



AP-HP

ASSISTANCE
PUBLIQUE  HÔPITAUX
DE PARIS

Hôpital Robert Debré – Paris 19^{ème} Construction de l'Institut du Cerveau de l'Enfant (ICE)

Mission de conception géotechnique G2 PRO



Rapport n°A134062 / Version D– 4 mars 2025


Projet suivi par Matthieu VRAZINIS – 06 74 35 66 97 – matthieu.vrazinis@anteagroup.fr

Fiche signalétique

Hôpital Robert Debré – Paris 19ème Construction de l'Institut du Cerveau de l'Enfant (ICE) Mission de conception géotechnique G2 PRO

CLIENT	SITE
AP-HP	
Hôpital Robert Debré 48 boulevard Sérurier 75019 Paris	Hôpital Robert Debré 48 boulevard Sérurier 75019 Paris
Laurent CHASSAING Ingénieur projets immobiliers complexes 06.24.47.96.97 laurent.chassaing@aphp.fr	

RAPPORT D'ANTEA GROUP	
Responsable du projet	Matthieu VRAZINIS
Interlocuteur commercial	Michel BOISSEAU
Implantation chargée du suivi du projet	Implantation d'Antony 01.57.63.14.00 secretariat.paris@anteagroup.fr
Rapport n°	A134062
Version n°	D
Votre commande et date	Bon de commande n°4510659041
Projet n°	IDFP240021

	Nom	Fonction	Date	Signature
Rédaction	Wafa GHANEM	Ingénieur d'études géotechnique	Février 2025	
Approbation	Matthieu VRAZINIS	Chef de projets géotechnique	Février 2025	

Suivi des modifications

Indice Version	Date de révision	Nombre de pages	Nombre d'annexes	Objet des modifications
A	18/12/2024	87	11	Version Initiale
B	20/01/2025	107	11	Prise en compte des commentaires de la MOE transmis le 15/01/2025
C	27/01/2025	111	12	Intégration micropieux galeries de jonction
D	04/03/2025	99 (hors annexes)	11	Prise en compte des observations du bureau de contrôle

Sommaire

1.	Contexte et objectifs	11
1.1.	Principes généraux du projet	11
1.2.	Les objectifs des missions géotechniques	11
1.3.	Documents de référence	12
2.	Contexte du site – Rappel G2 AVP	14
2.1.	Localisation géographique	14
2.2.	Topographie	14
2.3.	Photographies du site.....	16
2.4.	Avoisinants	21
3.	Contexte géologique, hydrogéologique et géotechnique	22
3.1.	Contexte géologique	22
3.2.	Contexte hydrogéologique	23
3.3.	Aléas géotechniques recensés	23
3.3.1.	Aléa Inondation	23
3.3.2.	Aléa Retrait-gonflement des sols argileux	24
3.3.3.	Aléa Cavités et carrières.....	24
3.3.4.	Aléa sismique	24
4.	Reconnaitances géotechniques	26
4.1.	Campagnes d'investigations antérieures	26
4.2.	Campagne d'investigation Antea Group (2024)	26
4.3.	Plan d'implantation des sondages	27
4.4.	Déroulé de la campagne d'investigations	27
4.5.	Coordonnées des points de sondage	28
4.6.	Limite de la méthode	29
5.	Synthèse géotechnique	30
5.1.	Zonage géotechnique	30
5.2.	Lithologie	30
5.2.1.	Zone A	30
5.2.2.	Zone B	33
5.3.	Caractéristiques mécaniques des formations	35
5.3.1.	Dispersion des paramètres pressiométriques	35
5.3.2.	Caractéristiques mécaniques en zone A	37
5.3.3.	Caractéristiques mécaniques en zone B	47
5.4.	Agressivité des sols et des eaux vis-à-vis des bétons	50
5.5.	Essais de perméabilité en forage	51

5.6. Synthèse des niveaux caractéristiques évalués	52
5.7. Fouilles de reconnaissance de fondations	52
6. Modèles géotechniques	53
7. Le projet de construction	55
7.1. Plan de masse du projet	55
7.2. Ouvrages géotechniques	57
7.3. Contraintes liées aux avoisinants	60
8. Dimensionnement de la paroi berlinoise	61
8.1. Principes constructifs	61
8.2. Méthodologie de justification	61
8.3. Hypothèses	62
8.3.1. Sols	62
8.3.2. Surcharge en tête de l'écran	62
8.3.3. Rigidité de l'écran	62
8.3.4. Raideurs horizontales des sols	62
8.3.5. Type et géométrie des tirants d'ancrage – Coupe 3	62
8.4. Phasage de calcul	63
8.5. Résultats	64
9. Etude de stabilité au glissement	67
9.1. Méthodologie	67
9.2. Coupes étudiées	67
9.3. Coupe 1	67
9.3.1. Paramètres des sols	67
9.3.2. Surcharge	67
9.3.3. Phasage	67
9.3.4. Résultats	68
9.4. Coupe 3	68
9.4.1. Paramètres des sols	68
9.4.2. Surcharge	68
9.4.3. Paramètres des tirants	69
9.4.4. Phasage	69
9.4.5. Résultats	70
9.5. Coupe 4	70
9.5.1. Paramètres des sols	70
9.5.2. Surcharge	71
9.5.3. Paramètres du mur en L	71
9.5.4. Paramètres des clous	71
9.5.5. Phasage	72

9.5.6. Résultats.....	73
10. Dimensionnement du mur	74
10.1.Méthodologie	74
10.2.Hypothèses de calcul.....	74
10.3.Résultats	75
11. Galeries de jonction.....	76
11.1.Géométries	76
11.2.Poussée des terres	76
11.3.Fondations et capacités portantes	78
11.3.1. Capacité portante admissible.....	78
11.3.2. Portance des terrains	79
11.3.3. Estimation des tassements	79
12. Dimensionnement des pieux.....	80
12.1.Horizons d'ancrage et géométrie	80
12.2.Méthodologie de dimensionnement	80
12.3.Caractéristiques des pieux	80
12.3.1. Type.....	80
12.3.2. Diamètre et espacement.....	80
12.3.3. Longueur des pieux	81
12.3.4. Béton	81
12.3.5. Nature des sols.....	81
12.3.6. Résultats.....	81
13. Voirie.....	83
13.1.Composition générale d'une voirie	83
13.2.Plateforme visée.....	83
13.2.1. Partie supérieure des Terrassements ou PST.....	83
13.2.2. Structure de la voirie.....	84
13.3.Recommandations pour les voiries	88
14. Dispositions constructives	89
14.1.Agressivité des sols vis-à-vis des bétons	89
14.2.Gestion des eaux	89
14.3.Essais de conformité et de contrôle des tirants.....	89
14.4.Essais de contrôle et de conformité des clous	89
14.5.Dimensionnement des soutènements	90
14.6.Dallage – Galeries	90
14.7.Dimensionnement des fondations profondes.....	91
14.8.Terrassements et talutages	91

14.9. Système de soutènement à proscrire	92
14.10. Réemploi des matériaux terrassés.....	92
15. Incertitudes géotechniques résiduelles.....	93
15.1. Incertitudes liées à la lithologie.....	93
15.2. Aléa retrait-gonflement des argiles.....	93
15.3. Hydrogéologie	93
15.4. Zone d'Influence Géotechnique Avoisinants.....	93
16. Enchaînement des missions géotechniques.....	95

Table des figures

Figure 1 : Plan de situation global ; source : Geoportail.gouv	11
Figure 2 : Plan de repérage, zone concernée par le projet (Source : Géoportail).....	14
Figure 3 : Profil altimétrique A – Sud – Nord – source : geoportail.gouv.....	15
Figure 4 : Profil altimétrique B – Sud-ouest / Nord-est – source : geoportail.gouv.....	15
Figure 5 : Profil altimétrique C – Nord-ouest – Sud-est – source : geoportail.gouv	16
Figure 6 : Profil altimétrique D – Bretelle du périphérique – source : geoportail.gouv.....	16
Figure 7 : plan de repérage des photographies réalisées	17
Figure 8 : Photographie du parking vers le talus (mars 2024)	17
Figure 9 : Photographie à l'angle de la rampe et de l'aire de retournement (2024)	18
Figure 10 : Photographie de la rampe, en remontant vers l'aire de retournement (2024).....	18
Figure 11 : Photographie de la zone de stationnement pompier sur l'aire de retournement (2024) ..	19
Figure 12 : Photographie de la pelle mécanique sortant du talus, en contrebas de l'aire de retournement (2022)	19
Figure 13 : Photographie du parking entre le talus et le bassin des Lilas durant l'intervention (2022) ..	20
Figure 14 : Etat du talus à l'automne 2022, piste aménagée à la pelle mécanique.....	20
Figure 15 : Vue du talus depuis l'aval, en début d'intervention (octobre 2022)	21
Figure 16 : Repérage des avoisinants	21
Figure 17 : Extrait de la carte géologique au 1/5000e du 19 ^{ème} arrondissement (Source : BRGM).....	22
Figure 18 : Extrait du zonage de l'aléa Inondation par remontée de nappe (Source : MAPPEA Antea Group)	23
Figure 19 : Extrait du zonage de l'aléa de Cavités et Carrières établi par l'IGC (Source : MAPPEA Antea Group)	24
Figure 20 : Localisation de la zone d'étude sur le zonage sismique de la France (Source : Géorisques)	25
Figure 21 : Plan d'implantation des investigations réalisées en 2008, 2022 et 2024.	27
Figure 22 : Délimitation de la zone B, aux caractéristiques géotechniques différentes.....	30
Figure 23 : Coupe géologique interprétative	34
Figure 24 : Dispersions des paramètres pressiométriques en zone A	36
Figure 25 : Dispersion des paramètres pressiométriques en zone B.....	36
Figure 26 : Diagrammes de répartition des paramètres pressiométriques mesurés au sein des Remblais	37
Figure 27 : Diagrammes de répartition des paramètres pressiométriques mesurés au sein du Calcaire de Brie	39
Figure 28 : Diagrammes de répartition des paramètres pressiométriques mesurés au sein des Argiles vertes.....	41

Figure 29 : Diagrammes de répartition des données pressiométriques mesurées au sein des Marnes de Pantin	43
Figure 30: Diagrammes de répartition des paramètres pressiométriques mesurés au sein des Marnes d'Argenteuil	45
Figure 31 : Diagrammes de répartition des paramètres pressiométriques mesurés au sein des Masses et Marnes du gypse	46
Figure 32 : Diagrammes de répartition des paramètres pressiométriques mesurés au sein des Remblais et sols remaniés	47
Figure 33 : Diagrammes de répartition des données pressiométriques mesurées au sein des Marnes de Pantin	48
Figure 34: Diagrammes de répartition des paramètres pressiométriques mesurés au sein des Marnes d'Argenteuil	49
Figure 35 : Fondation du mur mitoyen	52
Figure 36 : Extrait du plan de masse issu de l'avant-projet sommaire (PRO)	56
Figure 37 : Soutènements au droit du projet	58
Figure 38 : Vue des coupes 1, 2 et 3 – Source : MOE	59
Figure 39 : Vue des coupes 4 et 5 – Source : MOE	59
Figure 40 : Repérage des avoisinants	60
Figure 41 : Extrait du modèle KREA - Coupe 2 – Phase 4	63
Figure 42 : Extrait du modèle Talren, phase 2 situation 2	68
Figure 43 : Extrait du modèle Talren, phase 4 situation 2	70
Figure 44 : Extrait de la norme NF P 94-270, Tableau F.2.1.7.1 – Epaisseur sacrifiée à la corrosion pour les aciers de constructions et tubes conformes à NF EN 10025, NF EN 10210 et NF EN 10219	71
Figure 45 : Extrait du modèle Talren, phase 6 situation 1	73
Figure 46 : Coupe du mur de soutènement (Source : AIA GBO/CDU – 10/09/2024)	74
Figure 47 : Localisation des deux galeries de jonction avec l'hôpital	76
Figure 48 : Diagramme de Peck	77
Figure 49 : Diagrammes de poussée des terres	78
Figure 50 : Couches constituant une voirie	83
Figure 51 : Vérification de la structure de chaussée	86
Figure 52 : Vérification du gel-dégel	87
Figure 53 : Extrait de la norme NF P 94-270, Tableau G.6.1 – Nombre d'essais pour couche de sil et facteur de corrélation correspondant	90
Figure 54 : Zone d'influence géotechnique	94

Table des photographies

Photo 1 : Remblais au droit du sondage SC2 entre 0,0 et 2,0 m/TN	31
Photo 2 : Transition Remblais / Calcaire de Brie au droit du sondage SC1 entre 5,0 et 6,0 m/TN	31
Photo 3 : Horizon de l'Argile verte au droit du sondage SC3 entre 3,0 et 5,0 m/TN	31
Photo 4 : Marnes de Pantin au droit du sondage SC1 entre 17,0 et 19,0 m/TN	32
Photo 5 : Marnes d'Argenteuil au droit du sondage SC3 entre 14,0 et 15,3 m/TN	32
Photo 6 : Toit des Masses et Marnes du gypse au droit du sondage SC1 entre 29,0 et 30,2 m/TN	32
Photo 7 : Remblais au droit du sondage SC23 entre 14,0 et 16,0 m/TN	33
Photo 8 : Marnes de Pantin au droit du sondage SC1 entre 19,0 et 21,0 m/TN	33
Photo 9 : Marnes d'Argenteuil au droit du sondage SC3 entre 24,0 et 26,0 m/TN	33

Table des tableaux

Tableau 1 : Coordonnées approximatives des points de sondages réalisés en G1 ES/PGC (2022)	28
Tableau 2 : Coordonnées approximatives des points de sondages réalisés en G2 AVP (2024).....	28
Tableau 3 : Caractéristiques pressiométriques des Remblais.....	37
Tableau 4 : Synthèse des essais de laboratoire réalisés dans les Remblais	38
Tableau 5 : Caractéristiques pressiométriques du Calcaire de Brie.....	39
Tableau 6 : Synthèse des essais de laboratoire réalisés dans le Calcaire de Brie	40
Tableau 7 : Caractéristiques pressiométriques dans les Argiles vertes	41
Tableau 8 : Synthèse des essais de laboratoire réalisés dans les Argiles vertes.....	42
Tableau 9 : Caractéristiques pressiométriques des Marnes de Pantin	43
Tableau 10 : Synthèse des essais de laboratoire réalisés dans les Marnes blanches de Pantin.....	44
Tableau 11 : Caractéristiques pressiométriques des Marnes d'Argenteuil	45
Tableau 12 : Caractéristiques pressiométriques des Masses et Marnes du gypse.....	46
Tableau 13 : Caractéristiques pressiométriques des Remblais et sols remaniés.....	47
Tableau 14 : Caractéristiques pressiométriques des Marnes de Pantin	48
Tableau 15 : Caractéristiques pressiométriques des Marnes d'Argenteuil	49
Tableau 16 : Résultats des analyses chimiques réalisés selon la norme NF EN 206-1.....	50
Tableau 17 : Valeurs limites pour les classes d'exposition correspondant aux attaques chimiques des sols naturels – source : NF EN 206	51
Tableau 18 : Résultats des analyses chimiques réalisés selon la norme NF EN 206-1.....	51
Tableau 19 : Synthèse des niveaux caractéristiques de la nappe au niveau du projet.....	52
Tableau 20 : Modèle géotechnique / cote de référence du parking : 108 m NGF.....	53
Tableau 21 : Modèle géotechnique / cote de référence du sondage SC23 : 106,9 m NGF	53
Tableau 22 : Coefficients rhéologiques des sols, extrait de la norme NF P94-261 – Tableau H.2.1.1.153	
Tableau 23 : Géométrie des tirants d'ancrage, coupe 3	62
Tableau 24 : Synthèse des résultats K-REA – Coupe 3	64
Tableau 25 : Synthèses des résultats K-REA – Coupe 3 – Efforts dans les tirants.....	64
Tableau 26 : Caractéristiques des profilés	65
Tableau 27 : Résultats de calcul de stabilité – Coupe 1	68
Tableau 28 : Géométrie des tirants d'ancrage, coupe 1	69
Tableau 29 : Résultats de calcul de stabilité – Coupe 3	70
Tableau 30 : Géométries des lits de clous.....	71
Tableau 31 : Frottement latéral du sol sur les clous	72
Tableau 32 : Résultats de calcul de stabilité – Coupe 4	73
Tableau 33 : Synthèse des résultats – mur en L.....	75
Tableau 34 : Capacité portante admissible – fondation ancrée dans les Remblais	79
Tableau 35 : Capacité portante des fondations	79
Tableau 36 : Synthèse des résultats des calculs d'estimation des tassements pour le prédimensionnement des fondations.....	79
Tableau 37 : Paramètres de calcul pour la contrainte limite admissible du béton des pieux	81
Tableau 38 : Synthèse des paramètres géotechniques par couche pour le dimensionnement des pieux en zone A.....	81
Tableau 39 : Synthèse des paramètres géotechniques par couche pour le dimensionnement des pieux en zone B.....	81
Tableau 40 : Synthèse du prédimensionnement des pieux – Zone A	82
Tableau 41 : Synthèse du prédimensionnement des pieux – Zone B	82
Tableau 42 : Bornes inférieures de portance des classes de plate-forme support de chaussée (Source : SETRA)	84

Table des annexes

Annexe I :	Synoptique des missions d'ingénierie géotechnique – Extrait de la norme NF P 94-500 de novembre 2013
Annexe II :	Rapport G12 – Etudesol, 2008
Annexe III :	Fouille de reconnaissance de fondation
Annexe IV :	Sondages pressiométriques réalisés par Antea Group, 2022 et 2024
Annexe V :	Sondages carottés, photographies, essais de perméabilité et coupes des piézomètres réalisés par Antea Group, 2022 et 2024
Annexe VI :	Procès-Verbaux des essais en laboratoire
Annexe VII :	Dimensionnement de la paroi berlinoise sous KREA v4
Annexe VIII :	Vérification des efforts dans les tirants
Annexe IX :	Calcul de stabilité sous TALREN v6
Annexe X :	Dimensionnement du mur de soutènement sous GEO5
Annexe XI :	Calcul de la capacité portante des pieux sous Foxta module Fond Prof

1. Contexte et objectifs

1.1. Principes généraux du projet

La présente étude, réalisée à la demande de l'Assistance Publique des Hôpitaux de Paris (AP-HP), s'inscrit dans le projet de construction du futur Institut du Cerveau de l'Enfant (ICE) de type R+4, comportant 2 niveaux de sous-sol, au sein de l'hôpital Robert Debré à Paris (75).

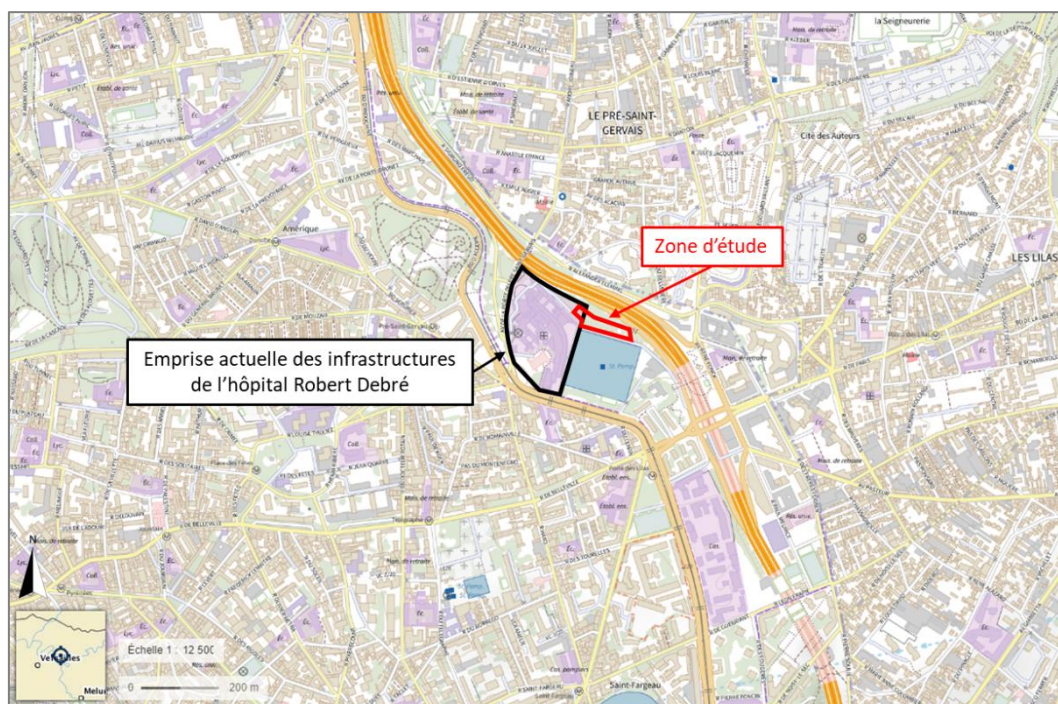


Figure 1 : Plan de situation global ; source : Geoportail.gouv

1.2. Les objectifs des missions géotechniques

Dans le cadre du projet de construction de l'ICE, l'AP-HP a missionné Antea Group pour la réalisation d'une étude géotechnique en phase avant-projet (G2 PRO), au sens de la norme NF P 94-500 de novembre 2013, définissant les missions géotechniques.

Un synoptique de cette norme est fourni en **Annexe I** de ce rapport.

Cette mission fait suite à une mission G1 ES PGC réalisée en octobre 2022, rapport n°A120346, et une mission G2 AVP réalisée en mai 2024, rapport n°A129685.

Ce rapport intègre une étude des niveaux caractéristiques de la nappe (étude NPHE).

Les objectifs de cette étude sont ainsi :

- Rappeler le contexte géologique, hydrologique, hydrogéologique et géotechnique du site ;
- Synthétiser les reconnaissances géotechniques lors des phases antérieures (G1 ES/PGC et G2 AVP réalisées par Antea Group et études géotechniques de 2008) ;
- Evaluer la nature et les caractéristiques des formations géologiques présentes au droit du site ;
- Evaluer les aléas géotechniques et leur impact sur le projet ;
- Définir un modèle géotechnique de calcul en phase projet ;

- Fournir un dimensionnement des solutions de fondations et de soutènement pour les ouvrages prévus ;
- Fournir un dimensionnement de la structure des voiries créées pour le projet ;
- Etablir les risques géotechniques résiduels à prendre en compte pour les phases d'études ultérieures.

Le dimensionnement établi en phase G2 PRO ne peut se substituer aux calculs qui seront réalisés aux études d'exécution (G3) qui seront à la charge de l'entreprise travaux.

1.3. Documents de référence

Les documents de référence d'Antea Group pour la réalisation de cette étude sont les suivants :

Etudes antérieures Antea Group :

- Rapport de mission G1 ES/PGC et étude NPHE, n°A120346 ind B de janvier 2023 ;
- Rapport G2 AVP, n°A129685 ind B de mai 2023.

Documents mis à disposition par l'AP-HP :

- Le plan et le profil en long de la galerie de vidange du réservoir des Lilas qui traverse l'emprise du projet, au format .pdf ;
- Un relevé topographique de l'emprise du projet, datant de 2006, au format .dwg ;
- Une étude géotechnique préliminaire G12, rédigée en 2008 par le BET Etudesol ;
- Ensemble des plans (coupes et plan de masse) en phase PRO, AIA architecte.

