- Elles correspondent localement aux faciès sableux du Pliocène marin ou aux faciès continentaux (fluvatile) du Pliocène (Astien) ; elles s'observent alors localement sous la terrasse T5 et sous les colluvions,
- 3- Elles forment des épandages de colluvions sur la partie nord du site par érosion de la butte de Monticaut et des reliefs crétacés ; elles recouvrent localement la terrasse T5 (voire T4), le Pliocène continental ou encore les marnes bleues du Pliocène marin.

L'individualisation de ces trois formations argilo-sableuses est délicate à réaliser sur les coupes de sondage. Ces formations ne sont que partiellement identifiées dans les rapports d'étude disponibles. De fait, nous les regrouperons sous l'appellation « Formations argilo-sableuses » ou, de manière plus synthétique « Argiles jaunes ».

Nota : Il est important de garder en mémoire que l'appellation « Argiles jaunes » n'est pas tout à fait exacte car la formation rencontrée n'est pas purement une argile, et peut présenter localement des passages sableux. De la même manière, la couleur jaune n'est pas systématique.

La zone d'étude est située en partie Ouest du Centre de Marcoule dans la zone de transition entre la Terrasse T5 et les Colluvions du pied de la Dent de Marcoule.

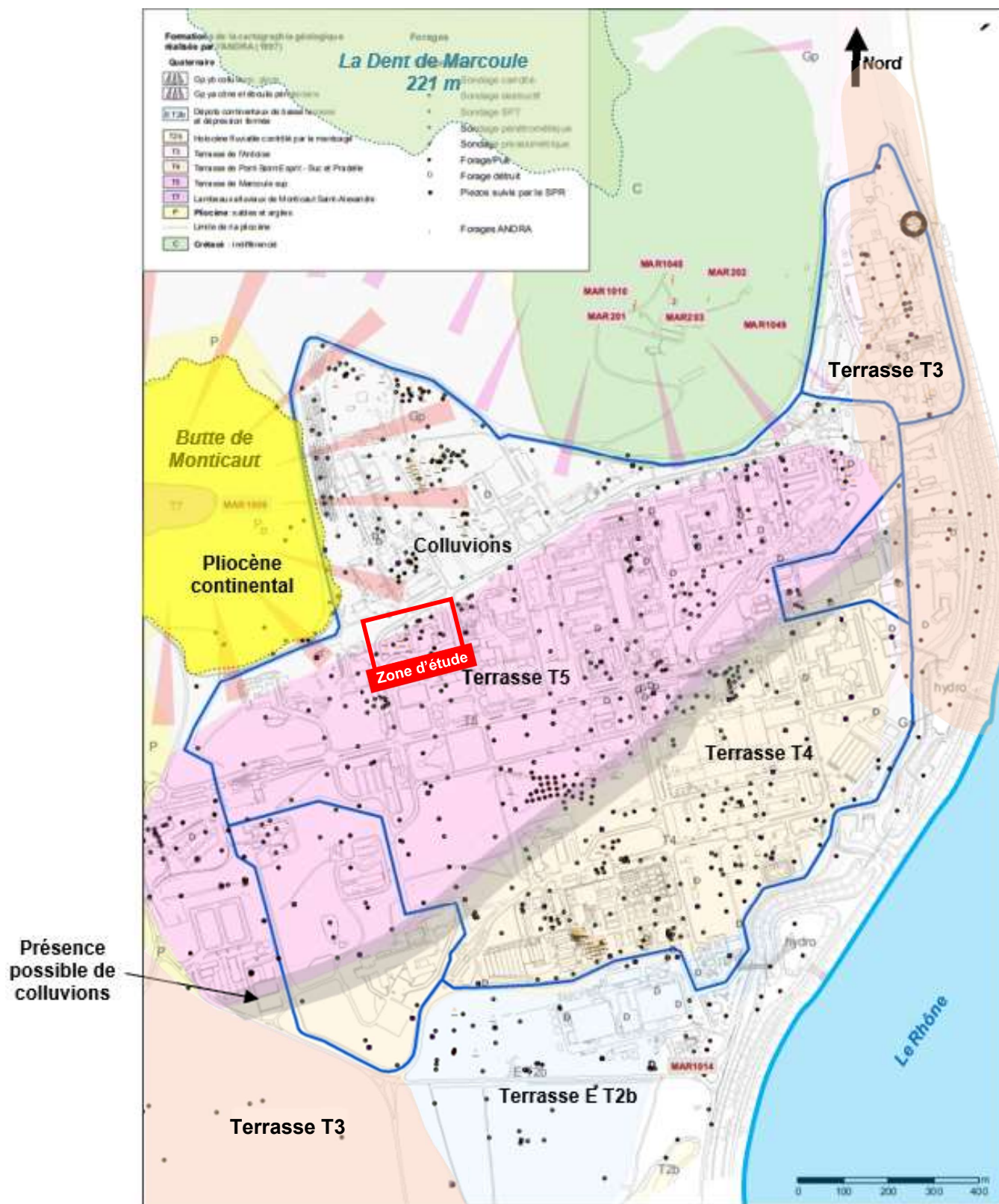


Figure 23 : Carte géologique des formations quaternaires de Marcoule

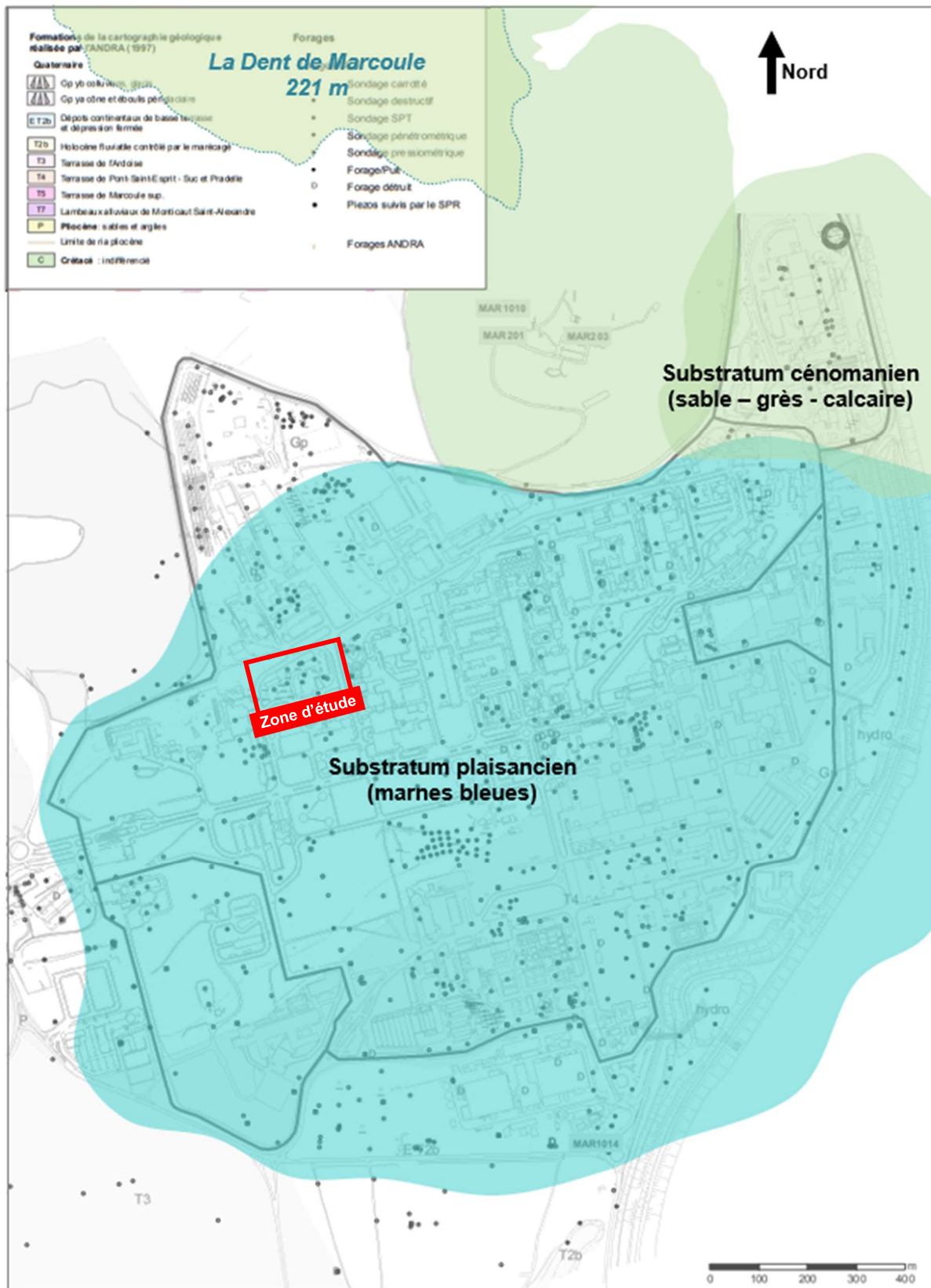


Figure 24 : Représentation schématique du substratum de Marcoule

Par la suite, nous retiendrons la nomenclature suivante pour ces formations géologiques. Cette nomenclature est rattachée essentiellement à celle de la carte géologique du BRGM (feuille d'ORANGE, n°914) :

Nom de la formation	Etage géologique			Indice	Couleur associée
	Période	Epoque	Etage		
Remblais	QUATERNAIRE	Holocène	-	Rb	
Colluvions	QUATERNAIRE	Holocène	-	Gp	
Alluvions indifférenciées	QUATERNAIRE	Pléistocène	-	T	
Formations argilo-sableuses ou Argiles jaunes	TERTIAIRE - NEOGENE	Pliocène	Plaisancien	E-p2-p1	
Substratum plaisancien (Marnes bleues)	TERTIAIRE - NEOGENE	Pliocène	Plaisancien	p1	

Tableau 3 : Nomenclature des formations géologiques attendues au droit de l'installation ISAI

D'un point de vue hydrogéologique, le Centre CEA de Marcoule est baigné par la nappe alluviale qui se développe dans les différents étages de terrasses alluvionnaires. Le substratum de l'aquifère est constitué par les Marnes bleues du Plaisancien, et par les Argiles jaunes qui les recouvrent généralement sur une épaisseur assez limitée.

Le mur des Alluvions varie grandement entre le nord du Centre où on le retrouve aux alentours de +60 NGF, et le sud du Centre où sa moyenne s'établit à +25 NGF. La piézométrie présente, de fait, un aspect assez irrégulier due à la topographie mouvementée du substratum marneux.

La carte piézométrique établie en octobre 2009 (cf. Figure 25), en période de basses eaux, montre qu'il y a de forts gradients hydrauliques sur le décrochement des terrasses, et les zones d'éboulis entre celles-ci. Au contraire, les gradients demeurent très faibles sur la terrasse haute (T5) et sur la terrasse basse (T4). Il y a quasi-indépendance de la terrasse supérieure vis-à-vis de la terrasse inférieure.

L'eau prend des directions qui peuvent varier localement en fonction de la présence de chenaux dus aux remontées du substratum marneux. Toutefois, d'une manière générale, la nappe circule librement à travers les Alluvions du Rhône de terrasse en terrasse, des réservoirs alluviaux les plus anciens (terrasses les plus hautes) vers les plus récents (terrasses les plus basses), et s'écoule librement suivant la pente générale en direction du Sud jusqu'à la plaine de Codolet.

D'après la carte de 2009, en période de basses eaux, le niveau piézométrique s'établit vers +30 NGF au droit de la terrasse basse T4, et +45 NGF au droit de la terrasse haute T5.

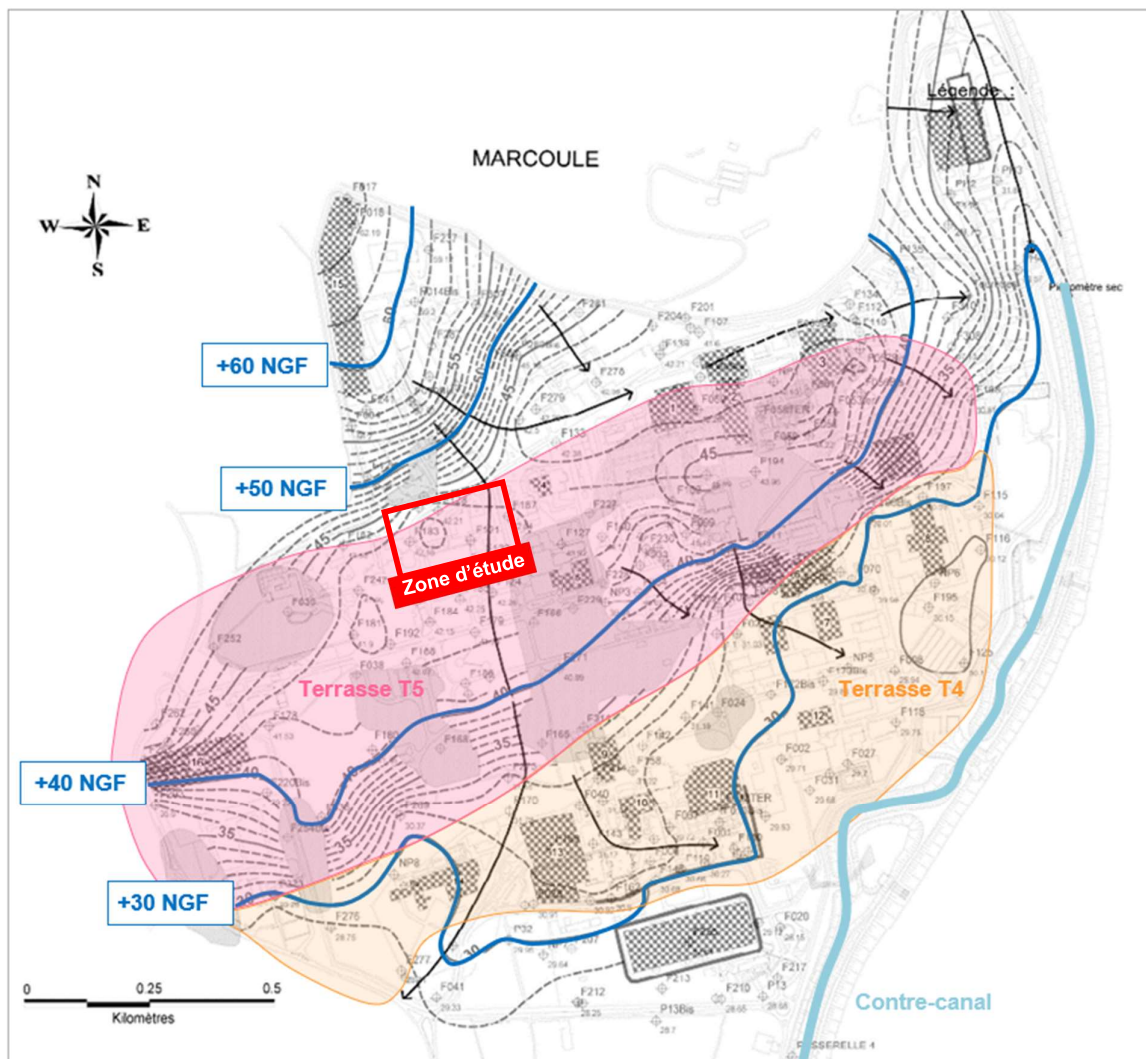


Figure 25 : Carte piézométrique sur le centre de Marcoule, basses eaux - Octobre 2009

3.2. Contexte géologique spécifique au droit du périmètre ISAI

La note de mission G5 référencée LGEN.P.431-CRA-2025-01 rédigée par GINGER CEBTP et diffusée le 08/12/2025 a établi une analyse préliminaire des données géologiques, géotechniques et géophysiques existantes dans le périmètre de l'installation ISAI.

Fin 2025, elle recensait une cinquantaine de sondages sur l'installation mais très peu voire quasiment aucun sondage au droit ou à proximité immédiate de la clôture projetée, et concluait donc sur la nécessité de réaliser une campagne de reconnaissances complémentaires.

Dans la suite, on présente le contenu de cette campagne. L'interprétation croisée de ces nouveaux sondages et des sondages d'archives permettra de vérifier la concordance des données sur le site.

3.2.1. Campagne d'investigations d'ABO ERG 2026

Dans le cadre du présent projet de clôture, une campagne d'investigations spécifiques a donc été réalisée par la société ABO ERG entre mars et juin 2026 [Référence du rapport à venir].

Cette campagne se compose de :

- **3 sondages carottés**, notés SC01ISAI à SC03ISAI, et descendus à 8 m de profondeur,
- **11 sondages pressiométriques**, notés SP01ISAI à SP11ISAI, et descendus entre 5 et 10 m de profondeur, avec des essais pressiométriques généralement tous les mètres,
- **6 fouilles à la pelle mécanique**, notées PM01ISAI à PM06ISAI, entre 1 et 2 m de profondeur. Ces fouilles ont permis le prélèvement d'échantillons pour essais en laboratoire.

Les coordonnées des sondages sont fournies dans le référentiel RGF93 CC44.

Nom du sondage selon le CEA	Ancien nom du sondage	Type de forage	Equipement / Essais in-situ	Cote TN			Prof. (m/TN)
				X (RGF93CC44)	Y (RGF93CC44)	Z_Sol (NGF)	
SC01ISAI		Carotté		1836143,70	3217431,32	59,70	8,00
SC02ISAI		Carotté		1836157,47	3217409,99	58,60	8,00
SC03ISAI		Carotté		1836062,07	3217441,19	61,40	8,00
SP01ISAI		Destructif	Pressiométrique	1836131,86	3217407,83	55,60	5,00
SP02ISAI		Destructif	Pressiométrique	1836073,22	3217394,03	55,70	5,00
SP03ISAI		Destructif	Pressiométrique	1836017,48	3217411,70	60,80	5,10
SP04ISAI		Destructif	Pressiométrique	1836028,59	3217438,74	61,30	5,00
SP05ISAI		Destructif	Pressiométrique	1836077,23	3217461,93	61,30	5,70
SP06ISAI		Destructif	Pressiométrique	1836107,26	3217478,40	61,10	4,19
SP07ISAI		Destructif	Pressiométrique	1836156,62	3217466,24	58,60	10,00
SP08ISAI		Destructif	Pressiométrique	1836145,36	3217418,83	56,00	10,00
SP09ISAI		Destructif	Pressiométrique	1836168,79	3217412,43	58,70	10,00
SP10ISAI		Destructif	Pressiométrique	1836028,01	3217393,58	59,90	10,00
SP11ISAI		Destructif	Pressiométrique	1836055,38	3217439,41	61,50	10,00
PM01ISAI		Destructif	Fouille à la pelle	1836116,01	3217483,21	61,10	2,00
PM02ISAI		Destructif	Fouille à la pelle	1836096,52	3217472,66	61,07	2,00
PM03ISAI		Destructif	Fouille à la pelle	1836048,08	3217449,06	61,50	2,30
PM04ISAI		Destructif	Fouille à la pelle	1836022,36	3217435,55	61,30	1,80
PM05ISAI		Destructif	Fouille à la pelle	1836015,90	3217422,99	61,37	1,70
PM06ISAI		Destructif	Fouille à la pelle	1836021,32	3217396,92	60,47	2,00

Tableau 4 : Caractéristiques des sondages et fouilles à la pelle de la campagne d'ABO ERG

Nota : Le nivellement des fouilles est approximatif car non communiqué par ABO ERG.

Les fouilles à la pelle ont permis le prélèvement de sacs de matériaux pour la réalisation d'essais en laboratoire. Ces essais sont exclusivement des essais d'identification GTR qui permettront de conclure sur la nature des matériaux tassés. Ils comprennent des analyses granulométriques, des teneurs en eau et des mesures de plasticité.

On précise l'implantation de ces sondages sur les 2 cartographies suivantes :

- Implantation par type de forage (carotté ou destructif),
- Implantation par type d'essai.

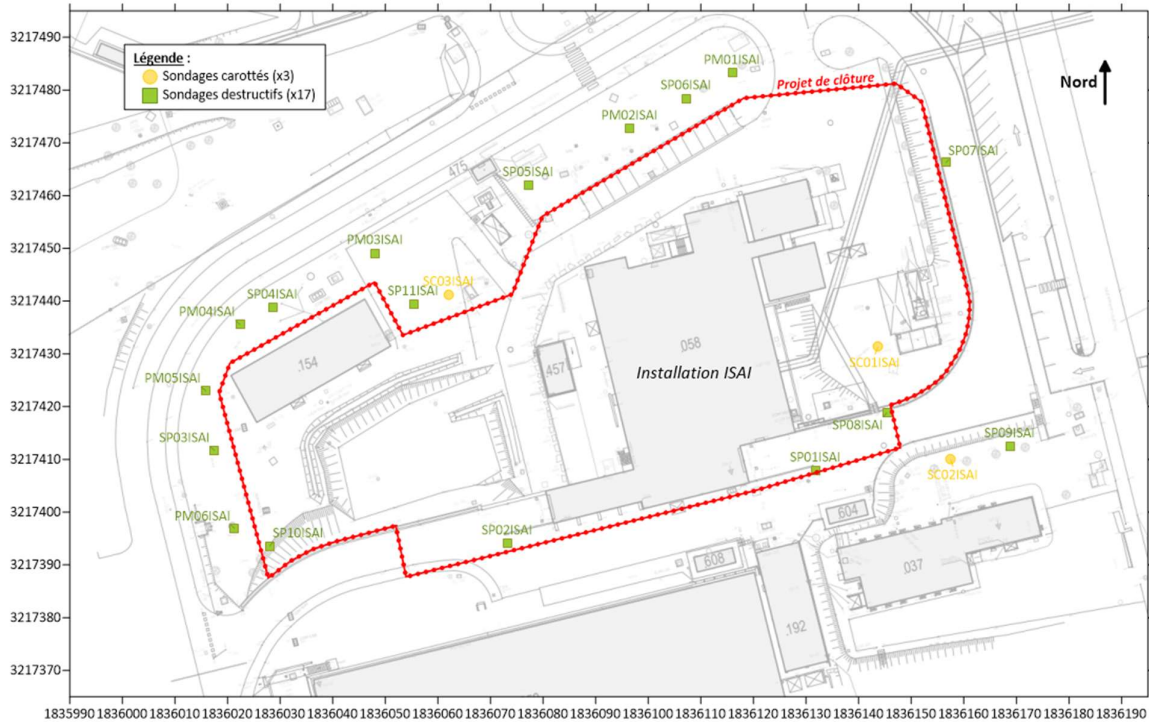


Figure 26 : Plan d'implantation des sondages d'ABO ERG par type de forage

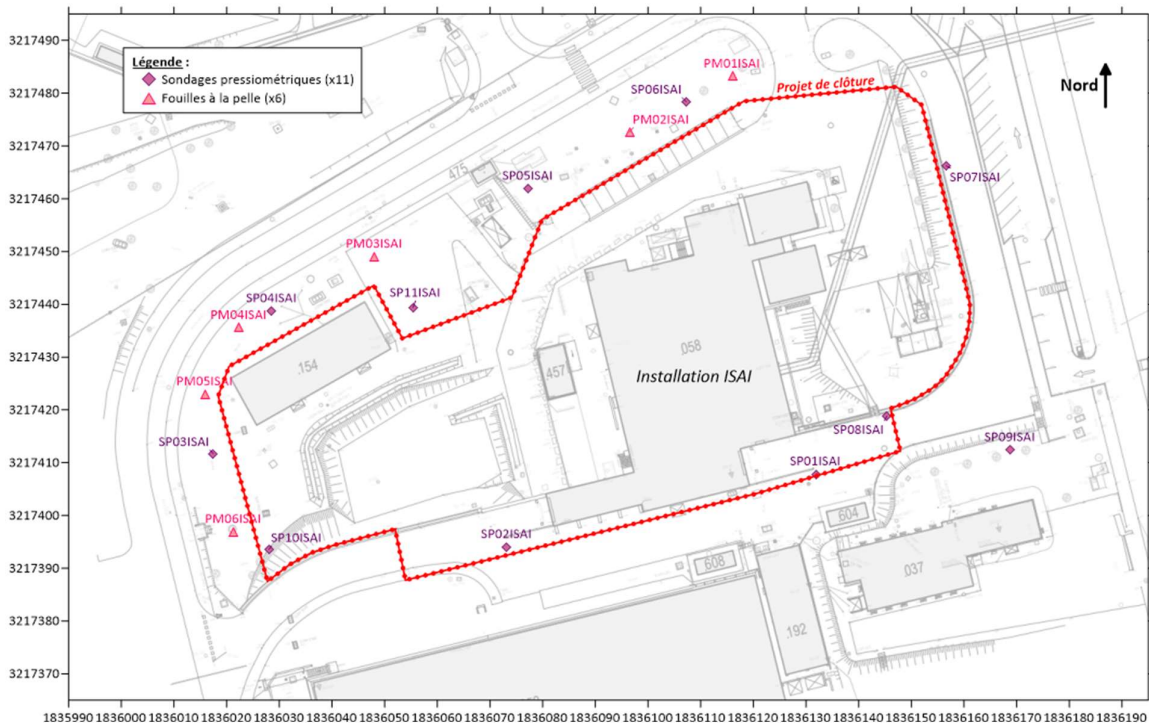


Figure 27 : Plan d'implantation des sondages d'ABO ERG par type d'essai

3.2.2. Analyse de l'ensemble des investigations disponibles

3.2.2.1. Listing des données d'archives disponibles sur le périmètre d'étude

Dans la note GINGER [R 4], 50 sondages ont été recensés au droit ou à proximité du projet. Après une analyse de la fiabilité sur la base des informations disponibles sur les procès-verbaux et dans les rapports associés, 7 sondages ont été écartés.

Les caractéristiques des différents sondages retenus (entreprise, nom, année, coordonnées X, Y, Z, profondeur, inclinaison, ...) sont détaillées dans le tableau suivant. Leur position est reportée sur la figure suivante. Les données en bleu ont été estimées.

Nota : Il y a un décalage significatif vers le Nord-Est des sondages de la compagnie de FONDASOL de 2023 par rapport à leur plan d'implantation. Ceci est dû notamment à la conversion du système de coordonnées.