Documents techniques et normatifs :

- Missions d'ingénierie géotechnique – Classifications et Spécification, NF P 94-500, novembre 2013 ;
- Eurocode 7, calcul géotechnique, partie I – Règles générales – NF EN 1997-1, juin 2005 ;
- Norme NF P 94-261, juin 2013, Calcul géotechnique, Fondations superficielles.
- Norme NF P 94-262, Calcul géotechnique, Fondations profondes.
- Norme NF P 94-282, Calcul géotechnique, Ecrans de soutènements ;
- Tirants d'Ancrage TA2020, CFMS, règles professionnelles relatives à la conception, au calcul, à l'exécution, au contrôle et à la surveillance ;
- Guide des terrassements des remblais et couches de forme, fascicule n°1, principe généraux, mai 2023 ;
- Gui des terrassements des remblais et couches de forme, fascicule n°2, annexes techniques, mai 2023.

Documents consultés :

- Le site Géoportail (<https://www.geoportail.gouv.fr/>) pour :
 - Les cartes IGN ;
 - Les photos satellites ;
- La carte géologique au 1/5 000^{ème} de Paris et de sa proche banlieue, et la notice qui l'accompagne ;
- La Banque de Données du Sous-Sol (BSS) du BRGM ;
- Les sites du BRGM :
 - Le visualiseur Infoterre pour les cartes géologiques et les cartes d'aléa inondations par débordement de nappe (<http://infoterre.brgm.fr/viewer/MainTileForward.do>) ;

- L'espace cartographique du Système d'Information pour la Gestion des Eaux Souterraines en Seine-Normandie (SIGES Seine-Normandie) pour un extrait de la carte hydrogéologique de la France au 1/50 000^{ème} (<http://sigessn.brgm.fr/?page=carto>).
- Le site Géorisques (<https://www.georisques.gouv.fr/>) pour les zonages cartographiques des aléas naturels.
- L'ouvrage *Géologie et géotechnique de la région parisienne* de Georges Filliat et Christian Duvauchelle.

2. Contexte du site – Rappel G2 AVP

2.1. Localisation géographique

La zone d'étude consiste en une zone d'une surface d'environ 4000 m², localisée au Nord-Est de l'emprise de l'hôpital Robert Debré situé au 48 Boulevard Sérurier à Paris (75).

Le projet est localisé sur l'emprise d'un parking existant au nord du bassin des Lilas, dont le prolongement est une voirie d'accès abandonnée vers une bretelle de la porte des Lilas (boulevard périphérique). L'emprise de la future construction débordera sur le talus adjacent.



Figure 2 : Plan de repérage, zone concernée par le projet (Source : Géoportail)

2.2. Topographie

La topographie du site est globalement marquée par le talus entre l'hôpital et la bretelle du périphérique. Les profils altimétriques ci-après permettent de visualiser les variations topographiques au droit du projet.

Le profil Altimétrique A, allant du bassin des Lilas à la bretelle du périphérique (orienté du sud vers le nord), confirme une cote du parking à 108 m NGF, avec une forte déclivité (25% de pente) jusqu'à la bretelle du périphérique située à 94 m NGF au droit de la coupe.

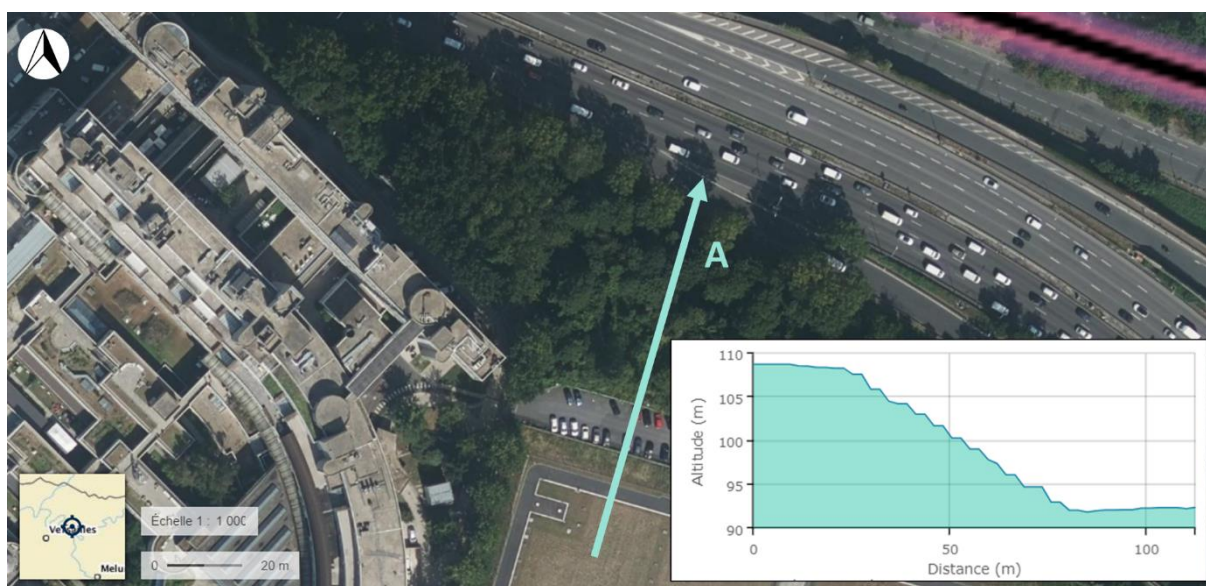


Figure 3 : Profil altimétrique A – Sud – Nord – source : geoportail.gouv

Le profil Altimétrique B, allant de l'aire de retournement à la bretelle du périphérique (orienté du sud-ouest vers le nord-est), confirme une cote de 105 à 106 m NGF au voisinage de l'hôpital, avec la même déclivité dans le talus. Le parking proche du bassin des Lilas est en effet légèrement surélevé par rapport à l'aire de retournement.

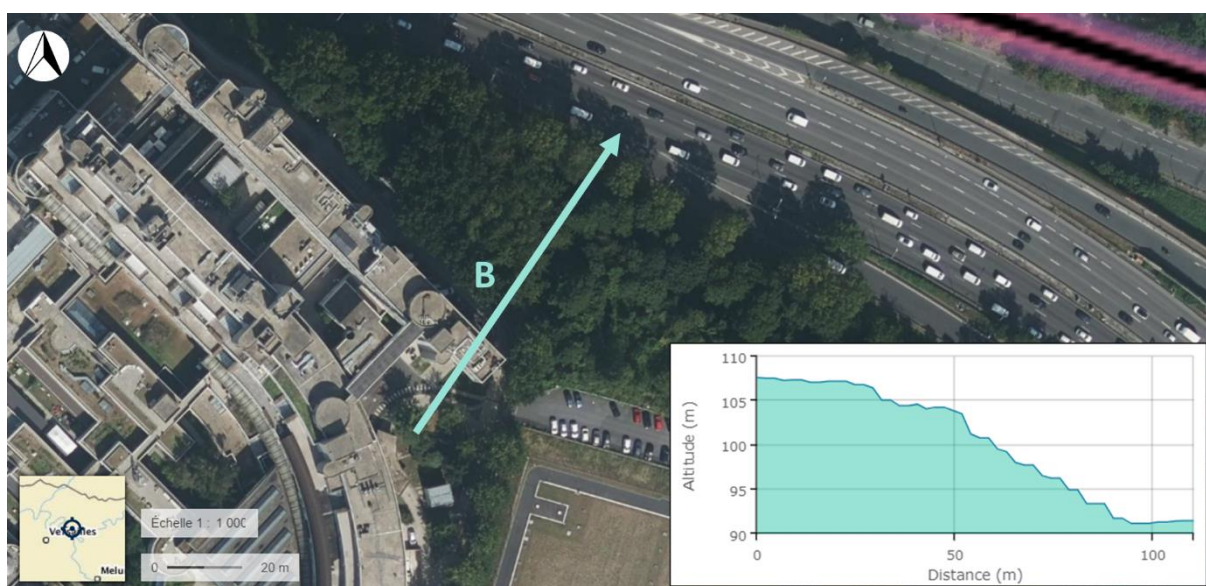


Figure 4 : Profil altimétrique B – Sud-ouest / Nord-est – source : geoportail.gouv

Le profil Altimétrique C, le long de la façade nord-est de l'hôpital, et orienté vers le sud-est, confirme une forte pente vers le nord-ouest, avec une voirie descendant jusqu'à environ 93 m NGF à l'extrémité nord-ouest de l'hôpital.

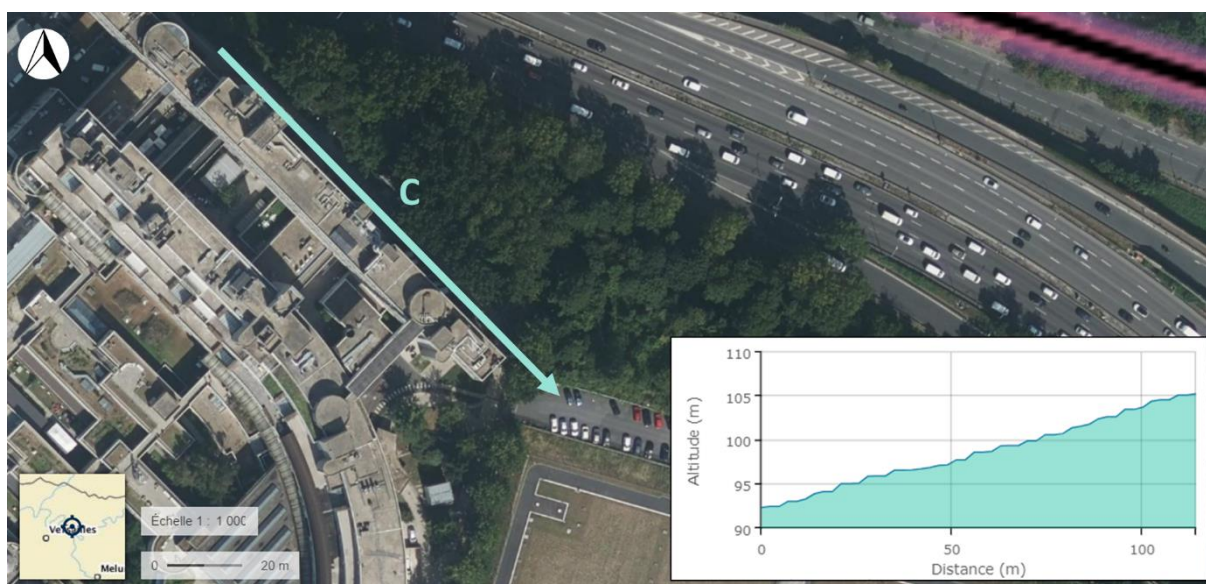


Figure 5 : Profil altimétrique C – Nord-ouest – Sud-est – source : geoportail.gouv

Le profil Altimétrique D, le long de la bretelle du boulevard périphérique, décrit également une pente orientée vers le nord-ouest, avec une altimétrie de la bretelle variant entre 90 et 96 m NGF en contrebas du projet.

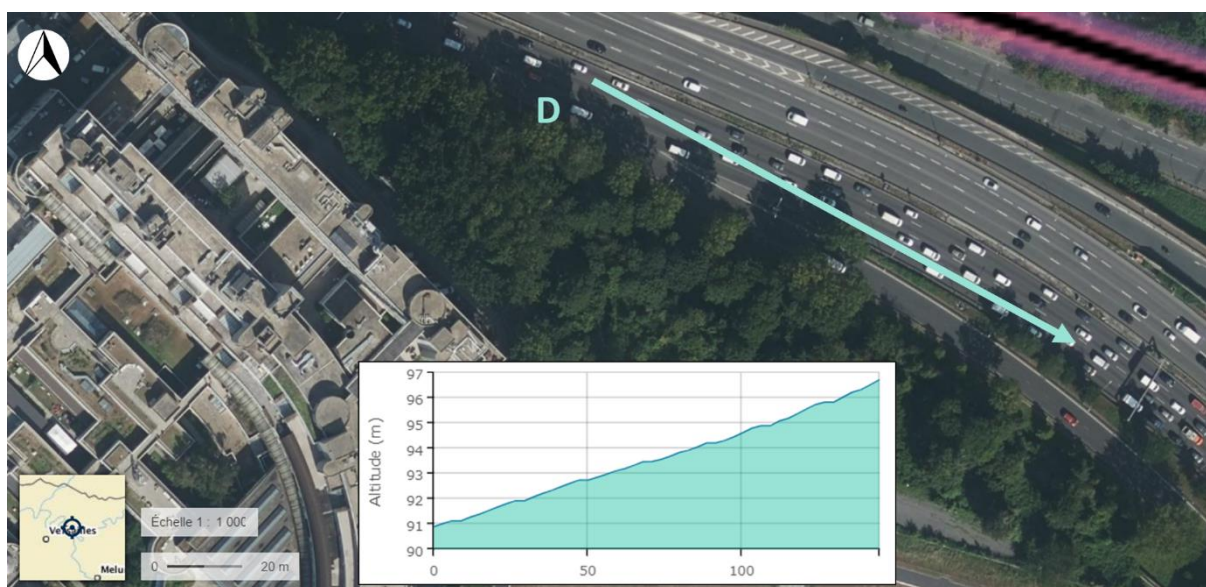


Figure 6 : Profil altimétrique D – Bretelle du périphérique – source : geoportail.gouv

2.3. Photographies du site

Quelques photos issues de l'organisation ou de la réalisation des campagnes d'investigations de 2022 et 2024 sont reportées ci-dessous afin de mieux cerner la complexité du site et les variations topographiques présentées dans le paragraphe précédent.

Le repérage des photos est fourni sur l'extrait de vue aérienne ci-dessous. Le point bleu fourni le lieu de prise de la photo, et la flèche la direction de la prise de vue.

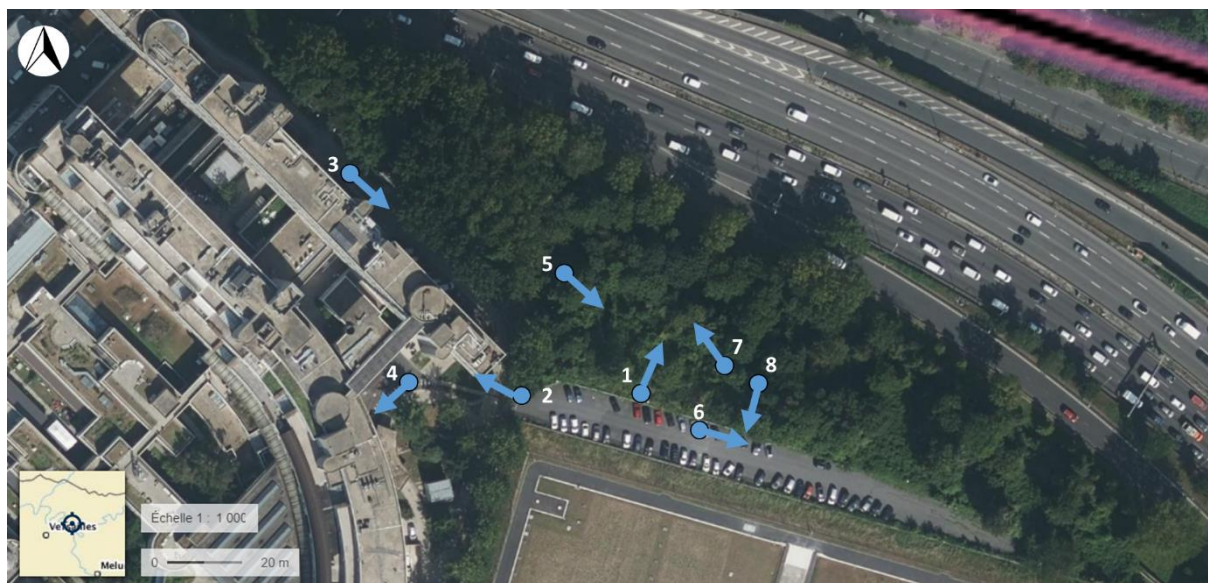


Figure 7 : plan de repérage des photographies réalisées

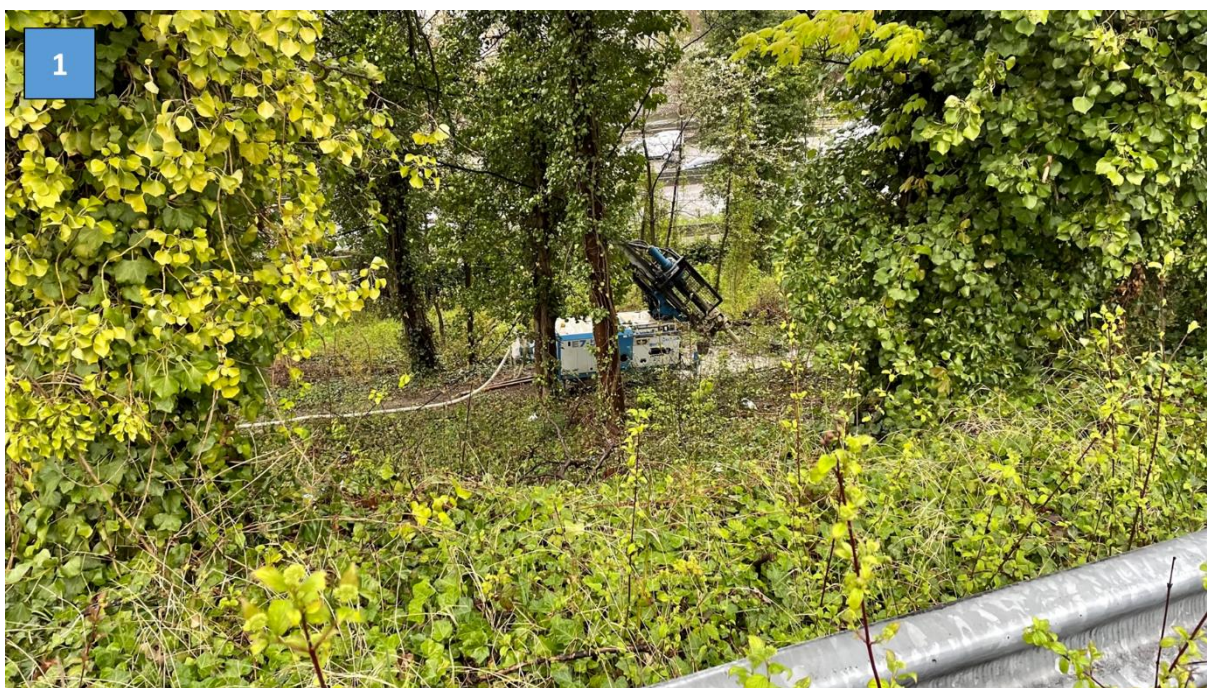


Figure 8 : Photographie du parking vers le talus (mars 2024)



Figure 9 : Photographie à l'angle de la rampe et de l'aire de retournement (2024)



Figure 10 : Photographie de la rampe, en remontant vers l'aire de retournement (2024)



Figure 11 : Photographie de la zone de stationnement pompier sur l'aire de retournement (2024)



Figure 12 : Photographie de la pelle mécanique sortant du talus, en contrebas de l'aire de retournement (2022)



Figure 13 : Photographie du parking entre le talus et le bassin des Lilas durant l'intervention (2022)



Figure 14 : Etat du talus à l'automne 2022, piste aménagée à la pelle mécanique



Figure 15 : Vue du talus depuis l'aval, en début d'intervention (octobre 2022)

2.4. Avoisinants

L'emprise du projet est concernée directement par 4 principaux ouvrages avoisinants, listés et repérés ci-dessous :

- **Le réservoir des Lilas**, situé à environ **12 m** de la limite de propriété au sud du parking ;
- **Une galerie de vidange**, située sous le parking à son extrémité ouest ;
- **L'hôpital Robert Debré, fondé sur pieux**, dont la façade nord est à environ **15 m** de la future façade sud du projet ICE ;
- **La bretelle du périphérique porte des Lilas**, située à **15 m environ** de l'emprise des terrassements du talus pour la création du projet.

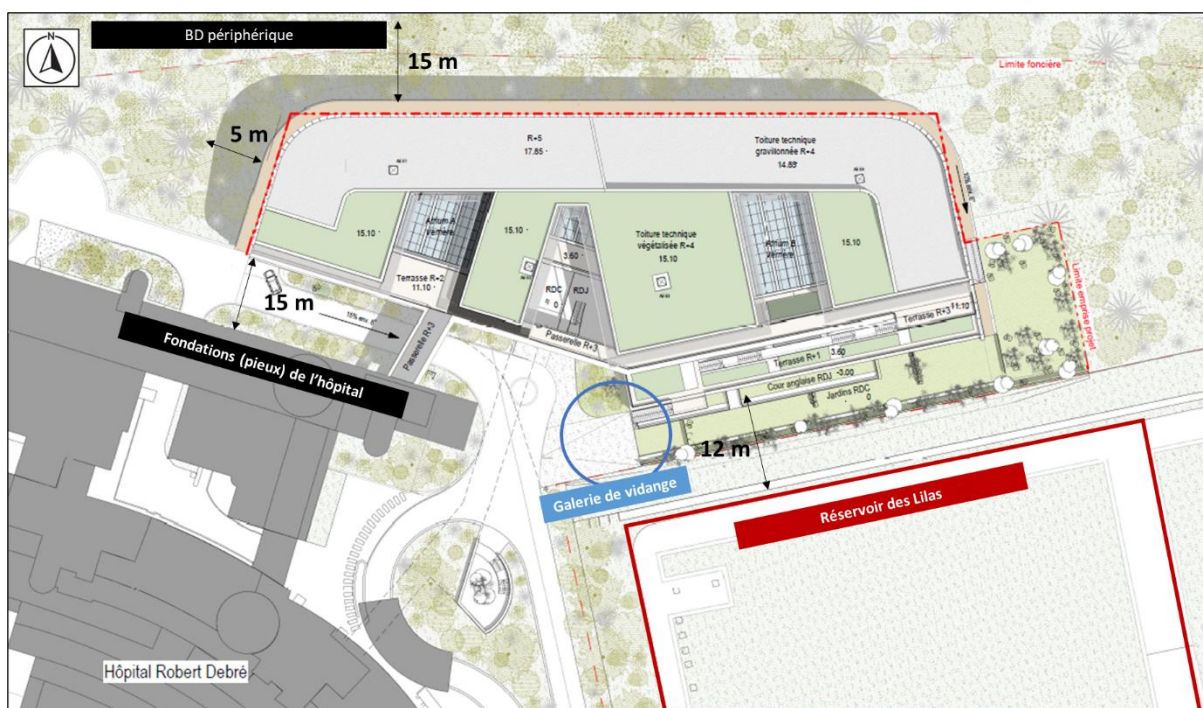


Figure 16 : Repérage des avoisinants

3. Contexte géologique, hydrogéologique et géotechnique

3.1. Contexte géologique

D'après la carte géologique au 1/5000^{ème} du 19^{ème} arrondissement de Paris et sa proche banlieue, la stratigraphie attendue au droit du site est la suivante :

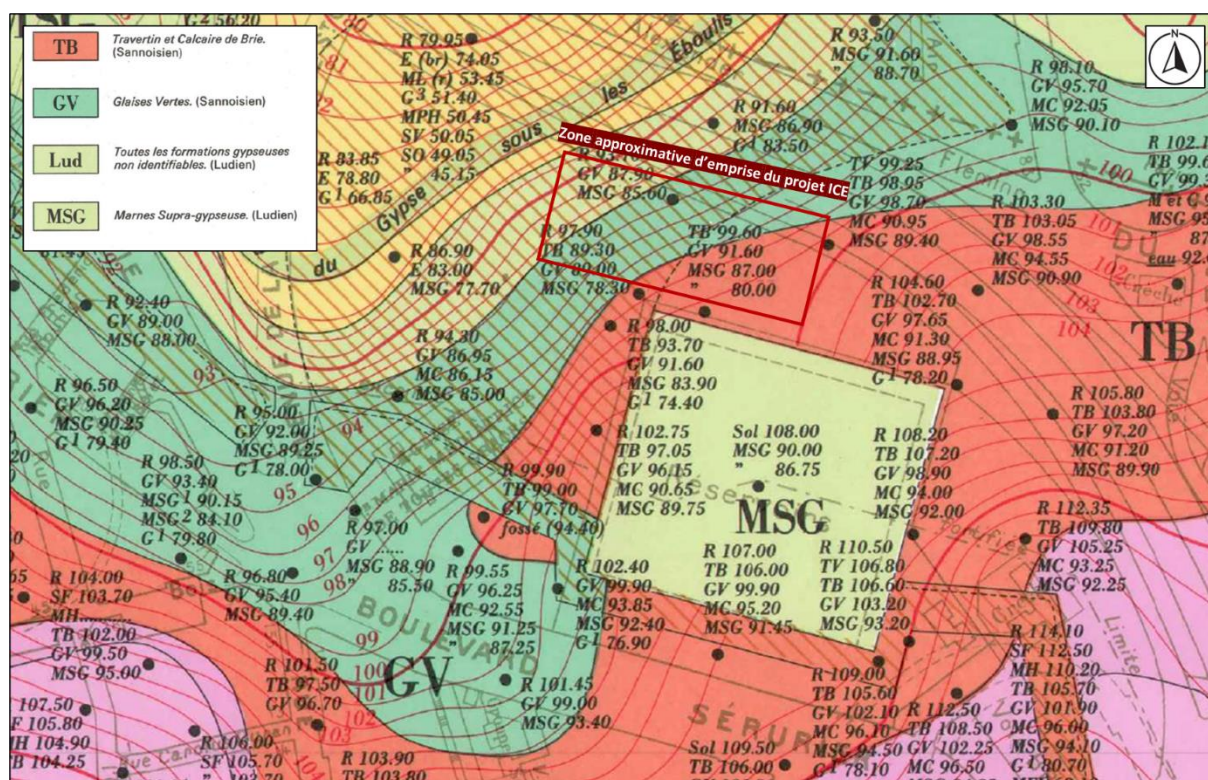


Figure 17 : Extrait de la carte géologique au 1/5000^{ème} du 19^{ème} arrondissement (Source : BRGM)

- **Remblais** : Formation superficielle d'origine anthropique, d'épaisseur généralement variable liée à l'aménagement du site et à la construction du boulevard périphérique ;
 - La carte ci-dessus donne un terrain naturel entre 95 et 100 m NGF au droit du site. Celui-ci étant davantage proche de 108 m NGF au droit du parking, des surépaisseurs de remblais, pouvant atteindre plus d'une dizaine de mètres d'épaisseur ne sont pas à exclure, notamment proche de l'hôpital.
- **Calcaire de Brie (Sannoisien supérieur – g1b)** : Cette formation géologique est caractérisée par une alternance de bancs calcaires saccharoïde tendre et de marnes, parfois sableuses, verdâtres. Au droit du site, cette formation peut être présente sur des épaisseurs variant de 1 à 3 m.
- **Argile verte (Sannoisien inférieur – g1a)** : Ces argiles sont feuilletées vertes et brunâtres, et peuvent présenter des bancs de sable très fin. Cette formation voit varier son épaisseur entre 5 à 9 m. Au droit du site, cette formation est mentionnée sur une épaisseur variable de 2 à 9 m.