Société	Année	Réf. Rapport/Etude	Nom du sondage selon le CEA	Ancien nom du sondage	Type de forage	Equipement / Essais in-situ	Cote TN				Prof. (m/TN)
							X (RGF93CC44)	Y (RGF93CC44)	Z_Sol (NGF)	Z_officiel (NGF)	
SIMECSOL	1980	M.085.044		FP1	Destructif	Pressiométrique	1836098,70	3217425,11	58,82		17,30
				FP2	Destructif	Pressiométrique	1836107,53	3217447,87	59,90		14,20
				FP3	Destructif	Pressiométrique	1836116,59	3217410,96	58,26		12,40
SIF - BACHY	1979	61.1.3611		F121	Carotté	Piezomètre	1836124,02	3217395,06	55,64	55,71	17,00
				F128	Carotté	Piezomètre	1836067,62	3217455,53	61,24	61,31	28,00
AQUAVIVA	1954	A3 / R.9062	S12	218	Carotté		1836175,68	3217462,57	58,80	58,87	44,25
ERG	2004	04LS202Aa	SC078	CH1a	Carotté	Cross/Down Hole	1836087,34	3217465,34	61,01	61,21	36,00
			SD316	CH1b	Destructif	Cross/Down Hole	1836092,17	3217466,91	60,99	61,06	36,00
			SD317	CH1c	Destructif	Cross/Down Hole	1836096,91	3217468,43	61,07	61,14	36,00
			SD318 SPT	SPT1	Destructif	SPT	1836122,16	3217475,64	60,34	60,40	20,60
			SD319 SPT	SPT2	Destructif	SPT	1836141,66	3217438,71	60,08	60,15	17,60
			SD320 SPT	SPT3	Destructif	SPT	1836130,41	3217405,92	55,54	55,60	15,60
FUGRO	2001	14M-0274-a00	SC046	C1	Carotté		1836021,40	3217421,83	61,37	61,43	26,40
			SC047	C2	Carotté		1836053,86	3217431,38	61,24	61,30	29,50
			SC048	C3	Carotté		1836067,97	3217447,66	60,54	60,60	30,00
			SC049	C4	Carotté		1836075,09	3217409,19	60,24	60,30	27,30
			SC050	C5	Carotté		1836048,88	3217406,32	60,85	60,91	26,20
			SC051	C6	Carotté		1836023,67	3217402,92	60,47	60,53	27,30
			SC052	C7	Carotté		1836059,78	3217420,56	60,97	61,03	28,50
			SP064	EP1	Destructif	Pressiométrique	1836039,64	3217413,12	61,12	61,18	29,50
			SP065	EP2	Destructif	Pressiométrique	1836066,67	3217425,52	61,00	61,06	28,59
			F303	P1	Carotté	Piezomètre	1836019,45	3217458,29	63,22	63,22	23,00
			F304	P2	Carotté	Piezomètre	1836070,81	3217384,32	55,79		19,00
			SP221	SP3	Destructif	Pressiométrique	1836151,26	3217440,55	59,87	59,94	8,00
FONDASOL	2013	EA.13-0151	SP222	SP1	Destructif	Pressiométrique	1836155,42	3217432,59	58,43	58,50	8,00
			SP223	SP2	Destructif	Pressiométrique	1836148,24	3217435,85	59,41	59,48	8,00
			SC1-15	SC1	Carotté		1836082,00	3217410,00	60,10		15,00
FONDASOL	2015	EA.15-0058	SC2-15	SC2	Carotté		1836081,00	3217415,00	60,12		15,00
			SP3-15	SP3	Destructif	Pressiométrique	1836083,50	3217408,00	60,10		15,00
			SP4-15	SP4	Destructif	Pressiométrique	1836082,50	3217402,00	54,95		15,00
			SP5-15	SP5	Destructif	Pressiométrique	1836090,00	3217398,00	54,39		6,00
			SP6-15	SP6	Destructif	Pressiométrique	1836097,00	3217400,00	54,39		18,00
				SP1	Destructif	Pressiométrique	1836050,00	3217400,50		58,50	15,00
FONDASOL	2023	PR.84GT.23.0187-001		SP2	Destructif	Pressiométrique	1836065,00	3217413,50		58,50	15,00
				PM1	Destructif	Fouille à la pelle	1836044,50	3217401,00		58,50	1,00
				PM2	Destructif	Fouille à la pelle	1836055,00	3217419,00		58,50	0,60
			F183	F183	Destructif	Piezomètre	1836003,04	3217392,50	59,52	59,59	22,50
BRGM - Roudil	1986	86 SGN 697 LRO EAU	F183	F183	Destructif	Piezomètre	1836003,04	3217392,50	59,52	59,59	22,50
GEOTEC	2019	17.06200.MONTP IND A - RFI	NP25	NP25	Carotté	Piezomètre	1836000,74	3217436,45	63,24	63,24	23,00
			SC178	SC1	Carotté		1835984,29	3217418,18	62,48	62,55	15,00
FONDASOL	2014	CR.13-0258	SP237	PR2	Destructif	Pressiométrique	1835993,29	3217429,42	62,26	62,33	20,00
			SPT027	SPT2	Destructif	SPT	1835991,28	3217410,19	62,47	62,54	15,80
			SPT083	BNJ05	Carotté	SPT	1835999,31	3217443,16	63,00	63,00	20,45
GEOTEC	2019	17.06200.MONTP Ind A - G5	SPT084	BNJ06	Carotté	SPT	1835988,63	3217392,33	59,81	59,81	20,45

Tableau 5 : Données d'archives recensées sur le périmètre ISAI

On en précise l'implantation sur les 2 cartographies suivantes :

- Implantation par type de forage (carotté ou destructif),
- Implantation par type d'essai.

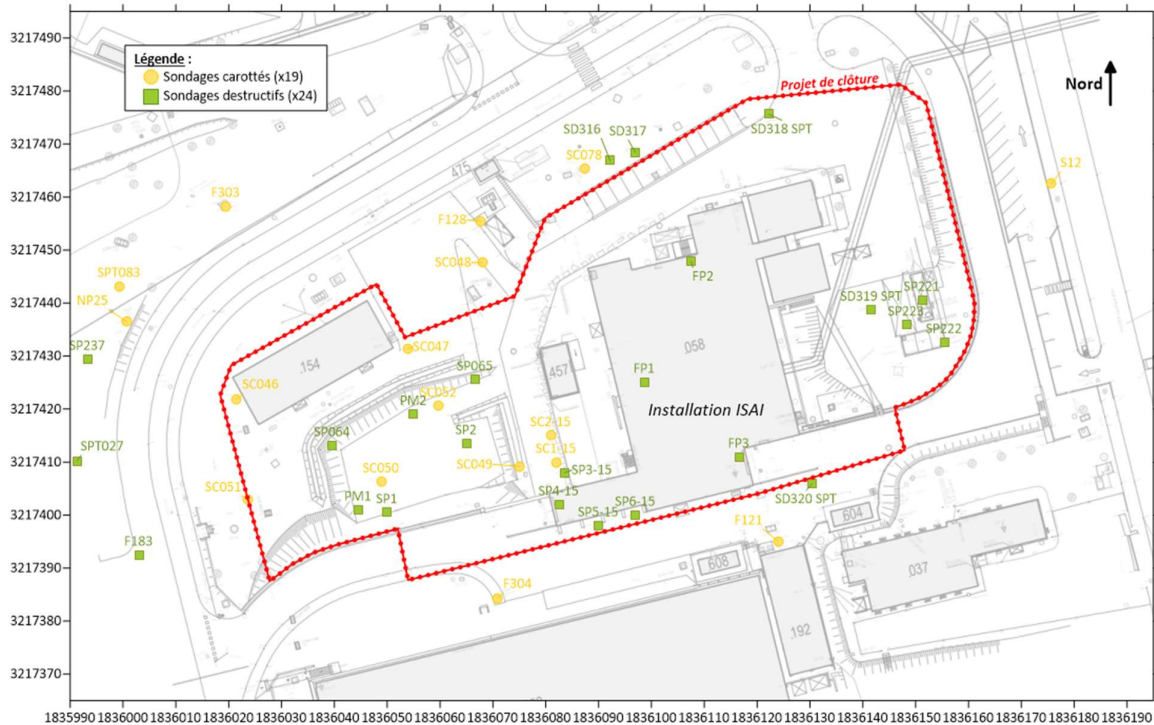


Figure 28 : Plan d'implantation des sondages d'archives par type de forage

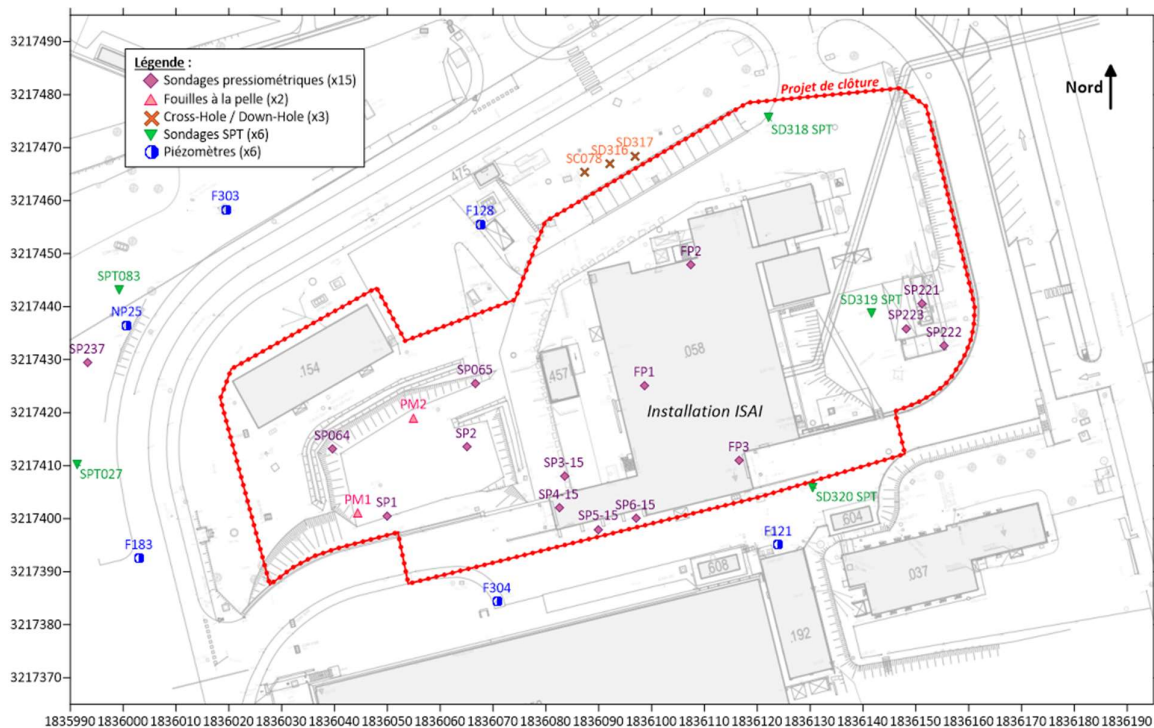


Figure 29 : Plan d'implantation des sondages d'archives par type d'essai

3.2.2.2. Formations en présence et synthèse géologique

L'ensemble des sondages a mis en évidence la présence des 4 formations suivantes au droit de la zone d'étude, du haut vers le bas :

- Les **Remblais Rb** : Ils sont composés de sable graveleux à galets et de limons sablo-graveleux. Ils sont très probablement issus des Alluvions sous-jacentes. Il n'est pas aisé d'en faire la distinction dans les sondages carottés.



Figure 30 : Photographie issue du sondage carotté SC02ISAI, entre 0,00 et 1,00 m de profondeur [Rapport ERG]

- Les **Alluvions quaternaires indifférenciées T** : elles sont principalement composées de grave grossière et de sable beige à marron, l'ensemble étant souvent limoneux voire très limoneux. Les sondages carottés mentionnent la présence régulière de galets.



Figure 31 : Photographie issue du sondage carotté SC1-15, entre 7,50 et 8,50 m de profondeur [Archive FONDASOL 2015]



Figure 32 : Photographie issue du sondage carotté SC1-15, entre 10,50 et 11,50 m de profondeur [Archive FONDASOL 2015]

- Le **substratum plaisancien**, mis en évidence uniquement dans les sondages d'archives, qui se décompose en 2 faciès :
 - Les **Argiles jaunes E-p2-p1**, issues du lessivage du toit des marnes bleues sous-jacentes ou bien associées aux faciès continentaux du Pliocène (Astien). Cette couche n'est pas observée de manière systématique dans tous les sondages. Lorsqu'elle est présente, elle a une épaisseur de 0,10 à 2,00 m, avec une épaisseur moyenne de l'ordre de 0,80 m. Elles se caractérisent par une argile parfois sableuse, parfois marneuse, jaune à marron.
 - Les **Marnes bleues du Pliocène marin p1**, dont les forages en ont reconnu jusqu'à 28 m d'épaisseur, avec une moyenne à 5,00 m. La base de la formation n'a pas été atteinte. Elles se caractérisent par une marne argileuse à argile marneuse gris bleuté, moyennement consistante.

Les sondages aussi bien carottés que pressiométriques ne permettent pas une distinction claire des remblais et des alluvions, horizons de même nature géologique. Par conséquent, nous faisons le choix de retenir une formation unique appelée « quaternaire indifférencié ».

La stratigraphie retenue au droit de chaque sondage est reportée dans le tableau suivant :

			QUATENAIRE INDIFFERENCIE			NEOGENE - Plaisancien							
			Remblais et Alluvions indifférenciés			Argiles jaunes			Marnes bleues				
Nom sondage	Type de forage	Cote TN (NGF)	Rb-T			E-p2-p1			p1			Cote fin de sondage (NGF)	Fin de sondage (m)
			Cote Toit (NGF)	Cote Mur (NGF)	Epaisseur (m)	Cote Toit (NGF)	Cote Mur (NGF)	Epaisseur (m)	Cote Toit (NGF)	Cote Mur (NGF)	Epaisseur (m)		
SC01ISAI	Carotté	59,70	59,70	51,70	8,00							51,70	8,00
SC02ISAI	Carotté	58,60	58,60	50,60	8,00							50,60	8,00
SC03ISAI	Carotté	61,40	61,40	53,40	8,00							53,40	8,00
SP01ISAI	Destructif	55,60	55,60	50,60								50,60	5,00
SP02ISAI	Destructif	55,70	55,70	50,70								50,70	5,00
SP03ISAI	Destructif	60,80	60,80	55,70								55,70	5,10
SP04ISAI	Destructif	61,30	61,30	56,30								56,30	5,00
SP05ISAI	Destructif	61,30	61,30	55,60								55,60	5,70
SP06ISAI	Destructif	61,10	61,10	56,91								56,91	4,19
SP07ISAI	Destructif	58,60	58,60	48,60	10,00							48,60	10,00
SP08ISAI	Destructif	56,00	56,00	46,00	10,00							46,00	10,00
SP09ISAI	Destructif	58,70	58,70	48,70	10,00							48,70	10,00
SP10ISAI	Destructif	59,90	59,90	49,90	10,00							49,90	10,00
SP11ISAI	Destructif	61,50	61,50	51,50	10,00							51,50	10,00
PM01ISAI	Destructif	61,10	61,10	59,10	2,00							59,10	2,00
PM02ISAI	Destructif	61,07	61,07	59,07	2,00							59,07	2,00
PM03ISAI	Destructif	61,50	61,50	59,20	2,30							59,20	2,30
PM04ISAI	Destructif	61,30	61,30	59,50	1,80							59,50	1,80
PM05ISAI	Destructif	61,37	61,37	59,67	1,70							59,67	1,70
PM06ISAI	Destructif	60,47	60,47	58,47	2,00							58,47	2,00
FP1	Destructif	58,82	58,82	41,52	17,30							41,52	17,30
FP2	Destructif	59,90	59,90	45,70	14,20							45,70	14,20
FP3	Destructif	58,26	58,26	45,86	12,40							45,86	12,40
F1	Destructif	59,41										38,41	21,00
F2	Destructif	59,08										38,08	21,00
F121	Carotté	55,64	55,64	39,84	15,80	39,84	39,24	0,60	39,24	38,64	0,60	38,64	17,00
F128	Carotté	61,24	61,24	35,74	25,50	35,74	35,44	0,30	35,44	33,24	2,20	33,24	28,00
S12	Carotté	58,80	58,80	43,45	15,35	43,45	42,60	0,85	42,60	14,55	28,05	14,55	44,25
SC078	Carotté	61,01	61,01	25,01	36,00							25,01	36,00
SD316	Destructif	60,99	60,99	36,99	24,00				36,99	24,99	12,00	24,99	36,00
SD317	Destructif	61,07	61,07	38,07	23,00				38,07	25,07	13,00	25,07	36,00
SD318 SPT	Destructif	60,34	60,34	40,34	20,00				40,34	39,74	0,60	39,74	20,60
SD319 SPT	Destructif	60,08	60,08	44,08	16,00	44,08	43,08	1,00	43,08	42,48	0,60	42,48	17,60
SD320 SPT	Destructif	55,54	55,54	41,04	14,50	41,04	40,94	0,10	40,94	39,94	1,00	39,94	15,60
SC046	Carotté	61,37	61,37	39,07	22,30	39,07	38,37	0,70	38,37	34,97	3,40	34,97	26,40
SC047	Carotté	61,24	61,24	35,74	25,50	35,74	35,44	0,30	35,44	31,74	3,70	31,74	29,50
SC048	Carotté	60,54	60,54	34,54	26,00				34,54	30,54	4,00	30,54	30,00
SC049	Carotté	60,24	60,24	39,84	20,40	39,84	39,24	0,60	39,24	32,94	6,30	32,94	27,30
SC050	Carotté	60,85	60,85	38,10	22,75				38,10	34,65	3,45	34,65	26,20
SC051	Carotté	60,47	60,47	38,17	22,30	38,17	37,02	1,15	37,02	33,17	3,85	33,17	27,30
SC052	Carotté	60,97	60,97	37,57	23,40	37,57	37,17	0,40	37,17	32,47	4,70	32,47	28,50
SP064	Destructif	61,18	61,18	37,78	23,40				37,78	31,68	6,10	31,68	29,50
SP065	Destructif	61,06	61,06	38,26	22,80				38,26	32,47	5,79	32,47	28,59
F303	Carotté	63,22	63,22	41,22	22,00				41,22	40,22	1,00	40,22	23,00
F304	Carotté	55,79	55,79	39,29	16,50	39,29	37,29	2,00	37,29	36,79	0,50	36,79	19,00
SP221	Destructif	59,94	59,94	51,94	8,00							51,94	8,00
SP222	Destructif	58,50	58,50	50,50	8,00							50,50	8,00
SP223	Destructif	59,48	59,48	51,48	8,00							51,48	8,00
SC1-15	Carotté	60,10	60,10	45,10	15,00							45,10	15,00
SC2-15	Carotté	60,12	60,12	45,12	15,00							45,12	15,00
SP3-15	Destructif	60,10	60,10	45,10	15,00							45,10	15,00
SP4-15	Destructif	54,95	54,95	39,95	15,00							39,95	15,00
SP5-15	Destructif	54,39	54,39	48,39	6,00							48,39	6,00
SP6-15	Destructif	54,39	54,39	41,39	13,00	41,39	40,89	0,50	40,89	36,39	4,50	36,39	18,00
SP1	Destructif	58,50	58,50	43,50	15,00							43,50	15,00
SP2	Destructif	58,50	58,50	43,50	15,00							43,50	15,00
PM1	Destructif	58,50	58,50	57,50	1,00							57,50	1,00
PM2	Destructif	58,50	58,50	57,90	0,60							57,90	0,60
F183	Destructif	59,52	59,52	38,67	20,85	38,67	37,92	0,75	37,92	37,02	0,90	37,02	22,50
NP25	Carotté	63,24	63,24	42,24	21,00	42,24	40,24	2,00				40,24	23,00
SC178	Carotté	62,48	62,48	47,48	15,00							47,48	15,00
SP237	Destructif	62,26	62,26	42,26	20,00							42,26	20,00
SPT027	Destructif	62,47	62,47	46,67	15,80							46,67	15,80
SPT083	Carotté	63,00	63,00	42,55	20,45							42,55	20,45
SPT084	Carotté	59,81	59,81	39,36	20,45							39,36	20,45

Tableau 6 : Stratigraphie retenue dans les sondages d'ABO ERG et les sondages d'archives

3.2.2.3. Coupe géologique retenue au droit de chacune des zones d'étude

Le substratum plaisancien a été reconnu dans les sondages d'archives entre +35,7 et +44,1 NGF, soit à une cote moyenne de +39,5 NGF, c'est-à-dire près de 20 m sous le terrain naturel.

Dans ces conditions, seule la formation quaternaire indifférenciée va intéresser le projet.

3.3. Contexte hydrogéologique de la zone d'étude

Aucune étude spécifique n'a été faite pour ce projet de clôture. Toutefois, d'après la carte piézométrique en basses eaux d'octobre 2009 (Figure 25), le niveau de la nappe dans les alluvions est attendu vers +43 NGF, soit environ 17 m sous le terrain naturel.

La nappe n'impacte donc pas le projet.

3.4. Contexte sismique de la zone d'étude

D'un point de vue sismique, le site de Marcoule est classé en zone de sismicité 3 - aléa « modéré » d'après les décrets n° 2010-1254 et 2010-1255 du 22 octobre 2010.

L'ouvrage à construire n'est pas un bâtiment. Par la suite, il sera considéré un ouvrage dit « à risque normal » de catégorie d'importance I d'après l'arrêté du 22 octobre 2010 (à confirmer par le CEA).

Selon l'EUROCODE 8, pour les ouvrages de catégorie d'importance I, l'aléa sismique (y compris l'étude de la liquéfaction des sols) n'a pas besoin d'être pris en compte quelle que soit la zone de sismicité :

Zones de sismicité	Catégories d'importance de bâtiment			
	I	II	III	IV
Zone 1	non	non	non	non
Zone 2	non	non	oui	oui
Zone 3	non	oui	oui	oui
Zone 4	non	oui	oui	oui
Zone 5	non	oui	oui	oui

Tableau 7 : Prise en compte du risque sismique en fonction de la zone de sismicité et de la catégorie d'importance du bâtiment

4. Analyse des reconnaissances géotechniques in-situ et en laboratoire

Cette partie est consacrée à l'analyse des sondages pressiométriques et des essais en laboratoire.

4.1. Synthèse des essais pressiométriques

Nous avons effectué une analyse statistique des essais pressiométriques après rapprochement avec la stratigraphie retenue. Les sondages utilisés dans le cadre de cette analyse sont reportés dans le tableau suivant et sur la Figure 33. Nous n'avons retenu que les sondages pressiométriques au droit ou à proximité immédiate de la future clôture.

Nom du sondage selon le CEA	Ancien nom du sondage	Type de forage	Equipement / Essais in-situ	Cote TN			Prof. (m/TN)
				X (RGF93CC44)	Y (RGF93CC44)	Z_Sol (NGF)	
SP01ISAI		Destructif	Pressiométrique	1836131,86	3217407,83	55,60	5,00
SP02ISAI		Destructif	Pressiométrique	1836073,22	3217394,03	55,70	5,00
SP03ISAI		Destructif	Pressiométrique	1836017,48	3217411,70	60,80	5,10
SP04ISAI		Destructif	Pressiométrique	1836028,59	3217438,74	61,30	5,00
SP05ISAI		Destructif	Pressiométrique	1836077,23	3217461,93	61,30	5,70
SP06ISAI		Destructif	Pressiométrique	1836107,26	3217478,40	61,10	4,19
SP07ISAI		Destructif	Pressiométrique	1836156,62	3217466,24	58,60	10,00
SP08ISAI		Destructif	Pressiométrique	1836145,36	3217418,83	56,00	10,00
SP09ISAI		Destructif	Pressiométrique	1836168,79	3217412,43	58,70	10,00
SP10ISAI		Destructif	Pressiométrique	1836028,01	3217393,58	59,90	10,00
SP11ISAI		Destructif	Pressiométrique	1836055,38	3217439,41	61,50	10,00
SP221	SP3	Destructif	Pressiométrique	1836151,26	3217440,55	59,94	8,00
SP222	SP1	Destructif	Pressiométrique	1836155,42	3217432,59	58,50	8,00
SP223	SP2	Destructif	Pressiométrique	1836148,24	3217435,85	59,48	8,00
SP4-15	SP4	Destructif	Pressiométrique	1836082,50	3217402,00	54,95	15,00
SP5-15	SP5	Destructif	Pressiométrique	1836090,00	3217398,00	54,39	6,00
SP6-15	SP6	Destructif	Pressiométrique	1836097,00	3217400,00	54,39	18,00
SP1	SP1	Destructif	Pressiométrique	1836050,00	3217400,50	58,50	15,00

Tableau 8 : Liste des sondages pressiométriques utilisés dans le cadre de l'analyse statistique

Les sondages du projet sont surlignés en jaune.

Afin de garantir la représentativité des données géotechniques, le découpage initial du site en 7 zones a été optimisé pour la phase de synthèse. Certaines zones limitrophes ont été regroupées. Cette approche permet de pallier la densité plus faible des sondages pressiométriques sur certains secteurs (exemple de la zone 3) et d'assurer une interprétation cohérente des paramètres de sol pour l'ensemble du linéaire de la clôture.

Ainsi, les zones 1 à 3 ont été regroupées, tout comme les zones 4 et 5.

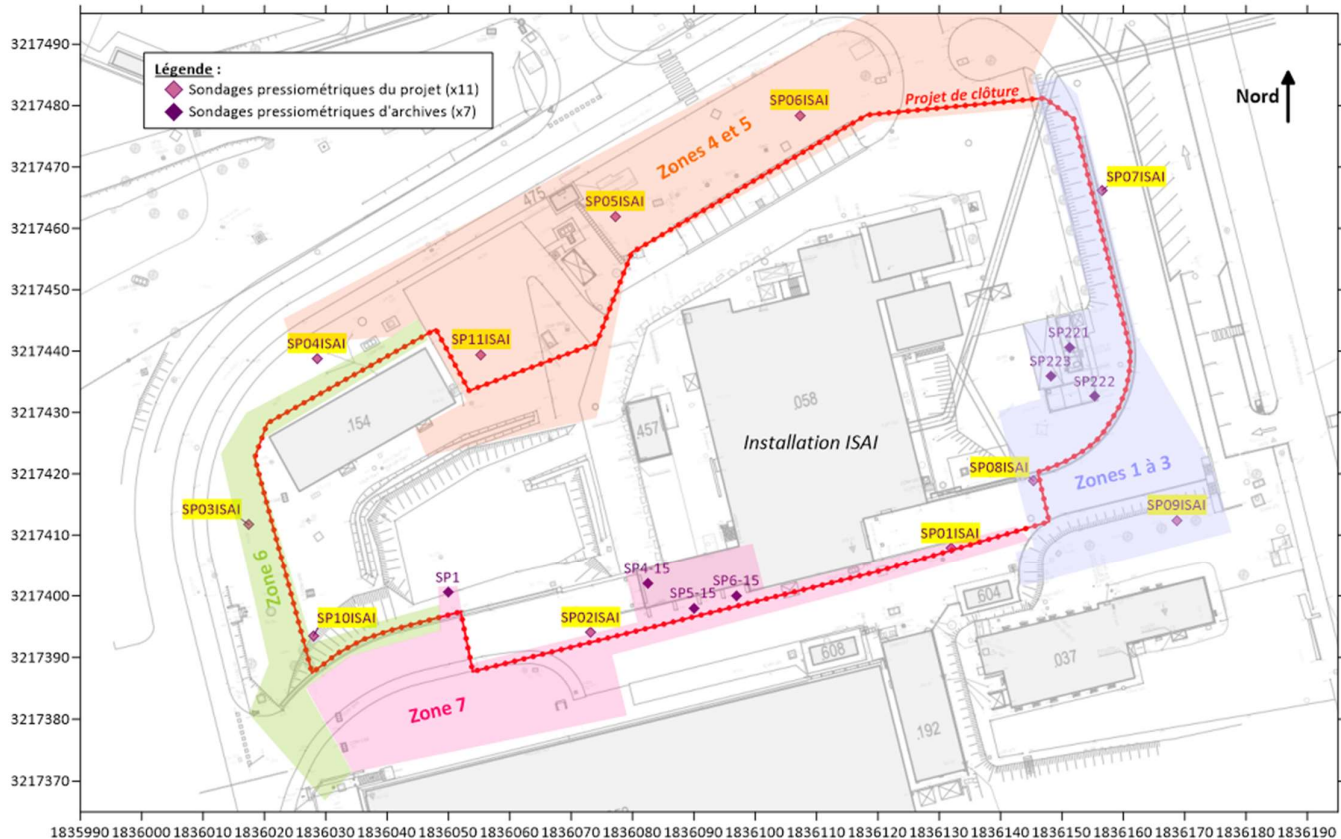


Figure 33 : Localisation des sondages pressiométriques utilisés dans le cadre de l'analyse statistique

Nous avons reporté sur la Figure 34 les graphiques de distribution des essais pressiométriques en fonction de la pression limite pl^* , du module pressiométrique E_m et de la cote NGF des essais de l'ensemble des sondages pressiométriques listés précédemment.

Ces graphiques ont été établis à partir de 133 essais pressiométriques réalisés dans 18 sondages différents.

Sur le premier graphique, les essais ont été dispatchés par zone.

Nota :

- Aucune valeur n'a été écartée,
- Il n'a pas été effectué d'extrapolation de la pression limite pl^* lorsque celle-ci était limitée par la capacité propre de l'appareillage de mesure (essais à 50 bars selon la norme de réalisation des essais pressiométriques),
- Il n'a pas été effectué de limitation du module pressiométrique E_m .

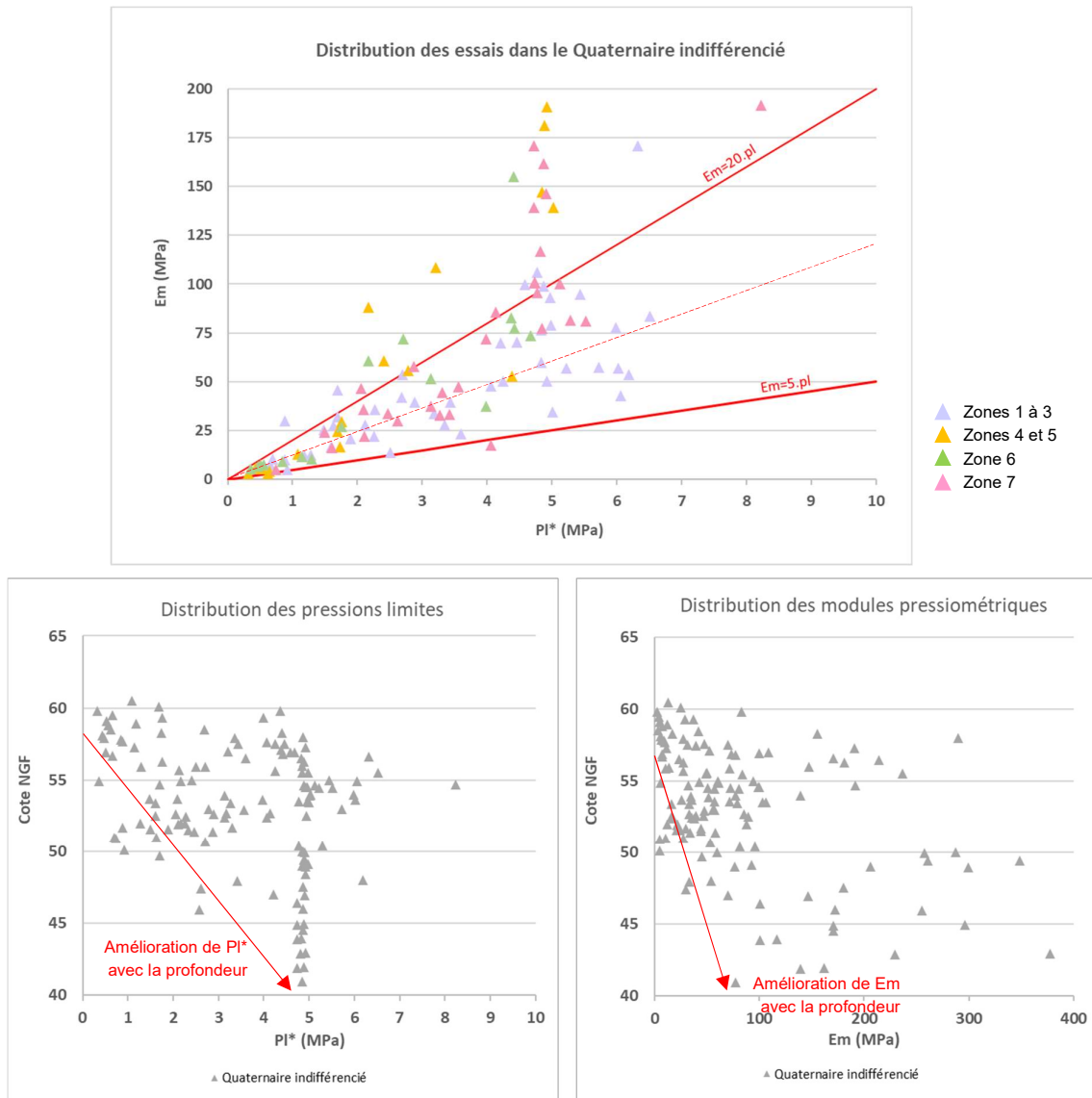


Figure 34 : Graphiques de distribution spatiale des valeurs E_m et PI^* de la campagne de reconnaissances géotechniques dans le périmètre d'étude

Ces graphiques amènent les observations suivantes :

- On observe une dispersion importante des résultats dans le Quaternaire avec des valeurs de pression limite qui s'étendent entre 0,5 et 6,0 MPa. Cette variabilité reflète les changements de compacité et de proportion de fines au sein de la formation,
- La quasi-totalité des points se situe dans le fuseau délimité par les droites $E_m = 5.PI^*$ et $E_m = 20.PI^*$:
 - La zone supérieure caractérisée par $E_m > 10.PI^*$ regroupe des essais où le sol présente une rigidité importante par rapport à sa résistance. Cela peut correspondre à des passes plus graveleuses ou localement surconsolidées,
 - La zone inférieure caractérisée par $E_m < 10.PI^*$ indique un sol plus souple ou plus limoneux.

- On observe une amélioration générale des paramètres avec la profondeur, tant pour la pression limite que pour le module pressiométrique,
- Si on s'intéresse à chacune des zones, on s'aperçoit que la dispersion des caractéristiques est homogène sur l'ensemble du périmètre. Les écart-types (calculés dans la suite) sont similaires d'une zone à l'autre, ce qui démontre une même signature de variabilité partout.

Dans la suite, on propose une synthèse par zone (ou regroupement de zones).

Compte tenu de la grande épaisseur de la formation du Quaternaire, retenir une valeur moyenne unique sur toute la hauteur des sondages ne serait pas pertinent d'un point de vue mécanique.

En effet, bien que la dispersion reste homogène sur l'ensemble du site, les propriétés du sol évoluent avec la profondeur. D'autre part, l'altimétrie du terrain varie fortement d'une zone à l'autre (+55 NGF pour les sondages les plus bas, +61 NGF pour les sondages les plus hauts).

Par conséquent, afin de refléter fidèlement cette réalité géotechnique tout en conservant une approche globale cohérente, les résultats ont été synthétisés, lorsque c'était possible, par tranches de profondeur régulières (0-3 m, 3-6 m). Ce découpage par horizon permet de définir un jeu de valeurs unique par tranche pour chaque zone, tout en isolant parfaitement la tranche superficielle qui constitue le principal horizon sollicité par les fondations de la clôture.

4.1.1. Zones 1, 2 et 3

Les graphiques des figures suivantes présentent les résultats des essais pressiométriques dans le Quaternaire indifférencié. Ces graphiques ont été établis à partir de 48 essais pressiométriques réalisés dans 6 sondages différents.

Les caractéristiques de résistance et de déformabilité sont très dispersées et se situent :

- Pression limite PI^* : entre 0,7 et 6,5 MPa, avec un pic de valeurs bornées autour de 5 MPa,
- Module pressiométrique E_m : entre 5,1 et 236,7 MPa sans pic de valeurs.

D'après l'annexe A de la norme NF P 94-261, le Quaternaire indifférencié, caractérisé par des matériaux sablo-graveleux limoneux, sont des sols moyennement denses à très denses.

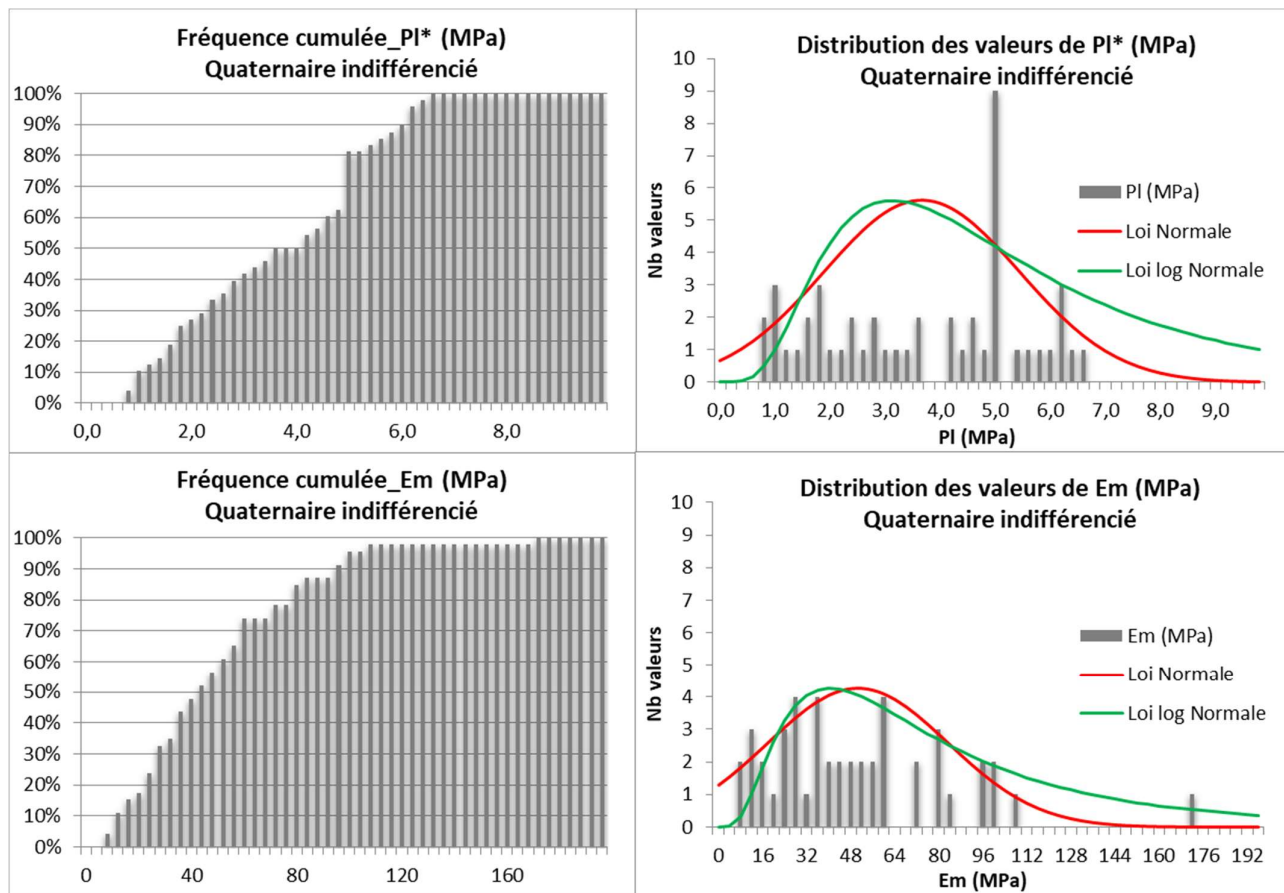


Figure 35 : Graphiques de distribution et fréquences cumulées des valeurs E_m et PI^* - Quaternaire Zones 1 à 3

Quaternaire indifférencié	Em (MPa)	PI (MPa)	Pf (MPa)
Nombre de sondages :	6	6	6
Nombre de valeurs :	48	48	48
Min :	5,1	0,66	0,40
Max :	236,7	6,52	4,84
Moyenne arithmétique :	56,2	3,57	2,40
Moyenne harmonique :	28,4	2,36	1,56
Moyenne géométrique :	40,9	3,00	1,97
Médiane :	44,2	3,83	2,16
Ecart-type :	48,3	1,80	1,38
Moyenne - 0,5*Ecart-type :	32,0	2,67	1,71
Fractile 10% :	12,4	1,10	0,78
Loi Normale :	50,5	3,68	-
Loi Lognormale :	40,4	3,14	-
$K_a [N; a=25\%]$:	0,098	0,098	0,098
Valeur moyenne inférieure X_{mi} :	51,4	3,40	2,26
$K_b [N; b=5\%]$:	1,695	1,695	1,695
Valeur basse X_b :	0,0	0,52	0,07

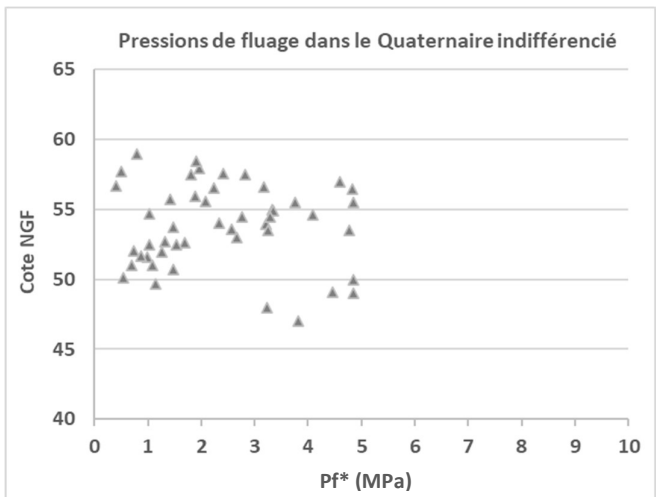
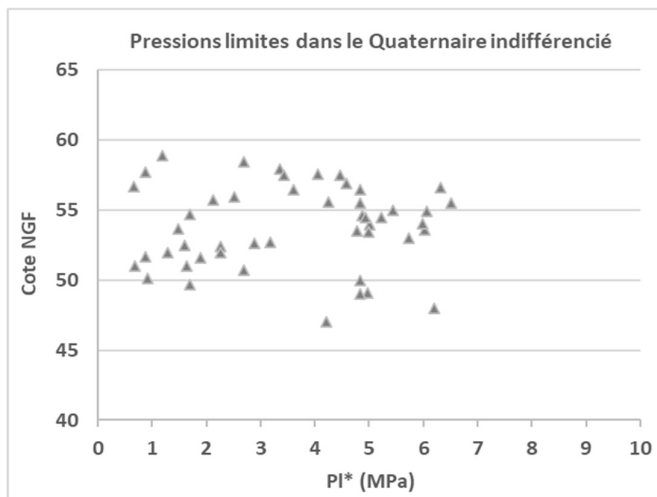
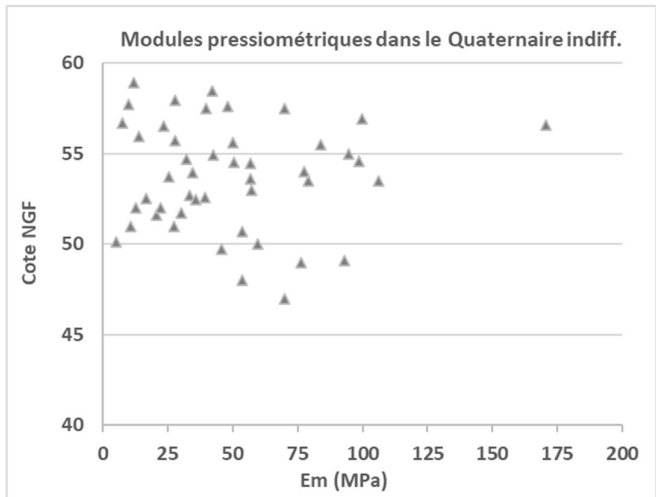
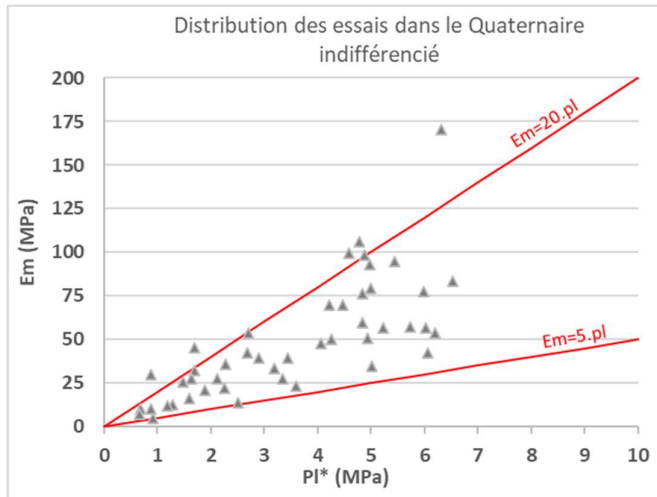
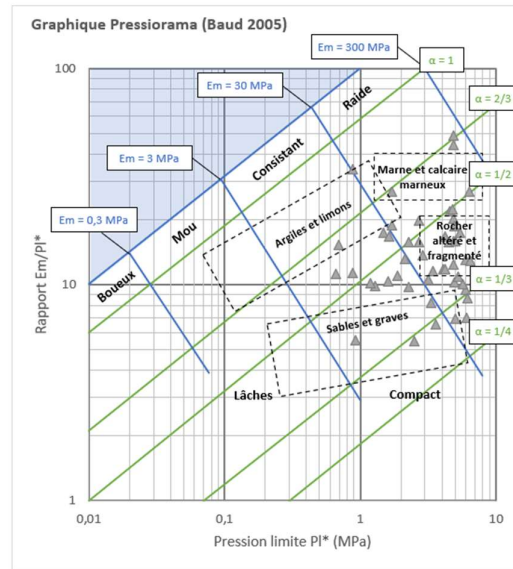


Figure 36 : Statistiques et graphiques de distribution spatiale des valeurs E_m , PI^* , Pf^* , α – Quaternaire Zones 1 à 3

On discrétise le Quaternaire en 2 sous-horizons de 3 m d'épaisseur. Le sondage SP08ISAI a été effectué sur l'enrobé et présente une cote de TN plus basse que les autres sondages (+56 NGF contre +59 NGF pour les autres). Les essais du SP08ISAI entre 0 et 3 m sont donc pris en compte dans la tranche 3-6 m.

Quaternaire indifférencié	Prof. 0-3 m (+59 à +56 NGF)			Prof. 3-6 m (+56 à +53 NGF)		
	Em (MPa)	PI (MPa)	Pf (MPa)	Em (MPa)	PI (MPa)	Pf (MPa)
Nombre de sondages :	5	5	5	6	6	6
Nombre de valeurs :	15	15	15	18	18	18
Min :	7,4	0,66	0,40	13,8	1,48	1,03
Max :	236,7	6,32	4,84	106,1	6,52	4,78
Moyenne arithmétique :	72,0	3,42	2,38	55,6	4,39	2,66
Moyenne harmonique :	26,7	2,24	1,41	39,9	3,48	2,17
Moyenne géométrique :	43,6	2,90	1,91	47,9	3,98	2,42
Médiane :	42,2	3,60	2,08	53,7	4,96	2,72
Ecart-type :	75,0	1,63	1,45	28,6	1,69	1,08
Moyenne - 0,5*Ecart-type :	34,5	2,60	1,66	41,3	3,54	2,12
Fractile 10% :	10,8	1,00	0,63	22,9	1,67	1,23
$K_a [N; a=25\%]$:	0,179	0,179	0,179	0,162	0,162	0,162
Valeur moyenne inférieure X_{mi} :	58,6	3,13	2,13	50,9	4,11	2,48
$K_b [N; b=5\%]$:	1,819	1,819	1,819	1,787	1,787	1,787
Valeur basse X_b :	0,0	0,45	0,00	4,5	1,37	0,72

Figure 37 : Statistiques par tranches – Quaternaire Zones 1 à 3

Les essais pressiométriques mettent en évidence les valeurs moyennes suivantes pour les zones 1 à 3 à compter de la cote +59 NGF :

0-3 m

Em = 25 MPa
PI* = 2,20 MPa
Pf* = 1,40 MPa

3-6 m

Em = 40 MPa
PI* = 3,50 MPa
Pf* = 2,20 MPa

4.1.2. Zones 4 et 5

Les graphiques des figures suivantes présentent les résultats des essais pressiométriques dans le Quaternaire indifférencié. Ces graphiques ont été établis à partir de 19 essais pressiométriques réalisés dans 3 sondages différents.

Les caractéristiques de résistance et de déformabilité sont très dispersées et se situent :

- Pression limite PI^* : entre 0,3 et 5,0 MPa, avec un léger pic de valeurs autour de 5,0 MPa,
- Module pressiométrique E_m : entre 2,8 et 289,8 MPa avec un regroupement de valeurs autour de 16 MPa.

D'après l'annexe A de la norme NF P 94-261, le Quaternaire indifférencié, caractérisé par des matériaux sablo-graveleux limoneux, sont des sols moyennement denses à très denses.

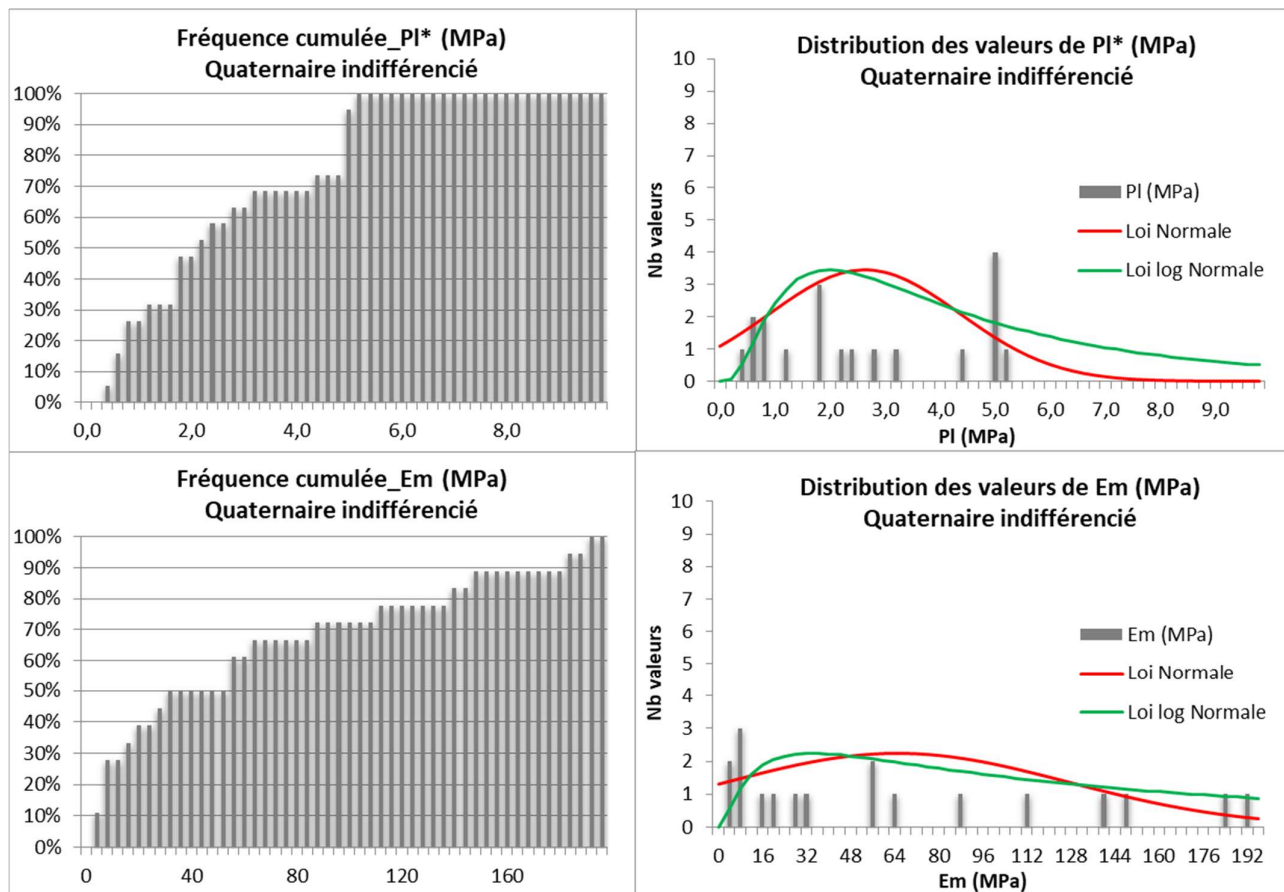


Figure 38 : Graphiques de distribution et fréquences cumulées des valeurs E_m et PI^* - Quaternaire Zones 4 et 5

Quaternaire indifférencié	Em (MPa)	PI (MPa)	Pf (MPa)
Nombre de sondages :	3	3	3
Nombre de valeurs :	19	19	19
Min :	2,8	0,32	0,09
Max :	289,8	5,03	4,92
Moyenne arithmétique :	74,7	2,54	2,09
Moyenne harmonique :	11,9	1,19	0,60
Moyenne géométrique :	32,7	1,83	1,26
Médiane :	52,8	2,17	1,48
Ecart-type :	81,4	1,78	1,80
Moyenne - 0,5*Ecart-type :	33,9	1,65	1,19
Fractile 10% :	4,0	0,51	0,28
Loi Normale :	64,9	2,64	-
Loi Lognormale :	33,8	1,99	-
$K_a [N; a=25\%]$:	0,158	0,158	0,158
Valeur moyenne inférieure Xmi :	61,8	2,26	1,80
$K_b [N; b=5\%]$:	1,779	1,779	1,779
Valeur basse Xb :	0,0	0,00	0,00

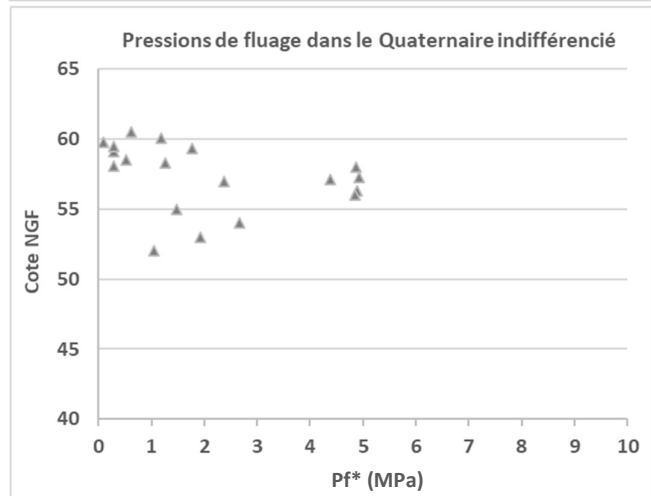
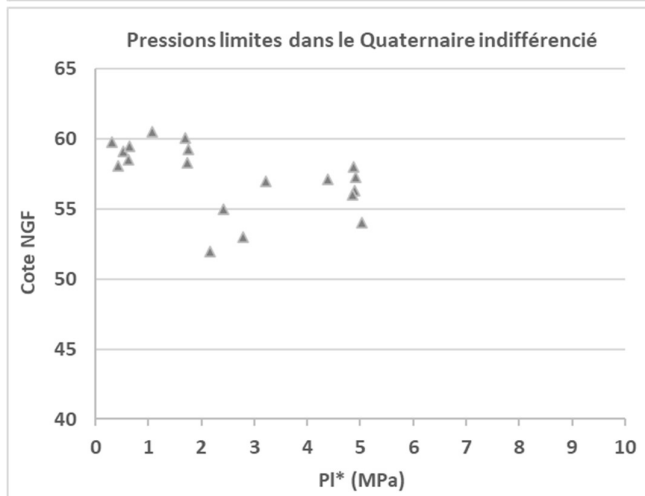
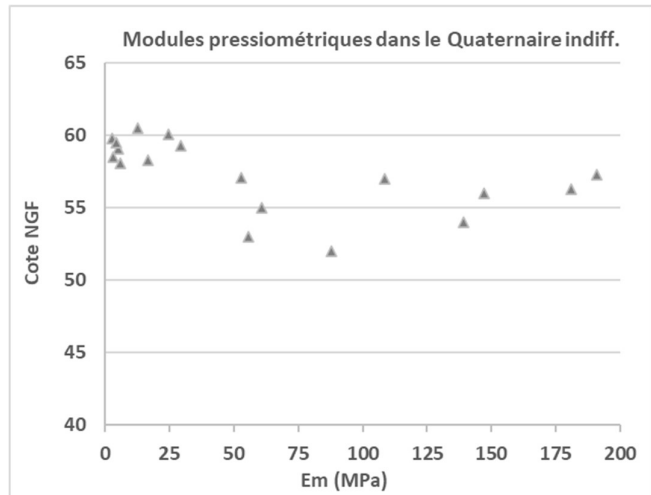
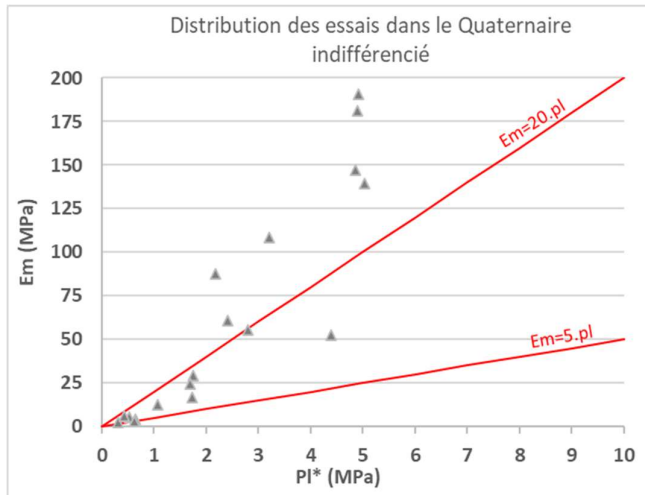
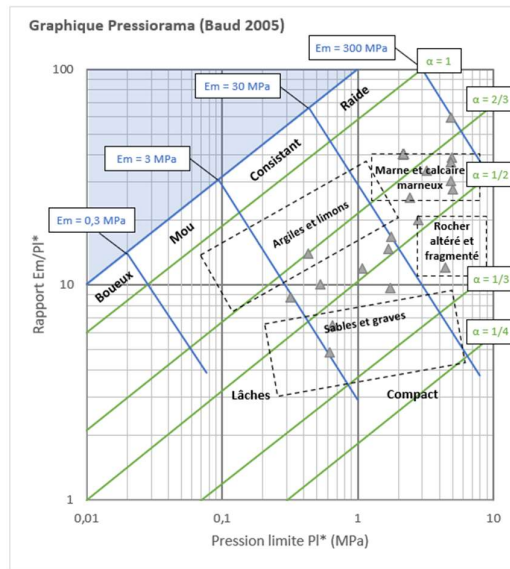


Figure 39 : Statistiques et graphiques de distribution spatiale des valeurs Em, PI*, Pf*, α – Quaternaire Zones 4 et 5

On discrétise le Quaternaire en 2 sous-horizons de 3 m d'épaisseur. Dans ces zones, tous les sondages présentent un nivellement similaire, autour de +61,3 NGF.