- **Marnes supragypseuses (Ludien supérieur – e7c) :** Formation subdivisée en deux niveaux distincts :
 - **Marnes blanches de Pantin :** Horizon de marnes calcaires blanchâtres ou grisâtres, à montmorillonite et illite, pouvant renfermer sur leur partie supérieure un banc de gypse de 1 m environ, discontinu sous Belleville. Cet horizon a une épaisseur moyenne variant entre 3 et 4 m.
 - **Marnes bleues d'Argenteuil :** Marnes bleues, à montmorillonite et illite, d'environ 8 à 11 mètres d'épaisseur, devenant souvent calcaireuses en base. Elle peut localement contenir 3 bancs de gypse saccharoïde très durs.
- **Masses et marnes du gypse (Ludien moyen – e7b) :** Alternance de masses de gypse et de bancs marneux sur une épaisseur pouvant atteindre 20 m.

Nota : Les cotes indiquées sur la carte géologiques sont celles du toit des formations géologiques. Le réservoir des Lilas ressort particulièrement, par sa forme caractéristique et son terrassement uniforme jusqu'aux Marnes Supragypseuses, à une cote de 89,5 m NGF.

3.2. Contexte hydrogéologique

Le projet d'aménagement est concerné par la nappe du Sannoisien, s'établissant dans le Calcaire de Brie, et perchée sur l'horizon sous-jacent des Argiles vertes.

Il ne faut toutefois pas exclure la possibilité que des écoulements superficiels se mettent en place au sein des Remblais, notamment sous l'effet de l'impluvium ou du ruissellement de l'eau sur le talus présent sur site.

3.3. Aléas géotechniques recensés

Les différents aléas géotechniques identifiés au droit du site sont présentés ci-après.

3.3.1. Aléa Inondation

D'après les données cartographiques issues de la banque de données Géorisques, la zone d'étude n'est pas concernée par l'aléa Inondation par remontée de nappe.

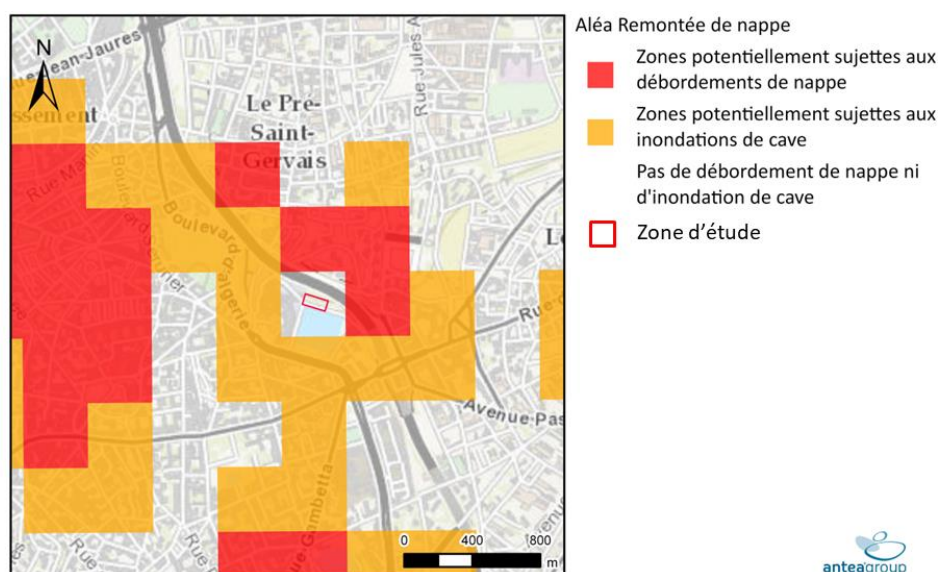


Figure 18 : Extrait du zonage de l'aléa Inondation par remontée de nappe (Source : MAPPEA Antea Group)

3.3.2. Aléa Retrait-gonflement des sols argileux

La cartographie de l'aléa retrait-gonflement des argiles n'a pas été réalisée pour Paris. Etant donné l'histoire de la construction de Paris, le sous-sol de la ville est en grande majorité constitué de matériaux remaniés et artificiels.

L'appréciation de l'aléa retrait-gonflement des sols argileux est donc laissée à l'initiative des études géotechniques pour chaque projet.

Cependant, l'horizon des Argiles Vertes attendu au droit du site, qui constitue l'horizon de fond de fouille pour les opérations de terrassement, est susceptible de présenter un potentiel de retrait-gonflement. L'un des objectifs du présent rapport est ainsi de mieux appréhender la prégnance de cet aléa pour le projet.

3.3.3. Aléa Cavités et carrières

D'après les données de l'Inspection Générale des Carrières (IGC), la zone d'étude n'est pas concernée par l'aléa de dissolution du gypse antéludien.

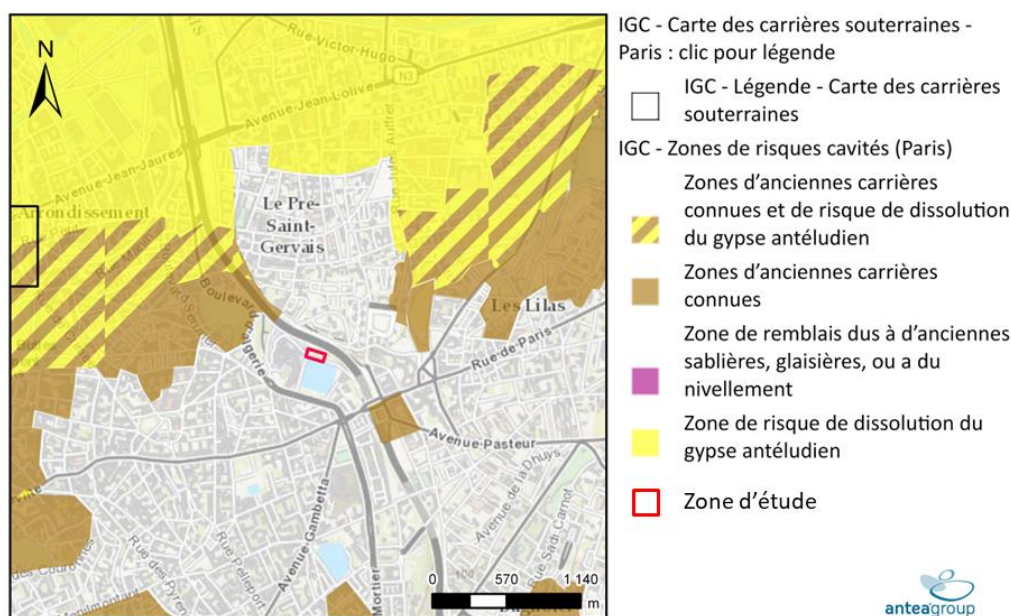


Figure 19 : Extrait du zonage de l'aléa de Cavités et Carrières établi par l'IGC (Source : MAPPEA Antea Group)

3.3.4. Aléa sismique

La commune de Paris est située en zone de sismicité 1, très faible d'après le zonage de la France, applicable depuis le 1^{er} mai 2011. Les sollicitations sismiques n'ont pas à être prises en compte dans le dimensionnement des ouvrages projetés.

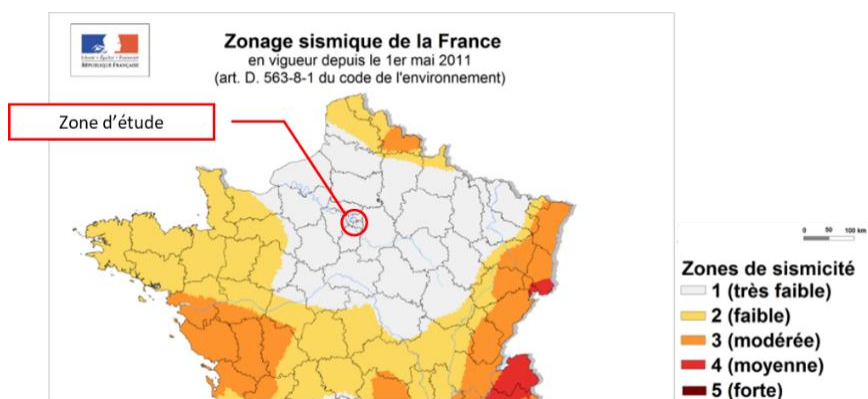


Figure 20 : Localisation de la zone d'étude sur le zonage sismique de la France (Source : Géorisques)

4. Reconnaissances géotechniques

4.1. Campagnes d'investigations antérieures

Dans le cadre du projet ICE, deux campagnes d'investigations ont été réalisées, l'une par Etudesol en 2008 et l'autre par Antea Group en 2022 (étude G1 ES/PGC), dont l'ensemble a consisté en la réalisation de :

- **11 sondages pressiométriques** effectués entre **15 mètres et 31 mètres de profondeur**, avec enregistrement des paramètres de forage et réalisation d'essais à chaque mètre ;
- **6 sondages carottés** réalisés entre **20 et 31 mètres de profondeur**, avec prélèvement de 2 à 4 échantillons intacts pour des essais en laboratoire ;
- **2 piézomètres**, désignés PZ1 et PZ2, installés à **15 mètres de profondeur** et équipés de crépines de **2 à 15 mètres de profondeur** ;
- **10 sondages à la tarière mécanique**, identifiés de ST1 à ST10, à une profondeur de **10 mètres ou jusqu'au refus**, pour les études environnementales.

Le programme d'essais en laboratoire réalisé fut le suivant :

- 12 packs d'essais d'identifications des sols pour classification GTR (teneur en eau, granulométrie, limites d'Atterberg ou valeur au bleu) ;
- 4 analyses d'agressivité des sols vis-à-vis des bétons ;
- 3 essais de gonflements Hüder-Amberg avec 3 limites de retraits ;
- 6 essais de cisaillement rectiligne à la boîte de Casagrande ;
- 4 essais triaxiaux en conditions CD.

Les résultats ces deux campagnes ont été intégrés dans le présent rapport.

4.2. Campagne d'investigation Antea Group (2024)

Pour les besoins de l'étude en phase avant-projet, une campagne d'investigations a été planifiée afin d'approfondir la compréhension des caractéristiques du site, dont le programme fut le suivant :

- **3 sondages pressiométriques** descendus à **30 m** de profondeur, notés **SP21 à SP23**, avec réalisation d'essais tous les mètres et enregistrement des paramètres de forage ;
Les essais seront rapprochés dans les horizons profonds (Marnes Supragypseuses), et espacés dans les horizons superficiels :
 - Soit des essais pressiométriques tous les 1,5 m jusqu'à 15 m de profondeur ;
 - Et des essais pressiométriques tous les 1,0 m entre 15 et 30 m de profondeur.
- **2 piézomètres** descendus à **15 m** de profondeur, notés PZ3 et PZ4, crépinés de 2 à 15 m et équipés avec une sonde de relevés automatique : les sondes seront équipées, puis relevées à 1 mois pour vérifier son bon fonctionnement, et tous les 3 mois pour récupérer les données. **2 sondes ont été par ailleurs posées pour équiper les piézomètres PZ1 et PZ2 existants.**
- **3 sondages carottés**, notés **SC21 à SC23** (**1 descendu à 30 m et 2 descendus à 20 m de profondeur**) avec prélèvements de 4 à 5 échantillons intacts par sondage et réalisation de 9 essais Lefranc (3 sur chaque carotté).
- **1 fouille de reconnaissance de fondation pour le muret séparant le parking du réservoir des Lilas.**

Les échantillons prélevés sur les sondages carottés serviront à la réalisation du programme laboratoire suivant :

- 6 packs d'essais d'identification des sols pour classification selon le GTR (Teneur en eau, granulométrie, densité humide, limites d'Atterberg) ;
- 6 essais triaxiaux consolidés non-drainés avec mesure de la pression interstitielle pour détermination des paramètres de cisaillement ;
- 12 essais d'agressivité des sols vis-à-vis des bétons ;
- 2 analyses minéralogiques détaillés sur la fraction argileuse ;
- 2 essais de compactage type PROCTOR normal

4.3. Plan d'implantation des sondages

Le plan d'implantation des investigations réalisées (2008, 2022 et 2024) est reporté dans la figure ci-dessous.

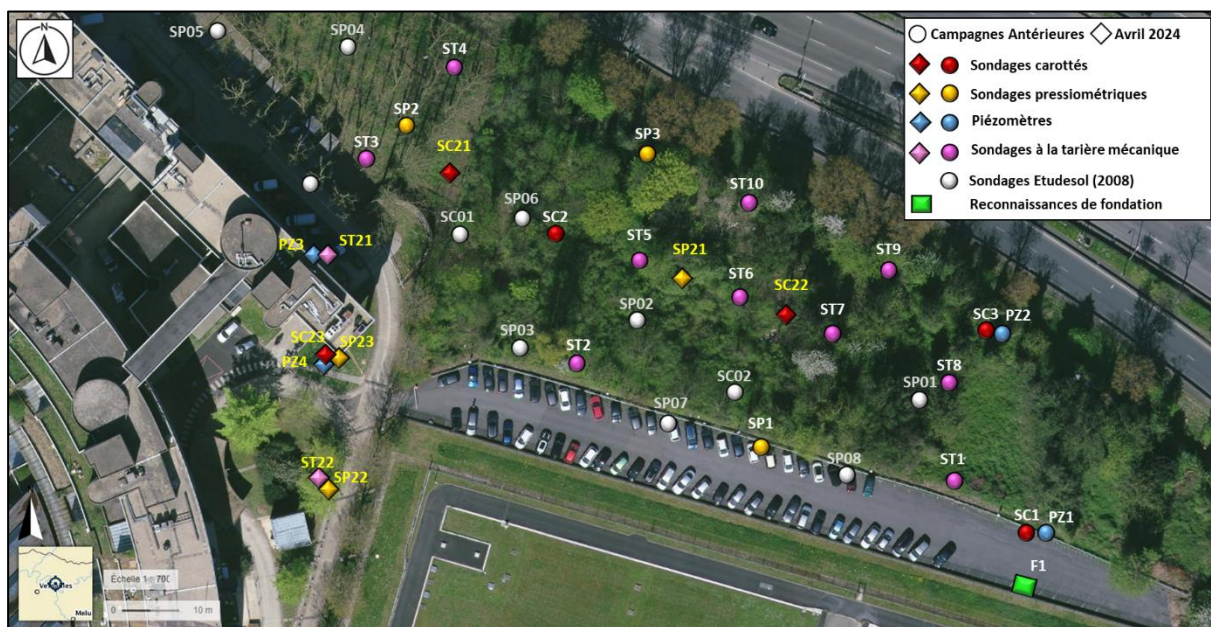


Figure 21 : Plan d'implantation des investigations réalisées en 2008, 2022 et 2024.

4.4. Déroulé de la campagne d'investigations

La campagne d'investigations de 2022 s'est déroulée du 6 au 28 octobre 2022, celle de 2024, du 26 mars au 11 avril. Les deux campagnes se sont déroulées sans sujet particulier.

4.5. Coordonnées des points de sondage

Les coordonnées approximatives des points de sondage sont résumées dans le tableau ci-dessous.

Tableau 1 : Coordonnées approximatives des points de sondages réalisés en G1 ES/PGC (2022)

Coordonnées Lambert 93			
Sondage	X	Y	Z
n°	m	m	m NGF
SC1 - PZ1	656410	6864583	108,2
ST1	656398	6864588	108,2
SP1	656349	6864603	108,3
ST2	656330	6864609	107,8
ST3	656295	6864652	99,2
SP2	656298	6864655	98,9
ST4	656302	6864659	97,4
SC2	656332	6864639	99,6
ST5	656344	6864633	99,8
ST6	656360	6864623	99,8
ST7	656376	6864618	101,7
ST8	656398	6864608	101,9
SC3 - PZ2	656410	6864623	94,8
ST9	656386	6864634	95,8
ST10	656364	6864644	95,1
SP3	656349	6864652	93,9

Tableau 2 : Coordonnées approximatives des points de sondages réalisés en G2 AVP (2024)

Coordonnées Lambert 93			
Sondage	X	Y	Z
n°	m	m	m NGF
SP21	656357	6864636	100,4
SP22	656293	6864599	106,9
SP23	656298	6864613	106,9
SC21	656310	6864657	101,3
SC22	656380	6864624	100,4
SC23	656286	6864614	106,9
PZ3	656290	6864636	106,9
PZ4	656296	6864609	106,9
ST21	656295	6864637	106,9
ST22	656285	6864597	106,9

Nota : La précision de ces coordonnées est relative et fournie avec une incertitude de mesure. Tout relevé précis devra être réalisé par un géomètre expert.

4.6. Limite de la méthode

Les sondages sont des reconnaissances ponctuelles qui ne peuvent offrir une vision continue de l'état des terrains. Leur implantation et leur densité, guidées par la reconnaissance que nous avons du site et limitées par la présence de bâtis, permettent d'avoir une vision représentative de l'état du sous-sol, sans que l'on puisse exclure, entre deux sondages, l'existence d'une anomalie d'extension limitée qui aurait échappée aux mailles de nos investigations.

5. Synthèse géotechnique

5.1. Zonage géotechnique

La campagne de reconnaissance menée en phase G2 AVP a permis la réalisation de sondages à proximité de l'hôpital dans la zone de retournement. Ces sondages, en particulier SP22, SP23 et SC23, mettent en évidence un très fort contraste géologique et géotechnique entre les abords de l'hôpital et la zone du talus.

Ce contraste sera étayé dans la suite de l'étude. Un zonage géotechnique a ainsi été défini, en définissant une zone A, pour le talus et le parking, et une zone B, pour les abords de l'hôpital et la zone de retournement.

La zone B est identifiée sur la figure ci-dessous, ses limites sont approximatives et définies sur la seule base des sondages réalisés. La limite de la zone A n'est pas indiquée pour ne pas surcharger la figure, mais regroupe le talus et le parking.

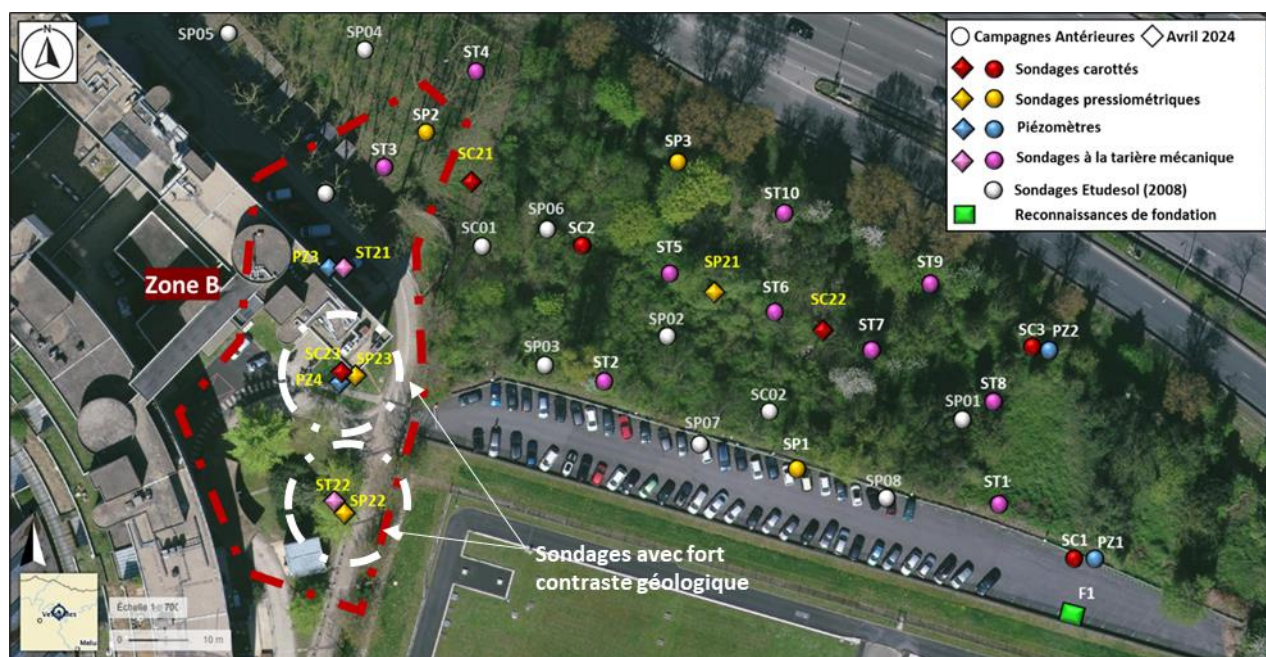


Figure 22 : Délimitation de la zone B, aux caractéristiques géotechniques différentes

5.2. Lithologie

La détermination de la lithologie et sa succession stratigraphique est basée sur la description des terrains tels qu'ils peuvent être observés sur les carottes de sols issues des sondages SC1 à SC3, SC21 à SC23 et sur les remontées de cuttings des sondages pressiométriques.