Quaternaire indifférencié	Prof. 0-3 m			Prof. 3-6 m		
	Em (MPa)	PI (MPa)	Pf (MPa)	Em (MPa)	PI (MPa)	Pf (MPa)
Nombre de sondages :	3	3	3	3	3	3
Nombre de valeurs :	9	9	9	6	6	6
Min :	2,8	0,32	0,09	52,8	3,21	2,37
Max :	29,4	1,76	1,76	289,8	4,92	4,92
Moyenne arithmétique :	11,7	0,98	0,70	161,6	4,52	4,38
Moyenne harmonique :	6,0	0,68	0,33	122,0	4,42	4,08
Moyenne géométrique :	8,2	0,82	0,49	142,7	4,47	4,25
Médiane :	6,0	0,65	0,53	164,0	4,86	4,86
Ecart-type :	10,0	0,60	0,57	80,7	0,67	1,01
Moyenne - 0,5*Ecart-type :	6,7	0,68	0,41	121,3	4,19	3,88
Fractile 10% :	3,0	0,41	0,24	80,7	3,80	3,38
$K_a [N; a=25\%]$:	0,235	0,235	0,235	0,297	0,297	0,297
Valeur moyenne inférieure X_{mi} :	9,3	0,84	0,56	137,7	4,32	4,08
$K_b [N; b=5\%]$:	1,960	1,960	1,960	2,177	2,177	2,177
Valeur basse X_b :	0,0	0,00	0,00	0,0	3,06	2,19

Figure 40 : Statistiques par tranches – Quaternaire Zones 4 et 5

Les essais pressiométriques mettent en évidence les valeurs moyennes suivantes pour les zones 4 et 5 à compter de la cote +61 NGF :

0-3 m

- Em = 6 MPa
- PI* = 0,60 MPa
- Pf* = 0,30 MPa

3-6 m

- Em = 50 MPa
- PI* = 3,50 MPa
- Pf* = 2,50 MPa

Nota : Cette discrétisation de l'épaisseur du Quaternaire met en évidence une couche superficielle de moins bonne résistance. Cette distinction est importante car c'est dans cet horizon que le mur de soutènement qui servira également de fondation à la clôture sera fondé.

4.1.3. Zone 6

Les graphiques des figures suivantes présentent les résultats des essais pressiométriques dans le Quaternaire indifférencié. Ces graphiques ont été établis à partir de 16 essais pressiométriques réalisés dans 3 sondages différents.

Les caractéristiques de résistance et de déformabilité sont très dispersées et se situent :

- Pression limite PI^* : entre 0,4 et 4,7 MPa, avec un léger pic à 0,5 MPa,
- Module pressiométrique E_m : entre 5,1 et 236,7 MPa, avec un pic à 10 MPa.

D'après l'annexe A de la norme NF P 94-261, le Quaternaire indifférencié, caractérisé par des matériaux sablo-graveleux limoneux, sont des sols moyennement denses à très denses.

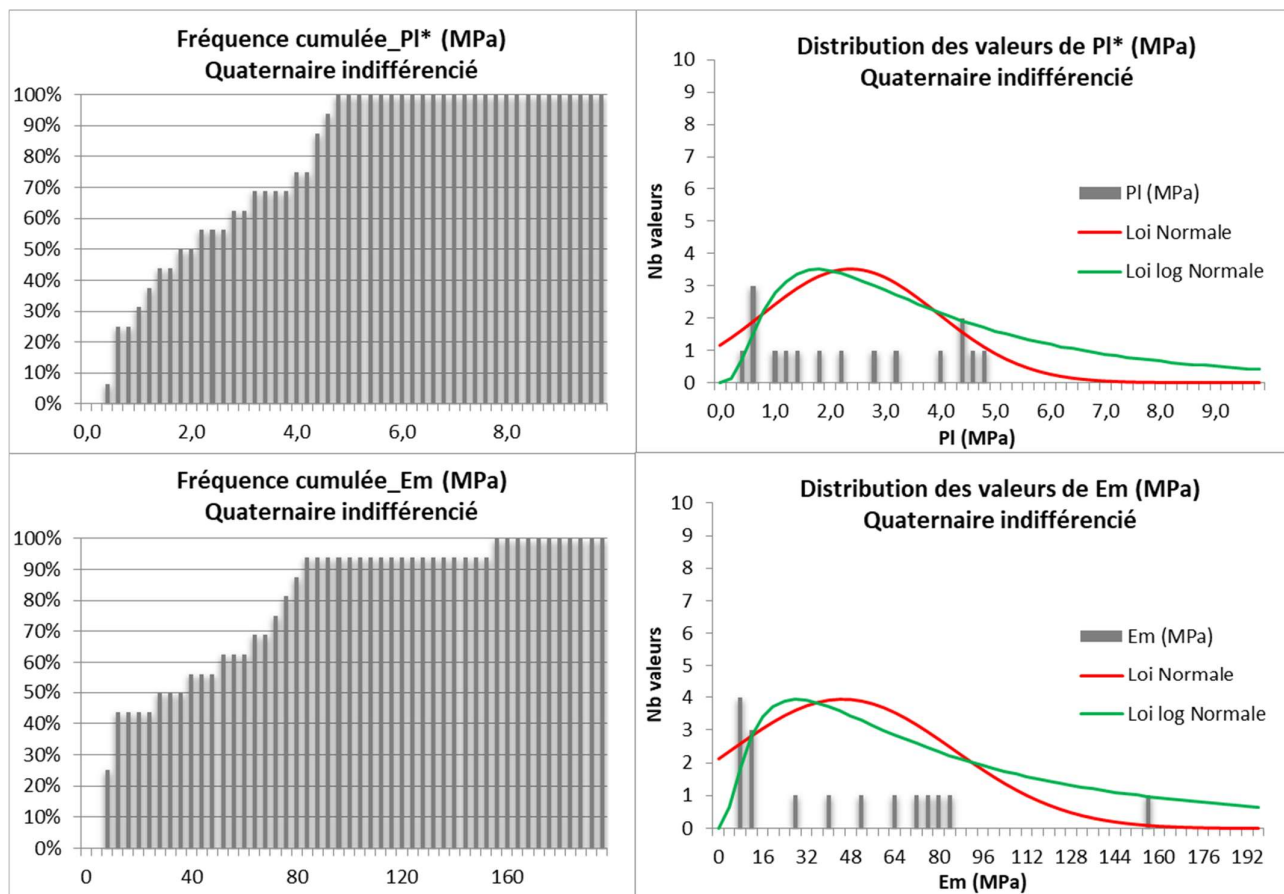


Figure 41 : Graphiques de distribution et fréquences cumulées des valeurs E_m et PI^* - Quaternaire Zone 6

Quaternaire indifférencié	Em (MPa)	PI (MPa)	Pf (MPa)
Nombre de sondages :	3	3	3
Nombre de valeurs :	16	16	16
Min :	5,5	0,36	0,16
Max :	155,0	4,68	4,41
Moyenne arithmétique :	43,5	2,30	1,91
Moyenne harmonique :	15,4	1,12	0,68
Moyenne géométrique :	25,9	1,65	1,23
Médiane :	32,3	1,97	1,48
Ecart-type :	41,8	1,65	1,56
Moyenne - 0,5*Ecart-type :	22,6	1,48	1,12
Fractile 10% :	7,2	0,49	0,24
Loi Normale :	45,0	2,39	-
Loi Lognormale :	28,1	1,78	-
$K_a [N; a=25\%]$:	0,173	0,173	0,173
Valeur moyenne inférieure X_{mi} :	36,3	2,02	1,64
$K_b [N; b=5\%]$:	1,807	1,807	1,807
Valeur basse X_b :	0,0	0,00	0,00

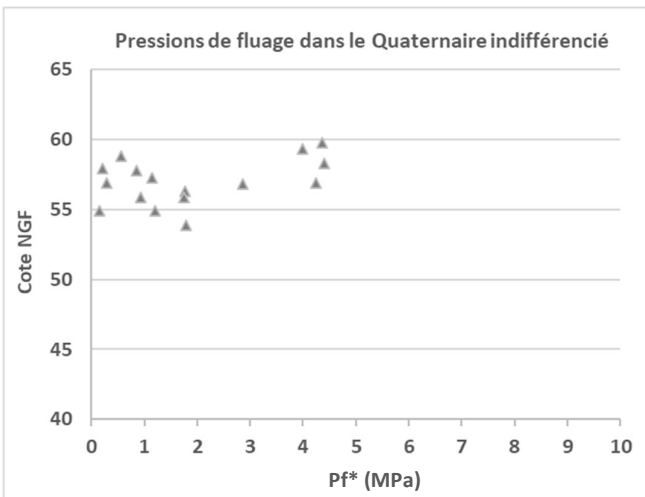
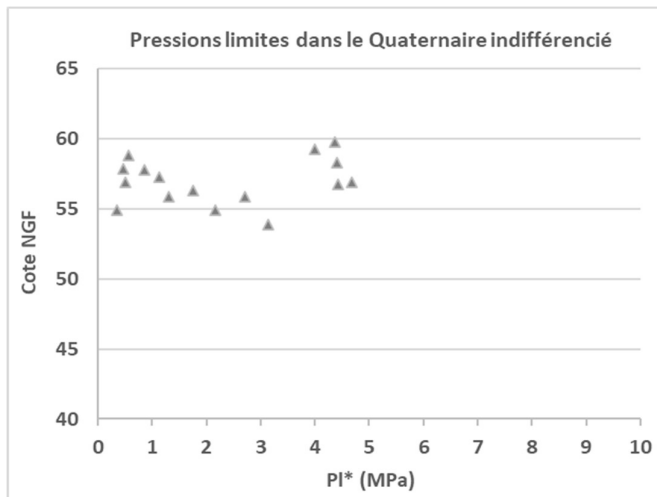
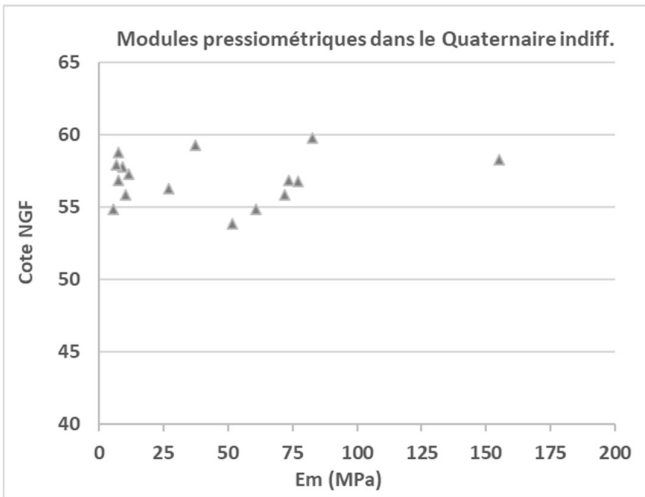
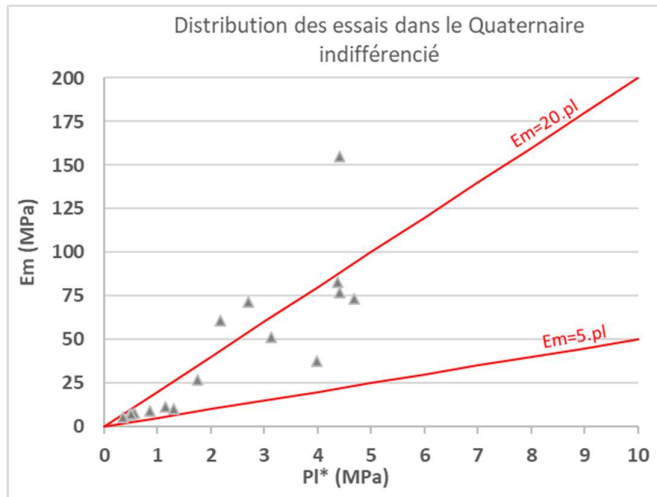
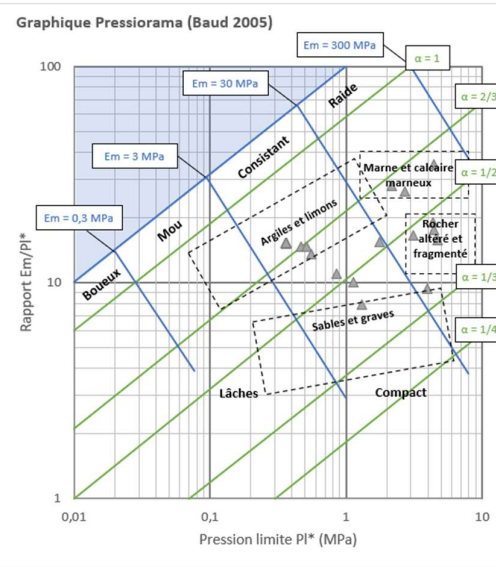


Figure 42 : Statistiques et graphiques de distribution spatiale des valeurs Em, PI*, Pf*, α – Quaternaire Zone 6

On discrétise le Quaternaire en 2 sous-horizons de 3 m d'épaisseur. Dans ces zones, tous les sondages présentent un nivellement similaire, autour de +60 NGF.

Quaternaire indifférencié	Prof. 0-3 m			Prof. 3-6 m		
	Em (MPa)	PI (MPa)	Pf (MPa)	Em (MPa)	PI (MPa)	Pf (MPa)
Nombre de sondages :	3	3	3	3	3	3
Nombre de valeurs :	7	7	9	9	9	9
Min :	6,9	0,47	0,20	5,5	0,36	0,16
Max :	155,0	4,68	4,41	77,2	4,42	2,86
Moyenne arithmétique :	53,0	2,71	2,58	33,3	1,87	1,30
Moyenne harmonique :	14,9	1,03	0,62	16,3	1,22	0,76
Moyenne géométrique :	28,1	1,74	1,39	23,4	1,55	1,08
Médiane :	37,4	3,99	3,99	25,9	1,65	1,21
Ecart-type :	55,1	2,07	2,10	27,0	1,17	0,72
Moyenne - 0,5*Ecart-type :	25,4	1,68	1,53	19,8	1,29	0,95
Fractile 10% :	7,3	0,49	0,25	9,3	0,85	0,68
$K_a [N; a=25\%]$:	0,271	0,271	0,235	0,235	0,235	0,235
Valeur moyenne inférieure X_{mi} :	38,0	2,15	2,09	27,0	1,60	1,14
$K_b [N; b=5\%]$:	2,077	2,077	1,960	1,960	1,960	1,960
Valeur basse X_b :	0,0	0,00	0,00	0,0	0,00	0,00

Figure 43 : Statistiques par tranches – Quaternaire Zone 6

Les essais pressiométriques mettent en évidence les valeurs moyennes suivantes pour la zone 6 à compter de la cote +60 NGF :

0-6 m

Em = 15 MPa
PI* = 1,10 MPa
Pf* = 0,70 MPa

Nota : Etant donnée la similitude des statistiques entre les tranches 0-3 m et 3-6 m, nous n'avons retenu qu'une seule valeur moyenne.

4.1.4. Zone 7

Les graphiques des figures suivantes présentent les résultats des essais pressiométriques dans le Quaternaire indifférencié. Ces graphiques ont été établis à partir de 50 essais pressiométriques réalisés dans 6 sondages différents.

Les caractéristiques de résistance et de déformabilité sont très dispersées et se situent :

- Pression limite PI^* : entre 0,7 et 8,2 MPa, avec pic très marqué à 5,0 MPa,
- Module pressiométrique E_m : entre 5,2 et 516,1 MPa sans pic de valeurs.

D'après l'annexe A de la norme NF P 94-261, le Quaternaire indifférencié, caractérisé par des matériaux sablo-graveleux limoneux, sont des sols majoritairement très denses.

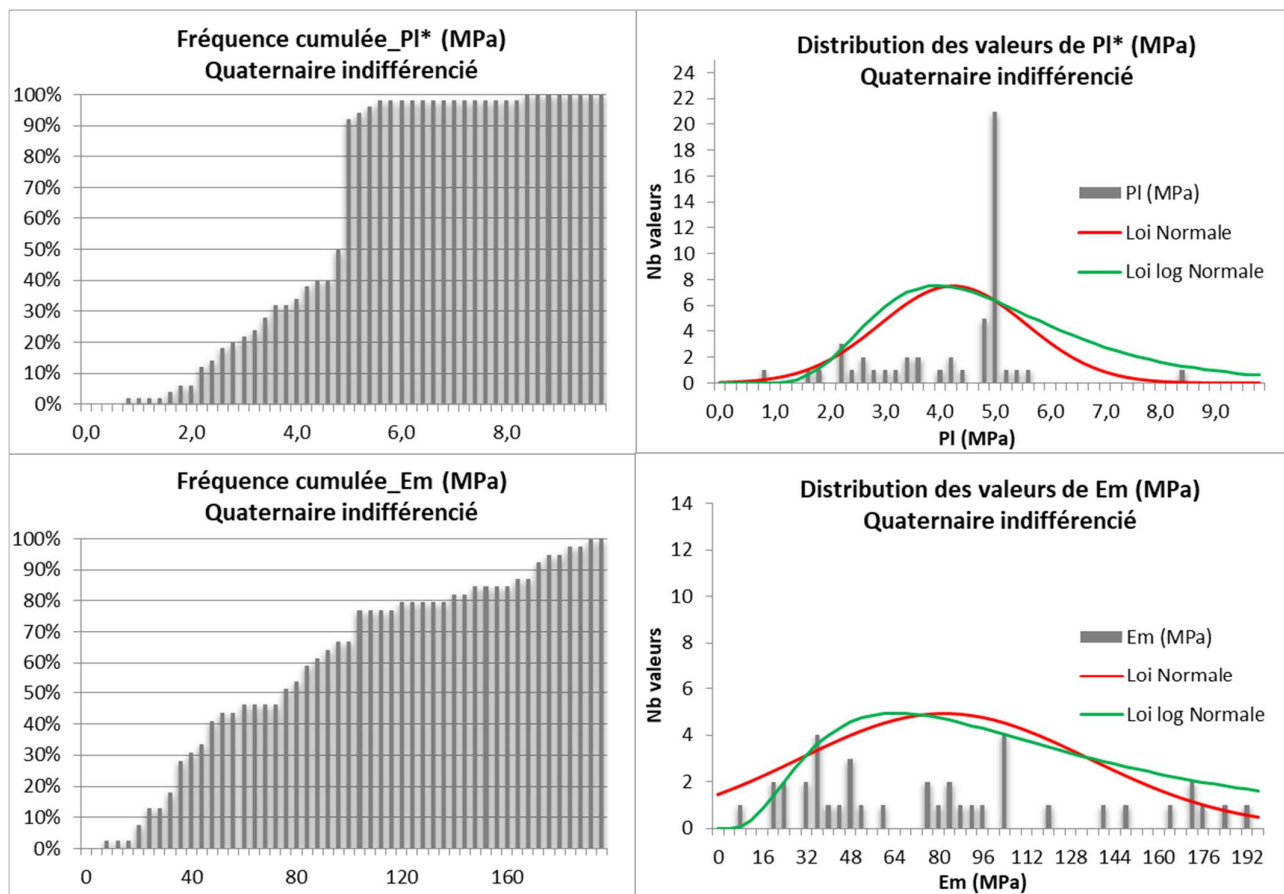


Figure 44 : Graphiques de distribution et fréquences cumulées des valeurs E_m et PI^* - Quaternaire Zone 7

Quaternaire indifférencié	Em (MPa)	PI (MPa)	Pf (MPa)
Nombre de sondages :	6	6	6
Nombre de valeurs :	50	50	50
Min :	5,2	0,74	0,47
Max :	516,1	8,23	4,93
Moyenne arithmétique :	129,1	4,14	3,29
Moyenne harmonique :	51,7	3,44	2,30
Moyenne géométrique :	86,8	3,85	2,85
Médiane :	92,6	4,80	3,25
Ecart-type :	111,4	1,34	1,49
Moyenne - 0,5*Ecart-type :	73,3	3,47	2,55
Fractile 10% :	29,3	2,11	1,34
Loi Normale :	82,2	4,25	-
Loi Lognormale :	64,7	3,97	-
$K_a [N; a=25\%]$:	0,096	0,096	0,096
Valeur moyenne inférieure Xmi :	118,3	4,01	3,15
$K_b [N; b=5\%]$:	1,693	1,693	1,693
Valeur basse Xb :	0,0	1,87	0,77

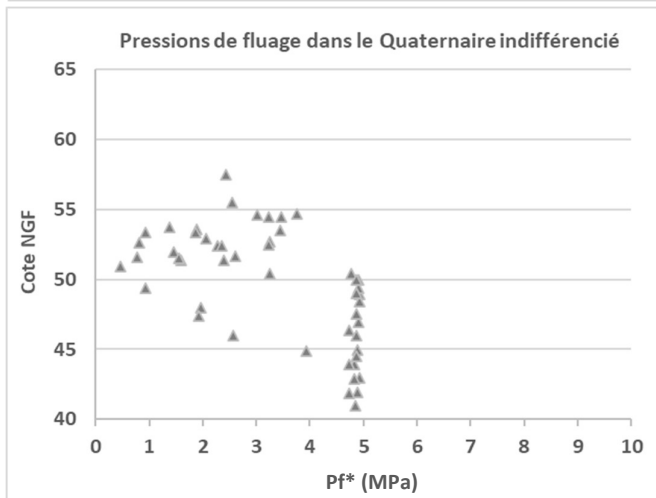
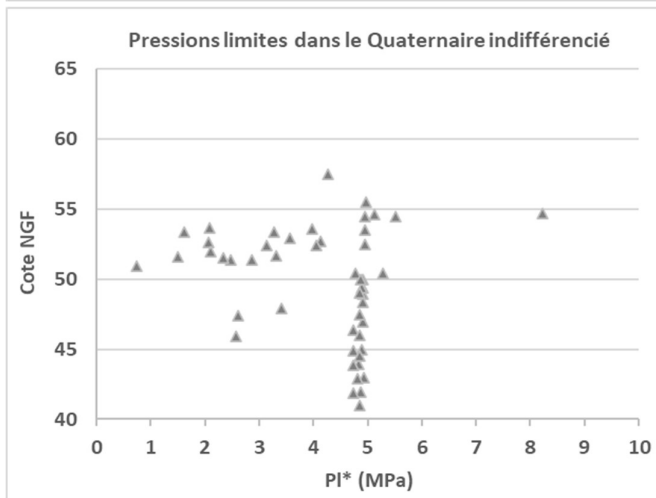
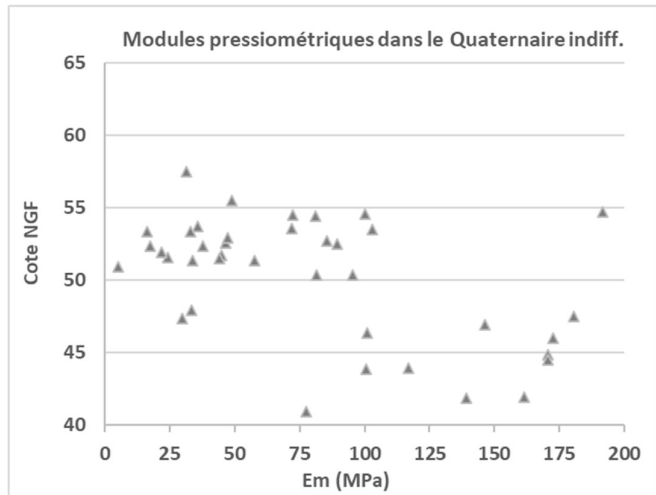
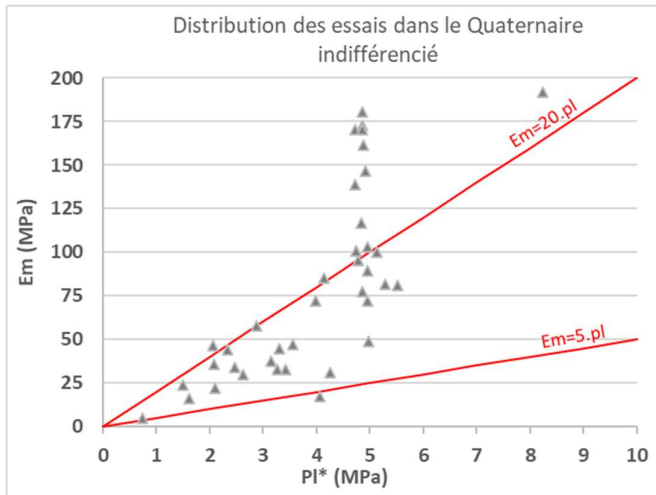
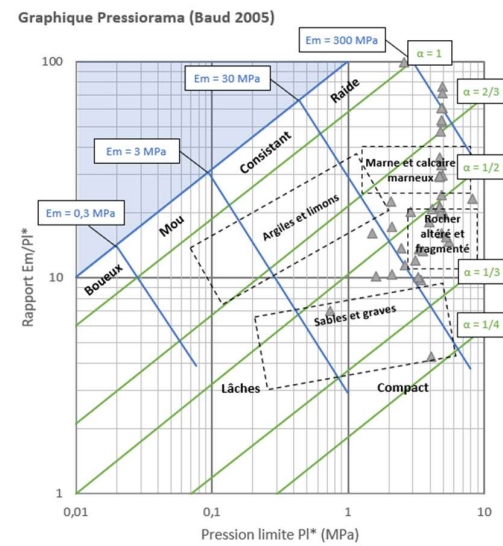


Figure 45 : Statistiques et graphiques de distribution spatiale des valeurs Em, PI*, Pf*, α – Quaternaire Zone 7

On discrétise le Quaternaire en 2 sous-horizons de 3 m d'épaisseur. Dans ces zones, tous les sondages présentent un nivellement similaire, autour de +55 NGF.

Quaternaire indifférencié	Prof. 0-3 m			Prof. 3-6 m		
	Em (MPa)	PI (MPa)	Pf (MPa)	Em (MPa)	PI (MPa)	Pf (MPa)
Nombre de sondages :	6	6	6	6	6	6
Nombre de valeurs :	17	17	17	13	13	13
Min :	16,4	1,61	0,82	5,2	0,74	0,47
Max :	191,6	8,23	3,75	516,1	5,29	4,92
Moyenne arithmétique :	56,4	3,73	2,19	169,1	4,23	3,28
Moyenne harmonique :	38,3	3,15	1,85	39,4	2,99	1,83
Moyenne géométrique :	45,9	3,43	2,03	100,4	3,78	2,64
Médiane :	46,5	3,56	2,28	95,5	4,91	3,44
Ecart-type :	42,5	1,64	0,82	153,4	1,47	1,66
Moyenne - 0,5*Ecart-type :	35,1	2,91	1,78	92,4	3,50	2,45
Fractile 10% :	20,1	2,08	1,20	28,1	1,86	0,80
$K_a [N; a=25\%]$:	0,167	0,167	0,167	0,193	0,193	0,193
Valeur moyenne inférieure X_{mi} :	49,3	3,46	2,05	139,5	3,95	2,96
$K_b [N; b=5\%]$:	1,796	1,796	1,796	1,850	1,850	1,850
Valeur basse X_b :	0,0	0,79	0,71	0,0	1,52	0,20

Figure 46 : Statistiques par tranches – Quaternaire Zone 7

Les essais pressiométriques mettent en évidence les valeurs moyennes suivantes pour la zone 7 à compter de la cote +55 NGF :

0-6 m
Em = 40 MPa
PI* = 2,50 MPa
Pf* = 1,60 MPa

Nota : Etant donnée la similitude des statistiques entre les 2 tranches, nous n'avons retenu qu'une seule valeur moyenne.

4.1.5. Paramètres retenus au stade G2 PRO

Nous avons fait le choix d'effectuer une synthèse par zone, puis par tranche d'épaisseur au sein d'une zone afin de déceler une certaine logique dans la répartition des valeurs pressiométriques. Toutefois, force est de constater qu'à l'échelle du projet comme à l'échelle d'une zone, les valeurs pressiométriques sont totalement anarchiques, confirmant la grande hétérogénéité de la formation quaternaire.

Dans le Tableau 9, nous avons reporté les valeurs pressiométriques moyennes observées pour chaque zone :

Quaternaire indifférencié	TN moyen	Prof. 0-3 m			Prof. 3-6 m		
		Em (MPa)	PI (MPa)	Pf (MPa)	Em (MPa)	PI (MPa)	Pf (MPa)
Zones 1 à 3	+59 NGF	25	2,20	1,40	40	3,50	2,20
Zones 4 et 5	+61 NGF	6	0,60	0,30	50	3,50	2,50
Zone 6	+60 NGF	15	1,10	0,70	15	1,10	0,70
Zone 7	+55 NGF	40	2,50	1,60	40	2,50	1,60

Tableau 9 : Valeurs pressiométriques moyennes observées pour chaque zone

Face à cette hétérogénéité, il convient d'être prudent dans le choix des paramètres pressiométriques retenus pour le dimensionnement des ouvrages.

Aussi, au stade G2 PRO, nous proposons de retenir deux jeux de paramètres :

- Un premier jeu pour le dimensionnement des fondations et des soutènements de toutes les zones, hors zones 4 et 5,
- Un second jeu pour le dimensionnement du soutènement des zones 4 et 5.

Quatenaire indifférencié	Application	TN moyen	Prof. 0-3 m				Prof. 3-6 m			
			Em (MPa)	PI (MPa)	Pf (MPa)	α	Em (MPa)	PI (MPa)	Pf (MPa)	α
Toutes zones (hors 4 et 5)	Fondations + Soutènements	var.	15	1,10	0,70	1/2	40	3,50	2,20	1/3
Zones 4 et 5	Soutènement	+61 NGF	6	0,60	0,30	1/2	50	3,50	2,50	1/3

Tableau 10 : Valeurs pressiométriques retenues au stade PRO

4.2. Synthèse des essais en laboratoire par horizon

Sur l'ensemble des sondages de la zone d'étude, 14 échantillons ont été testés en laboratoire.

Parmi ceux-ci :

- 8 ont été prélevés dans les fouilles à la pelle,
- 6 proviennent des échantillons intacts prélevés dans les sondages carottés.

Le tableau ci-après synthétise le nombre d'essai par type d'essai :

Formation géologique	Type d'essais	Teneur en eau	Valeur au bleu VBS	Limites d'Atterberg	Mesure de densité sèche et humide	Granulométrie	Sédimentométrie	Essai de cisaillement rectiligne	Essai Proctor
Quatenaire indifférencié		12	10	4	6	12	12	2	2

Tableau 11 : Synthèse des essais en laboratoire par type

Nous présentons dans les tableaux suivants l'ensemble des résultats des essais en laboratoire effectués dans le cadre de la campagne d'ABO ERG.

						Classification	Teneur en eau	Valeur au bleu	Limites d'Atterberg			Densité (t/m3)	
						11-300	94-050	94-068	94-051			94-053 So/s	
Sondage	Cote TN (NGF)	Prof. toit (m)	Prof. mur (m)	Cote milieu d'essai (NGF)	Lithologie	GTR	w% (0/D)	VBS	wL (%)	IP	IC	ph	pd
SC01ISAI	59,7	2,0	2,2	57,7	EI2 : Sable limono-graveleux	I1	6,1	0,30				2,02	1,90
SC01ISAI	59,7	4,1	4,3	55,6	EI3 : Limon sableux	F1	21,2		32	8	1,30	2,04	1,68
SC02ISAI	58,6	1,8	2,0	56,9	EI1 : Sable limoneux à graviers	I1	5,9	0,20				2,01	1,90
SC02ISAI	58,6	5,5	5,7	53,2	EI2 : Sable à graviers	S3	4,4	0,2				2,09	2,00
SC03ISAI	61,4	2,6	2,8	58,8	EI2 : Limon sableux à graviers	F1	15,1	0,5				1,62	1,4
SC03ISAI	61,4	5,0	5,2	56,4	EI3 : Grave sablo-limoneuse	I1	6,9	0,2				2,09	1,95
PM01ISAI	61,1	0,0	2,0	61,1	Gravier et sable limoneux	I1	7,7	0,3					
PM02ISAI	61,1	0,0	2,0	61,1	Gravier et sable limoneux	G3	6,7	0,4	23	8	2,00		
PM03ISAI	61,5	0,4	2,2	61,1	Grave et sable limono-argileux	I1	8,9		28	10	2,00		
PM04ISAI	61,3	0,0	0,8	61,3	Sable limoneux à graviers	I1	12	0,7					
PM05ISAI	61,4	0,0	1,2	61,4	Limon sableux légèrement argileux	F1	10,9	1,7	23	7	1,80		
PM06ISAI	60,5	1,5	2,0	59,0	Gravier et sable limoneux	I1	11,6	0,5					
PM01ISAI	61,1	0,0	2,0	61,1	Gravier et sable limoneux								
PM06ISAI	60,5	0,0	2,0	60,5	Gravier et sable limoneux								

Granulométrie par tamisage (% de passant)																			Sédimentométrie (% de passant)
94-056																			
Sondage	Cote TN (NGF)	Prof. toit (m)	Prof. mur (m)	Cote milieu d'essai (NGF)	Lithologie	Dmax	63 mm	50 mm	37,5 mm	20 mm	10 mm	6,3 mm	5 mm	2 mm	0,63 mm	0,2 mm	0,08 mm	0,063 mm	0,002 mm 2 µm
SC01ISAI	59,7	2,0	2,2	57,7	EI2 : Sable limono-graveleux	37,5			100,00	92,16	79,50	69,61	65,35	52,30	43,54	34,42	26,47	24,59	7,03
SC01ISAI	59,7	4,1	4,3	55,6	EI3 : Limon sableux	10,0					100,00	99,68	99,15	97,35	92,85	90,67	84,71	78,43	8,72
SC02ISAI	58,6	1,8	2,0	56,9	EI1 : Sable limoneux à graviers	37,5			100,00	88,82	80,24	71,87	67,91	58,41	48,48	29,72	19,62	18,46	5,28
SC02ISAI	58,6	5,5	5,7	53,2	EI2 : Sable à graviers	37,5			100,00	95,84	86,50	76,27	71,24	57,76	47,28	20,21	10,63	9,77	2,79
SC03ISAI	61,4	2,6	2,8	58,8	EI2 : Limon sableux à graviers	20,0				100	98,08	92,94	89,5	81,23	69,92	61,12	46,04	41,26	10,00
SC03ISAI	61,4	5,0	5,2	56,4	EI3 : Grave sablo-limoneuse	37,5			100	74,76	55,9	51,84	49,82	43,91	38,40	26,17	19,19	18,19	4,00
PM01ISAI	61,1	0,0	2,0	61,1	Gravier et sable limoneux	37,5			100,00	68,39	56,91	49,84	47,15	41,39	36,22	26,30	19,09	17,80	5,66
PM02ISAI	61,1	0,0	2,0	61,1	Gravier et sable limoneux	37,5			100,00	65,03	49,99	43,14	40,97	36,28	32,04	22,65	15,56	14,41	3,89
PM03ISAI	61,5	0,4	2,2	61,1	Grave et sable limono-argileux	50,0		100,00	45,26	45,26	44,71	44,30	44,14	43,54	42,59	32,18	24,11	22,76	10,85
PM04ISAI	61,3	0,0	0,8	61,3	Sable limoneux à graviers	50,0		100,00	85,86	69,23	59,03	56,20	54,89	51,11	47,45	35,31	25,22	23,35	8,16
PM05ISAI	61,4	0,0	1,2	61,4	Limon sableux légèrement argileux	37,5			100,00	93,18	92,54	91,71	91,54	90,08	86,66	61,50	41,03	38,41	10,98
PM06ISAI	60,5	1,5	2,0	59,0	Gravier et sable limoneux	63,0	100,00	74,42	68,39	49,95	44,13	40,73	39,07	34,54	29,89	24,14	19,53	18,46	6,74
PM01ISAI	61,1	0,0	2,0	61,1	Gravier et sable limoneux														
PM06ISAI	60,5	0,0	2,0	60,5	Gravier et sable limoneux														

						Essai cisaillement rect.		Compactage ESSAI PROCTOR et POINCONNEMENT	
						94-07-1	94-078	94-093	
Sondage	Cote TN (NGF)	Prof. toit (m)	Prof. mur (m)	Cote milieu d'essai (NGF)	Lithologie	C' kPa	φ' (°)	Wn% (0/20)	γd Wn (t/m3) (0/20)
SC01ISAI	59,7	2,0	2,2	57,7	EI2 : Sable limono-graveleux	0	37		
SC01ISAI	59,7	4,1	4,3	55,6	EI3 : Limon sableux				
SC02ISAI	58,6	1,8	2,0	56,9	EI1 : Sable limoneux à graviers	3	33		
SC02ISAI	58,6	5,5	5,7	53,2	EI2 : Sable à graviers				
SC03ISAI	61,4	2,6	2,8	58,8	EI2 : Limon sableux à graviers				
SC03ISAI	61,4	5,0	5,2	56,4	EI3 : Grave sablo-limoneuse				
PM01ISAI	61,1	0,0	2,0	61,1	Gravier et sable limoneux				
PM02ISAI	61,1	0,0	2,0	61,1	Gravier et sable limoneux				
PM03ISAI	61,5	0,4	2,2	61,1	Grave et sable limono-argileux				
PM04ISAI	61,3	0,0	0,8	61,3	Sable limoneux à graviers				
PM05ISAI	61,4	0,0	1,2	61,4	Limon sableux légèrement argileux				
PM06ISAI	60,5	1,5	2,0	59,0	Gravier et sable limoneux				
PM01ISAI	61,1	0,0	2,0	61,1	Gravier et sable limoneux			9,90	2,09
PM06ISAI	60,5	0,0	2,0	60,5	Gravier et sable limoneux			13,60	1,88

Tableau 12 : Résultats des essais d'identification en laboratoire dans le Quatenaire

4.2.1. Etat hydrique – Masses volumiques – Essais Proctor

On donne ci-dessous les graphiques de teneurs en eau et de masses volumiques dans le Quatenaire :

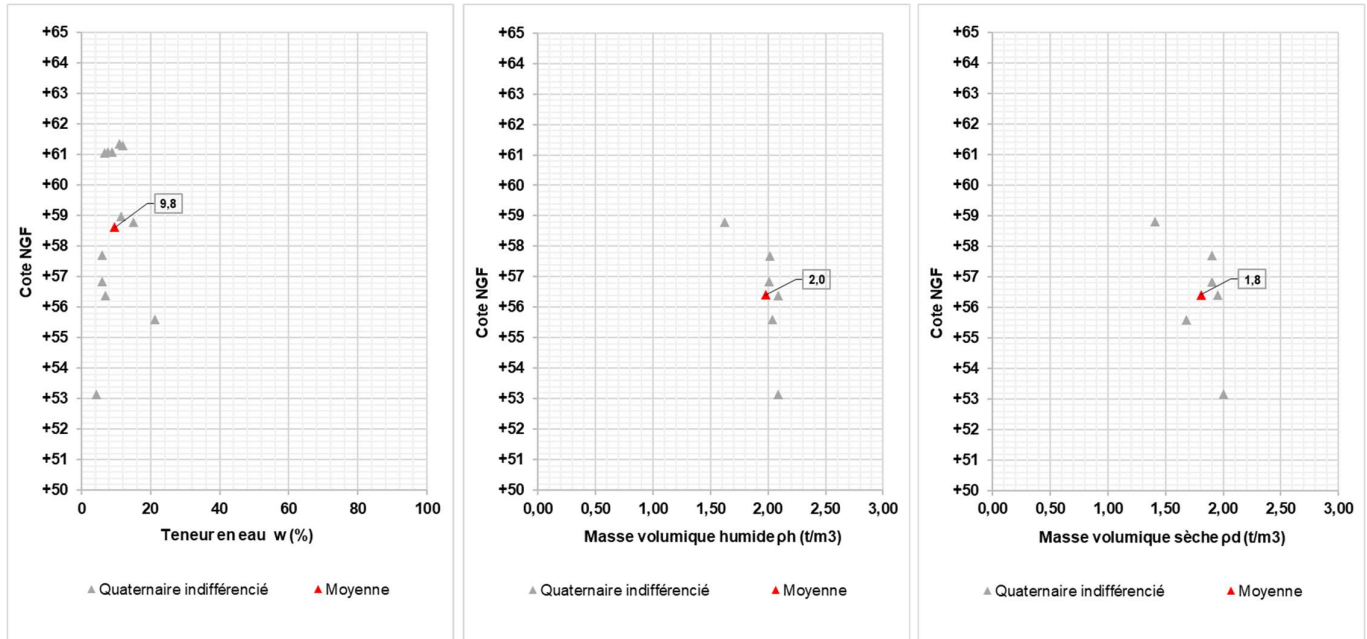


Figure 47 : Graphiques des teneurs en eau et masses volumiques dans le Quatenaire

Le premier graphique montre une teneur en eau assez variable d'un échantillon à l'autre, comprise entre 4 et 21%.

Le 2^{ème} graphique montre en revanche une masse volumique humide assez homogène située autour de 20 kN/m³.

Deux essais Proctor ont été réalisés dans des échantillons très similaires à dominante graveleuse :

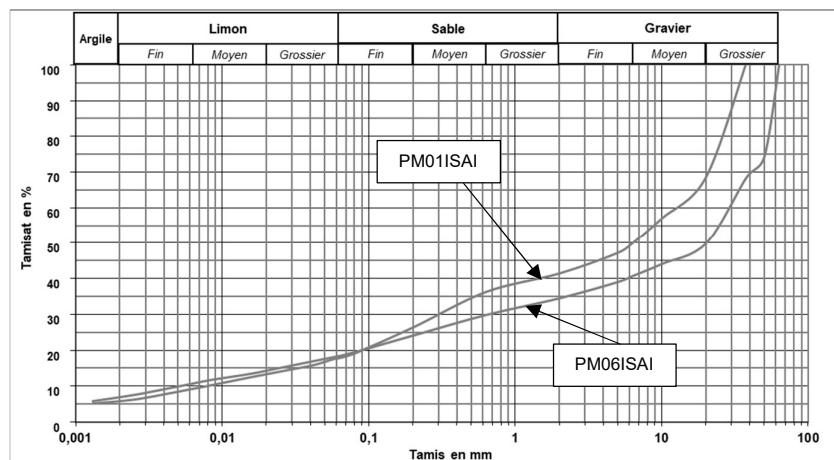


Figure 48 : Courbes granulométriques des échantillons testés en Proctor

Ils donnent, malgré tout, des résultats un peu différents avec une teneur en eau à l'optimum Proctor comprise entre 9,9 et 13,6%, pour un densité sèche maximale comprise entre 1,88 et 2,09 t/m³.

Cette différence peut s'expliquer par la nature et la porosité des éléments grossiers.

4.2.2. Analyse granulométrique – Sédimentométrie

Nous avons superposé sur la graphique suivant l'ensemble des courbes granulométriques dans les échantillons du Quaternaire.

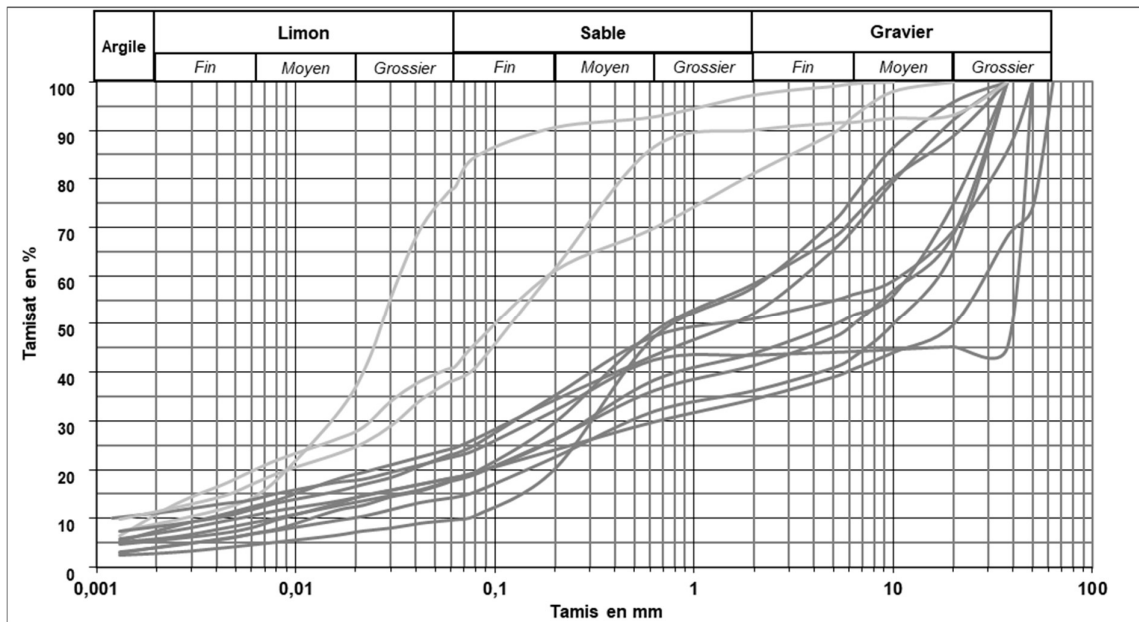


Figure 49 : Analyses granulométriques et sédimentométriques dans le Quaternaire

Ce graphique illustre parfaitement la grande hétérogénéité et la variabilité de cette formation quaternaire. On y distingue deux grandes familles de sols aux comportements géotechniques différents :

- le groupe de courbes foncées à droite présente une granulométrie très étalée, s'étendant du sable fin jusqu'aux gros graviers/galets. La teneur en éléments fins reste faible à modérée (entre 10 et 25%). Ce sont donc essentiellement des matériaux gravo-sableux. Ce groupe concerne 75% des échantillons,
- le groupe de courbes claires à gauche présente un étalement principalement concentré dans le limon et le sable fin. Le pourcentage de fines y est beaucoup plus important (entre 40 et 80%). Ce sont des sables limoneux ou des limons sableux. Ce groupe concerne 25% des échantillons.

Les essais pressiométriques sont en parfaite adéquation avec le profil granulométrique du site :

- Les valeurs pressiométriques les plus basses (proches de 0,5 à 1,5 MPa) caractérisent les horizons de sols fins et limoneux, sensibles à l'eau et moins compacts,

- À l'inverse, les valeurs les plus élevées (allant jusqu'à 6 MPa) confirment la présence d'alluvions grossières et de graves compactes, qui présentent une excellente résistance mécanique.

Cette hétérogénéité mécanique est le reflet direct de l'hétérogénéité granulométrique de ces dépôts alluvionnaires et remblais.

4.2.3. Classification GTR – Plasticité

Dans les échantillons à dominante limoneuse, des limites d'Atterberg ont été réalisées pour quantifier la plasticité du matériau. Le graphique suivant montre que l'on a affaire à des échantillons à très faible plasticité.

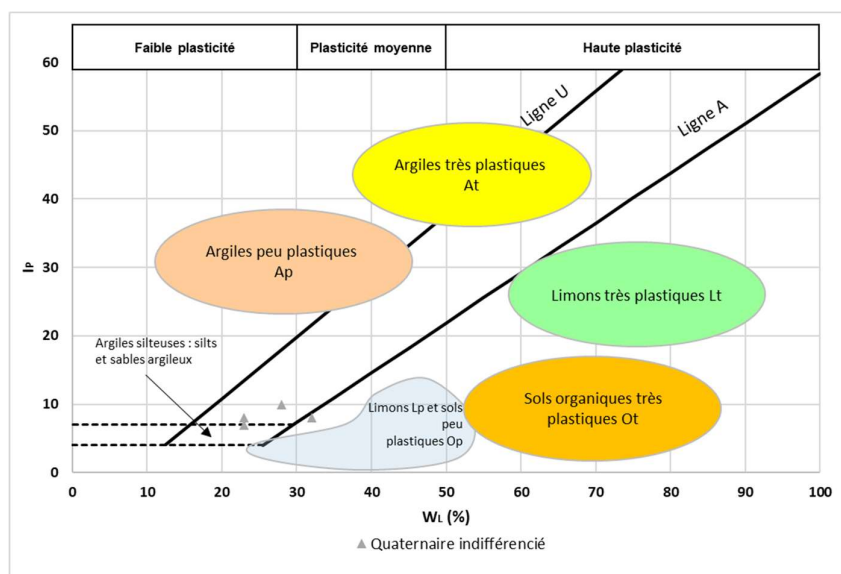


Figure 50 : Plasticité du Quaternaire

Dans les échantillons essentiellement sableux ou graveleux, ce sont des valeurs au bleu VBS qui ont été effectuées. Elles indiquent des valeurs comprises 0,20 et 0,70 et traduisent des sols sablo-limoneux.

Les graphiques suivants donnent la classification GTR des matériaux en croisant le pourcentage de passant à 63 μ m et la VBS ou l'indice IP.

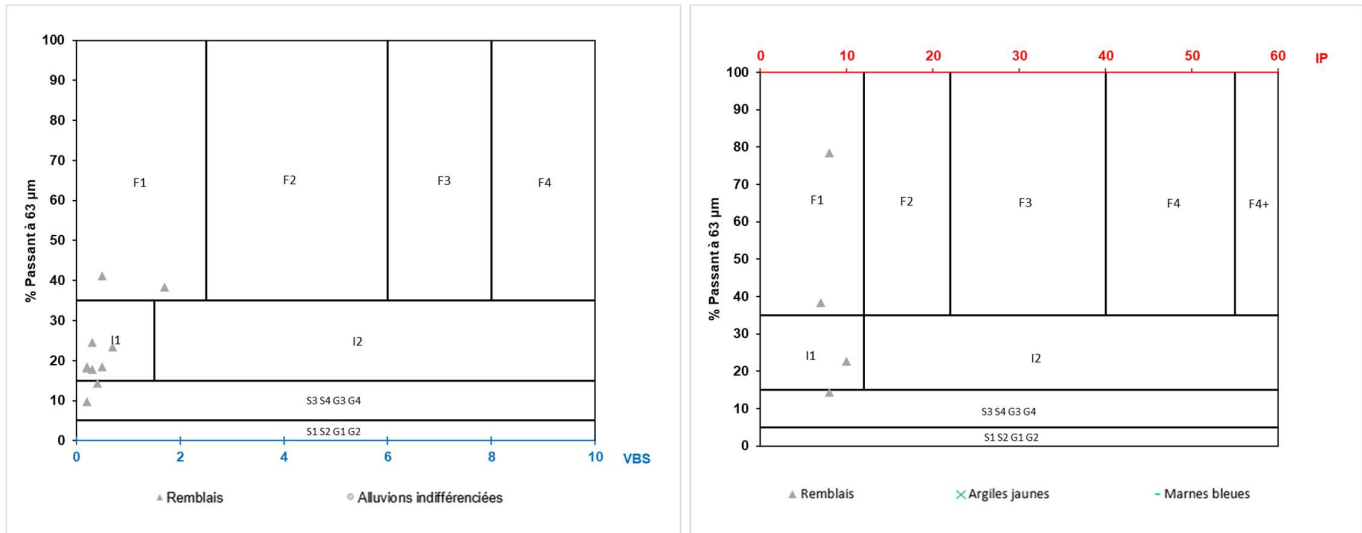


Figure 51 : Classification GTR du Quaternaire

Ces graphiques mettent en évidence deux sous-groupes au sein du Quaternaire :

- Des sols fins de type F1 qui correspondent aux courbes claires des analyses granulométriques. Ce sont des limons, sensibles à l'eau mais de faible plasticité,
- Des sols de type I1, qui sont des sols intermédiaires avec des éléments grossiers mais aussi une part importante de fines. Ils correspondent aux courbes foncées des analyses granulométriques.

4.2.4. Essais de cisaillement

Deux essais de cisaillement ont été réalisés dans des échantillons, a priori, granulométriquement très comparables.

Les essais confirment qu'on a affaire à des sols majoritairement pulvérulents (sans cohésion) et donnent des valeurs d'angle de frottement comprises entre 33 et 37°.

Cette différence peut s'expliquer par l'hétérogénéité du matériau au sein d'un même échantillon :

- Un angle de 37° reflète davantage un matériau graveleux tel que des alluvions à galets, dépourvu de fines,
- Un angle de 33° s'explique par une part plus importante de fines (limons) et un matériau plus sableux.

Par comparaison, on peut estimer l'angle de frottement en utilisant la relation empirique suivante qui lie, pour des sols granulaires uniquement, l'angle de frottement φ' à la pression limite et à la contrainte verticale initiale en place dans le sol :

$$\tan \varphi' = 0,54 + 0,12 \cdot \log \left(\frac{Pl^*}{\sigma'_{v0}} \right) \quad (\text{relation empirique de Ménard valable dans les sols granulaires})$$

On applique cette relation pour chacun des essais réalisés dans le Quaternaire et on synthétise ci-dessous les résultats statistiques, toutes zones confondues :

Quaternaire

Valeur min :	31,2°
Valeur max :	41,0°
Ecart-type :	1,80
Moyenne arithmétique :	36,0°

Les essais réalisés en laboratoire appartiennent à la fourchette de valeurs déterminées via les essais pressiométriques, et sont donc tout à fait cohérents.

Face à la variabilité des faciès, bien que la moyenne arithmétique via les essais pressiométriques s'élève à 36°, il conviendra de rester prudent sur le choix des paramètres de cisaillement afin de tenir compte des horizons plus limoneux.

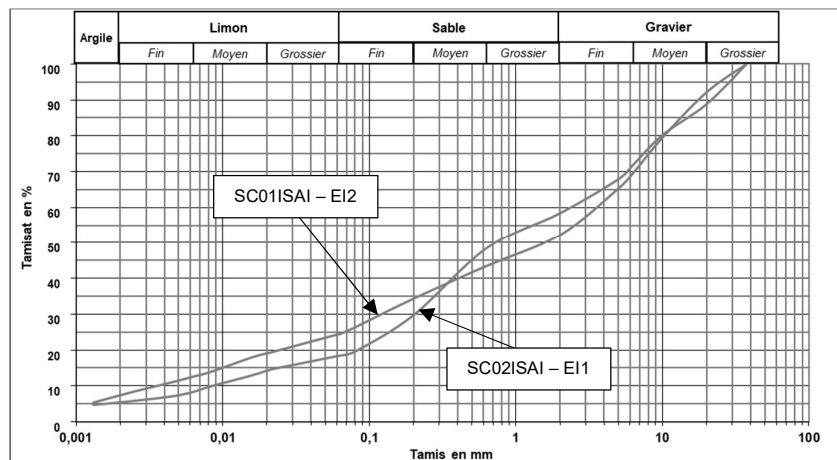


Figure 52 : Courbes granulométriques des échantillons testés en cisaillement

4.2.5. Caractéristiques géotechniques retenues au stade G2 PRO

Au stade G2 PRO, sur la base des essais réalisés par ABO ERG, nous retenons les paramètres géotechniques suivants pour le dimensionnement des ouvrages :

Quaternaire indifférencié	γ_h (kN/m ³)	φ' (°)	c' (kPa)
0-3 m	20	32	3
3-6 m	20	35	0

Tableau 13 : Paramètres géotechniques retenus au stade PRO

5. Ouvrage de soutènement et fondations du portail en zone 1

5.1. Rappel des travaux envisagés

Dans le cadre du projet d'aménagement futur, il est prévu de sécuriser le site par l'installation d'un portail d'accès coulissant en travers sur l'enrobé.

Afin de permettre le débattement complet et fonctionnel du portail situé en pied de talus, la création d'une niche de dégagement est indispensable. Cette niche sera creusée dans le talus existant et nécessitera de fait la réalisation d'un ouvrage de soutènement pour maintenir les terres.