5.2.1. Zone A

Ainsi, la lithologie rencontrée au droit de la zone A (parking et talus) est la suivante :

- Remblais** : Sur cette zone, les remblais sont constitués de sols sablo-marneux à marno-sableux beiges à verdâtres, à cailloutis calcaires. Des débris anthropiques propres à cette formation ont été observés (fragments de brique rouge) ainsi que des éléments de formations sous-jacente remaniées (Argiles vertes). Localement, ces remblais peuvent présenter des horizons

noirâtres. Cette formation a été observée au droit du site sur des épaisseurs décroissantes entre la tête de talus et la base, variant respectivement de 3,5 à 5,2 m à 0,9 à 2,5 m. La base de cette formation est ainsi située à cote variable de 104,3 à 93,6 m NGF.



Photo 1 : Remblais au droit du sondage SC2 entre 0,0 et 2,0 m/TN

- **Calcaire de Brie** : un horizon de marne calcaire, localement argileuse à graveleuse, compacte à dure. Des cailloux et cailloutis de calcaire millimétriques ont pu être observés au sein de cette formation. Au droit du sondage SC1, des rognons de calcaires ont été identifiés à une profondeur de 5,6 m/TN. Cet horizon beige à verdâtre se présente sur une épaisseur de 0,8 à 5,9 m, soit une base de formation située à une cote variable de 101,6 à 90,4 m NGF.



Photo 2 : Transition Remblais / Calcaire de Brie au droit du sondage SC1 entre 5,0 et 6,0 m/TN

- **Argiles vertes** : Cette formation est constituée, au droit du site, de marnes argileuses ou d'argiles vertes, compacte à très compacte. Des horizons gris noirâtre et des traces d'oxydation peuvent localement être observés. Des lits marneux blancs millimétriques à centimétriques peuvent également être observés au sein de cette formation. Cette formation est présente sur une épaisseur variable de 4,0 à 11,0 m. La base de cette formation est située à une cote altimétrique variable de 92,3 à 81,8 m NGF.



Photo 3 : Horizon de l'Argile verte au droit du sondage SC3 entre 3,0 et 5,0 m/TN

- **Marnes blanches de Pantin** : Au droit du site, cet horizon est caractérisé par des marnes calcaires blanche à beige, localement argileuses. Cette formation peut prendre une coloration vert clair et présenter des traces d'oxydation ocre. Ces marnes sont tendres à très compactes et sont d'une épaisseur variable de 2,1 à 3,9 m. La base de cette formation est située à une cote variant de 88,8 à 79,7 m NGF le long du talus.



Photo 4 : Marnes de Pantin au droit du sondage SC1 entre 17,0 et 19,0 m/TN

- **Marnes bleues d'Argenteuil** : Les sondages mettent en évidence des marnes à argiles marneuses uniforme et très compactes. Elles sont bleutées à gris-bleu et peuvent très localement présenter des cailloutis calcaires millimétriques à centimétriques. Au droit du site, elles sont présentes sur une épaisseur de 6,7 à 8,0 m. Seuls les sondages profonds SC1 et SP1 permettent de déterminer une cote de la base de cette formation, située entre 82,1 et 80,2 m NGF.



Photo 5 : Marnes d'Argenteuil au droit du sondage SC3 entre 14,0 et 15,3 m/TN

- **Masses et marnes du gypse** : Le toit de la formation des Masses et marnes du gypse, observé au droit du sondage SC1, est constitué de lits marno-calcaires présentant du gypse saccharoïde.



Photo 6 : Toit des Masses et Marnes du gypse au droit du sondage SC1 entre 29,0 et 30,2 m/TN

Nota : Les deux sondages carottés SC21 et SC22 réalisés pendant la campagne G2 AVP sont en cohérence avec la lithologie exprimée ci-dessus. On y remarque notamment que les remblais ont une nature plutôt à dominante marno-calcaire, ce qui semble indiquer un remaniement du Calcaire de Brie sous-jacent. La surépaisseur de remblais reste tout de même assez claire, avec des passages de sol organique entre 6,5 et 6,6 m de profondeur sur SC21 ou des petits fragments de bitume observés être 5,0 et 6,0 m de profondeur sur SC22.

5.2.2. Zone B

La lithologie rencontrée au droit de la zone B (voisinage de l'hôpital) est la suivante, essentiellement tirée de la description du sondage SC23 :

- **Remblais et sols remaniés** : Sur cette zone, on distingue une couche à dominante marno-argileuse, le plus souvent de couleur beige à grise et faiblement compacte, **sur une grande épaisseur avoisinant les 17,0 m**, quelques blocs y figurent, par passes de 10 cm. Les caractéristiques mécaniques de cette couche (qui sont abordées au §5.3) divergent des autres sondages réalisés en zone A, et ont une tendance à être plus faibles.

La nature marno-argileuse dominante et la couleur grise semblent indiquer que l'ensemble est formé d'un remaniement des Argiles vertes, de Calcaire de Brie et de terrains d'apport.

Les formations des Argiles vertes et du Calcaire de Brie paraissent totalement absentes de la zone.

Si la carte géologique de Paris au 1:5000^{ème} mentionne des éboulis au droit du 19^{ème} arrondissement, ceux-ci doivent affleurer bien plus à l'Ouest que la localisation du sondage, excluant l'hypothèse d'un sol naturel constitué d'éboulis de pente.



Photo 7 : Remblais au droit du sondage SC23 entre 14,0 et 16,0 m/TN

- **Marnes blanches de Pantin** : Sur la zone B, les Marnes de Pantin se caractérisent par une marne argileuse compacte beige assez homogène avec quelques passages tendres sur un peu plus de 4,0 m d'épaisseur. Sa nature est ici relevée comme étant beaucoup plus marneuse qu'en zone A où la nature argileuse domine.



Photo 8 : Marnes de Pantin au droit du sondage SC1 entre 19,0 et 21,0 m/TN

- **Marnes bleues d'Argenteuil** : Sur la zone B, les Marnes d'Argenteuil se caractérisent par une marne compacte bleutée assez homogène, compacte, rencontrée à partir de 22 m de profondeur jusqu'à la fin du sondage.



Photo 9 : Marnes d'Argenteuil au droit du sondage SC3 entre 24,0 et 26,0 m/TN

A partir des coupes des sondages carottés, il est possible de dresser une coupe géologique interprétative depuis la partie sud-est de l'hôpital, passant par le parking jusqu'à la bretelle du périphérique, reportée dans la figure ci-dessous. L'ensemble des cotes altimétrique est en m NGF.

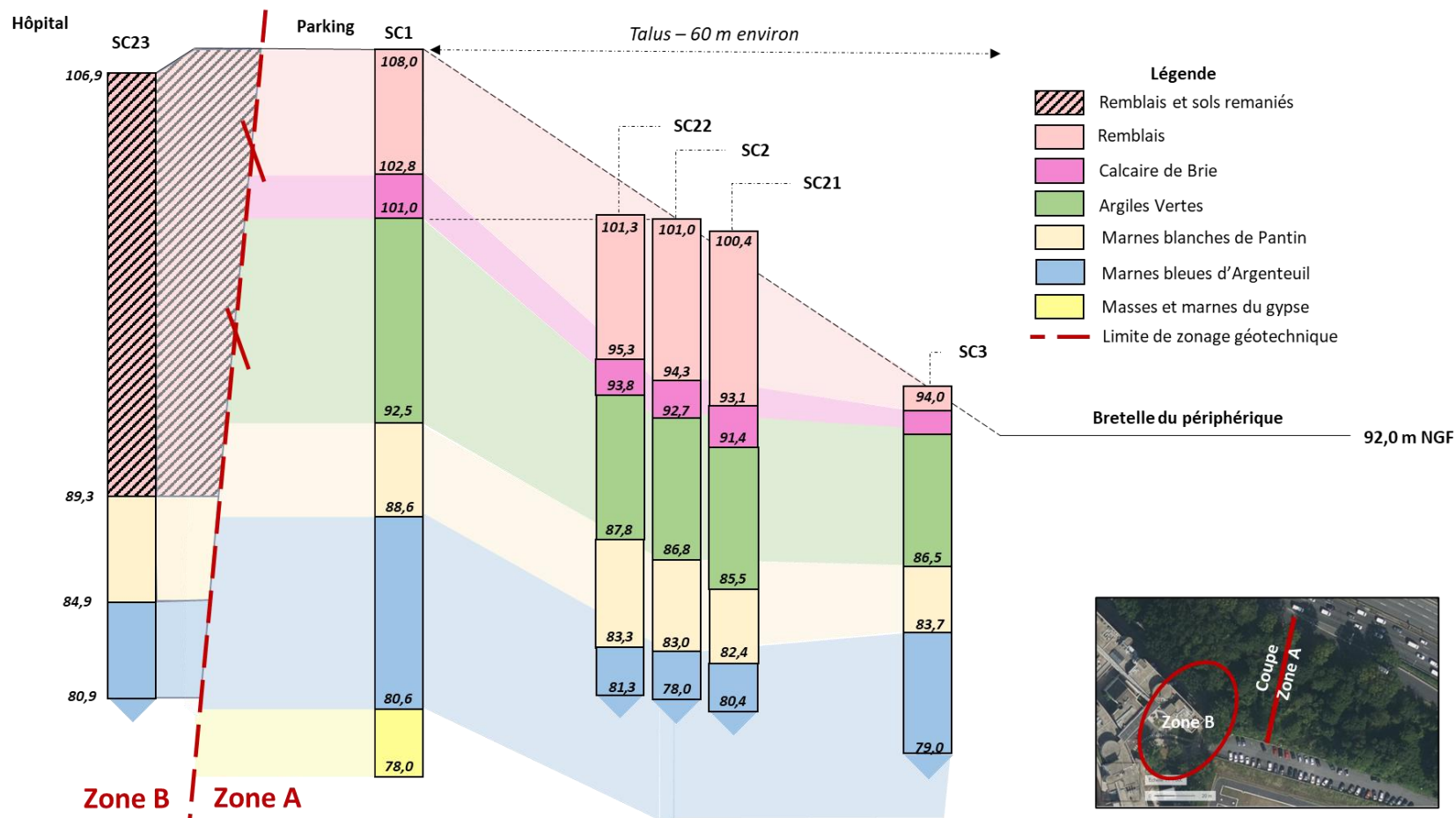


Figure 23 : Coupe géologique interprétative

5.3. Caractéristiques mécaniques des formations

Les caractéristiques géomécaniques des sols sont données par les valeurs pressiométriques. Les sondages et essais pressiométriques sont réalisés selon la norme NF EN ISO 22476-4. Les résultats des essais pressiométriques sont caractérisés par :

- Le module pressiométrique Ménard E_M (MPa), définit le comportement pseudo-élastique du sol. Il entre dans les calculs de tassements des fondations ;
- La pression de fluage P_f (MPa), correspond à la fin de la phase pseudo élastique ;
- La pression limite nette PI^* (MPa), qui représente la résistance du sol à la rupture et entre dans le calcul des contraintes admissible.

Pour chaque formation géologique, les modules pressiométriques E_M et pressions limites nettes PI^* sont analysés de manière statistique. Sont ainsi donnés :

- Le nombre d'essais réalisés dans la formation (NB) ;
- La valeur moyenne (moyenne arithmétique en MPa) ;
- La moyenne harmonique pour les modules de déformation (MPa) ;
- La moyenne géométrique pour les pressions limites (MPa) ;
- L'écart type σ en MPa ;
- Les valeurs minimales et maximales mesurées pour les modules de déformation et les pressions limites ;
- Le rapport E_M/PI^* .

Pour l'établissement de cette synthèse, nous avons analysé les données des sondages pressiométriques réalisés durant les investigations de 2008, 2022 et 2024.

Au droit des sondages pressiométriques, la délimitation des différentes formations lithologiques a été réalisée à partir des cuttings. En effet, les remontées de forage sous forme de boues ne permettent pas d'identifier avec précision les interfaces entre les différentes couches géologiques.

Les coupes des sondages pressiométriques sont disponibles en annexe.

Les caractéristiques pressiométriques des formations géologiques rencontrées sont présentées ci-après.

5.3.1. Dispersion des paramètres pressiométriques

Les figures suivantes rendent compte de la dispersion des paramètres pressiométriques (pressions limites et modules pressiométriques) en fonction de la cote altimétrique pour chacune des deux zones A et B définies au §5.1.

Sur chacun des graphes sont représentés les lignes discontinues :

- **En rouge** : les limites à 1,0 MPa de pression limite et 10 MPa de module pressiométriques, valeurs en dessous desquels les paramètres sont jugés comme étant plutôt faibles.
- **En noir** : des flèches indiquant de façon grossière l'amélioration des paramètres mécaniques avec l'augmentation de la profondeur.

Ces indications permettent de mettre en évidence :

- En zone A, la quasi-totalité des valeurs sont au-dessus des limites à $E_M = 10$ MPa et $PI^* = 1,0$ MPa dès 97 m NGF. En zone B, on retrouve des valeurs basses sur toute la profondeur investiguée.

- En zone A, les caractéristiques s'améliorent avec l'augmentation de la profondeur de façon assez linéaire et en cohérence avec les différentes couches stratigraphiques. En zone B, l'évolution est très faible, avec une droite presque verticale.
- En zone A, bien qu'il y ait un nombre important d'essais pressiométriques, les mesures sont relativement dispersées, tandis qu'en zone B, une certaine homogénéité autour de valeurs faibles à moyennes, semble assez claire.

Cet important contraste de caractéristiques mécaniques, associé au contraste lithologique détaillé ci-avant, justifie pleinement le zonage géotechnique établi.

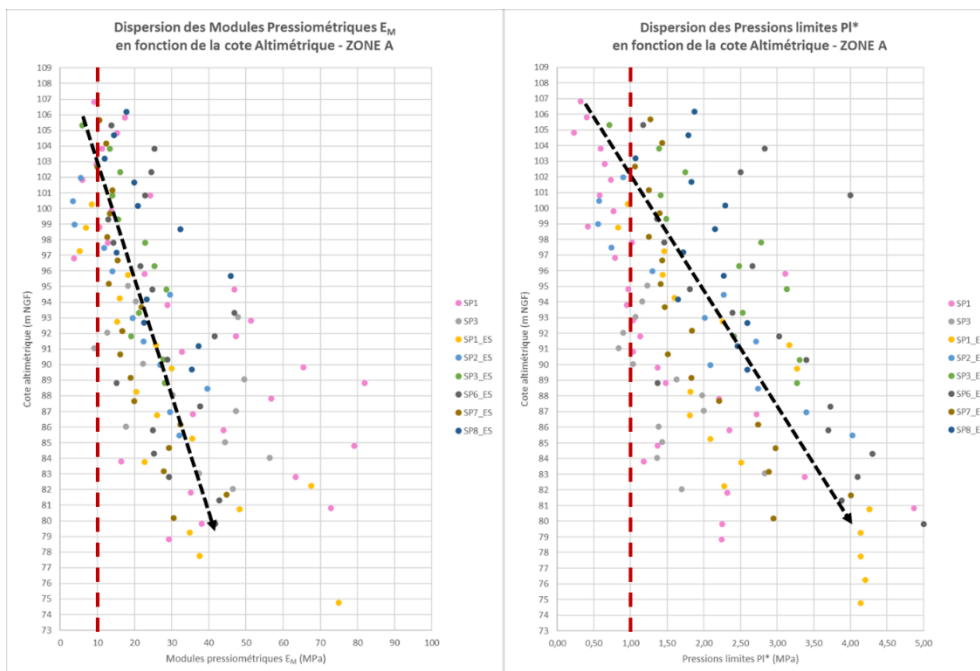


Figure 24 : Dispersions des paramètres pressiométriques en zone A

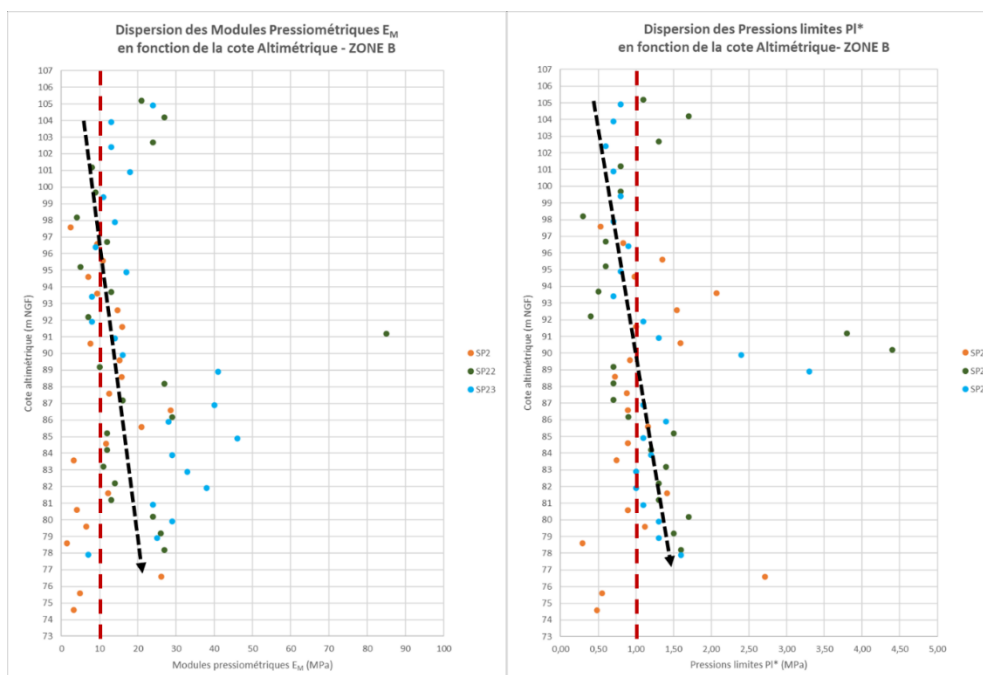


Figure 25 : Dispersions des paramètres pressiométriques en zone B

5.3.2. Caractéristiques mécaniques en zone A

5.3.2.1. Remblais

Les remblais correspondent à des terrains superficiels marno-sableux à graveleux aux caractéristiques pressiométriques moyennes et dispersées. En effet, sur les 36 essais réalisés au sein de cet horizon, 21 essais présentent une valeur de pression limite supérieure à 1 MPa, ce qui est une conséquence de l'utilisation des terrains argilo-marneux sous-jacent en remblais lors du profilage du talus.

Tableau 3 : Caractéristiques pressiométriques des Remblais

Remblais	E_M	PI^*
	MPa	MPa
Nombre de Mesures	36	36
Moyenne Arithmétique	14	1,2
Valeur Min	3	0,2
Valeur Max	32	2,8
Ecart-Type	6,79	0,68
Moyenne Harmonique	10	-
Moyenne Géométrique	-	1,0
Rapport E_M/PI^*	10	

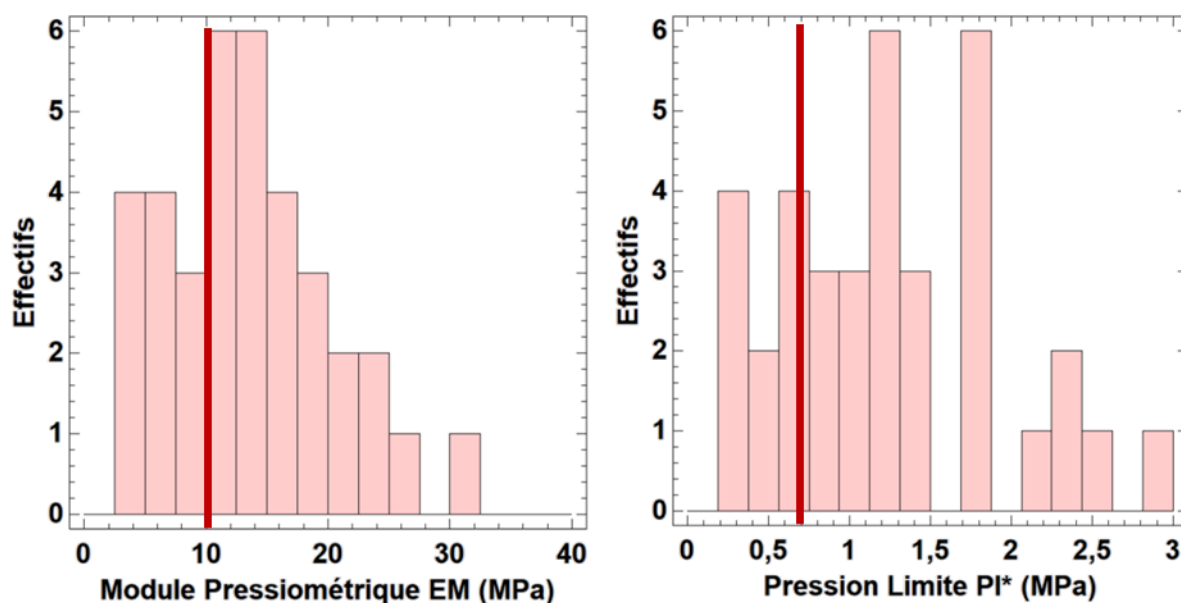


Figure 26 : Diagrammes de répartition des paramètres pressiométriques mesurés au sein des Remblais

Les valeurs pressiométriques caractéristiques retenues pour cette formation sont les suivantes :

- Pression limite $PI^* = 0,7$ MPa
- Module pressiométrique $E_M = 7$ MPa.

Essais en laboratoire

Les résultats des essais en laboratoire réalisés dans les échantillons prélevés sur les sondages carottés sont reportés dans le tableau ci-dessous :

Tableau 4 : Synthèse des essais de laboratoire réalisés dans les Remblais

Sondage			SC1	SC2	SC21	SC22	SC23
Profondeur (m)			2.00 – 3.00	2.00 – 3.00	2,0 – 3,0	2,0 – 3,0	3,0 – 4,0
Nature des matériaux			Argile carbonatée plastique	Argile carbonatée plastique à molle	Argile ferme verte	Marne sableuse lâche beige	Argile légèrement sableuse
Teneur en eau	W_N	%	23.6	42.9	24.6	17,1	25,8
Poids volumique sec	γ_d	kN/m ³	15.6	11.3			
Poids volumique humide	γ	kN/m ³	-	-			
Granulométrie	Dmax	mm	15	7	6	15	21
	< 50 mm	%	100	100	100	100	100
	< 2 mm	%	92.1	95.8	99	87,7	82,1
	< 80 μ m	%	75.1	84.3	96.5	67,8	67,5
	< 2 μ m	%	-	-	-		
Valeur au bleu	VBS	%	-	-	8,0	2,5	4,8
Limite de liquidité	WL	%	57	119	-		
Limite de plasticité	Wp	%	27	46	-		
Indice de plasticité	IP	%	30	73	-		
Indice de consistance	IC	%	1.1	1	-		
Classification GTR (92) – (2023)			A3m	A4	F3	F2	F2
Cisaillement rectiligne à la boîte	C'p (kPa)		8	-			
	$\phi'p$ (°)		30	-			
	C'f (kPa)		0	-			
	$\phi'f$ (°)		31	-			
Cisaillement Triaxial	C' (kPa)				17	21	23
	ϕ' (°)				21	29	18

5.3.2.2. Calcaire de Brie

Dix-huit (18) essais pressiométriques ont été réalisés dans le Calcaire de Brie. Ces essais mettent en évidence des caractéristiques pressiométriques médiocres. Si une seule valeur de module > 50 MPa a été mesurée par les essais pressiométriques, la présence de blocs calcaires n'est pas à exclure au sein de cette formation.

Tableau 5 : Caractéristiques pressiométriques du Calcaire de Brie

Calcaire de Brie	E_M	PI^*
	MPa	MPa
Nombre de Mesures	18	18
Moyenne Arithmétique	15	1,3
Valeur Min	5	0,6
Valeur Max	48	4,0
Ecart-Type	9,49	0,77
Moyenne Harmonique	12	-
Moyenne Géométrique	-	1,1
Rapport E_M/PI^*	11	

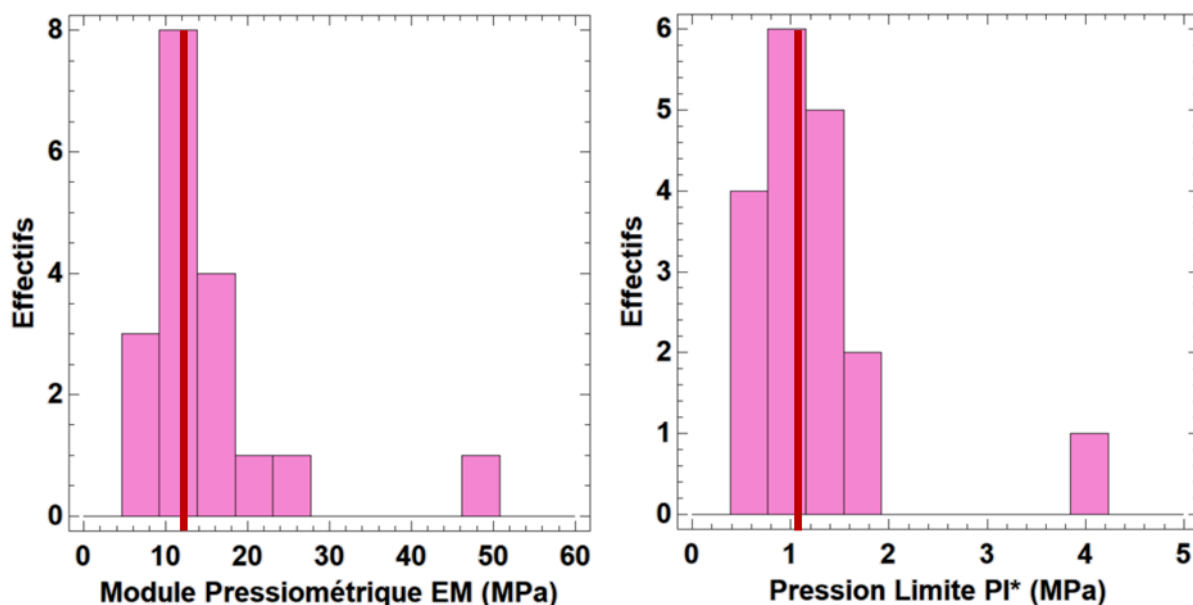


Figure 27 : Diagrammes de répartition des paramètres pressiométriques mesurés au sein du Calcaire de Brie

Ainsi, les valeurs caractéristiques retenues pour cette formation sont les suivantes :

- Pression limite $PI^* = 1,1$ MPa
- Module pressiométrique $E_M = 12$ MPa.

Essais en laboratoire

Les résultats des essais en laboratoire réalisés dans les échantillons prélevés sur les sondages SC1 et SC2 sont reportés dans le tableau ci-dessous :

Tableau 6 : Synthèse des essais de laboratoire réalisés dans le Calcaire de Brie

Sondage			SC1	SC2
Profondeur (m)			6.00 – 7.00	6.00 – 7.00
Nature des matériaux			Marne sablo-graveleuse ferme plastique	Sable marneux ferme
Teneur en eau	W_N	%	15.3	15.2
Poids volumique sec	γ_d	kN/m ³	15.2	16.7
Poids volumique humide	γ	kN/m ³	-	-
Granulométrie	D _{max}	mm	22	18
	< 50 mm	%	100	100
	< 2 mm	%	69.4	85
	< 80 µm	%	43.2	46.7
	< 2 µm	%	-	-
Valeur au bleu	VBS	%	-	2.3
Limite de liquidité	WL	%	30	-
Limite de plasticité	W _p	%	22	-
Indice de plasticité	IP	%	8	-
Indice de consistance	IC	%	1.8	-
Limite de retrait	W _{re}	%	23.9	-
Classification GTR			A1	A1
Cisaillement rectiligne à la boîte	C' _p (kPa)		-	15
	ϕ'_p (°)		-	33
	C' _f (kPa)		-	13
	ϕ'_f (°)		-	33
Triaxial CD	C' (kPa)		64	-
	ϕ' (°)		32	-

5.3.2.3. Argiles vertes

Cinquante (50) essais pressiométriques ont été rattachés à cette formation, constituée d'argiles et de marnes argileuses vertes. Cette formation présente ainsi des caractéristiques pressiométriques hétérogènes, moyennes à bonnes.

Tableau 7 : Caractéristiques pressiométriques dans les Argiles vertes

Argile verte	E_M	PI^*
	MPa	MPa
Nombre de Mesures	50	50
Moyenne Arithmétique	24	1,8
Valeur Min	4	0,4
Valeur Max	51	3,1
Ecart-Type	12,29	0,69
Moyenne Harmonique	18	-
Moyenne Géométrique	-	1,7
Rapport E_M/PI^*	11	

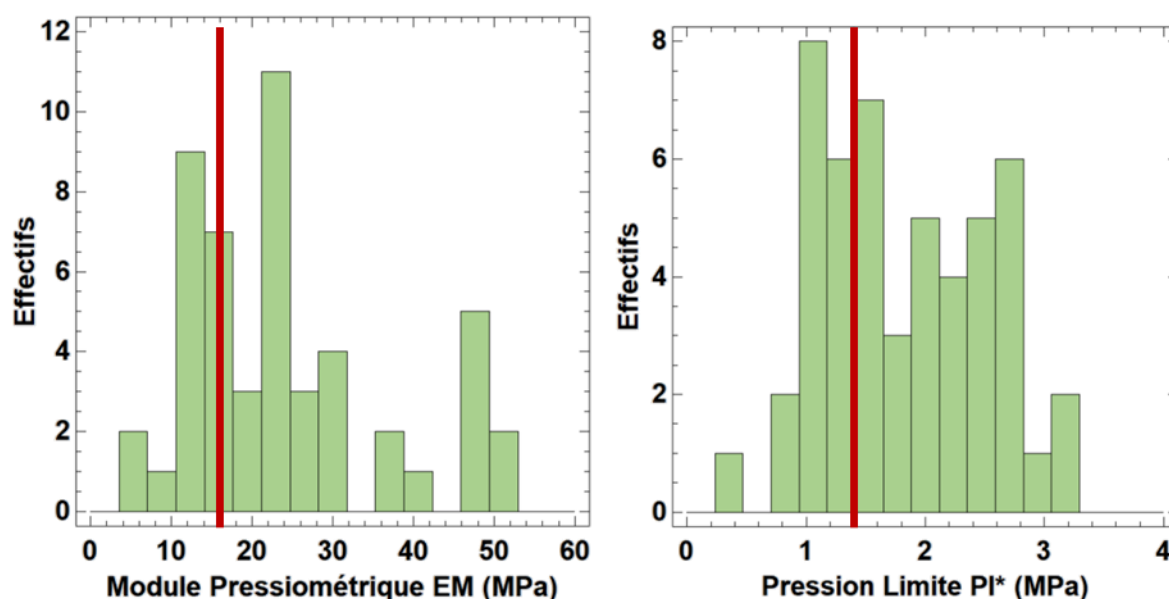


Figure 28 : Diagrammes de répartition des paramètres pressiométriques mesurés au sein des Argiles vertes

Les valeurs caractéristiques suivantes seront ainsi retenues pour cette formation :

- Pression limite $PI^* = 1,4$ MPa
- Module pressiométrique $E_M = 16$ MPa.

Essais en laboratoire : Les résultats des essais en laboratoire réalisés dans les échantillons prélevés sur les échantillons SC1, SC2 et SC3 sont reportés dans le tableau ci-dessous :

Tableau 8 : Synthèse des essais de laboratoire réalisés dans les Argiles vertes

Sondage			SC21	SC22	SC1	SC2	SC3	
Profondeur (m)			11,0 à 12,0 m	11,0 à 12,0 m	10.00 – 11.00	10.00 – 11.00	2.00 – 3.00	6.00 – 7.00
Nature des matériaux			Argile ferme verte	Argile ferme verte	Argile carbonatée	Argile carbonatée	Argile légèrement carbonatée	Marne ferme
Teneur en eau	W_N	%	28,8	28.9	29.5	27.9	23.8	21.2
Poids volumique sec	γ_d	kN/m ³			13.3	13.8	13.8	13.9
Granulométrie	D _{max}	mm	5	5	<5	<5	<5	<5
	< 50 mm	%	100	100	100	100	100	100
	< 2 mm	%	100	100	100	100	99.8	100
	< 80 µm	%	99,7	99.9	99.1	99.4	98.4	93
Valeur au bleu	VBS	%	8	7	-	-	-	-
Limite de liquidité	WL	%			74	75	72	66
Limite de plasticité	Wp	%			30	30	28	25
Indice de plasticité	IP	%			44	45	44	41
Indice de consistance	IC	%			1	1	1.1	1.1
Limite de retrait	Wre	%			18.1	-	-	-
Classification GTR			F4	F3	A4	A4	A4	A4
Cisaillement rectiligne à la boîte	C' _p (kPa)				-	-	31	-
	φ' _p (°)				-	-	24	-
	C' _f (kPa)				-	-	14	-
	φ' _f (°)				-	-	20	-
Gonflement à l'œdomètre	σ _g (MPa)				-	0.235	-	-
	R _g (MPa)				-	0.039	-	-
Essai triaxial CD	C' (kPa)				-	8	-	-
	φ' (°)				-	21	-	-
Essai triaxial CU+u	C' (kPa)		28	0				
	φ' (°)		22	17				

5.3.2.4. Marnes blanches de Pantin

Les Marnes de Pantin sont caractérisées par des marnes beige, blanches à légèrement verdâtres au sein desquelles 28 essais pressiométriques ont été réalisés. Ces essais mettent en évidence des caractéristiques pressiométriques bonnes pour cet horizon.

Tableau 9 : Caractéristiques pressiométriques des Marnes de Pantin

Marnes blanches de Pantin	E_M	PI^*
	MPa	MPa
Nombre de Mesures	29	29
Moyenne Arithmétique	31	2,1
Valeur Min	15	1,0
Valeur Max	92	3,4
Ecart-Type	15,20	0,75
Moyenne Harmonique	26	-
Moyenne Géométrique	-	2,0
Rapport E_M/PI^*	13	

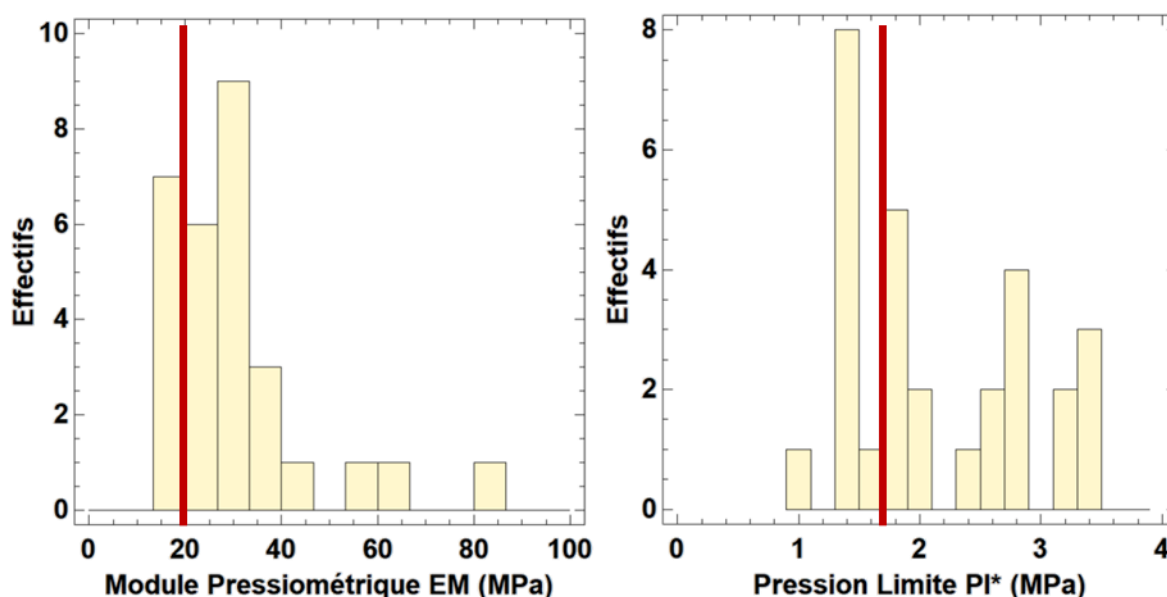


Figure 29 : Diagrammes de répartition des données pressiométriques mesurées au sein des Marnes de Pantin

Les valeurs caractéristiques suivantes seront ainsi retenues pour cette formation :

- Pression limite $PI^* = 1,7$ MPa
- Module pressiométrique $E_M = 20$ MPa.

Essais en laboratoire

Les résultats des essais en laboratoire réalisés dans les échantillons prélevés sur les échantillons SC1 sont reportés dans le tableau ci-dessous :

Tableau 10 : Synthèse des essais de laboratoire réalisés dans les Marnes blanches de Pantin

Sondage			SC1
Profondeur (m)			13.00 – 14.00
Nature des matériaux			Argile carbonatée peu plastique
Teneur en eau	W_N	%	26.2
Poids volumique sec	γ_d	kN/m ³	13.3
Poids volumique humide	γ	kN/m ³	-
Granulométrie	Dmax	mm	11
	< 50 mm	%	100
	< 2 mm	%	96.3
	< 80 μ m	%	89.2
	< 2 μ m	%	-
Valeur au bleu	VBS	%	-
Limite de liquidité	WL	%	66
Limite de plasticité	Wp	%	25
Indice de plasticité	IP	%	41
Indice de consistance	IC	%	1
Limite de retrait	Wre	%	18.1
Classification GTR			A4
Gonflement Hüber-Amberg	σ_g (MPa)		-
	Cg		-

5.3.2.5. Marnes bleues d'Argenteuil

Vingt-huit (28) essais pressiométriques ont été réalisés dans les Marnes bleues d'Argenteuil, mettant en évidence des caractéristiques globalement bonnes pour cette formation.

Tableau 11 : Caractéristiques pressiométriques des Marnes d'Argenteuil

Marnes bleues d'Argenteuil	E_M	PI^*
	MPa	MPa
Nombre de Mesures	31	31
Moyenne Arithmétique	38	2,8
Valeur Min	16	1,2
Valeur Max	92	4,6
Ecart-Type	18,66	0,90
Moyenne Harmonique	31	-
Moyenne Géométrique	-	2,6
Rapport E_M/PI^*	12	

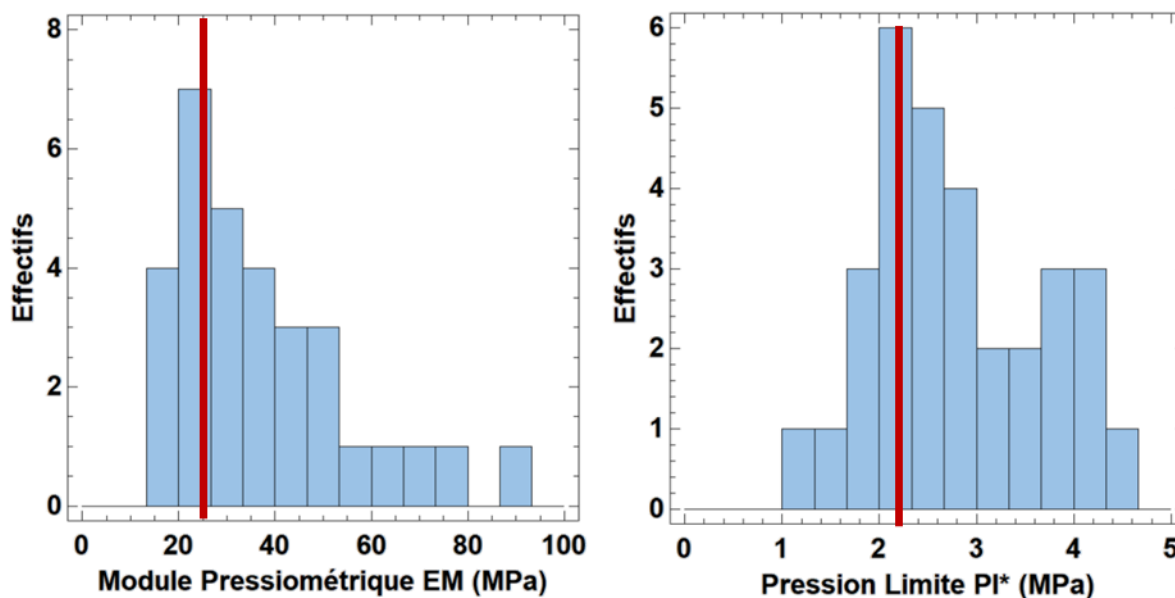


Figure 30: Diagrammes de répartition des paramètres pressiométriques mesurés au sein des Marnes d'Argenteuil

Les valeurs suivantes seront ainsi retenues pour cette formation :

- Pression limite $PI^* = 2,2$ MPa
- Module pressiométrique $E_M = 25$ MPa.

5.3.2.6. Masses et Marnes du gypse

Vingt-trois (23) essais pressiométriques ont été réalisés dans les Masses et Marnes du gypse. Le toit de la formation des Masses et Marnes du gypse semble constitué de marno-calcaire induré au sein duquel a été observé du gypse. Les paramètres pressiométriques mesurés mettent en évidence de bonnes caractéristiques mécaniques.

Tableau 12 : Caractéristiques pressiométriques des Masses et Marnes du gypse

Masses et Marnes du gypse	E_M	PI^*
	MPa	MPa
Nombre de Mesures	23	23
Moyenne Arithmétique	54	3,6
Valeur Min	23	2,1
Valeur Max	163	5,0
Ecart-Type	39,48	0,97
Moyenne Harmonique	39	-
Moyenne Géométrique	-	3,5
Rapport E_M/PI^*	11	

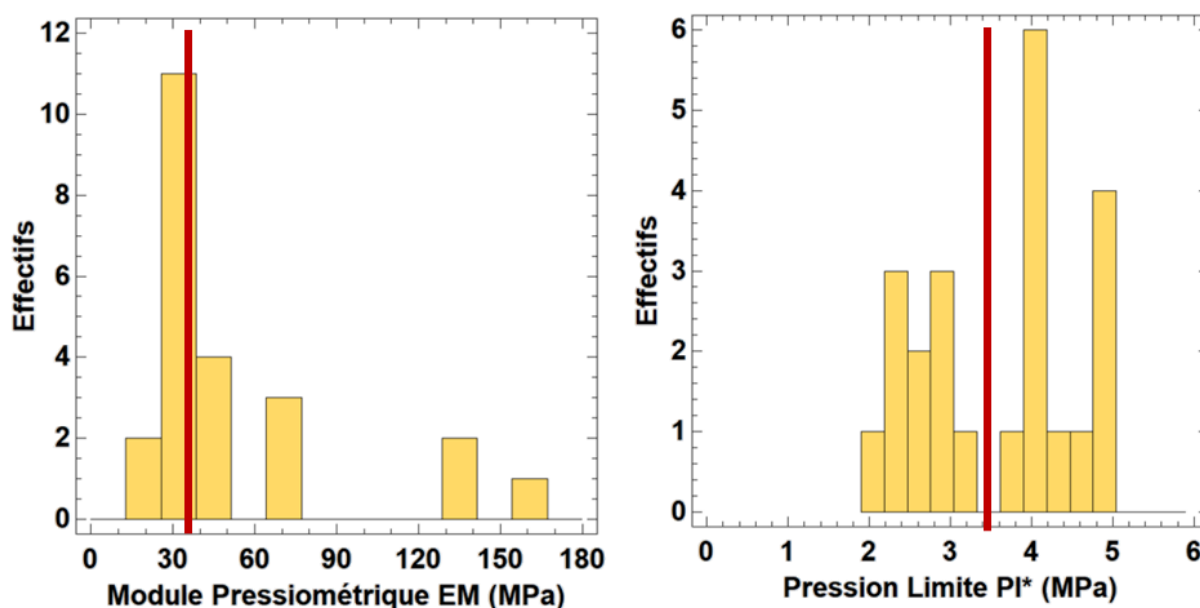


Figure 31 : Diagrammes de répartition des paramètres pressiométriques mesurés au sein des Masses et Marnes du gypse

Les valeurs suivantes seront ainsi retenues pour cette formation :

- Pression limite $PI^* = 3,3$ MPa
- Module pressiométrique $E_M = 35$ MPa.

5.3.3. Caractéristiques mécaniques en zone B

5.3.3.1. Remblais et sols remaniés

Trente-huit (38) essais pressiométriques ont été réalisés dans les remblais et sols remaniés. De nature à dominante marno-argileuse, ces remblais présentent des caractéristiques mécaniques plutôt faibles, mais homogènes.

Tableau 13 : Caractéristiques pressiométriques des Remblais et sols remaniés

Remblais et sols remaniés	E_M	PI^*
	MPa	MPa
Nombre de Mesures	38	38
Moyenne Arithmétique	18	1,1
Valeur Min	2	0,3
Valeur Max	147	4,4
Ecart-Type	25,22	0,81
Moyenne Harmonique	10	-
Moyenne Géométrique	-	0,9
Rapport E_M/PI^*	11	

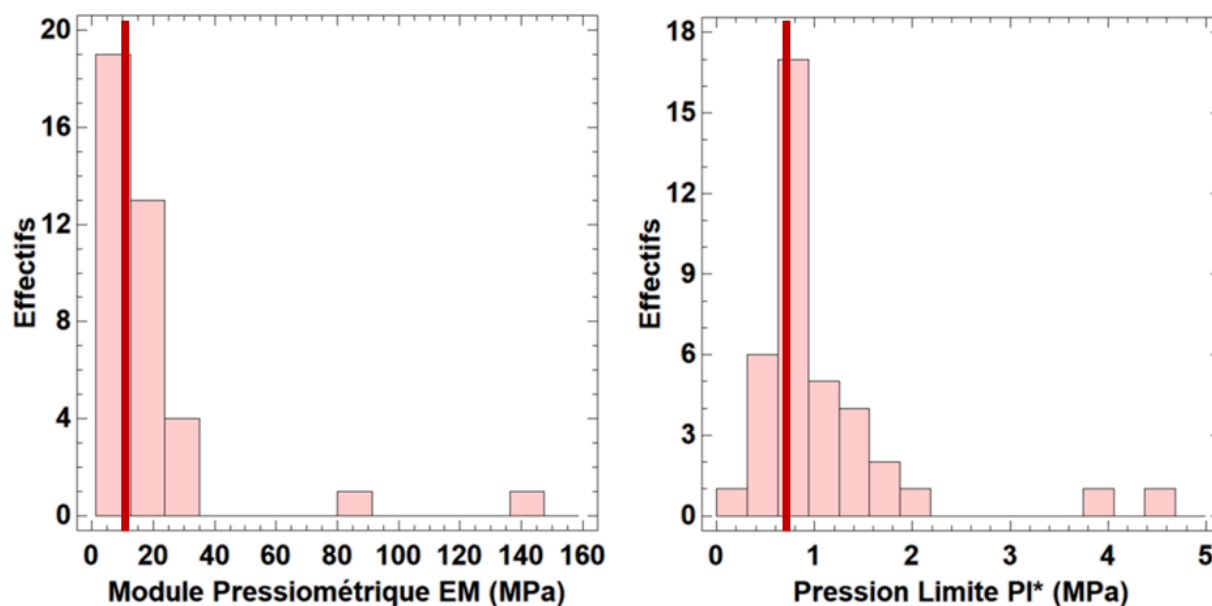


Figure 32 : Diagrammes de répartition des paramètres pressiométriques mesurés au sein des Remblais et sols remaniés

Les valeurs pressiométriques caractéristiques retenues pour cette formation sont les suivantes :

- Pression limite $PI^* = 0,7$ MPa
- Module pressiométrique $E_M = 10$ MPa.