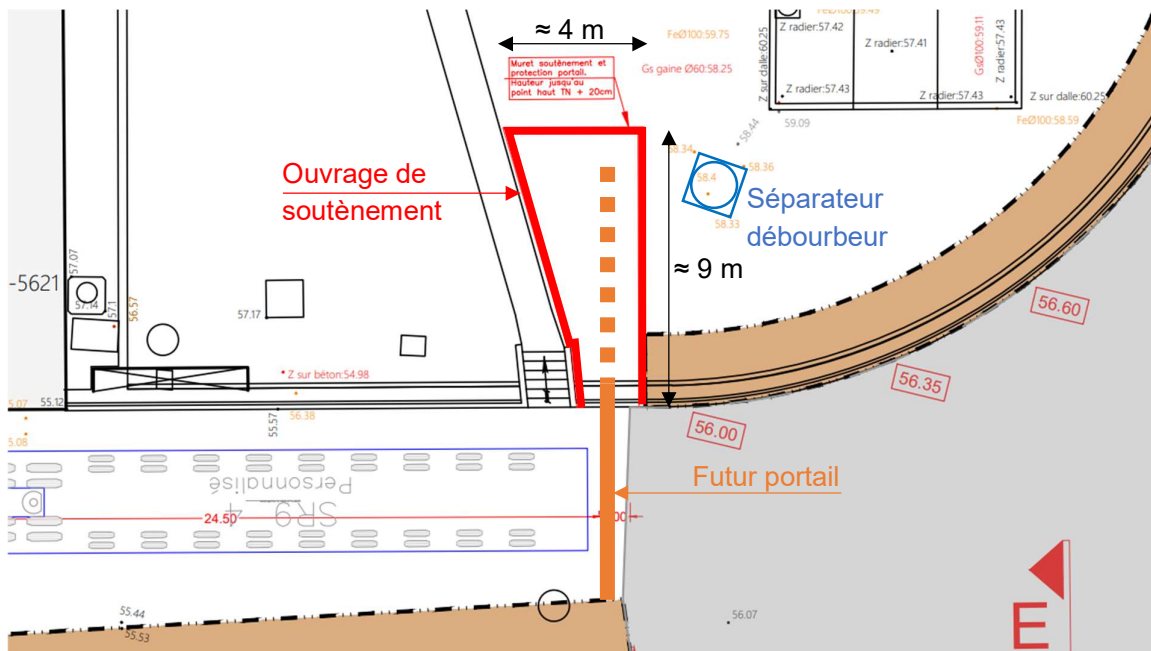


Figure 53 : Emprise de la niche de dégagement du portail en zone 1

Deux ouvrages géotechniques sont donc à étudier :

- La fondation du portail,
- Le mur de soutènement de la niche de dégagement.

5.2. Etude du soutènement de la niche de dégagement

5.2.1. Type de soutènement

La niche a une longueur d'environ 9 m pour une largeur maximale de 4 m et minimale de 1,8 m. Au plus haut, au niveau de la future niche, le terrain naturel se situe vers la cote +58,50 NGF. L'enrobé se situe à la cote +55,91 NGF, ce qui engendre une hauteur de soutènement maximale de 2,60 m.

La configuration est telle qu'il est difficile d'envisager un talutage des terrains du fait de la présence de cheminement en béton, du radier du bloc 614 et du séparateur débourbeur.

On s'oriente donc vers la mise en œuvre d'une paroi verticale type paroi microberlinoise composée de micropieux régulièrement espacés et armés d'un tube en acier. Ces micropieux pourront être exécutés depuis le talus.

Le terrassement du talus s'effectuera par passes successives une fois les micropieux réalisés. Un blindage en béton sera mis en œuvre au fur et à mesure du dégagement des alluvions, assurant ainsi le maintien permanent et continu des terres.

5.3. Coupe de calcul et hypothèse de prédimensionnement

Nous retenons les paramètres de cisaillement indiqués au paragraphe 4.2.5.

Les coefficients de poussée et de butée des sols, K_{av} et K_{pv} , sont calculés en considérant :

- Une obliquité de la poussée δ/φ de $+1/3$,
- Une obliquité de la butée δ/φ de $-2/3$.

On prendra en compte une surcharge en tête de paroi de 2,5 kPa pour tenir compte du cheminement piéton. Elle est appliquée directement derrière l'écran et sur une bande de 1,80 m de largeur.

Les caractéristiques géométriques et mécaniques du soutènement étudié sont les suivantes :

	Paroi zone 1
Type de paroi	Paroi microberlinoise
Géométrie	Micropieux $\phi 250$ mm, espacement 1,00 m
Tête de l'écran (NGF)	+58,50
Fiche mécanique (NGF)	+54,00
Fond de fouille travaux (NGF)	+55,90
Diamètre des micropieux (m)	0,25
Type d'armature	Tube acier ϕ_{ext} 177,8 mm, ép. 8 mm
Inertie en flexion (cm ⁴)	1541
Espacement (m)	1,00

Tableau 14 : Caractéristiques géométriques et mécaniques de la paroi de soutènement

Dans ces conditions, les coefficients de réaction horizontale des terrains sont déterminés à partir de la formule de Schmitt selon l'Annexe F de la norme NF P 94-282. Ils dépendent des paramètres pressiométriques de l'horizon (E_m et α) mais également du produit d'inertie de la paroi (EI) :

$$k_h = \frac{2,0 \left(\frac{E_m}{\alpha} \right)^{\frac{4}{3}}}{(EI)^{\frac{1}{3}}}$$

Le produit d'inertie de la paroi microberlinoise est le suivant :

$$EI_{paroi_CT} = \frac{E_{acier} \times I_{tube}}{espacement} = \frac{2,1 \cdot 10^8 \times 1545 \cdot 10^{-8}}{1,00} = 3245 \text{ kN.m}^2/\text{ml}$$

D'où $k_h = 126\,000 \text{ kN/m}^2/\text{ml}$ dans la tranche 0-3 m et $810\,000 \text{ kN/m}^2/\text{ml}$ dans la tranche 3-6 m.

5.4. Justifications à apporter

Conformément à la norme NF P 94-282, les justifications à mener pour un écran de soutènement sont les suivantes :

Aux états-limites ultimes :

	Type ELU	Approche de calcul
Tous les écrans de soutènement		
Stabilité générale (1)	GEO	2
Défaut de butée (2)	GEO	2
Résistance de la structure	STR	2
Stabilité du fond de fouille (3)	GEO	2
Écrans porteurs		
Poinçonnement du sol support	GEO	2
Écrans avec appuis		
Stabilité du massif d'ancrage	GEO	2
Résistance de l'ancrage (4)	STR/GEO	2
Résistance de l'appui (5)	STR/GEO	2
Écrans concernés par les ruines d'origine hydraulique		
Érosion interne ou régressive / Boulance (6)	HYD	-
Soulèvement du fond de fouille (7)	UPL	-

Tableau 15 : Justifications ELU des parois de soutènement

Aux états-limites de service :

- Respect des critères de déformation des ouvrages pour l'exploitation définie par le MOA,
- Résistance structurelle de l'écran et de ses appuis.

Dans le cas présent, en l'absence d'interaction avec la nappe, l'écran est concerné seulement par les vérifications surlignées en bleu.

Le dimensionnement sera effectué sur le logiciel K-REA.

5.4.1. Vérification GEO – Défaut de butée

Le rapport de butée est calculé par K-REA. Il est vérifié pour des rapports de mobilisation de butée supérieurs à 1,50 en phase provisoire, et 1,89 en phase définitive, et pour toutes les phases de terrassement.

5.4.2. Vérification GEO – Déformée de la paroi

La définition des seuils de déformées dépend de la sensibilité des avoisinants, et sort du domaine de compétences et de la responsabilité du géotechnicien. Ces critères de déplacement doivent être validés par la MOA / MOE.

En première approche, nous retiendrons une déformée limite admissible égale à $H/200$, soit 13 mm.

5.4.3. Vérification STR – Résistance structurelle de la paroi

La paroi ne reprend aucun effort de compression, mais uniquement des efforts de flexion et de cisaillement.

Les vérifications s'effectuent aux ELU conformément à l'EC3-1. On considère un tube de diamètre extérieur $\phi 177,8$ mm et d'épaisseur 8 mm, avec une nuance d'acier S235 ($f_y = 235$ MPa). Dans ces conditions, on retient une section transversale de classe 1. Il va alors être nécessaire de vérifier l'inégalité suivante :

$$M_{Ed} \leq M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{M0}}$$

Avec :

- W_{pl} , module de flexion plastique,
- f_y , limite d'élasticité de l'acier,
- γ_{M0} , coefficient partiel pour résistance des sections transversales.

5.5. Phasage des calculs

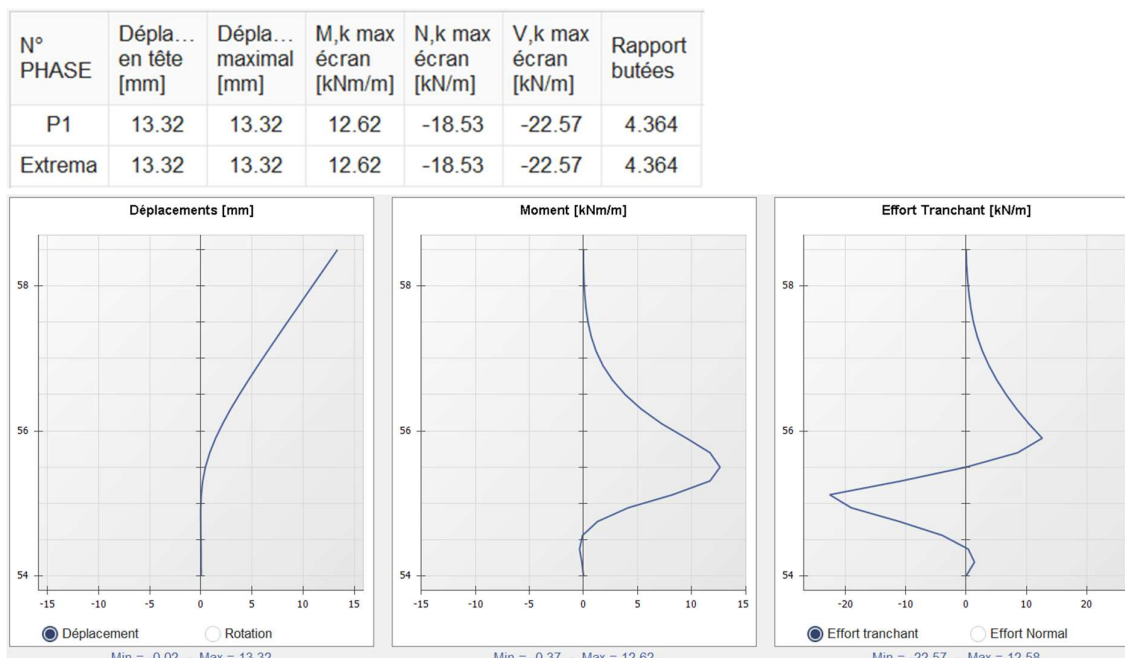
Le phasage retenu est le suivant :

Phase 1 → initialisation des contraintes

Phase 2 → mise en place des pieux de parois et terrassement en fond de fouille

5.6. Résultats et justifications de l'écran de soutènement

On donne ci-après les résultats du calcul à l'ELS puis à l'ELU. Les déplacements à l'ELS sont estimés à 13 mm et le défaut de butée est justifié.



N° PHASE	Type	M,d max écran [kNm/m]	N,d max écran [kN/m]	V,d maxi écran [kN/m]	Vérif. Def. Butée	Bilan Vert	Vérif. Kranz
P1	MEL	19.18	-20.86	-29.49	OK	-2.26	OK
Extrema		19.18	-20.86	-29.49			

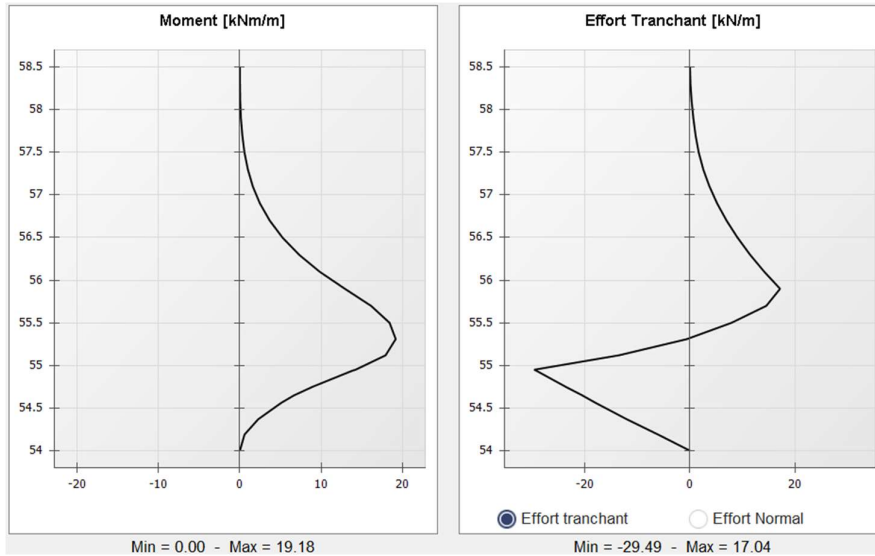


Figure 55 : Résultats ELU du dimensionnement du soutènement en zone 1

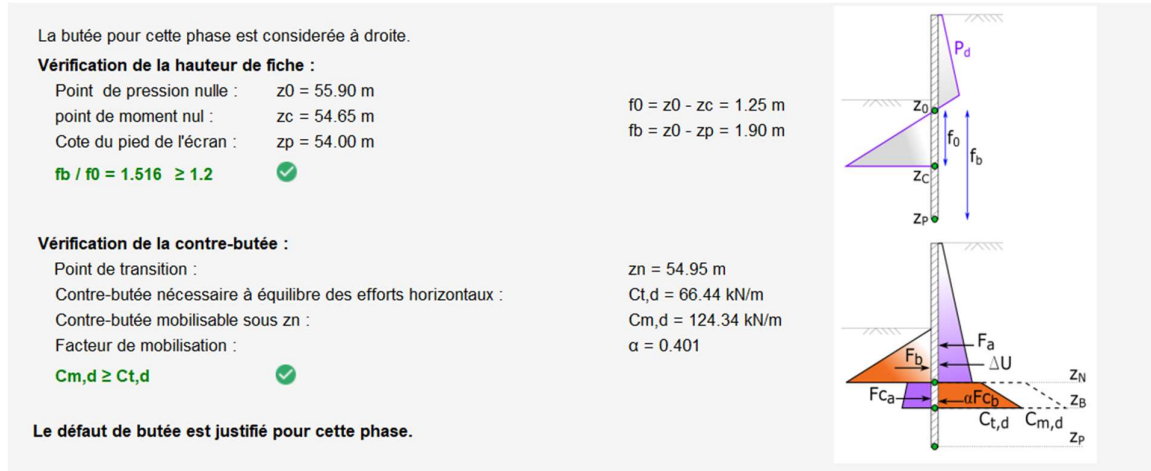


Figure 56 : Vérification de la butée en zone 1

Le moment maximal à l'ELU est de 19,2 kN.m/ml, soit 19,2 kN.m/micropieu.

$$M_{Ed} = 19,2 \text{ kN.m} \leq M_{c,Rd} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{231.10^{-6} \times 235}{1,00} = 54 \text{ kN.m}$$

La résistance du tube est vérifiée vis-à-vis de l'effort de flexion.

5.7. Etude des fondations du portail

L'infrastructure nécessaire à l'installation du grand portail coulissant sera constituée d'une longrine en béton armé, dimensionnée pour supporter le poids de l'ouvrage en mouvement et le passage des véhicules, et garantir que le rail ne bougera pas dans le temps.

Cette fondation linéaire sera coulée en continu sur une longueur totale correspondant à un peu plus de deux fois la largeur de passage (incluant la zone d'ouverture et la zone de dégagement située dans la niche). Afin de prémunir la structure contre les déformations liées aux cycles de gel et dégel, la tranchée sera excavée à une profondeur réglementaire hors gel de 0,50 m.

5.7.1. Vérification GEO – Portance du terrain

On détermine la portance des sols sous la longrine :

$$R_{v;d} = \frac{R_{v;k}}{\gamma_{R;d}} \quad R_{v;k} = \frac{A' \times q_{net}}{\gamma_{R;d,v}}$$

$$q_{net} = k_p \times Pl_e^* \times i_\delta \times i_\beta$$

Avec :

V_d , valeur de calcul de la charge verticale transmise par la fondation au terrain,
 R_0 , valeur du poids de volume de sol constitué du volume de la fondation sous le terrain après travaux et des sols compris entre la fondation et le terrain après travaux,
 $R_{v;d}$, valeur de calcul de la résistance nette du terrain sous la fondation superficielle,
 $\gamma_{R;d}$, facteur partiel à considérer (2,3 à l'ELS quasi-permanent et à l'ELS caractéristique, 1,4 à l'ELU fondamental),
 $R_{v;k}$, valeur caractéristique de la résistance nette du terrain sous la fondation,
 q_{net} , valeur de la contrainte associée à la résistance nette sous la fondation,
 A' , surface effective de la base de la fondation,
 $\gamma_{R;d,v}$, coefficient de modèle lié à la méthode de calcul utilisée pour le calcul de la contrainte q_{net} (1,2 pour la méthode pressiométrique),
 k_p , facteur de portance pressiométrique,
 Pl_e^* , pression limite nette équivalente,
 i_δ , coefficient de réduction de portance lié à l'inclinaison de la charge,
 i_β , coefficient de réduction de portance lié à la proximité d'un talus.

- **Détermination de la pression limite nette équivalente**

Le sondage du projet SP08ISAI indique l'absence de remblais et la présence immédiate en fond de fouille des alluvions indifférenciées. Dans cette zone, nous avons fait le choix de retenir une pression limite Pl^* de 2,20 MPa dans les alluvions sur la tranche 0-3 m.

• Détermination du coefficient de portance

Le coefficient de portance pressiométrique k_p dépend de l'encastrement équivalent D_e / B , du type de sol et de l'élancement des semelles. On se place dans le cas de semelles filantes ancrées dans les alluvions, c'est-à-dire dans un sol de catégorie « Sables et graves ».

Pour une hauteur d'encastrement équivalente de 0,50 m et une largeur de longrine type de 0,50 m, le coefficient k_p vaut 1,30.

• Détermination des coefficients de réduction

La longrine n'est pas située en crête de talus. Le coefficient i_β est par conséquent égal à 1,00. En revanche, la longrine va être soumise à des efforts horizontaux qui sont de plusieurs types :

- Efforts liés à l'effet du vent sur le portail,
- Efforts de freinage ou d'accélération des véhicules au moment du franchissement de la longrine,
- Efforts de poussée des terres liés à la proximité du talus.

Ces efforts vont entraîner une inclinaison δ_d de l'effort résultant : $\delta_d = \arctan\left(\frac{H_d}{V_d}\right)$

Dans le cas d'un sol purement frottant, le coefficient de réduction de portance lié à l'inclinaison du chargement i_δ vaut :

$$i_\delta = \left(1 - \frac{2\delta_d}{\pi}\right)^2 - \frac{2\delta_d}{\pi} \left(2 - 3\frac{2\delta_d}{\pi}\right) e^{-D_e/B} \quad \text{pour } \delta_d < \pi/4$$

$$i_\delta = \left(1 - \frac{2\delta_d}{\pi}\right)^2 - \left(1 - \frac{2\delta_d}{\pi}\right)^2 e^{-D_e/B} \quad \text{pour } \delta_d \geq \pi/4$$

En l'absence de descente de charges vertical et horizontal sur la longrine (ni de caractéristiques géométriques des portails), on prend l'hypothèse d'un ratio d'inclinaison de 0,15 entre l'effort horizontal et l'effort vertical, ce qui signifie que l'effort horizontal représente 15% de l'effort vertical.

Dans ces conditions, l'inclinaison δ_d vaut $8,5^\circ$ (0,148 rad), soit un coefficient i_δ de 0,75.

On a alors $q_{net} = k_p \times PI^* \times i_\delta = 1,30 \times 1,10 \times 0,75 = 1,05 \text{ MPa}$.

A l'ELS quasi-permanent et caractéristique, $R_{v,d} = \frac{q_{net}}{\gamma_{R,v} \times \gamma_{R,d,v}} = \frac{1,05}{2,3 \times 1,2} = 0,38 \text{ MPa}$

A l'ELU fondamental, $R_{v,d} = \frac{q_{net}}{\gamma_{R,v} \times \gamma_{R,d,v}} = \frac{1,05}{1,4 \times 1,2} = 0,63 \text{ MPa}$

Ce qui signifie qu'avec une largeur de 0,50 m, la longrine peut reprendre une charge maximale de 19 tonnes/ml à l'ELS et 32 tonnes/ml à l'ELU.

Bien que la descente de charges définitive n'ait pas été communiquée, la capacité portante calculée à 19 tonnes/ml pour une longrine de 0,50 m offre une marge de manœuvre telle qu'elle s'avère, selon toute vraisemblance, hautement sécuritaire pour les exigences du projet.

Les tassements ne peuvent pas être estimés mais ils seront probablement très faibles au vu de la bonne portance des terrains.

Toutefois, bien que la capacité portante verticale soit largement validée, l'évaluation géotechnique ne saurait s'y limiter. L'exposition au vent du portail impose de mener une étude approfondie vis-à-vis des risques de glissement horizontal et de renversement de la longrine, qui constitueront les véritables critères dimensionnants de l'ouvrage.

5.7.2. Vérification GEO – Excentrement du chargement / Renversement

Si la charge est excentrée, la semelle subit un moment de renversement et les contraintes dans le sol deviennent non uniformes. Un excentrement trop important peut conduire à :

- Une réduction de la surface portante efficace,
- Un soulèvement d'un bord de la semelle,
- Des tassements différentiels accrus,
- Des efforts de cisaillement et flexion supplémentaires dans la semelle.

On calcule l'excentrement e à partir des torseurs d'efforts. On doit ensuite vérifier les inégalités suivantes à l'ELS et à l'ELU :

	Semelle filante de largeur B		Semelle filante de largeur B
ELS quasi-permanents et ELS fréquents	$\left(1 - \frac{2e}{B}\right) \geq \frac{2}{3}$		
ELS caractéristiques	$\left(1 - \frac{2e}{B}\right) \geq \frac{1}{2}$	ELU Fondamental et accidentel	$\left(1 - \frac{2e}{B}\right) \geq \frac{1}{15}$

Tableau 16 : Excentrements maximaux à respecter suivant l'état limite considéré

Ces inégalités servent à vérifier que l'excentrement de la charge reste dans une plage acceptable pour que les formules de portance restent valides à l'ELU et à l'ELS.

Elles reviennent à vérifier que :

ELS quasi-permanents	$e \leq B/6$	→ surface comprimée = 100%
ELS caractéristiques	$e \leq B/4$	→ surface comprimée $\geq 75\%$
ELU fondamentaux	$e \leq 7B/15$	→ surface comprimée $\geq 10\%$

En l'absence de descente de charges, cette vérification ne peut être effectuée.

5.7.3. Vérification GEO – Glissement

Afin de s'assurer de la résistance au glissement d'une semelle subissant des efforts horizontaux, le non glissement doit être vérifié pour les ELU fondamentaux et accidentels.

On doit vérifier : $H_d \leq R_{h;d} + R_{p;d}$

Avec :

H_d : Valeur de calcul de la composante horizontale de la charge transmise par la fondation au terrain,

$R_{h;d}$: Valeur de calcul de la résistance au glissement de la fondation sur le terrain,

$R_{p;d}$: Valeur de calcul de la résistance frontale de la fondation à l'effet de H_d .

La résistance frontale (butée) n'est mobilisée que si les déplacements de la semelle sont suffisants et donc compatibles avec les déplacements de la structure portée. La mobilisation de la butée dépend également de la mise en œuvre de la fondation. En pratique, et de manière sécuritaire, on ne la prend pas en compte.

Le non-glissement doit être vérifié à l'interface entre la longrine et le sol d'assise.

En conditions drainées (interface béton/alluvions), on a : $R_{hd} = \frac{V_d \cdot \tan \varphi}{\gamma_{R,h} \cdot \gamma_{R,d,h}}$

Avec :

V_d : Valeur de calcul de la composante verticale de la charge transmise par la fondation,

φ : Angle de frottement à l'interface longrine / massif de sol,

$\gamma_{R,h}$: Facteur partiel pour la résistance au glissement,

$\gamma_{R,d,h}$: Coefficient de modèle lié à l'estimation de la résistance ultime au glissement.

Les coefficients de sécurité partiels à prendre en compte sont les suivants :

$$\gamma_{R,d,h} = 1,10 \text{ et } \gamma_{R,h} = 1,10 \text{ aux ELU fondamentaux}$$

En l'absence de descente de charges, cette vérification ne peut être effectuée.

5.7.4. Conclusions et sujétions d'exécution

Le portail reposera sur une longrine en béton armé descendue à la profondeur de mise hors gel de 0,50 m, c'est-à-dire directement dans les alluvions indifférenciées. Les calculs de portance ont montré qu'avec une largeur type de 0,50 m, la portance admissible en sous-face de la longrine, estimée à 0,38 MPa à l'ELS et 0,63 MPa à l'ELU, était, vraisemblablement, très importante au regard des charges attendues.

Toutefois, en l'absence de descente de charges et de géométrie du portail, il n'a pas été possible de vérifier la stabilité de la longrine vis-à-vis du glissement et du renversement.

Ces vérifications devront obligatoirement être faites en phase G3.

6. Ouvrage de soutènement en zone 2

6.1. Rappel des travaux envisagés et contraintes à prendre en compte pour la conception du soutènement

Afin de libérer l'espace nécessaire à la circulation des poids lourds, et plus particulièrement pour garantir leur rayon de braquage lors des manœuvres de retournement, une opération de terrassement est requise pour tailler directement dans l'emprise du talus existant en zone 2.

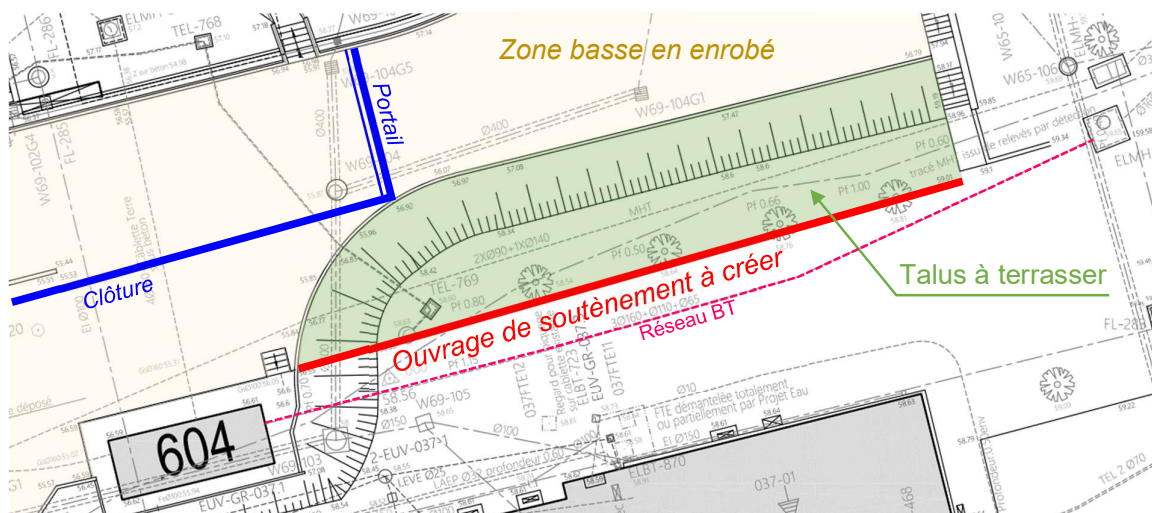


Figure 57 : Travaux à réaliser au niveau de la zone 2 [R 1]

Pour contenir les terres ainsi excavées sur environ 2,30 m de hauteur et stabiliser durablement le terrain en amont, la construction d'un ouvrage de soutènement s'avère indispensable en limite de la nouvelle zone de circulation créée.

La conception de l'ouvrage de soutènement est fortement contrainte par la présence immédiate d'un réseau électrique Basse Tension (BT) enterré maintenu en place sans dévoiement. Ce réseau se situe à une profondeur de 0,80 à 1,00 m d'après le compte-rendu géophysique de géodétection des ouvrages enterrés d'ABO ERG [R 6].

La proximité de ce réseau sensible, situé entre 0,90 et 2,30 m à l'arrière du futur mur, exclut d'emblée les techniques de soutènement traditionnelles par excavation à ciel ouvert ou par talutage provisoire, sous peine de provoquer un déconfinement immédiat et dangereux du massif de sol qui engendrerait de possibles dommages sur les câbles.

6.2. Choix du type de soutènement

Pour pallier cette contrainte, le choix s'est porté sur la réalisation d'une paroi microberlinoise, comme pour la zone 1. Cette méthode permet de créer les éléments structuraux verticaux (micropieux) par forage à la tarière rotative depuis la plateforme supérieure, garantissant une exécution sans vibrations préjudiciables pour le réseau. Le terrassement du talus s'effectuera par passes successives une fois les micropieux réalisés. Un blindage en béton sera mis en

œuvre au fur et à mesure du dégagement des limons, assurant ainsi le maintien permanent et continu des terres enveloppant le réseau BT pendant toute la durée des travaux.

L'utilisation de palplanches métalliques présentait l'avantage d'une rapidité d'exécution et d'une emprise au sol extrêmement réduite. Cependant, cette méthode a été écartée en raison de ses inconvénients majeurs dans ce contexte précis :

- Le fonçage (par battage ou vibrofonçage) génère des vibrations importantes dans le massif de sol, probablement incompatibles avec la sécurité des câbles à proximité,
- Le vibrofonçage peut entraîner un réarrangement granulaire, un compactage local des terrains qui induit un tassement vertical du massif de sol.

De plus, esthétiquement parlant, une palplanche présente un aspect métallique type tôle ondulée dont le rendu visuel n'est pas cohérent avec le reste des soutènements du projet constitués de murets en béton lisse.

Le choix s'est donc porté sur la réalisation d'une paroi microberlinoise. Bien que cette technique engendre des cadences de production légèrement plus faibles et nécessite une attention particulière à la météo lors du terrassement par passes des remblais limoneux, ses avantages nous semblent décisifs pour le projet :

- Sécurité du réseau : le forage des pieux à la tarière rotative s'effectue sans vibrations et maintient le sol confiné,
- Qualité esthétique : elle offre la possibilité de réaliser un voile de finition en béton coffré et coulé en face avant, masquant intégralement les micropieux/pieux en saillie pour offrir l'aspect net et lisse d'un mur de soutènement traditionnel.

6.3. Coupe de calcul et hypothèse de prédimensionnement

Nous retenons les paramètres de cisaillement indiqués au paragraphe 4.2.5.

Les coefficients de poussée et de butée des sols, K_{ay} et K_{py} , sont calculés en considérant :

- Une obliquité de la poussée δ/φ de $+1/3$,
- Une obliquité de la butée δ/φ de $-2/3$.

On ne prendra en compte aucune surcharge en tête de paroi.

Les caractéristiques géométriques et mécaniques du soutènement étudié sont les suivantes :

	Paroi zone 2
Type de paroi	Paroi microberlinoise
Géométrie	Micropieux $\phi 250$ mm, espacement 1,50 m
Tête de l'écran (NGF)	+58,70
Fiche mécanique (NGF)	+54,20
Fond de fouille travaux (NGF)	+56,40
Diamètre des pieux (m)	0,25
Armature	Tube acier ϕ_{ext} 177,8 mm, ép. 8 mm
Inertie en flexion (cm^4)	1541
Espacement (m)	1,50

Tableau 17 : Caractéristiques géométriques et mécaniques de la paroi de soutènement

Dans ces conditions, les coefficients de réaction horizontale des terrains sont déterminés à partir de la formule de Schmitt selon l'Annexe F de la norme NF P 94-282. Ils dépendent des paramètres pressiométriques de l'horizon (E_m et α) mais également du produit d'inertie de la paroi (EI) :

$$k_h = \frac{2,0 \left(\frac{E_m}{\alpha} \right)^{\frac{4}{3}}}{(EI)^{\frac{1}{3}}}$$

Le produit d'inertie de la paroi microberlinoise est le suivant :

$$EI_{paroi_CT} = \frac{E_{acier} \times I_{tube}}{espacement} = \frac{2,1.10^8 \times 1545.10^{-8}}{1,50} = 2163 \text{ kN.m}^2/\text{ml}$$

D'où $k_h = 144\,000 \text{ kN/m}^2/\text{ml}$ dans la tranche 0-3 m et $917\,000 \text{ kN/m}^2/\text{ml}$ dans la tranche 3-6 m.

6.4. Justifications à apporter

Elles sont identiques à celle du soutènement de la zone 1.

6.5. Phasage des calculs

Le phasage retenu est le suivant :

Phase 1 → initialisation des contraintes

Phase 2 → mise en place des pieux de parois et terrassement en fond de fouille

6.6. Résultats et justifications de l'écran de soutènement

On donne ci-après les résultats du calcul à l'ELS puis à l'ELU.

Les déplacements sont de l'ordre de 10 mm et le défaut de butée est justifié.

N° PHASE	Dépla... en tête [mm]	Dépla... maximal [mm]	M,k max écran [kNm/m]	N,k max écran [kN/m]	V,k max écran [kN/m]	Rapport butées
P1	9.80	9.80	7.42	-8.78	-12.20	5.080
Extrema	9.80	9.80	7.42	-8.78	-12.20	5.080

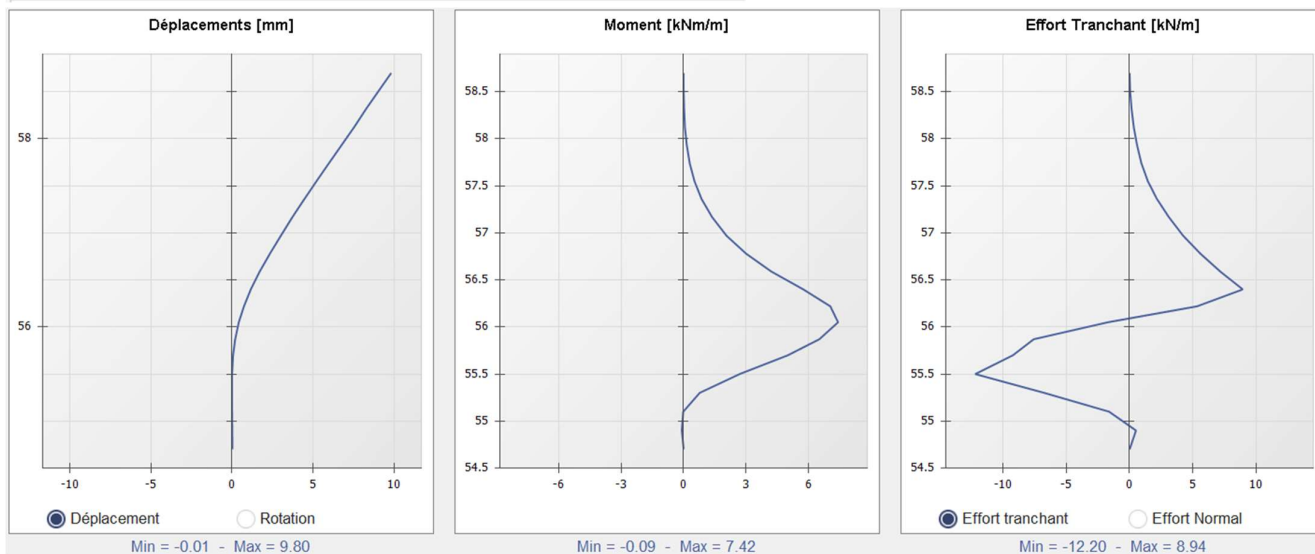


Figure 58 : Résultats ELS du dimensionnement du soutènement en zone 2

N° PHASE	Type	M,d max écran [kNm/m]	N,d max écran [kN/m]	V,d maxi écran [kN/m]	Vérif. Def. Butée	Bilan Vert	Vérif. Kranz
P1	MEL	10.94	-11.90	-17.85	OK	0.20	OK
Extrema		10.94	-11.90	-17.85			

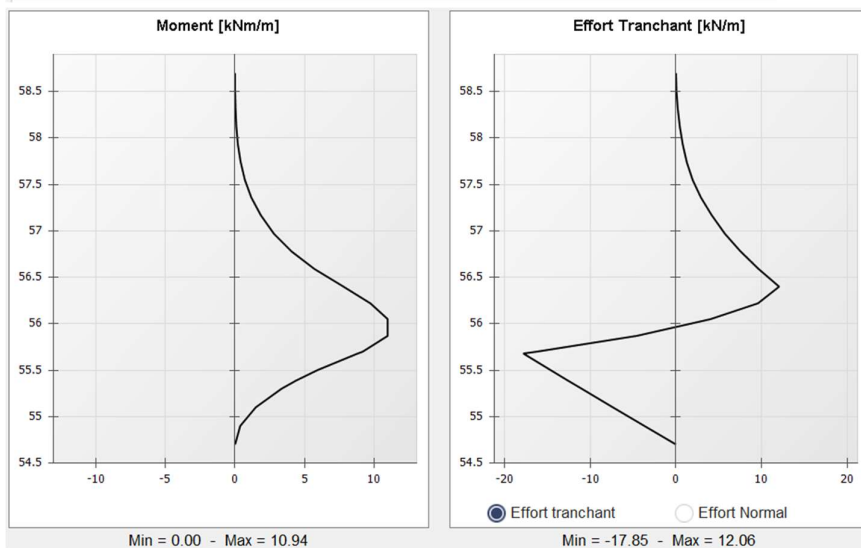


Figure 59 : Résultats ELU du dimensionnement du soutènement en zone 2

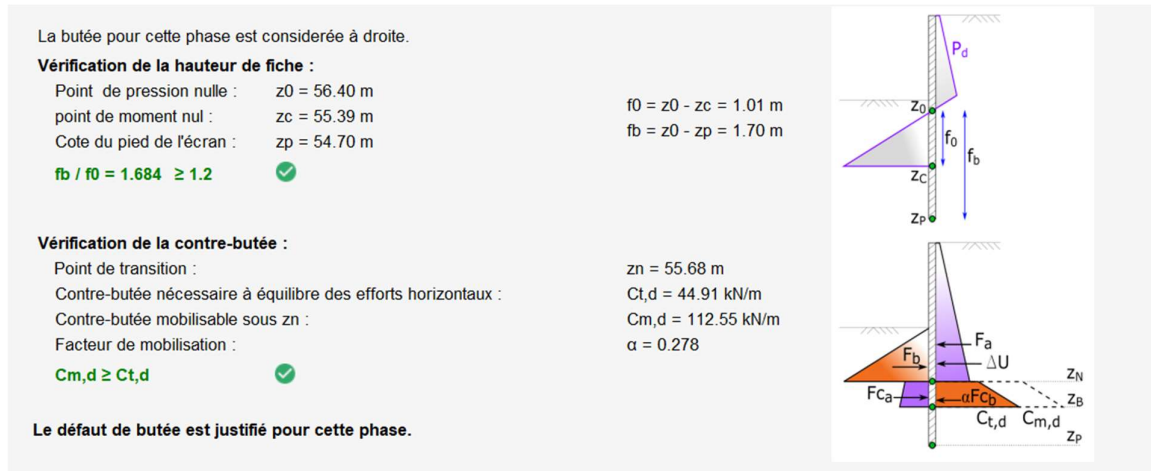


Figure 60 : Vérification de la butée

Le moment maximal à l'ELU dans la paroi est de 11 kN.m/ml, soit 16,5 kN.m/micropieu.

$$M_{Ed} = 16,5 \text{ kN.m} \leq M_{c,Rd} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{231 \cdot 10^{-6} \times 235}{1,00} = 54 \text{ kN.m}$$

La résistance du tube est vérifiée vis-à-vis de l'effort de flexion.

6.7. Sujétions d'exécution

En raison du stationnement et de la circulation de la foreuse de micropieux au droit immédiat du tracé du réseau BT, la mise en œuvre de plaques de répartition des charges est obligatoire.

Le poids élevé de cet engin de forage, concentré sur la surface réduite de ses chenilles, engendre des contraintes mécaniques verticales et dynamiques importantes (effets de poinçonnement). Sans dispositif de répartition, ces pressions se transmettraient directement à travers les remblais du talus, entraînant un risque d'écrasement ou de détérioration structurelle du fourreau et du câble BT sous-jacent.

L'interposition de ces plaques permettra d'étaler uniformément le poids de la machine sur une surface élargie, ramenant ainsi les contraintes au sol à un niveau admissible afin de garantir l'intégrité absolue du réseau électrique pendant toute la phase de réalisation de la paroi parisienne.

Une poutre de couronnement sera couler en tête des tubes afin d'assurer une solidarisation des micropieux et le monolithisme de l'écran.

7. Ouvrage de soutènement en zones 4 et 5

7.1. Rappel des travaux envisagés

L'aménagement des zones 4 et 5 intègre la réalisation d'un muret de soutènement destiné à assurer la stabilité des terres sur une hauteur de 1,00 m, mais servant également de fondation d'ouvrages.

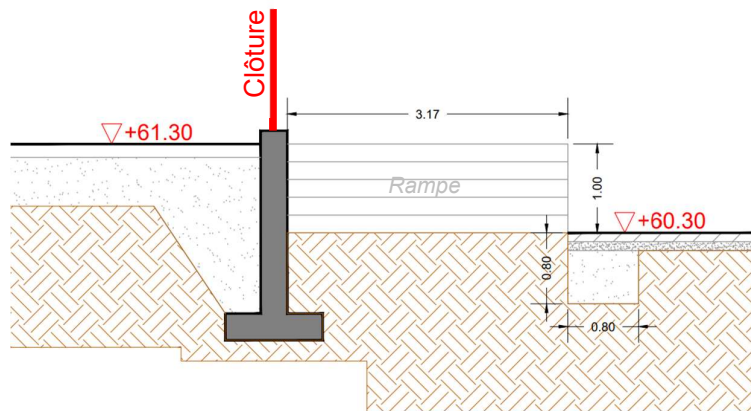


Figure 61 : Coupe-type FF sur la zone 4 [R 3]

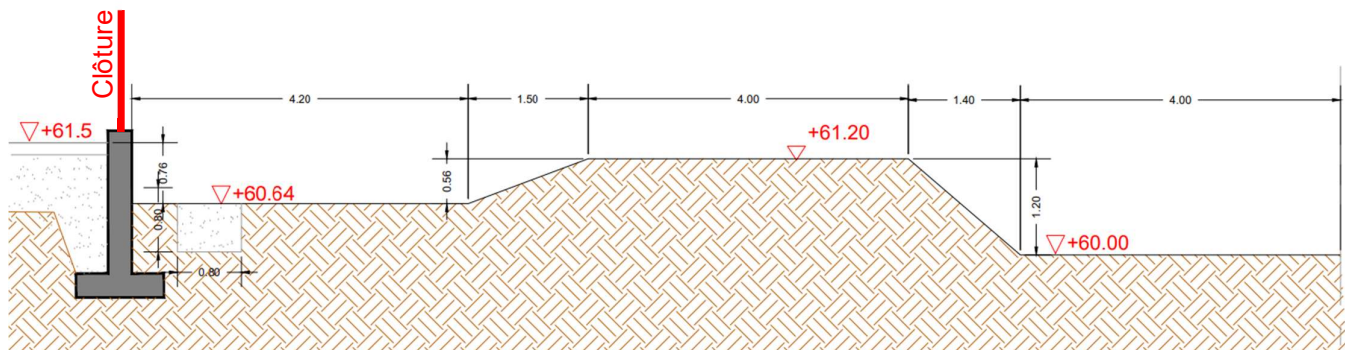


Figure 62 : Coupe BB sur la zone 5 [R 3]

7.2. Choix du type de soutènement

Il existe actuellement un muret de soutènement en zone 4. Toutefois, pour l'heure sa géométrie (dimension de sa semelle notamment) n'est pas connue car aucune fouille de reconnaissance n'y a été effectuée. Il n'est donc pas possible de se prononcer sur la possibilité d'y fonder un ouvrage. D'autre part, il n'est pas certain que son ferrailage soit dimensionné pour reprendre les efforts et moments induits par le vent en tête de mur.

Par conséquent, nous considérons ici que ce mur est démolé et remplacé par un ouvrage neuf.

En l'absence de réseau sensible dans l'emprise du projet de soutènement, il est possible d'envisager une solution de soutènement traditionnelle qui ne nécessite pas de machine lourde, comme par exemple un mur en blocs à bancher ou un voile banché.

L'intégration en tête de mur d'une clôture lourde de haute sécurité de type ZPR de 3,50 m de hauteur est incompatible avec l'utilisation de murs en L préfabriqués en béton armé.

Les sollicitations verticales excentrées dues au poids de la clôture, cumulées au moment de renversement important induit par l'action du vent sur une telle hauteur, engendrent des efforts de flexion incompatibles avec les voiles minces des murs en L traditionnels.

D'autre part, l'épaisseur du voile en tête n'est pas assez importante pour permettre la fixation des platines des poteaux.

A titre d'exemple, un mur en L d'une hauteur de 1,50 m (1,00 m + 0,50 m de profondeur hors gel) présente généralement une épaisseur de 10 cm en tête.

Cette solution doit donc être exclue au profit d'une paroi en béton coulée en place spécifiquement dimensionnée et ferrillée pour reprendre ces charges combinées.

7.3. Phasage de réalisation du soutènement

Le chantier débute par le décapage de la terre végétale, la réalisation d'un talus de pente 1H/1V maximum et le creusement d'une fouille en tranchée à 0,50 m de profondeur, afin de mettre la semelle de fondation du voile hors gel.

Le talus sera effectué à une distance suffisante du futur mur (banquette) pour permettre le passage d'opérateur et la mise en place des banches.

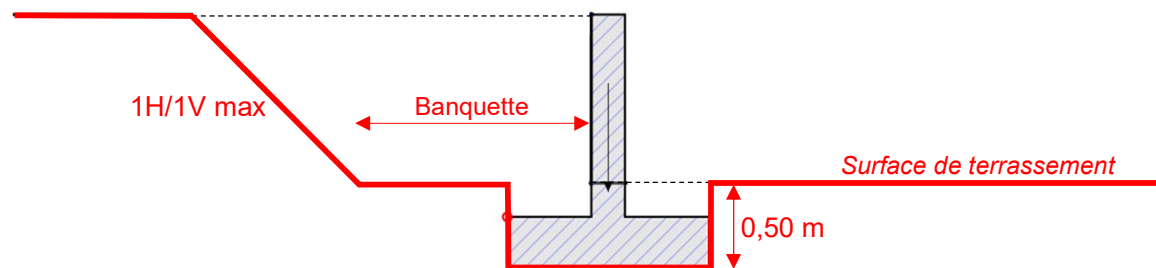


Figure 63 : Profil de terrassement_zones 4 et 5

Un béton de propreté sera coulé afin d'assurer un fond de fouille propre et nivelé.

Après ferrailage de la semelle et mise en attente des aciers de liaison avec le voile, la fondation filante est coulée.

Une fois que la résistance du béton est assurée, on vient mettre en place les banches de coffrage de part et d'autre des aciers pour y couler le voile en béton qui servira de soutènement.

Après décoffrage et séchage du béton, on assure le drainage du massif à l'arrière du voile, ainsi que le remblaiement jusqu'au niveau souhaité.

7.4. Justifications du mur de soutènement

Les vérifications du mur de soutènement sont effectuées sur le logiciel TALREN v6 à l'aide du module Mur.

Ce module est destiné à la justification géotechnique des ouvrages de soutènement fondés superficiellement, dont le poids joue un rôle important dans le soutènement du matériau retenu, conformément à la norme d'application de l'Eurocode 7 pour les ouvrages de soutènement de type mur NF P 94-281.

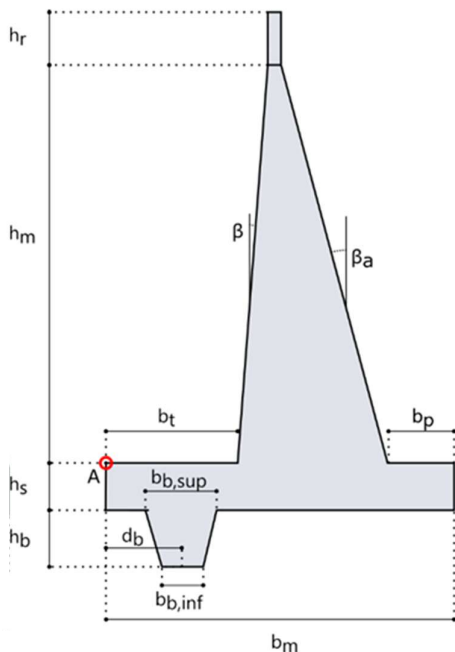
Les calculs réalisés à l'aide de ce module permettent de couvrir les vérifications suivantes :

- Portance du sol support,
- Renversement par limitation de l'excentrement,
- Glissement sur la base du mur.

7.4.1. Géométrie, paramètres géotechniques, DDC et combinaisons d'action

Le calcul nécessite une bonne connaissance du massif du sol qui va exercer la poussée sur le voile, ainsi que du massif sur lequel va être coulé la semelle.

La reprise de l'effort horizontal et du moment nécessite la réalisation d'une semelle assez large pour pouvoir s'opposer au glissement et au renversement. Le mur ainsi dimensionné est assimilé à un mur en T avec un talon côté terre et un patin côté fouille.



Nom	Valeur	Unité	Description
Base	-		
bm	1,200	m	Largeur totale de la base
Voile	-		
hm	1,200	m	Hauteur du voile
β	0,000	°	Fruit amont du voile
β_a	0,000	°	Fruit aval du voile
Semelle	-		
hs	0,300	m	Hauteur de la semelle
Talon	-		
bt	0,500	m	Largeur du talon
Patin	-		
bp	0,500	m	Largeur du patin
Bêche	-		
hb	0,000	m	Hauteur de la bêche (=0 pour désactiver)
bb,inf	0,000	m	Largeur inférieure de la bêche
bb,sup	0,000	m	Largeur supérieure de la bêche
db	0,000	m	Position du centre de la bêche par rapport au bord du talon
Réhausse	-		
hr	0,000	m	Hauteur de la réhausse (=0 pour désactiver)

Tableau 18 : Géométrie du mur

Les caractéristiques géotechniques des sols retenues sont les suivantes :

	Nom	Couleur	γ	ϕ	c
1	Quaternaire indifférencié		20,0	32,00	3,0
2	Grave drainante		22,0	35,00	0,0

Tableau 19 : Caractéristiques géotechniques retenues

Nota : La grave drainante est ajoutée à l'arrière du voile en remblaiement. Ce type de matériaux présente un double avantage :

- Il permet d'augmenter le poids sur le talon du mur et donc de s'opposer à son renversement,
- Il permet d'assurer un drainage efficace des eaux superficielles pour éviter que celles-ci ne stagnent derrière le voile et engendrent une augmentation de la poussée.

Les calculs intègrent la descente de charge en base de clôture et prennent également en compte des surcharges de circulation (piétons ou véhicules légers) :

- Un effort vertical de 3,5 kN/ml, un effort horizontal de 5,5 kN/ml et un moment de 9,7 kN.m/ml sont appliqués en tête de mur,
- Une surcharge piéton de 2,5 kPa est prise en compte derrière le voile sur une bande de 2,50 m de largeur,
- Une surcharge de circulation de 10 kPa est prise en compte 2,50 m derrière le voile sur une bande de 7,50 m.

La coupe de calcul est la suivante :

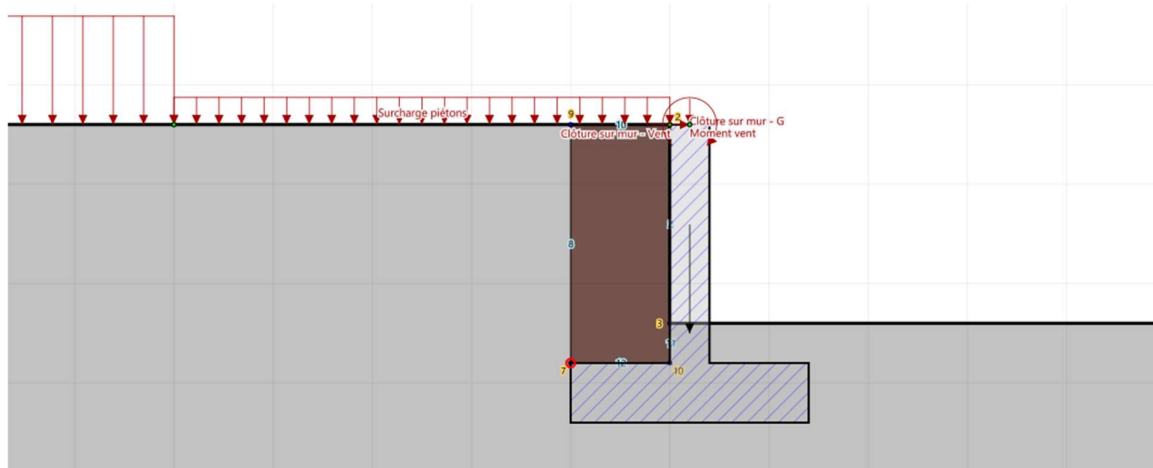


Figure 64 : Coupe de calcul_zones 4 et 5

Les caractéristiques de l'action de poussée sont définies selon les recommandations du §8.5 de la norme NF P 94-281. Le choix de l'inclinaison de la poussée est dicté par la géométrie du mur et le type de mur.

Mur	Schéma et notations		δ	
			δ_i (poids)	δ_i (surcharge)
en L ou en T renversé écran fictif vertical (NOTE 1)	Figure 8.5.1.1 a) Figure 8.5.1.2 a) et b)	$H_v \leq B_t \tan(\theta)$	β	$\sup\left(\beta; \frac{1}{3}\varphi'\right)$
		$H_v \geq B_t \tan(\theta)$	$\beta + (\delta_0 - \beta) \left(1 - \frac{B_t \tan \theta}{H_v}\right)^2$ $\theta = \frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} + \frac{\gamma - \beta}{2}$ a)	Idem δ_i

Tableau 20 : Inclinaison des actions de poussée sur le plan de calcul fictif

Le paramètre β étant l'angle d'inclinaison du talus en tête de mur et étant ici égal à 0, nous retiendrons un rapport $\delta/\varphi' = 1/3$.

L'interface entre la semelle et le sol est considérée comme frottante, avec un angle φ' de 32° (pour les calculs de glissement) et une pression limite de 0,60 MPa (pour les calculs de portance).

Les combinaisons d'actions sont définies conformément à la NF P 94-281. Ces combinaisons sont générées automatiquement par TALREN, elles sont présentées ci-après.