5.3.3.2. Marnes blanches de Pantin

Douze (12) essais pressiométriques ont été réalisés dans les Marnes de Pantin, celles-ci présentent des caractéristiques pressiométriques plutôt médiocres, en deçà de celles mesurées sur la zone A. Quelques mesures pressiométriques élevées semblent indiquer la présence de blocs épars.

Tableau 14 : Caractéristiques pressiométriques des Marnes de Pantin

Marnes blanches de Pantin	E_M	PI^*
	MPa	MPa
Nombre de Mesures	12	12
Moyenne Arithmétique	32	1,6
Valeur Min	4	0,7
Valeur Max	146	5,0
Ecart-Type	39,24	1,32
Moyenne Harmonique	14	-
Moyenne Géométrique	-	1,3
Rapport E_M/PI^*	11	

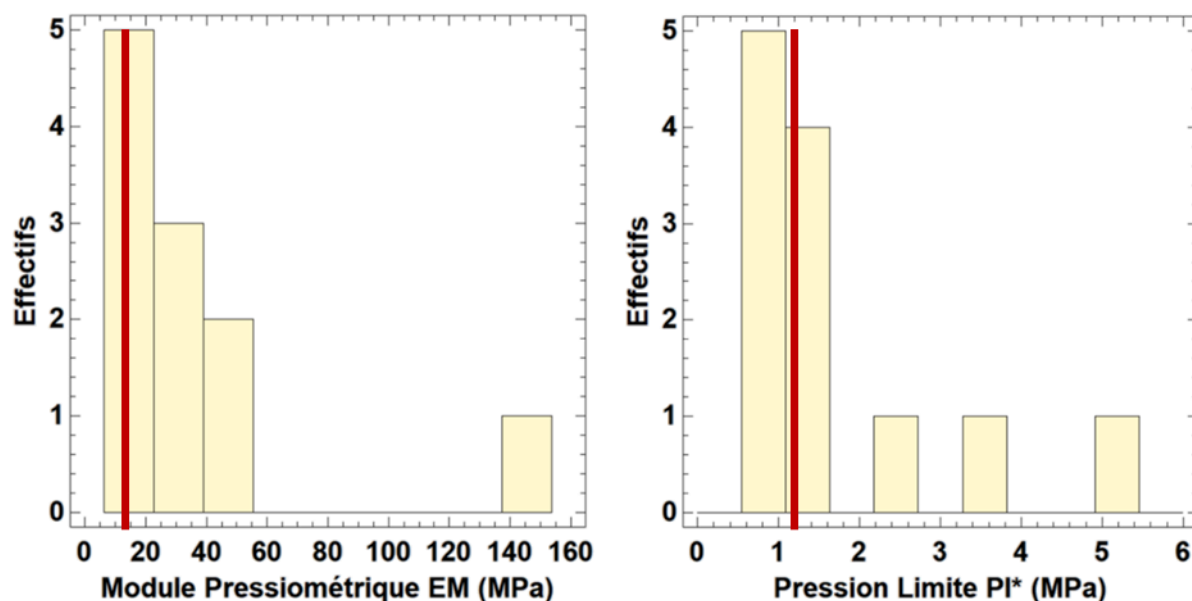


Figure 33 : Diagrammes de répartition des données pressiométriques mesurées au sein des Marnes de Pantin

Les valeurs caractéristiques suivantes seront ainsi retenues pour cette formation :

- Pression limite $PI^* = 1,2$ MPa
- Module pressiométrique $E_M = 14$ MPa.

5.3.3.3. Marnes bleues d'Argenteuil

Vingt (20) essais ont été réalisées dans les Marnes d'Argenteuil qui présentent des caractéristiques mécaniques très médiocres, bien en deçà de celles mesurées en zone A.

Tableau 15 : Caractéristiques pressiométriques des Marnes d'Argenteuil

Marnes bleues d'Argenteuil	E_M	PI^*
	MPa	MPa
Nombre de Mesures	20	20
Moyenne Arithmétique	20	1,3
Valeur Min	2	0,3
Valeur Max	46	2,7
Ecart-Type	12,20	0,51
Moyenne Harmonique	9	-
Moyenne Géométrique	-	1,1
Rapport E_M/PI^*	8	

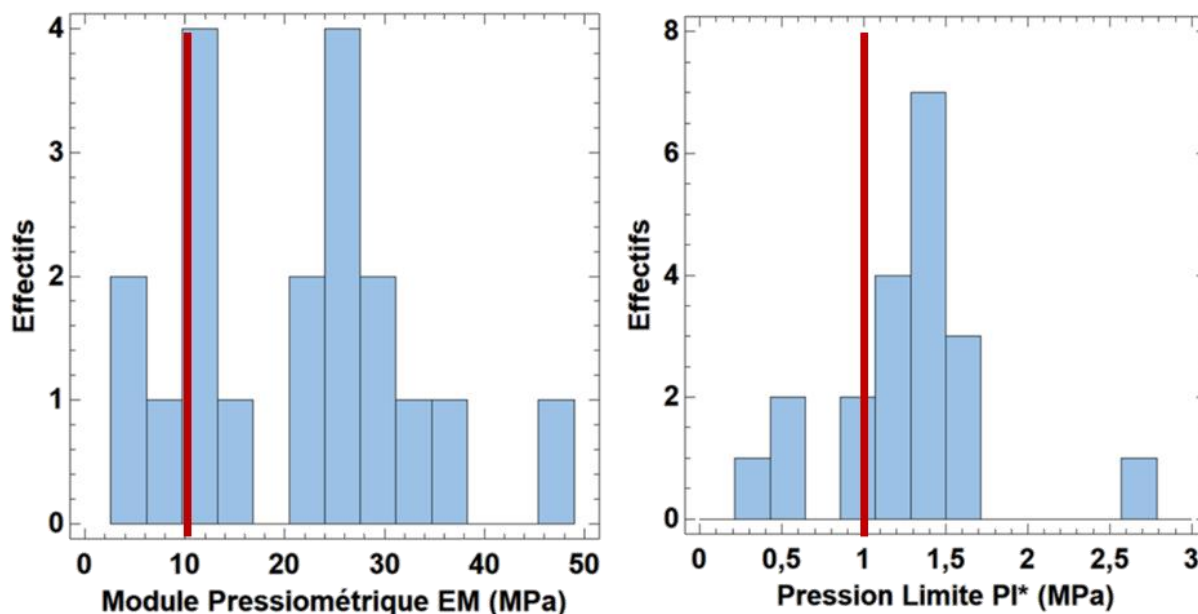


Figure 34: Diagrammes de répartition des paramètres pressiométriques mesurés au sein des Marnes d'Argenteuil

Les valeurs suivantes seront ainsi retenues pour cette formation :

- Pression limite $PI^* = 1,0$ MPa
- Module pressiométrique $E_M = 10$ MPa.

5.4. Agressivité des sols et des eaux vis-à-vis des bétons

Quatre prélèvements ont été effectués dans les sondages SC1, SC2 et SC3 afin de caractériser l'agressivité du sol vis-à-vis des bétons (cf. résultats d'analyse en annexe).

Les mesures chimiques sur ces prélèvements, en vue de leur caractérisation d'agressivité sur le béton de fondation, ont été faites conformément à la D.I.N 4030, ainsi qu'au document normatif P18-011 de juin 1982, à statut fascicule de documentation qui :

- Définit les environnements agressifs les plus courants,
- Donne diverses recommandations et leurs mesures préventives vis-à-vis de la durabilité des bétons.

Le document normatif P18-011 est utilisé pour aider au choix des ciments et des additifs dans le cas des environnements chimiquement agressifs, c'est-à-dire aux classes d'exposition « XA » au sens de la norme NF EN 206-1.

Les valeurs mesurées sont représentées dans le tableau ci-après.

Tableau 16 : Résultats des analyses chimiques réalisés selon la norme NF EN 206-1

Sondage	Horizon géologique	Teneur en sulfates (mg/kg)	Degré d'acidité (ml/kg)	Classe de l'environnement
SC1 (2 à 3 m)	Remblais	14000	32	XA3
SC2 (2 à 3 m)	Remblais	2900	68	XA1
SC2 (6 à 7 m)	Argiles Vertes	5700	23	XA2
SC3 (2 à 3 m)	Remblais	2100	36	XA1
SC21 (2 à 3 m)	Remblais	3800	12	XA2
SC21 (11 à 12 m)	Argiles Vertes	2000	13	XA1
SC21 (16 à 17 m)	Argiles Vertes	4200	14	XA2
SC21 (19 à 20 m)	Marnes de Pantin	3700	28	XA2
SC22 (2 à 3 m)	Remblais	4800	13	XA2
SC22 (11 à 12 m)	Argiles Vertes	1400	24	< XA1
SC22 (17 à 18 m)	Marnes de Pantin	3100	15	XA2
SC22 (19 à 20 m)	Marnes de Pantin	6300	19	XA2
SC23 (3 à 4 m)	Remblais et terrains remaniés	9500	14	XA2
SC23 (9 à 10 m)	Remblais et terrains remaniés	4200	18	XA2
SC23 (16 à 17 m)	Marnes de Pantin	3500	6	XA2
SC23 (22 à 23 m)	Marnes d'Argenteuil	6100	17	XA2

Les valeurs limites pour les classes d'exposition données dans la norme NF EN 206 sont présentées dans le tableau suivant :

Caractéristique chimique	Méthode d'essai de référence	XA1	XA2	XA3
Mg ²⁺ , en mg/l	ISO 7980	≥ 300 et ≤ 1 000	> 1 000 et ≤ 3 000	> 3 000 jusqu'à saturation
Sol				
SO ₄ ²⁻ mg/kg ^{a)} total	EN 196-2 ^{b)}	≥ 2 000 et ≤ 3 000 ^{c)}	> 3 000 ^{c)} et ≤ 12 000	> 12 000 et ≤ 24 000
Acidité ml/kg	DIN 4030-2	> 200 Baumann Gully	N'est pas rencontré dans la pratique	
<p>a) Les sols argileux dont la perméabilité est inférieure à 10⁻⁶ m/s peuvent être classés dans une classe inférieure.</p> <p>b) La méthode d'essai prescrit l'extraction du SO₄²⁻ à l'acide chlorhydrique ; alternativement il est possible de procéder à cette extraction à l'eau si c'est l'usage sur le lieu d'utilisation du béton.</p> <p>c) La limite doit être ramenée de 3 000 mg/kg à 2 000 mg/kg, en cas de risque d'accumulation d'ions sulfate dans le béton due à l'alternance de périodes sèches et de périodes humides, ou par remontée capillaire.</p>				

Tableau 17 : Valeurs limites pour les classes d'exposition correspondant aux attaques chimiques des sols naturels – source : NF EN 206

Les concentrations en agents agressifs mesurés sur les échantillons de sol traduisent un environnement de classe d'agressivité chimique faible XA1 à forte XA3 pour les échantillons prélevés dans le Remblais.

Les types de béton (pour les fondations et soutènement) devront être adaptés aux classes d'exposition conformément à la norme NF EN 206.

Ces mesures sont ponctuelles, les remblais étant par nature hétérogènes, leur classe d'agressivité peut varier et ils peuvent être localement plus agressifs que les sols testés.

5.5. Essais de perméabilité en forage

Les résultats des essais de perméabilité en forage réalisés en 2024 sont reportés dans le tableau de synthèse ci-dessous.

Tableau 18 : Résultats des analyses chimiques réalisés selon la norme NF EN 206-1

Sondage	Horizon géologique	Perméabilité (m/s)
SC21 (4 à 5 m)	Remblais	8,1 x 10 ⁻⁷
SC21 (13 à 14 m)	Argiles Vertes	3,9 x 10 ⁻⁸
SC21 (15 à 16m)	Marnes de Pantin	4,8 x 10 ⁻⁸
SC22 (4 à 5 m)	Remblais	4,2 x 10 ⁻⁷
SC22 (13 à 14 m)	Argiles vertes	3,8 x 10 ⁻⁸
SC22 (15 à 16 m)	Marnes de Pantin	3,2 x 10 ⁻⁵
SC23 (6 à 7 m)	Remblais et terrains remaniés	5,0 x 10 ⁻⁷
SC23 (13 à 14 m)	Remblais et terrains remaniés	4,6 x 10 ⁻⁸
SC23 (15 à 16 m)	Remblais et terrains remaniés	5,6 x 10 ⁻⁸

Les essais de perméabilité en forage, de type Lefranc, mesurent difficilement des perméabilités faibles. La perméabilité étant un facteur particulièrement sensible, on retiendra une incertitude d'un facteur de 10 sur les perméabilités mesurées.

Celles-ci sont cohérentes avec la nature marno-argileuse des terrains rencontrés, avec des perméabilités faibles inférieures à 10⁻⁶ m/s. **Ces sols ne sont donc pas adaptés à l'infiltration des eaux pluviales.**

5.6. Synthèse des niveaux caractéristiques évalués

Le tableau ci-dessous synthétise les niveaux caractéristiques de la nappe tels que définis dans le rapport A120346 (G1 ES/PGC et étude NPHE). Ces estimations de niveaux caractéristiques ont été définies à partir d'approches sommaires. Ces résultats restent à interpréter avec précaution puisqu'ils sont issus de l'analyse de données bibliographiques.

Sur site, les piézomètres équipés en sondes de relevé automatiques des niveaux d'eau sont restés secs toute l'année 2024, entre l'intervention de janvier et le relevé du 17/12/2024.

On considérera ainsi une absence de nappe établie, tout en recommandant une vigilance particulière sur des venues d'eau erratiques qui pourraient survenir lors des terrassements en cas d'épisodes de pluie.

Tableau 19 : Synthèse des niveaux caractéristiques de la nappe au niveau du projet

Scénario	Récurrance 10 ans = EF	Récurrance 50 ans = EH	Récurrance 100 ans = EE
Niveau d'étiage (m NGF), EB	+92,6 (bas du talus) +100,4 (haut du talus)		
Arrêts de pompage – R (m)	0		
Effet barrage – B (m)	0		
Pluie exceptionnelle - PS (m)	0,83	1,25	1,43
Niveau piézométrique (m NGF)	+93,43 (bas du talus) +101,23 (haut du talus)	+93,85 (bas du talus) +101,65 (haut du talus)	+94,03 (bas du talus) +101,83 (haut du talus)

5.7. Fouilles de reconnaissance de fondations

Le procès-verbal de la fouille de reconnaissance de fondation réalisée sur le muret en limite du réservoir des Lilas est reporté en **Annexe III**.

Le muret est ancré superficiellement (0,45 m) avec une semelle en gros béton dans les remblais avec un débord de 0,2 m.

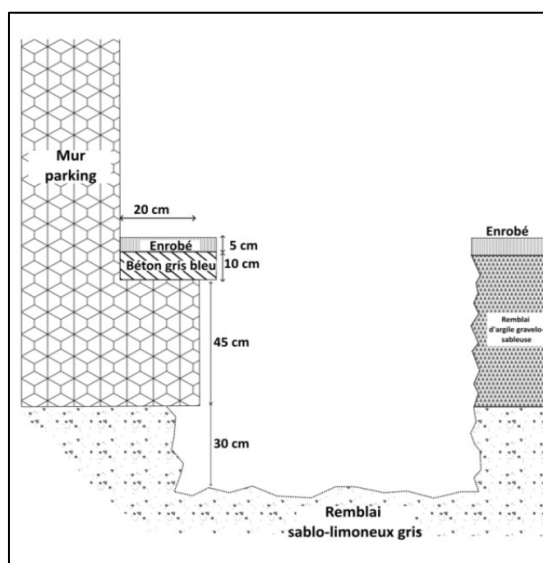


Figure 35 : Fondation du mur mitoyen

6. Modèles géotechniques

A ce stade de l'étude, il est possible d'établir les modèles géotechniques en phase avant-projet détaillés ci-dessous, pour chaque zone.

Zone A – Parking et talus

Tableau 20 : Modèle géotechnique / cote de référence du parking : 108 m NGF

Formation	Épaisseur	Cote base	γ	E_M	PI^*	E_M/PI^*	α	c'	φ'
Unité	m	m NGF	kN/m ³	MPa	MPa	-	-	kPa	kPa
Remblais	5,2	102,8	19	7	0,7	10	1/2	5	25
Calcaire de Brie	1,8	101,0	20	12	1,1	10	1/3	10	30
Argiles vertes	8,5	92,5	20	16	1,4	11	2/3	10	20
Marnes de Pantin	3,9	88,6	20	20	1,7	10	2/3	10	30
Marnes d'Argenteuil	8,0	80,6	20	25	2,2	11	2/3	10	30
Masses & Marnes du gypse	-	-	20	35	3,5	10	2/3	10	30

Zone B – Proximité de l'hôpital

Tableau 21 : Modèle géotechnique / cote de référence du sondage SC23 : 106,9 m NGF

Formation	Épaisseur	Cote base	γ	E_M	PI^*	E_M/PI^*	α	c'	φ'
Unité	m	m NGF	kN/m ³	MPa	MPa	-	-	kPa	kPa
Remblais & Sols remaniés	17,0	89,3	19	10	0,7	14	1/2	5	25
Marnes de Pantin	4,4	84,9	20	14	1,2	11	2/3	5*	30*
Marnes d'Argenteuil	8,0	80,6	20	10	1,0	10	2/3	5*	30*

Avec :

γ le poids volumique du sol humide ;

E_M , le module pressiométrique caractéristique ;

PI^* , la pression limite caractéristique ;

α , le coefficient rhéologique du sol ;

c' ; la cohésion non drainée **définie selon notre expérience des terrains en l'absence d'essai*

φ' ; l'angle de frottement interne du sol. **défini selon notre expérience des terrains en l'absence d'essai*

Nota : Le paramètre α correspond au coefficient rhéologique du terrain, défini à partir du tableau de Ménard, Tableau H.2.1.1.1 de la norme NF P 94-261 relative aux fondations superficielles.

Tableau 22 : Coefficients rhéologiques des sols, extrait de la norme NF P94-261 – Tableau H.2.1.1.1

	Tourbe		Argile		Limon		Sable		Grave	
Type	α	E_M/p_i	α	E_M/p_i	α		α	E_M/p_i	α	
surconsolidé ou très serré	-	>	1	>14	2/3	>12	1/2	>10	1/3	
normalement consolidé ou normalement serré	1	9 - 16	2/3	8 - 14	1/2	7 - 12	1/3	6 - 10	1/4	
surconsolidé altéré et remanié ou lâche	1	9 - 16	2/3	8 - 14	1/2	5 - 7	1/3	-	-	

Pour les Argiles vertes, il pourra être retenu une cohésion non-drainée (c_u) issue de la corrélation de Cassan (1972) et Amar & Jézéquel (1972) à partir des résultats des essais pressiométriques, pour une argile dure (corrélation la plus conservative).

Soit :

$$c_u = \frac{p_{lm} - \sigma_H}{15} = \frac{p_{lm} - K_0 \sigma_v}{15} = \frac{1400 - 0,5 * 360}{15} = \mathbf{80 \text{ kPa}}$$

Avec :

p_{lm} , la pression limite moyenne pour cet horizon (1,4 MPa)

σ_H , la contrainte horizontale du sol

σ_v , la contrainte verticale du sol, prise ici comme la valeur maximale, à 18 m de profondeur ($18 \times \gamma = 360 \text{ kPa}$)

K_0 , le coefficient de poussée des terres au repos, pris à 0,5

L'ensemble des calculs sera réalisé en considérant la cohésion effective c' , à l'exception des phases provisoires sur les calculs de stabilité des pentes, qui pourront utiliser c_u .

7. Le projet de construction

7.1. Plan de masse du projet

Le plan de masse du projet, issu de la phase projet (PRO), est reporté ci-dessous. Le projet d'ICE consiste donc en un bâtiment R+4 à R+5 ponctuellement (locaux techniques), avec des atriiums centraux en pleine terre, une partie sur deux niveaux de sous-sol (à usage de parking ou de locaux logistiques et techniques) et une partie sur un seul niveau de sous-sol.

Deux galeries souterraines sur 1 niveau (liaison patient – usage technique – liaison logistique) sont prévues pour assurer la jonction avec l'hôpital.

Une passerelle est également prévue pour relier la façade nord de l'hôpital à la terrasse du R+2.

L'emprise du projet recoupe donc une grande partie du talus végétalisé en bordure du périphérique (à distance tout de même de la limite foncière), et les abords de l'hôpital pour la galerie.

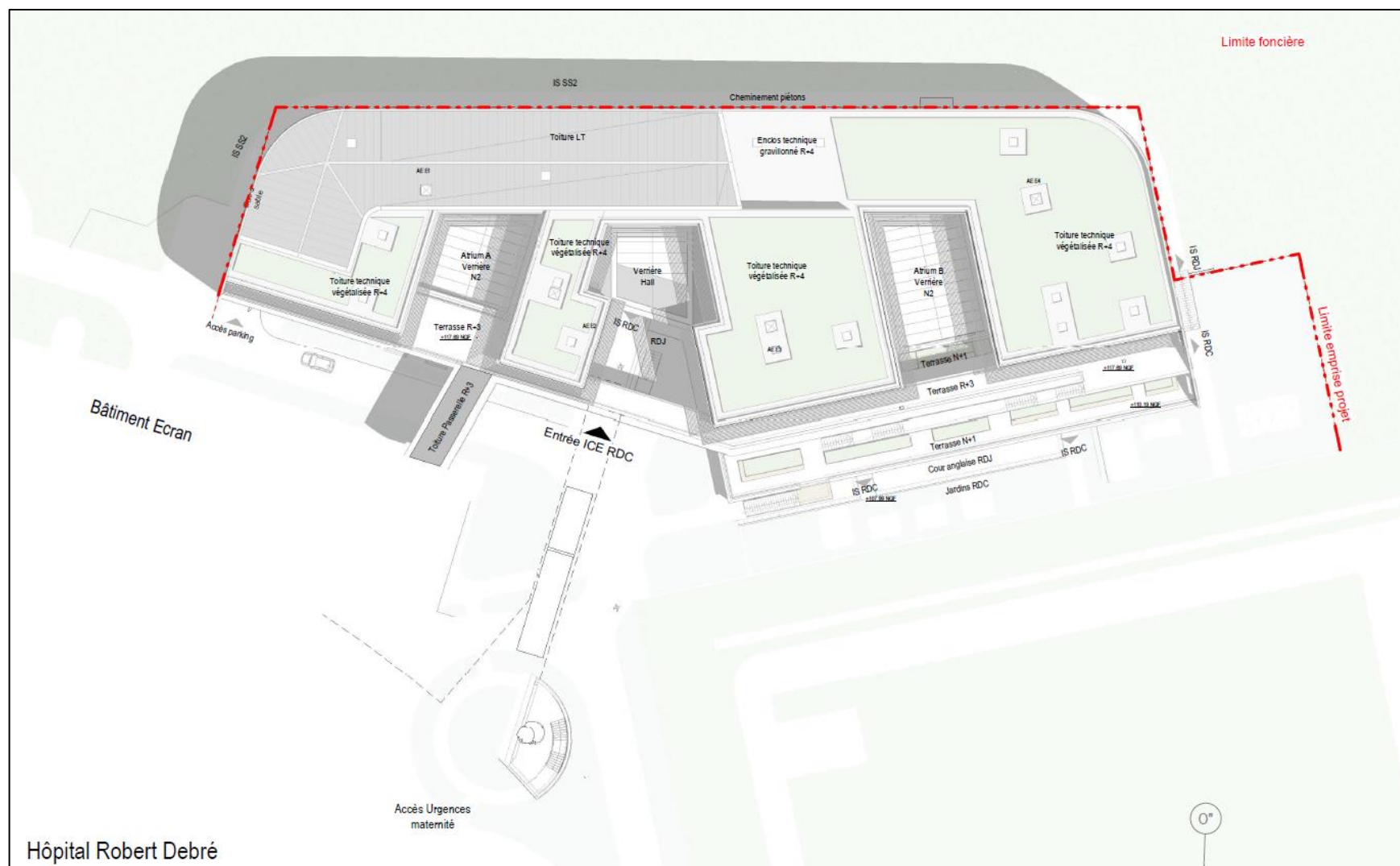


Figure 36 : Extrait du plan de masse issu de l'avant-projet sommaire (PRO)

7.2. Ouvrages géotechniques

D'après la synthèse des données géotechniques réalisée au §5 et §6 et le niveau bas du projet, on retiendra pour cette phase projet les ouvrages géotechniques suivants :

- **Une paroi berlinoise tirantée provisoire**, au nord de l'hôpital, permettant le soutènement nécessaire au creusement des deux niveaux de sous-sol et au reprofilage du talus (coupe 1, coupe 2 et coupe 3) ;
Derrière la paroi berlinoise, les terrassements sont réalisés par talutage avec des pentes d'au maximum 3H/2V.
- **Au nord du bassin des Lilas**, une première phase de terrassement doit être réalisée avec un soutènement de type mur en L jusqu'à une cote de 106 m NGF, puis en paroi clouée jusqu'à une cote de 101,94 m NGF (coupe 4 et coupe 5).
Derrière la paroi clouée, les terrassements sont réalisés par talutage avec des pentes d'au maximum 3H/2V.
- **Un blindage double glissière**, pour la réalisation de la galerie de jonction ICE/Hôpital (3,5 m de large), le fond de fouille de la galerie sera entre 3 et 4 m/TN.
- **Des pieux de fondation** pour la reprise des descentes de charge, avec des têtes de pieux à plusieurs niveaux selon les terrassements projetés.

Nota : Il n'a pas été diffusé à ce stade, pour l'établissement du rapport G2 PRO, de descentes de charges ou d'ordre de grandeur des descentes de charges pour les éléments de fondations et de soutènement.

Les linéaires de parois de soutènement sont indiqués sur le plan de terrassement ci-dessous.

La paroi berlinoise sera donc étudiée, pour cette étude géotechnique de projet, à travers **les coupes de calcul 1 et 3**. La coupe 3 correspond à la plus grande hauteur de paroi, tandis que la coupe 1 se réfère à la plus petite hauteur de paroi.

Le mur en L, ainsi que la paroi clouée seront étudiés à travers la coupe 4, coupe la plus défavorable.

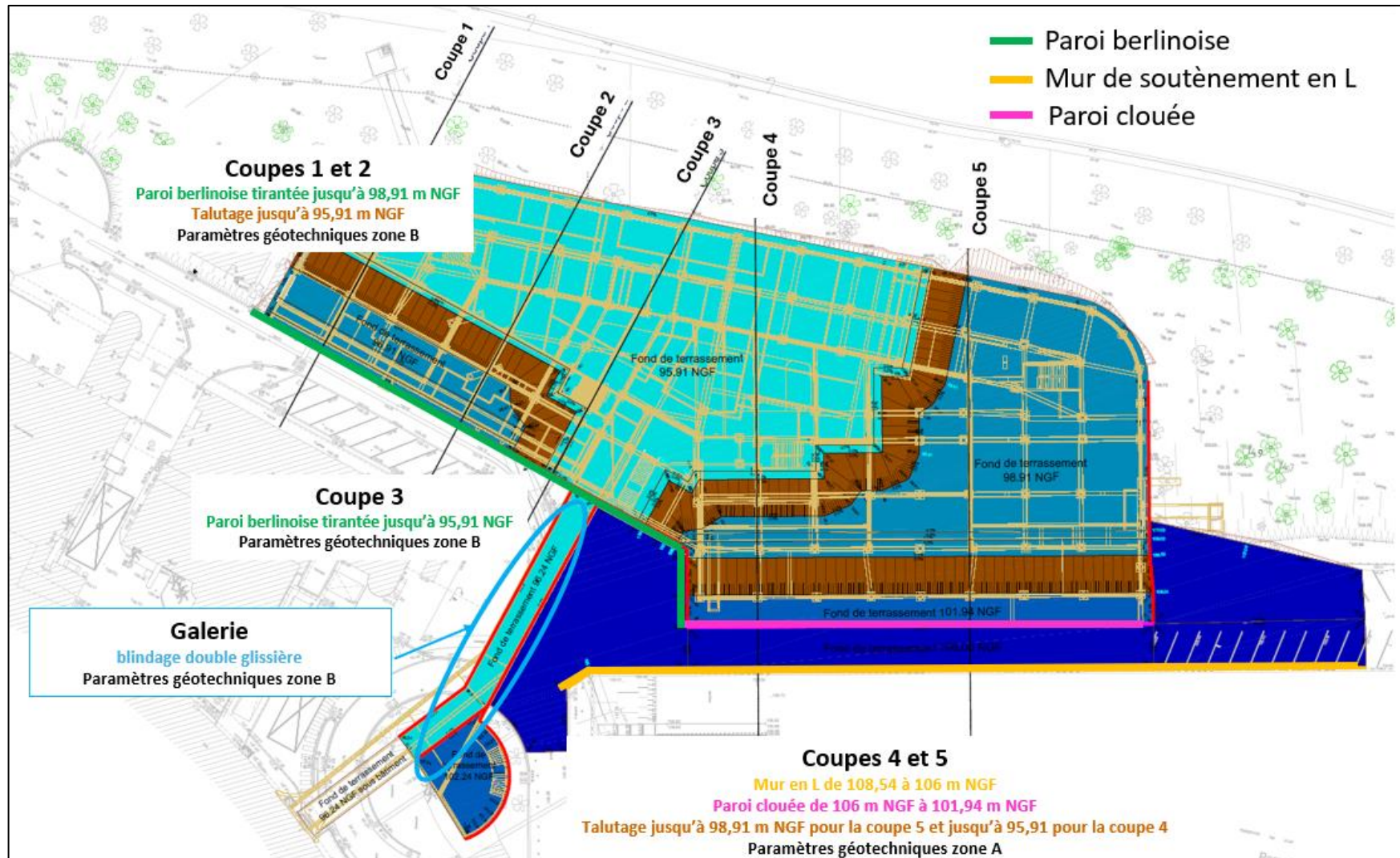


Figure 37 : Soutènements au droit du projet

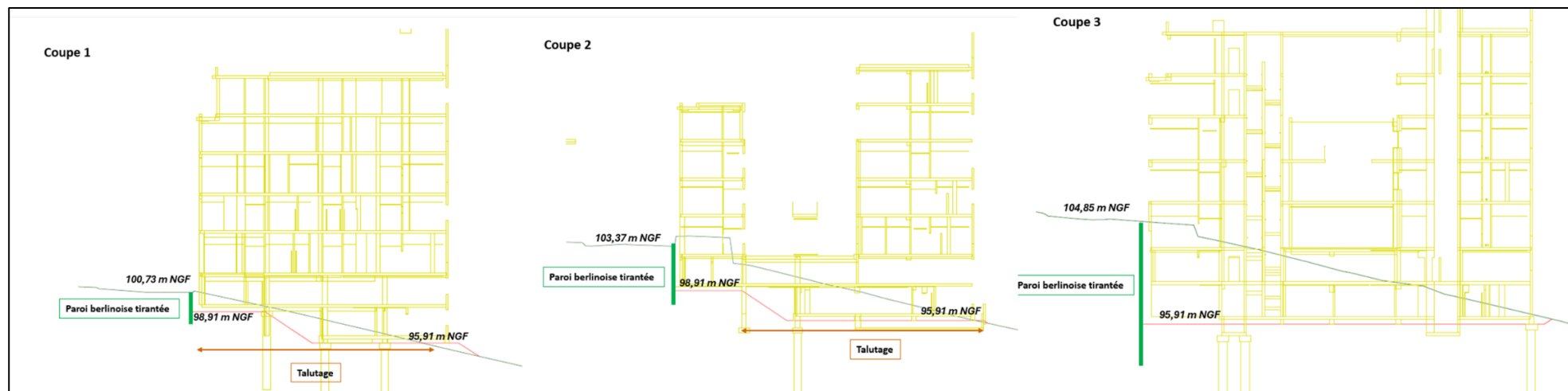


Figure 38 : Vue des coupes 1, 2 et 3 – Source : MOE

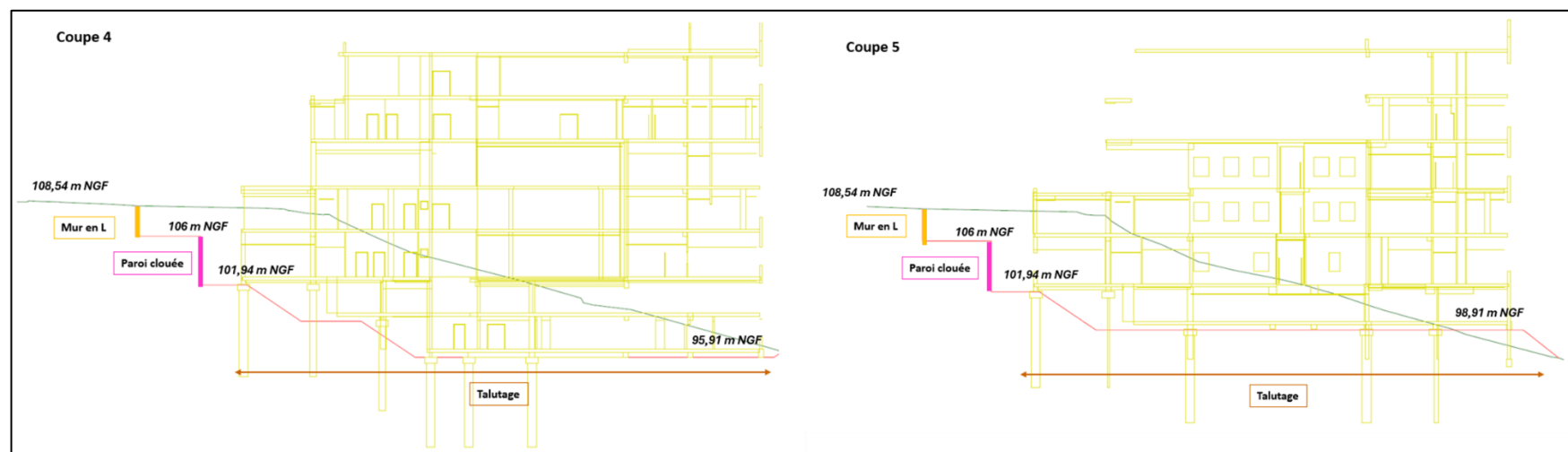


Figure 39 : Vue des coupes 4 et 5 – Source : MOE

7.3. Contraintes liées aux avoisinants

Les coupes 1, 2 et 3 abordées précédemment incluent la réalisation d'une paroi berlinoise tirantée.

La façade nord de l'hôpital, indiquée ci-dessous, doit être considérée comme une limite d'ancrage pour les tirants. La géométrie de ceux-ci (longueur et inclinaison) sera donc calée pour respecter cette limite.

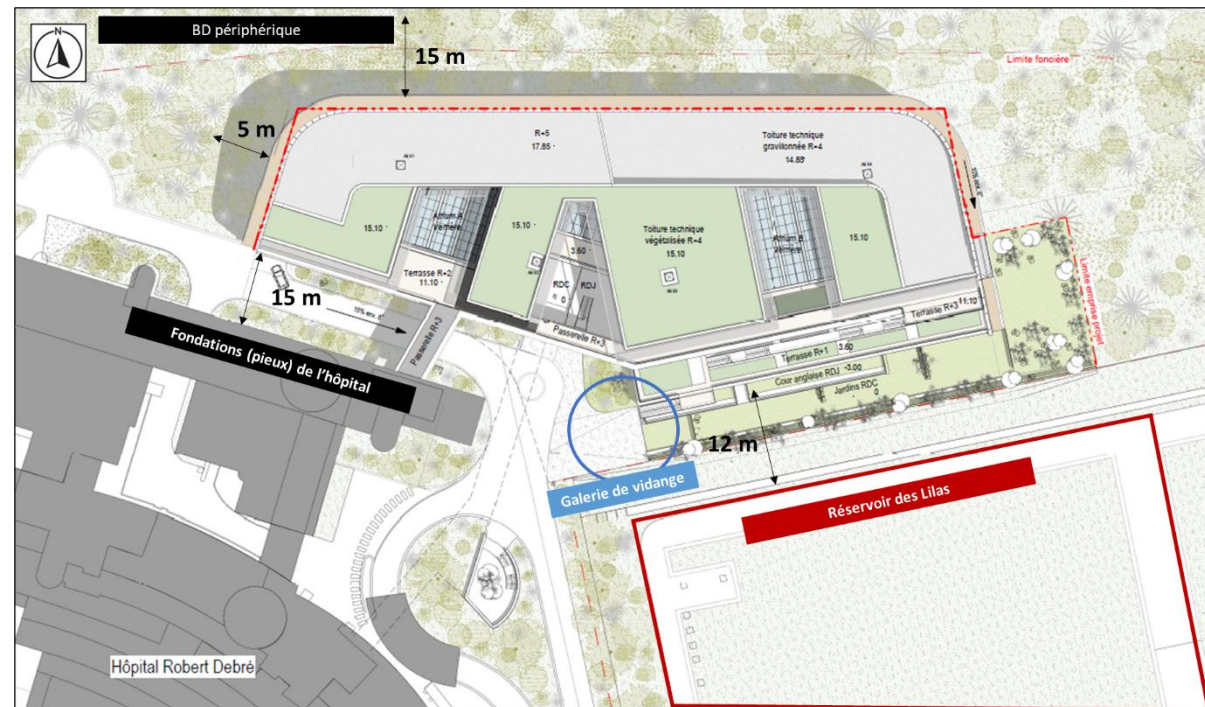


Figure 40 : Repérage des avoisinants

8. Dimensionnement de la paroi berlinoise

8.1. Principes constructifs

L'absence de niveau de nappe en phase travaux permet de considérer une technique de soutènement non-étanche pour les opérations de terrassement (phases provisoires).

Néanmoins, malgré le caractère cohésif des terrains terrassés, il ne pourra pas être recommandé à ce stade de technique type voiles par passes alternées en raison de la grande hauteur terrassée, de l'argilosité du fond de fouille, et de la sensibilité des avoisinants, **cette technique est donc à proscrire pour ce projet.**

Il sera ainsi étudié une solution de parois berlinoises tirantées provisoires, avec des profilés métalliques en guise d'éléments verticaux, disposés dans des préforages et noyés dans le béton sur la hauteur de leur fiche.

Il sera considéré un blindage bois, avec des liernes métalliques permettant la réalisation des tirants d'ancrage provisoire. L'apport du blindage dans la rigidité de l'écran sera négligé par la suite.

Nota : La nature argileuses parfois raide et avec la présence possible de blocs pourrait gêner la mise en place des profilés par vibrofonçage. Cette technique est laissée au choix de l'entreprise de travaux selon son approche du risque.

La technique des parois berlinoises se compose de pieux en béton de 500 mm de diamètre, renforcés par des profilés métalliques à l'intérieur de chaque pieu, régulièrement espacés sur l'ensemble du linéaire.

Coupe 3

Pour la coupe 3, on retiendra des profilés métalliques de type **HEB 300 ancrés à 85 m NGF** dans les Marnes de Pantin, et espacés de **1,5 m**. **Des tirants d'ancrage provisoires (durée de vie < 2 ans) seront mis en place.**

Le fond de fouille sera considéré à 95,91 m NGF.

8.2. Méthodologie de justification

Les calculs répondent aux règles prescrites par l'Eurocode 7 et ses normes d'application nationales, en particulier la norme NF P 94-282 relative aux justifications d'écrans de soutènement. Les calculs sont menés sous le logiciel K-Réa V4, édité par Terrasol, selon la méthode MISS-K dite aux coefficients de réaction et comprennent, pour chacune des phases :

- La vérification de la condition de défaut de butée (ELU) ;
- Le bilan vertical des efforts dans l'écran ;
- La vérification de KRANZ, liée aux tirants d'ancrage ;
- Le calcul des torseurs d'efforts à l'ELU dans l'écran ;
- Les déplacements en tête et au ventre de la paroi.

Les opérations de terrassement derrière la berlinoise (partie nord) étant prévues dans un talus en bordure du périphérique, **une étude de stabilité sera réalisée sous le logiciel Talren V6 pour s'assurer de la stabilité interne de l'écran et de la stabilité en grand avec l'ensemble du talus (§7).**

8.3. Hypothèses

8.3.1. Sols

On retiendra pour les deux coupes comme modèle de sol la succession lithologique et paramètres de la **zone B**.

8.3.2. Surcharge en tête de l'écran

Une surcharge due à la circulation des engins de chantier en amont de l'écran sera retenue à une distance de 2,0 m de la crête de la paroi et appliquée à une valeur de **20 kPa**.

8.3.3. Rigidité de l'écran

La rigidité de l'écran d'une paroi composite est calculée conformément à l'annexe B de la norme NF P94-282. **A titre conservatif et pour simplifier le calcul, la rigidité considérée pour l'écran sera considérée uniquement comme celle apportée par les profilés métalliques.**

8.3.4. Raideurs horizontales des sols

Les raideurs horizontales des sols, K_H , sont évaluées à partir de la formule de Schmitt, définie dans la norme NF P94-282, comme suit :

$$K_H = 2 \times \frac{\left(\frac{E_M}{\alpha}\right)^{\frac{4}{3}}}{\left(\frac{EI}{B_0}\right)^{\frac{1}{3}}}$$

Avec :

K_H ; Coefficient de réaction horizontale du sol vis-à-vis de l'écran ;

E_M ; Module pressiométrique de Ménard ;

α ; coefficient rhéologique du sol ;

EI ; produit d'inertie d'un élément d'écran de longueur B_0 ;

B_0 ; longueur de référence prise égale à 1 m

Ce module de réaction est dépendant des caractéristiques pressiométriques du sol et de l'écran.

8.3.5. Type et géométrie des tirants d'ancrage – Coupe 3

Il sera considéré en phase projet des tirants d'ancrage, passif, avec 100 mm de diamètre de forage et des barres acier de 40 mm de diamètre en acier de construction.

La géométrie des tirants d'ancrage est reportée dans le tableau de synthèse ci-dessous.

Tableau 23 : Géométrie des tirants d'ancrage, coupe 3

Z_{tirant}	α	L_l	L_s	Φ_{barre}	Φ_{forage}	e_H
m NGF	°	m	m	mm	mm	m
104	40	5,0	12	40	100	2
102	40	5,0	12	40	100	2
100	40	5,0	12	40	100	2

Avec :

α ; l'inclinaison ;

L_l ; la longueur libre ;

L_s ; la longueur scellée ;

e_H ; l'espacement horizontal entre les tirants.

Le 1^{er} lit de tirants est foré jusqu'à une distance (en horizontale) de $17,0 \times \cos 40^\circ = 13,0 \text{ m}$ de la crête de la paroi berlinoise.

Les longueurs de tirants respectent donc les écarts la façade nord de l'hôpital, située à 15 m environ de la crête de la paroi.

Nota : Etant donné la nature des tirants (acier de construction), leur caractère provisoire (inférieur à 2 ans), il ne sera pas pris en compte d'épaisseur sacrifiée à la corrosion pour les tirants.

8.4. Phasage de calcul

Le phasage de réalisation de la paroi berlinoise pour la coupe 3 est reporté ci-après.

Phase 0 :

- Initialisation des contraintes
- Charge de Boussinesq à 2,0 m de la crête de l'écran
- Prise en compte d'une poussée réduite

Phase 1 :

- Terrassement jusqu'à **103,5 m NGF** ;
- Réalisation du voile sur l'entre-axe des pieux (pose de blindage sous KREA);
- Réalisation du 1^{er} lit de tirant à **104 m NGF**

Phase 2 :

- Terrassement jusqu'à **101,5 m NGF** ;
- Réalisation du voile sur l'entre-axe des pieux (pose de blindage sous KREA);
- Réalisation du 2nd lit de tirant à **102,0 m NGF**

Phase 3 :

- Terrassement jusqu'à **99,5 m NGF** ;
- Réalisation du voile sur l'entre-axe des pieux (pose de blindage sous KREA);
- Réalisation du 3^{ème} lit de tirant à **100,0 m NGF**

Phase 4 :

- Terrassement jusqu'à **95,91 m NGF** ;
- Réalisation du voile sur l'entre-axe des pieux (pose de blindage sous KREA);

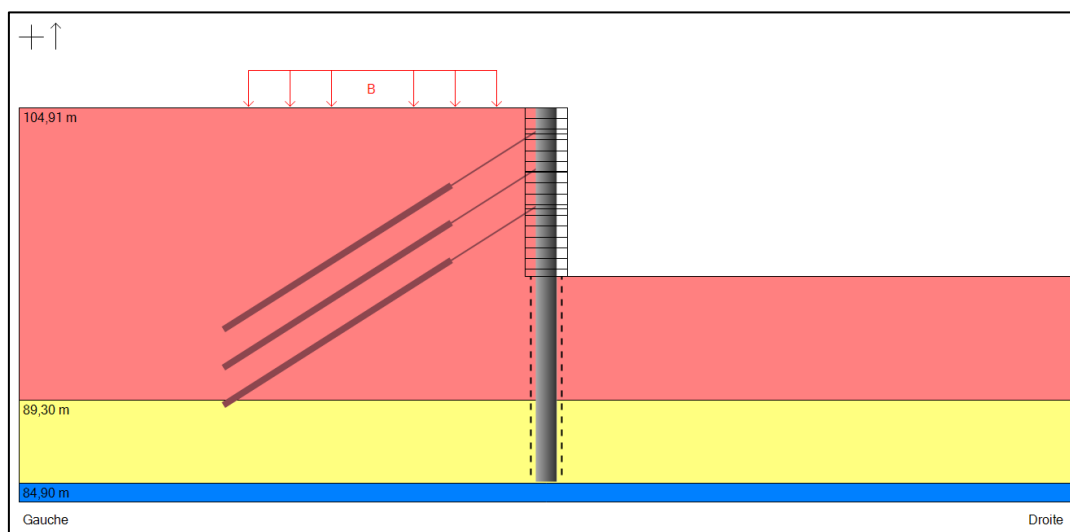


Figure 41 : Extrait du modèle KREA - Coupe 2 – Phase 4

8.5. Résultats

L'ensemble des hypothèses, données et résultats détaillés du modèle KREA est reporté dans l'**Annexe VII** du rapport. Les tableaux ci-dessous fournissent une synthèse des principaux résultats pour les deux coupes étudiées.

Tableau 24 : Synthèse des résultats K-REA – Coupe 3

N° Phase	Déplacements		Torseur d'Effort dans l'écran (ELU)			Vérifications ELU		
	δ en tête	δ max	M _d max	N _d max	V _d max	Défaut Butée	Effort Vertical	Vérif Kranz
	mm	mm	kN.m/ml	kN/ml	kN/ml		kN/ml	
1	1,0	1,0	357	42	-95	OK	22	OK
2	3,0	3,0	14	26	25	OK	17	OK
3	3,0	6,0	-46	83	53	OK	70	OK
4	1,0	23,0	-159	291	122	OK	247	OK

Tableau 25 : Synthèses des résultats K-REA – Coupe 3 – Efforts dans les tirants

Lit	Efforts de traction dans les tirants	
	F _{ELU} max	F _{ELS} max
	kN/m	kN/m
1	35	26
2	102	76
3	171	127

Les critères suivants sont vérifiés :

- ✓ Vérification en butée ;
- ✓ Vérification de Kranz.