Ident.	Type	Nom	Localisation	Nature	Caractère	ψ_0	ψ_1	ψ_2
1	Charge répartie	Surcharge piétons	En amont	Variable	Défavorable	0,70	0,70	0,60
2	Charge répartie	Surcharge parking	En amont	Variable	Défavorable	0,70	0,70	0,60
3	Charge linéaire	Clôture sur mur - G	Sur le mur	Permanente	Favorable	-	-	-
4	Charge linéaire	Clôture sur mur - Vent	Sur le mur	Variable	Défavorable	0,60	0,20	0,00
5	Moment	Moment vent	Sur le mur	Variable	Défavorable	0,60	0,20	0,00

Combinaison		Type	Ident.	Charges permanentes															Charges variables															
				$Y_{W,m}$	Poids mur	$Y_{W,s}$	Poids sol arriort	$Y_{W,sa}$	Poids sol aval	$Y_{p,a}$	Poussée	$Y_{p,b}$	Bulée	$Y_{p,w}$	Pression eau arriort	$Y_{p,wa}$	Pression eau aval	$Y_{p,w,base}$	Pression eau sous la base	$Y_{G,3}$	Action ext. permanente 3	$Y_{Q,1}$	$\psi_{0,1}$	Action ext. variable 1	$Y_{Q,2}$	$\psi_{0,2}$	Action ext. variable 2	$Y_{Q,4}$	$\psi_{0,4}$	Action ext. variable 4	$Y_{Q,5}$	$\psi_{0,5}$	Action ext. variable 5	
ELU	Fondamental	Gmax	101	1,35	W_m	1,35	W_s	1,35	W_{sa}	1,35	P_a	1,00	P_b	1,20	P_w	1,00	P_{wa}	1,20	$P_{w,base}$	1,00	G_3													
		102	1,00	W_m	1,00	W_s	1,00	W_{sa}	1,35	P_a	1,00	P_b	1,20	P_w	1,00	P_{wa}	1,00	$P_{w,base}$	1,00	G_3														
		201	1,00	W_m	1,00	W_s	1,00	W_{sa}	1,00	P_a	1,00	P_b	1,00	P_w	1,00	P_{wa}	1,00	$P_{w,base}$	1,00	G_3														
		301	1,35	W_m	1,35	W_s	1,35	W_{sa}	1,35	P_a	1,00	P_b	1,20	P_w	1,00	P_{wa}	1,20	$P_{w,base}$	1,00	G_3	1,50	1,00	F_1	1,50	0,70	F_2	1,50	0,60	F_4	1,50	0,60	F_5		
		302	1,35	W_m	1,35	W_s	1,35	W_{sa}	1,35	P_a	1,00	P_b	1,20	P_w	1,00	P_{wa}	1,20	$P_{w,base}$	1,00	G_3	1,50	0,70	F_1	1,50	1,00	F_2	1,50	0,60	F_4	1,50	0,60	F_5		
	Qmin	303	1,35	W_m	1,35	W_s	1,35	W_{sa}	1,35	P_a	1,00	P_b	1,20	P_w	1,00	P_{wa}	1,20	$P_{w,base}$	1,00	G_3	1,50	0,70	F_1	1,50	0,70	F_2	1,50	1,00	F_4	1,50	0,60	F_5		
		401	1,35	W_m	1,35	W_s	1,35	W_{sa}	1,35	P_a	1,00	P_b	1,20	P_w	1,00	P_{wa}	1,20	$P_{w,base}$	1,00	G_3	1,50	0,70	F_1	1,50	0,70	F_2	1,50	0,60	F_4	1,50	1,00	F_5		
		402	1,00	W_m	1,00	W_s	1,00	W_{sa}	1,00	P_a	1,00	P_b	1,00	P_w	1,00	P_{wa}	1,00	$P_{w,base}$	1,00	G_3	1,50	1,00	F_1	1,50	0,70	F_2	1,50	0,60	F_4	1,50	0,60	F_5		
		403	1,00	W_m	1,00	W_s	1,00	W_{sa}	1,00	P_a	1,00	P_b	1,00	P_w	1,00	P_{wa}	1,00	$P_{w,base}$	1,00	G_3	1,50	0,70	F_1	1,50	0,70	F_2	1,50	1,00	F_4	1,50	0,60	F_5		
		404	1,00	W_m	1,00	W_s	1,00	W_{sa}	1,00	P_a	1,00	P_b	1,00	P_w	1,00	P_{wa}	1,00	$P_{w,base}$	1,00	G_3	1,50	0,70	F_1	1,50	0,70	F_2	1,50	0,60	F_4	1,50	1,00	F_5		
ELS	Caractéristique	701	1,00	W_m	1,00	W_s	1,00	W_{sa}	1,00	P_a	1,00	P_b	1,00	P_w	1,00	P_{wa}	1,00	$P_{w,base}$	1,00	G_3	1,00	1,00	F_1	1,00	0,70	F_2	1,00	0,60	F_4	1,00	0,60	F_5		
		702	1,00	W_m	1,00	W_s	1,00	W_{sa}	1,00	P_a	1,00	P_b	1,00	P_w	1,00	P_{wa}	1,00	$P_{w,base}$	1,00	G_3	1,00	0,70	F_1	1,00	1,00	F_2	1,00	0,60	F_4	1,00	0,60	F_5		
		703	1,00	W_m	1,00	W_s	1,00	W_{sa}	1,00	P_a	1,00	P_b	1,00	P_w	1,00	P_{wa}	1,00	$P_{w,base}$	1,00	G_3	1,00	0,70	F_1	1,00	0,70	F_2	1,00	1,00	F_4	1,00	0,60	F_5		
		704	1,00	W_m	1,00	W_s	1,00	W_{sa}	1,00	P_a	1,00	P_b	1,00	P_w	1,00	P_{wa}	1,00	$P_{w,base}$	1,00	G_3	1,00	0,70	F_1	1,00	0,70	F_2	1,00	0,60	F_4	1,00	1,00	F_5		
		801	1,00	W_m	1,00	W_s	1,00	W_{sa}	1,00	P_a	1,00	P_b	1,00	P_w	1,00	P_{wa}	1,00	$P_{w,base}$	1,00	G_3	1,00	0,70	F_1	1,00	0,60	F_2	1,00	0,00	F_4	1,00	0,00	F_5		
		802	1,00	W_m	1,00	W_s	1,00	W_{sa}	1,00	P_a	1,00	P_b	1,00	P_w	1,00	P_{wa}	1,00	$P_{w,base}$	1,00	G_3	1,00	0,60	F_1	1,00	0,70	F_2	1,00	0,00	F_4	1,00	0,00	F_5		
		803	1,00	W_m	1,00	W_s	1,00	W_{sa}	1,00	P_a	1,00	P_b	1,00	P_w	1,00	P_{wa}	1,00	$P_{w,base}$	1,00	G_3	1,00	0,60	F_1	1,00	0,60	F_2	1,00	0,20	F_4	1,00	0,00	F_5		
		804	1,00	W_m	1,00	W_s	1,00	W_{sa}	1,00	P_a	1,00	P_b	1,00	P_w	1,00	P_{wa}	1,00	$P_{w,base}$	1,00	G_3	1,00	0,60	F_1	1,00	0,60	F_2	1,00	0,00	F_4	1,00	0,20	F_5		
901	1,00	W_m	1,00	W_s	1,00	W_{sa}	1,00	P_a	1,00	P_b	1,00	P_w	1,00	P_{wa}	1,00	$P_{w,base}$	1,00	G_3	1,00	0,60	F_1	1,00	0,60	F_2	1,00	0,00	F_4	1,00	0,00	F_5				

Tableau 21 : Définition des actions et combinaisons générées par TALREN

7.4.2. Liste des vérifications

Nous rappelons ci-dessous les vérifications à mener selon la norme NF P 94-281. Le calcul est réalisé avec le module de calcul « Mur » du logiciel TALREN.

7.4.2.1. Portance

Il convient de démontrer que la capacité portante du mur de soutènement est suffisante par l'inégalité suivante :

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

Avec :

- V_d : valeur de calcul de la charge verticale transmise par le mur de soutènement,
- R_0 : valeur du poids de volume de sol à l'aval de la fondation après travaux,
- $R_{v;d}$: valeur de calcul de la résistance nette du terrain sous le mur.

7.4.2.2. Limitation de l'excentrement

L'excentrement de la résultante des charges doit être limité selon l'état limite ELU et ELS en vérifiant les inégalités suivantes :

$$\text{ELU : } 1 - \frac{2e}{B} \geq \frac{1}{15}$$

$$\text{ELS : } 1 - \frac{2e}{B} \geq \frac{1}{2}$$

7.4.2.3. Glissement

Il convient de démontrer que la résistance au glissement du mur est suffisante par l'inégalité suivante :

$$H_d \leq R_{h;d} + R_{p;d}$$

Avec :

- H_d : valeur de calcul de la charge horizontale transmise à la base du mur,
- $R_{h;d}$: valeur de calcul de la résistance frontale,
- $R_{p;d}$: valeur de calcul de la résistance au glissement sous la base de fondation.

7.4.2.4. Stabilité générale du site

Il convient de vérifier la stabilité générale du site en considérant les surfaces de rupture potentielles qui englobent le mur.

L'inégalité suivante doit être vérifiée :

$$T_{dst;d} \leq \frac{R_{st;d}}{\gamma_{R;d}}$$

Avec :

- T_{dst} : valeur de calcul de l'effet déstabilisant,
- $R_{st;d}$: valeur de calcul de la résistance stabilisatrice ultime mobilisée le long de la surface de glissement,
- $\gamma_{R;d}$: facteur partiel de modèle.

7.4.3. Résultats du calcul

Dans la suite, on présente les résultats des calculs de stabilité externe générale (stabilité d'ensemble) et locale (justification du mur).

7.4.3.1. Calcul de stabilité externe générale

On effectue une analyse des surfaces de rupture globale incluant l'ouvrage. Le calcul est conduit selon l'approche de calcul 2, avec les pondérations EC7. Le facteur de sécurité FS est égal à 2,52.

La stabilité externe générale est donc vérifiée pour le mur en T ($\Gamma > 1,00$).

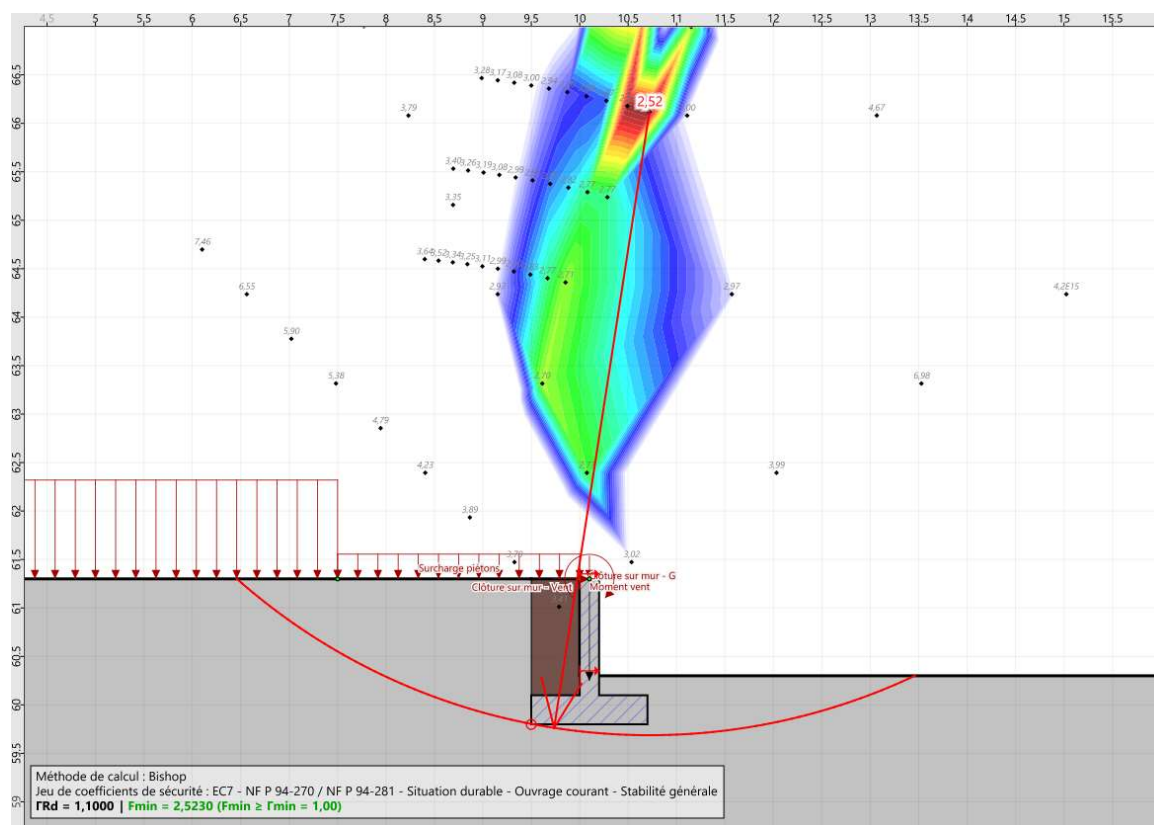


Figure 65 : Résultat du calcul de stabilité externe générale

7.4.3.2. Calcul de stabilité externe locale

Nous présentons ici les principaux résultats de la justification du mur en T sur le logiciel TALREN.

Type	Action	Nature	Caract.	H_k [kN/m]	V_k [kN/m]	M_k [kN.m/m]	x [m]	y [m]	Description
Mur	W_m	Perm.	Fav./déf.	0,0	15,0	-	10,100	60,250	Poids du mur
Sol	W_s	Perm.	Fav./déf.	0,0	13,2	-	9,750	60,700	Poids des terres (non déjaugées et déjaugées) entre le mur et le parement fictif amont
Sol	W_{sa}	Perm.	Fav./déf.	0,0	2,0	-	10,450	60,200	Poids des terres (non déjaugées et déjaugées) entre le mur et le parement fictif aval
Eau	P_w	Perm.	Déf.	0,0	0,0	-	0,000	0,000	Pression de l'eau sur le parement fictif amont
Eau	P_{wa}	Perm.	Fav.	0,0	0,0	-	0,000	0,000	Pression de l'eau sur le parement fictif aval
Sol	P_a	Perm.	Déf.	1,0	0,4	-	9,500	59,952	Poussée des terres sur le parement fictif amont (avec les actions à l'arrière)
Sol	P_b	Perm.	Fav.	0,0	0,0	-	0,000	0,000	Butée des terres sur le parement fictif aval (avec les actions à l'aval)
Eau	$P_{w,base}$	Perm.	Déf.	0,0	0,0	-	0,000	0,000	Pression de l'eau sous la fondation
Charge	$F_{3,mur}$	Perm.	Fav.	-0,0	3,5	0,0	10,100	61,300	Force linéique appliquée sur le mur [Clôture sur mur - G]
Charge	$F_{4,mur}$	Var.	Déf.	5,5	0,0	0,0	10,100	61,300	Force linéique appliquée sur le mur [Clôture sur mur - Vent]
Charge	$M_{5,mur}$	Var.	Déf.	0,0	0,0	9,7	10,100	61,300	Moment linéique appliqué sur le mur [Moment vent]
Charge	$q_{1,int}$	Var.	Déf.	-0,0	1,2	0,0	9,750	61,300	Surcharge répartie comprise entre le mur et le parement fictif [Surcharge piétons]
Charge	$q_{1,ext}$	Var.	Déf.	0,0	0,0	0,0	0,000	0,000	Surcharge répartie appliquée au-delà du parement fictif [Surcharge piétons]
Charge	$q_{2,ext}$	Var.	Déf.	0,0	0,0	0,0	0,000	0,000	Surcharge répartie appliquée au-delà du parement fictif [Surcharge parking]

Tableau 22 : Synthèse des actions non pondérées exercées sur le mur

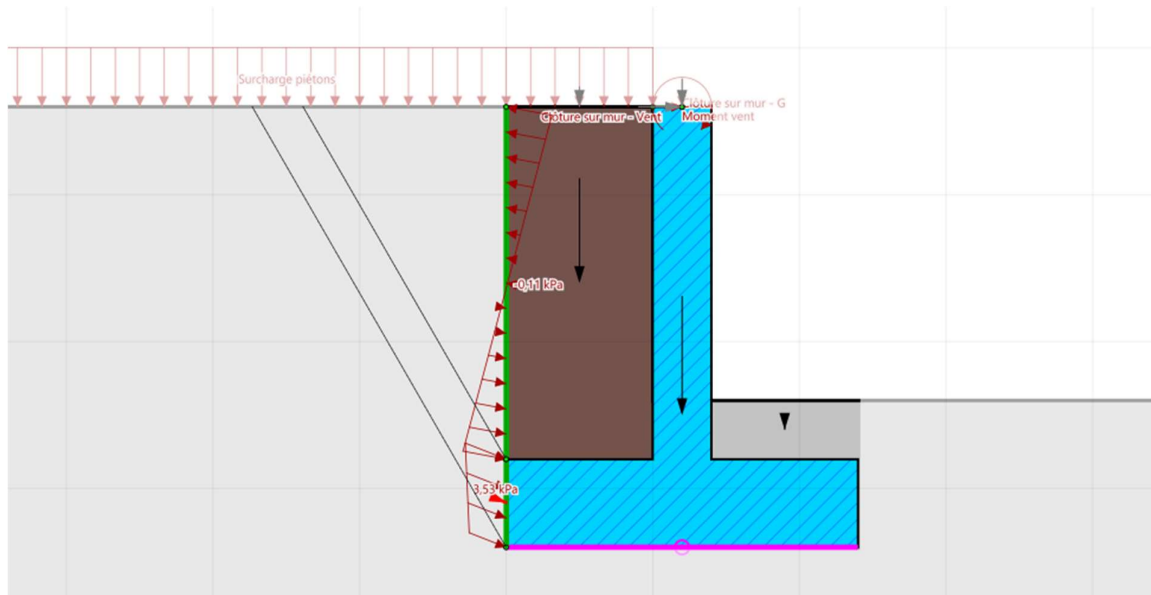


Figure 66 : Diagramme de poussée des terres sur le mur en T

Le tableau en page suivante récapitule, par combinaison, les facteurs de sécurité obtenus vis-à-vis de la portance, du renversement et du glissement.

Le mur est justifié vis-à-vis de tous les états limites.

La justification la plus critique est celle vis-à-vis du renversement. Dans cette configuration géométrique de mur, il est indispensable de conserver un massif en grave drainante correctement compacté à l'arrière du voile pour garantir un poids volumique de 22 kN/m³.

Combinaison	État limite	Situation	Portance	Renversement	Glissement
✓ 101	ELU	Fondamental	✓ 9,83 % (OK)	✓ 21,54 % (OK)	✓ 4,53 % (OK)
✓ 102	ELU	Fondamental	✓ 7,62 % (OK)	✓ 21,03 % (OK)	✓ 5,93 % (OK)
✓ 201	ELU	Fondamental	✓ 7,42 % (OK)	✓ 20,97 % (OK)	✓ 4,41 % (OK)
✓ 301	ELU	Fondamental	✓ 16,26 % (OK)	✓ 38,63 % (OK)	✓ 20,52 % (OK)
✓ 302	ELU	Fondamental	✓ 16,42 % (OK)	✓ 39,87 % (OK)	✓ 20,77 % (OK)
✓ 303	ELU	Fondamental	✓ 27,36 % (OK)	✓ 59,04 % (OK)	✓ 31,68 % (OK)
✓ 304	ELU	Fondamental	✓ 24,69 % (OK)	✓ 62,41 % (OK)	✓ 20,77 % (OK)
✓ 401	ELU	Fondamental	✓ 18,45 % (OK)	✓ 57,09 % (OK)	✓ 25,17 % (OK)
✓ 402	ELU	Fondamental	✓ 19,00 % (OK)	✓ 58,99 % (OK)	✓ 25,57 % (OK)
✓ 403	ELU	Fondamental	✓ 49,91 % (OK)	✓ 83,96 % (OK)	✓ 39,78 % (OK)
✓ 404	ELU	Fondamental	✓ 48,67 % (OK)	✓ 88,35 % (OK)	✓ 25,57 % (OK)
✓ 701	ELS	Caractéristique	✓ 17,86 % (OK)	✓ 59,71 % (OK)	-
✓ 702	ELS	Caractéristique	✓ 17,97 % (OK)	✓ 61,61 % (OK)	-
✓ 703	ELS	Caractéristique	✓ 27,08 % (OK)	✓ 93,07 % (OK)	-
✓ 704	ELS	Caractéristique	✓ 24,53 % (OK)	✓ 98,60 % (OK)	-
✓ 801	ELS	Fréquent	✓ 12,64 % (OK)	✓ 41,08 % (OK)	-
✓ 802	ELS	Fréquent	✓ 12,57 % (OK)	✓ 40,80 % (OK)	-
✓ 803	ELS	Fréquent	✓ 12,26 % (OK)	✓ 25,02 % (OK)	-
✓ 804	ELS	Fréquent	✓ 11,26 % (OK)	✓ 22,24 % (OK)	-
✓ 901	ELS	Quasi-permanent	✓ 12,57 % (OK)	✓ 40,80 % (OK)	-

Tableau 23 : Synthèse des facteurs de sécurité par combinaison de calcul

7.4.4. Remblaiement et drainage

Après le décoffrage du voile et un temps de séchage minimal, on procèdera au remblaiement à l'arrière du voile. Il va être nécessaire de prévoir un système de drainage efficace empêchant l'eau de stagner derrière le mur et d'exercer une pression derrière celui-ci.

On l'a vu précédemment, le poids volumique du remblai sur la semelle joue un rôle important dans la justification au renversement, pour équilibrer le moment dû au vent.

On propose donc la mise en œuvre d'un massif filtrant composé de grave non traitée propre de granulométrie 0/31,5 mm, par exemple, avec un drain en pied de mur.

Correctement compacté, ce matériau permet à la fois de garantir un poids volumique suffisant (bonne imbrication des grains) et d'assurer le drainage.

Le massif drainant devra être isolé du terrain en place limoneux par un géotextile, pour empêcher la migration des fines.

La mise en œuvre de ce système s'accompagnera de la pose de barbacanes dans le mur. Les barbacanes sont des points de secours / d'équilibrage qui évitent l'accumulation d'eau si le drain ou l'exutoire est temporairement encombré.

Au-delà du massif situé à l'aplomb du talon du mur, on pourra réutiliser les déblais du site pour remblayer à l'arrière du mur. Ces derniers devront être convenablement compactés par passes, en veillant à ne pas détériorer le système de drainage. On se référera aux recommandations du guide GTR.

Nota : Une imperméabilisation des murs n'empêche pas la stagnation de l'eau et sa poussée sur les murs.

7.5. Variante en blocs à bancher

Les blocs à bancher sont des parpaings en forme de "H" creux et sans fond que l'on empile à sec. On y glisse des fers à béton, puis on remplit les alvéoles de béton liquide. Aucun engin de levage n'est nécessaire, les blocs se manipulant à la main. Comme les voiles banchés, ce type de mur nécessite la réalisation préalable d'une semelle de fondation sous voile, en béton armé : creusement d'une tranchée, coulage d'un béton de propreté, pose de la cage d'armatures et coulage du béton de la semelle. Celle-ci est liaisonnée au voile par des aciers verticaux laissés en attente. Une fois le mur coulé, un enduit de finition est nécessaire pour dissimuler les joints entre chaque bloc.

Une variante en blocs à bancher est envisageable si le mur peut être suffisamment ferrailé pour reprendre les efforts engendrés par la présence de la clôture.

ANNEXE 1 – NOTES GENERALES SUR LES MISSIONS GEOTECHNIQUES

- Classification des missions types d'ingénierie géotechnique,
- Schéma d'enchaînement des missions types d'ingénierie géotechnique.

ENCHAÎNEMENT DES MISSIONS D'INGENIERIE GEOTECHNIQUE

Extrait de la norme AFNOR sur les MISSIONS D'INGENIERIE GEOTECHNIQUE (NF P 94-500 - version de Novembre 2013)

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

CLASSIFICATION DES MISSIONS TYPES D'INGENIERIE GEOTECHNIQUE

Extrait de la norme AFNOR sur les MISSIONS D'INGENIERIE GEOTECHNIQUE (NF P 94-500 - version de Novembre 2013)

L'enchaînement des missions d'ingénierie géotechnique (étapes 1 à 3) doit suivre les étapes de conception et de réalisation de tout projet pour contribuer à la maîtrise des risques géotechniques. Le maître d'ouvrage ou son mandataire doit faire réaliser successivement chacune de ces missions par une ingénierie géotechnique. Chaque mission s'appuie sur des données géotechniques adaptées issues d'investigations géotechniques appropriées.
ÉTAPE 1 : ÉTUDE GÉOTECHNIQUE PRÉALABLE (G1) Cette mission exclut toute approche des quantités, délais et coûts d'exécution des ouvrages géotechniques qui entre dans le cadre de la mission d'étude géotechnique de conception (étape 2). Elle est à la charge du maître d'ouvrage ou son mandataire. Elle comprend deux phases : <u>Phase Étude de Site (ES)</u> Elle est réalisée en amont d'une étude préliminaire, d'esquisse ou d'APS pour une première identification des risques géotechniques d'un site. — Faire une enquête documentaire sur le cadre géotechnique du site et l'existence d'avoisinants avec visite du site et des alentours. — Définir si besoin un programme d'investigations géotechniques spécifique, le réaliser ou en assurer le suivi technique, en exploiter les résultats. — Fournir un rapport donnant pour le site étudié un modèle géologique préliminaire, les principales caractéristiques géotechniques et une première identification des risques géotechniques majeurs. <u>Phase Principes Généraux de Construction (PGC)</u> Elle est réalisée au stade d'une étude préliminaire, d'esquisse ou d'APS pour réduire les conséquences des risques géotechniques majeurs identifiés. Elle s'appuie obligatoirement sur des données géotechniques adaptées. — Définir si besoin un programme d'investigations géotechniques spécifique, le réaliser ou en assurer le suivi technique, en exploiter les résultats. — Fournir un rapport de synthèse des données géotechniques à ce stade d'étude (première approche de la ZIG, horizons porteurs potentiels, ainsi que certains principes généraux de construction envisageables (notamment fondations, terrassements, ouvrages enterrés, améliorations de sols).
ÉTAPE 2 : ÉTUDE GÉOTECHNIQUE DE CONCEPTION (G2) Cette mission permet l'élaboration du projet des ouvrages géotechniques et réduit les conséquences des risques géotechniques importants identifiés. Elle est à la charge du maître d'ouvrage ou son mandataire et est réalisée en collaboration avec la maîtrise d'œuvre ou intégrée à cette dernière. Elle comprend trois phases : <u>Phase Avant-projet (AVP)</u> Elle est réalisée au stade de l'avant-projet de la maîtrise d'œuvre et s'appuie obligatoirement sur des données géotechniques adaptées. — Définir si besoin un programme d'investigations géotechniques spécifique, le réaliser ou en assurer le suivi technique, en exploiter les résultats. — Fournir un rapport donnant les hypothèses géotechniques à prendre en compte au stade de l'avant-projet, les principes de construction envisageables (terrassements, soutènements, pentes et talus, fondations, assises des dallages et voiries, améliorations de sols, dispositions générales vis-à-vis des nappes et des avoisinants), une ébauche dimensionnelle par type d'ouvrage géotechnique et la pertinence d'application de la méthode observationnelle pour une meilleure maîtrise des risques géotechniques. <u>Phase Projet (PRO)</u> Elle est réalisée au stade du projet de la maîtrise d'œuvre et s'appuie obligatoirement sur des données géotechniques adaptées suffisamment représentatives pour le site. — Définir si besoin un programme d'investigations géotechniques spécifique, le réaliser ou en assurer le suivi technique, en exploiter les résultats. — Fournir un dossier de synthèse des hypothèses géotechniques à prendre en compte au stade du projet (valeurs caractéristiques des paramètres géotechniques en particulier), des notes techniques donnant les choix constructifs des ouvrages géotechniques (terrassements, soutènements, pentes et talus, fondations, assises des dallages et voiries, améliorations de sols, dispositions vis-à-vis des nappes et des avoisinants), des notes de calcul de dimensionnement, un avis sur les valeurs seuils et une approche des quantités. <u>Phase DCE / ACT</u> Elle est réalisée pour finaliser le Dossier de Consultation des Entreprises et assister le maître d'ouvrage pour l'établissement des Contrats de Travaux avec le ou les entrepreneurs retenus pour les ouvrages géotechniques. — Établir ou participer à la rédaction des documents techniques nécessaires et suffisants à la consultation des entreprises pour leurs études de réalisation des ouvrages géotechniques (dossier de la phase Projet avec plans, notices techniques, cahier des charges particulières, cadre de bordereau des prix et d'estimatif, planning prévisionnel). — Assister éventuellement le maître d'ouvrage pour la sélection des entreprises, analyser les offres techniques, participer à la finalisation des pièces techniques des contrats de travaux.

ÉTAPE 3 : ÉTUDES GÉOTECHNIQUES DE RÉALISATION (G3 et G 4, distinctes et simultanées)**ÉTUDE ET SUIVI GÉOTECHNIQUES D'EXECUTION (G3)**

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

Phase Étude

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

Phase Suivi

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

SUPERVISION GÉOTECHNIQUE D'EXECUTION (G4)

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

Phase Supervision de l'étude d'exécution

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

Phase Supervision du suivi d'exécution

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

DIAGNOSTIC GÉOTECHNIQUE (G5)

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

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



Vos contacts

Elodie PARRINELLO

Ingénieur d'étude

Division Ingénierie Géotechnique

e.parrinello@groupeginger.com

Agence de Toulouse

7, Avenue Mercure

31130 QUINT-FONSEGRIVES

www.groupeginger.com