L'ordre de grandeur des déplacements est de 2 mm et inférieur à 25 mm au ventre.

Vérifications des efforts dans les profilés

Ces vérifications concernent les éléments en aciers des parois, à savoir les pieux et les profilés des berlinoises.

Les parois sont soumises à la flexion et au cisaillement, selon les normes NF EN 1993-5, il convient alors de vérifier que :

$$M_{Ed} \leq M_{c,Rd}$$

$$V_{Ed} \leq V_{pl}$$

Si $V_{Ed} > 50\% V_{pl}$ il convient de vérifier que $M_{Ed} \leq M_{v,Rd}$

- M_{Ed} est la valeur de calcul du moment fléchissant,
- $M_{c,Rd}$ est le moment résistant des pieux/profilés selon les normes : $M_{c,Rd} = I/v \cdot f_y / \gamma_{MO}$, avec I/v = module d'inertie; f_y = Nuance d'acier et γ_{MO} = coefficient partiel pris égal à 1,0
- V_{Ed} est la valeur de calcul de l'effort tranchant,
- V_{pl} est la résistance plastique à l'effort des pieux/profilé selon les normes : $V_{pl} = 0,58 \cdot A_v \cdot f_y / \gamma_{MO}$, Avec A_v = section du profilé égale à $2 \cdot A / \pi$; f_y = Nuance d'acier et γ_{MO} = coefficient partiel pris égal à 1,0.
- $M_{v,Rd}$ est la valeur de calcul du moment fléchissant réduit des profilés selon les normes.

Les caractéristiques des aciers des profilés sont présentées dans le tableau suivant :

Tableau 26 : Caractéristiques des profilés

Profilé	HEB 300
Section A (cm ²)	149,10
Section A _v (cm ²)	94,92
Nuance d'acier, f _y (MPa)	355
Module d'inertie I/v (cm ³)	1869
Moment admissible (kN.m) M_{c,Rd}	663
Effort tranchant admissible (kN) V_{pl}	1954

Les efforts obtenus dans les profilés sont les suivants :

Coupe	3	Vérification
Profilé	HEB300	-
M_{Ed} max par profilé (kN.m)	357*1,5 = 536,5	M_{Ed} ≤ M_{c,Rd}
V_{Ed} max par profilé (kN)	122*1,5 = 183	V_{Ed} ≤ V_{pl}

Vérification des efforts dans les tirants

Les tirants d'ancrage sont considérés réalisés par Injection Globale Unitaire (IGU), avec des barres d'acier de construction. S'agissant de tirants provisoires dont la durée de vie est estimée à moins de 2 ans, il n'a pas été pris en compte de corrosion dans les calculs.

Au sens du TA2020, il convient de vérifier les critères suivants :

$$F_{max; ELU} < 0,75 * R_{t;d} = 0,75 * \frac{f_{yk} * A}{\gamma_s}$$

$$F_{max; ELU} < R_d = \frac{R_s}{\gamma_{Rd} \gamma_{a;ELU}}$$

$$F_{max; ELS} < R_{cr;d} = \frac{R_d}{\gamma_{serv}}$$

Avec :

- **F_{max}** ; les efforts maximums dans les tirants d'ancrage à l'ELU et à l'ELS, sortit de la modélisation KREA. Les valeurs en sortie de modèle sont à multiplier par l'espacement horizontal des tirants pour avoir une valeur en kN.
- **R_{t;d}** ; la résistance de l'armature en traction
- **R_d** ; la résistance du scellement à l'arrachement
- **R_{cr;d}** ; la résistance du scellement au fluage
- **R_s** ; la résistance brute du scellement, calculée à partir de l'annexe H du TA2020, sur la base d'Abaques en l'absence d'essais d'arrachements, qui seront à réaliser en phase travaux ;
- **F_{yk}** ; la contrainte limite de traction de l'acier
- **A** ; la section de la barre du tirant
- **γ_{Rd}** ; facteur de pondération lié au modèle
- **γ_{a;ELU}** et **γ_{serv}** ; les facteurs de sécurité à l'ELU et à l'ELS

L'ensemble de ces vérifications est reporté en **Annexe VIII**.

La justification du parement provisoire, des liernes et du système d'ancrage des tirants est à la charge de l'entreprise dans les études d'exécution qui lui incombent.

9. Etude de stabilité au glissement

9.1. Méthodologie

Le calcul de stabilité de la paroi, pour chacune des coupes, a été mené à l'aide du logiciel de calcul TALREN 6, utilisant la méthode des tranches suivant la formulation de Bishop simplifiée, qui considère des surfaces de rupture à section circulaire, et pour laquelle le rapport des moments des forces motrices au moment des forces résistantes développées le long de la surface de rupture potentielle définit le coefficient de surdimensionnement F_{min} pour chaque cercle étudié.

La vérification de la stabilité sera menée selon l'approche 3 (A1+M2+R3) telle que définie dans l'Eurocode 7 (NF EN 1997-1).

Nous recherchons, pour l'ouvrage considéré, avec application de coefficients de sécurité partiels et de pondération des actions récapitulés dans le tableau ci-après un coefficient de surdimensionnement F_{min} supérieur ou égal à 1,0, quels que soient les cercles de rupture considérés.

9.2. Coupes étudiées

L'étude de stabilité au glissement sera réalisée pour les coupes 1, 3 et 4.

Nota : Pour la coupe 4, la paroi clouée sera justifiée à l'aide d'un calcul de stabilité. Cette coupe intégrera également la réalisation du mur en L, au nord du bassin des Lilas.

9.3. Coupe 1

9.3.1. Paramètres des sols

Il sera considéré pour l'ensemble du calcul de stabilité les paramètres géotechniques de la zone B.

9.3.2. Surcharge

Une surcharge de 20 kPa due à la circulation des engins de chantier sera retenue à une distance de 2,0 m de la crête de paroi.

9.3.3. Phasage

Phase 0 :

- Situation initiale, topographie existante
Situation 0.1 : Calcul de stabilité au grand glissement

Phase 1 :

- Réalisation de la paroi berlinoise
- Terrassement jusqu'à 98,91 m NGF
Situation 1.1 : Calcul de stabilité interne
Situation 1.2 : Calcul de stabilité au grand glissement

Phase 2 :

- Terrassement par talutage jusqu'à 95,91 m NGF ;
Situation 2.1 : Calcul de stabilité interne ;
Situation 2.2 : Calcul de la stabilité au grand glissement

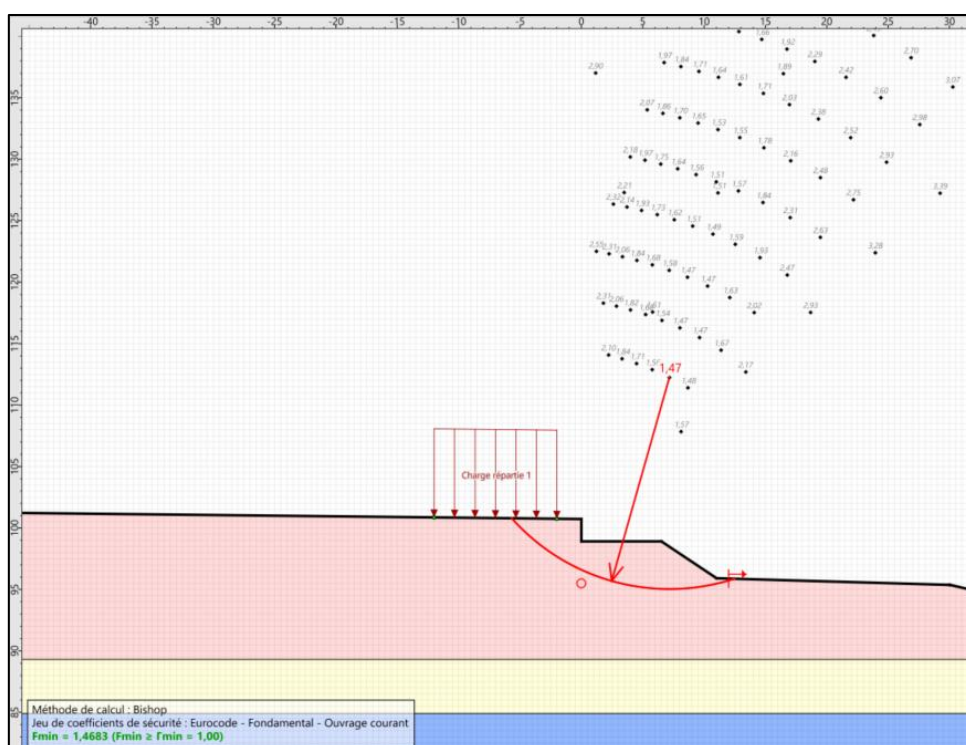


Figure 42 : Extrait du modèle Talren, phase 2 situation 2

9.3.4. Résultats

Une synthèse des résultats est présentée au tableau ci-dessous, les résultats détaillés sortis de TALREN sont reportés en **Annexe VIII** du présent rapport. La stabilité est ainsi vérifiée pour chacune des phases et situation de calcul.

Tableau 27 : Résultats de calcul de stabilité – Coupe 1

N° Phase	Stabilité	F _{min}
0	Externe	2,10
1	Interne	1,07
	Externe	2,19
2	Interne	1,33
	Externe	1,46

9.4. Coupe 3

9.4.1. Paramètres des sols

Il sera considéré pour l'ensemble du calcul de stabilité les paramètres géotechniques de la zone B.

9.4.2. Surcharge

Une surcharge de 20 kPa due à la circulation des engins de chantier sera retenue à une distance de 2,0 m de la crête de paroi.

9.4.3. Paramètres des tirants

La géométrie des tirants est identique à celle présentée au §8.3.5, on retiendra les paramètres structurels et géomécaniques ci-dessous, calculés à partir des règles professionnelles du TA 2020.

Tableau 28 : Géométrie des tirants d'ancrage, coupe 1

Z _{tirant}	α	R _{qs;total}	R _a	L _s	Φ _{forage}	e _H
m NGF	°	kPa	kPa	m	mm	m
104	40	663	500	12	100	2
102	40	663	500	12	100	2
100	40	663	500	12	100	2

Avec $R_{qs;total} = \pi \Phi \alpha_s q_s L_s$

Où :

α_s est un coefficient pris égal à **1,1** pour des tirants IGS

q_s est le frottement latéral, choisi à partir de l'abaque en fonction de PI^* , et de la courbe relative aux tirants IGU, soit ici : **160 kPa**

L_s est la longueur scellée, et Φ le diamètre de forage.

9.4.4. Phasage

Le phasage de calcul (terrassements et poses des tirants) sera identique au phasage de réalisation de la berlinoise, exposé au §8.4.2 pour les calculs sous KREA.

Phase 0 :

- Situation initiale, topographie existante
Situation 0.1 : Calcul de stabilité au grand glissement

Phase 1 :

- Réalisation de la paroi berlinoise ;
- Terrassement jusqu'à 103,5 m NGF ;
- Activation du 1^{er} lit de tirants à 104 m NGF ;
Situation 1.1 : Calcul de stabilité

Phase 2 :

- Réalisation de la paroi berlinoise ;
- Terrassement jusqu'à 101,5 m NGF ;
- Activation du 2^{er} lit de tirants à 102 m NGF ;
Situation 2.1 : Calcul de stabilité

Phase 3 :

- Réalisation de la paroi berlinoise ;
- Terrassement jusqu'à 99,5 m NGF ;
- Activation du 3^{ème} lit de tirants à 100 m NGF ;
Situation 3.1 : Calcul de stabilité

Phase 4 :

- Réalisation de la paroi berlinoise ;
- Terrassement jusqu'à 95,91 m NGF ;
Situation 4.1 : Calcul de stabilité mixte. Dans cette situation, il a été décidé d'interdire le franchissement des cercles de rupture au niveau de la paroi berlinoise.

Situation 4.2 : Calcul de stabilité au grand glissement

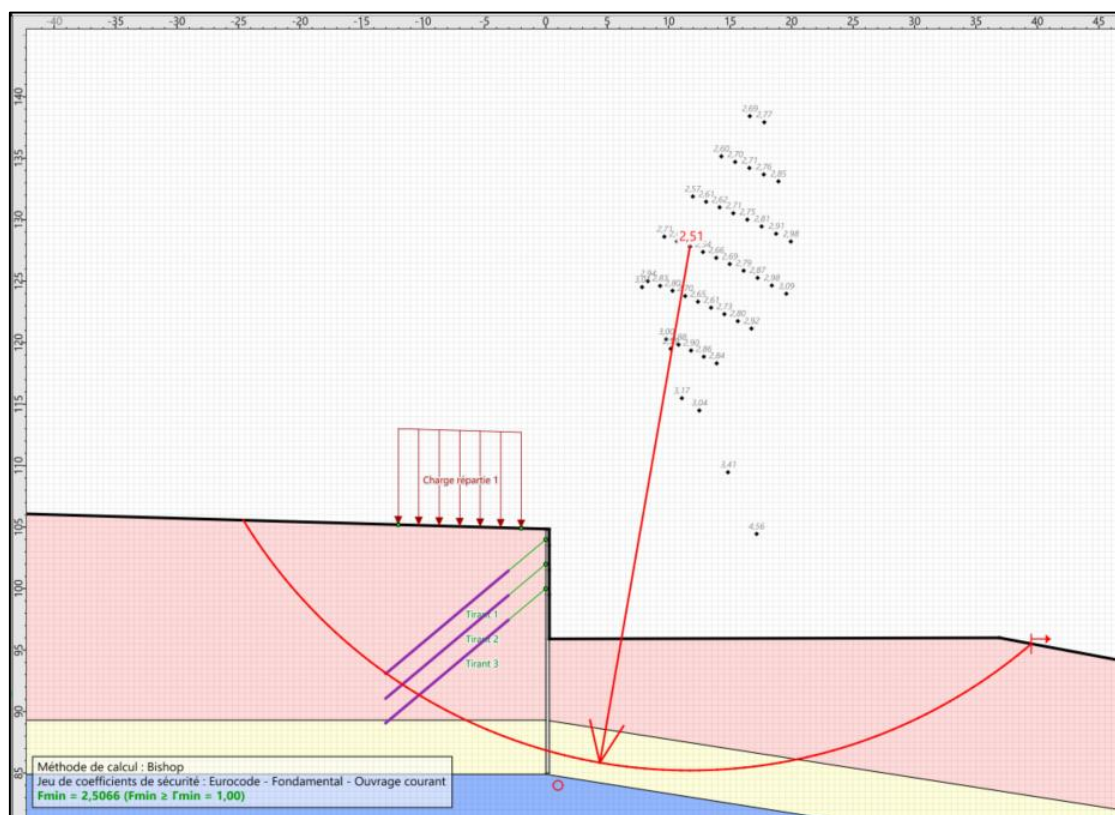


Figure 43 : Extrait du modèle Talren, phase 4 situation 2

9.4.5. Résultats

Une synthèse des résultats est présentée au tableau ci-dessous, les résultats détaillés sortis de TALREN sont reportés en **Annexe VIII** du présent rapport. La stabilité est ainsi vérifiée pour chacune des phases et situation de calcul.

Tableau 29 : Résultats de calcul de stabilité – Coupe 3

N° Phase	Stabilité	F _{min}
0	Externe	1,75
1	Mixte	1,87
2	Mixte	2,17
3	Mixte	1,12
4	Mixte	1,44
	Externe	2,58

9.5. Coupe 4

9.5.1. Paramètres des sols

Il sera considéré pour l'ensemble du calcul de stabilité les paramètres géotechniques de la zone A, à l'exception des Argiles vertes qui adopteront, pour ces phases provisoires, des caractéristiques **non drainées** ; $c_u = 80$ kPa.

9.5.2. Surcharge

Une surcharge de 20 kPa due à la circulation des engins de chantier sera retenue à une distance de **3,0 m** du mur en L.

9.5.3. Paramètres du mur en L

Le détail du dimensionnement du mur est présenté au §10.

Les paramètres cisaillements considérés pour ce calcul sont les suivants :

- $C' = 500 \text{ kPa}$;
- $\varphi' = 35^\circ$

9.5.4. Paramètres des clous

Epaisseur sacrifiée à la corrosion

Conformément aux prescriptions de l'annexe F, de la norme NF P 94-270, relative aux parois clouées et aux ouvrages de soutènement en sol renforcé, il doit être considéré une épaisseur sacrifiée à la corrosion.

Selon la NF EN 14490, à défaut de mesures de pH et de résistivité, la catégorie minimale à prendre en compte pour la corrosion des aciers est II « corrosif ».

Etant donné la nature des clous (acier de construction), leur caractère provisoire (inférieur à 2 ans), l'épaisseur sacrifiée à la corrosion est de 0,2 mm.

Catégorie de corrosion	Jusqu'à 2 ans	Pour 5 ans	Pour 25 ans	Pour 50 ans	Pour 75 ans	Pour 100 ans
Valeurs recommandées pour la perte d'épaisseur « ΔE_p » par corrosion dans les sols et l'eau						
I	0,30 mm	0,50 mm	2,00 mm	3,30 mm	4,50 mm	5,80 mm
II	0,20 mm	0,40 mm	1,60 mm	2,50 mm	3,50 mm	4,50 mm
III	0,20 mm	0,20 mm	1,10 mm	1,80 mm	2,50 mm	3,30 mm
IV	0,10 mm	0,10 mm	0,60 mm	1,10 mm	1,50 mm	2,00 mm
V	0,00 mm	0,00 mm	0,30 mm	0,60 mm	0,90 mm	1,20 mm

Figure 44 : Extrait de la norme NF P 94-270, Tableau F.2.1.7.1 – Epaisseur sacrifiée à la corrosion pour les aciers de constructions et tubes conformes à NF EN 10025, NF EN 10210 et NF EN 10219

La géométrie et paramètres des lits de clous de la paroi clouée sont reportés dans le tableau de synthèse ci-dessous.

Tableau 30 : Géométries des lits de clous

Z_{Clou}	α	L	σ_a	$\sigma_{a;c}$	Φ_{barre}	$\Phi_{\text{barre};C}$	Φ_{forage}	e_H
m NGF	°	m	MPa	MPa	mm	mm	mm	m
105	20	5,0	355	351	40	39,6	60	1,5
104	20	5,0	355	351	40	39,6	60	1,5
103	20	5,0	355	351	40	39,6	60	1,5

Le frottement latéral du sol sur les clous est calculé sur la base d'abaques à partir de la pression limite caractéristique PI^* de chaque couche. On retiendra les paramètres du tableau ci-dessous.

Tableau 31 : Frottement latéral du sol sur les clous

Horizons géologiques	q_{sclou}
	kPa
Remblais	65
Calcaire de Brie	83

9.5.5. Phasage

Phase 0 :

- Situation initiale, topographie existante
Situation 0.1 : Calcul de stabilité au grand glissement

Phase 1 :

- Réalisation du mur en L ;
- Terrassement jusqu'à 106 m NGF ;
Situation 1.1 : Calcul de stabilité

Phase 2 :

- Réalisation de la paroi clouée ;
- Terrassement jusqu'à 104,5 m NGF ;
- Activation du premier lit de clous à 105 m NGF ;
Situation 2.1 : Calcul de stabilité

Phase 3 :

- Réalisation de la paroi clouée ;
- Terrassement jusqu'à 103,5 m NGF ;
- Activation second lit de clous à 104 m NGF
Situation 3.1 : Calcul de stabilité

Phase 4 :

- Réalisation de la paroi clouée ;
- Terrassement jusqu'à 101,93 m NGF ;
- Activation troisième lit de clous à 103 m NGF ;
Situation 4.1 : Calcul de stabilité

Phase 5 :

- Terrassement par talutage jusqu'à 98,91 m NGF ;
- Situation 5.1** : Calcul de stabilité

Phase 6 :

- Terrassement par talutage jusqu'à 95,91 m NGF ;
Situation 6.1 : Calcul de stabilité

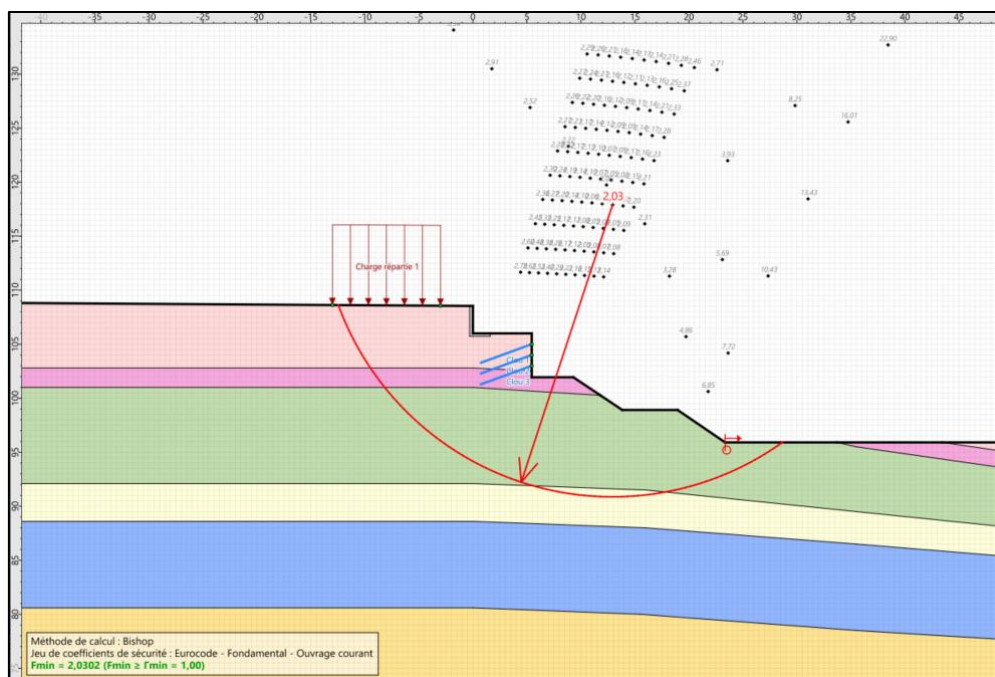


Figure 45 : Extrait du modèle Talren, phase 6 situation 1

9.5.6. Résultats

Une synthèse des résultats est présentée au tableau ci-dessous, les résultats détaillés sortis de TALREN sont reportés en **Annexe IX** du présent rapport. La stabilité est ainsi vérifiée pour chacune des phases et situation de calcul.

Tableau 32 : Résultats de calcul de stabilité – Coupe 4

N° Phase	Stabilité	F _{min}
0	Externe	1,50
1	Mixte	1,11
2	Mixte	1,34
3	Mixte	1,29
4	Mixte	1,25
5	Mixte	2,06
6	Externe	2,03

10. Dimensionnement du mur

10.1. Méthodologie

Les murs seront justifiés à l'aide du module Murs Cantilever du logiciel GEO5 2022. Conformément à la norme NF P 94-281 sur les écrans de soutènements, les critères suivants seront justifiés :

- L'admissibilité du moment de renversement ;
- L'admissibilité au glissement ;
- L'admissibilité de l'excentricité de la résultante des efforts verticaux ;
- La capacité portante (calculée selon la norme NF P 94-261 en considérant un ancrage **dans les remblais**).

Les calculs seront réalisés selon l'approche 2 de l'Eurocode 7, induisant des facteurs de sécurité sur les charges et les résistances.

10.2. Hypothèses de calcul

Géométrie du mur : Sur la base de la coupe de principe transmise par la MOE (Extrait ci-dessous).

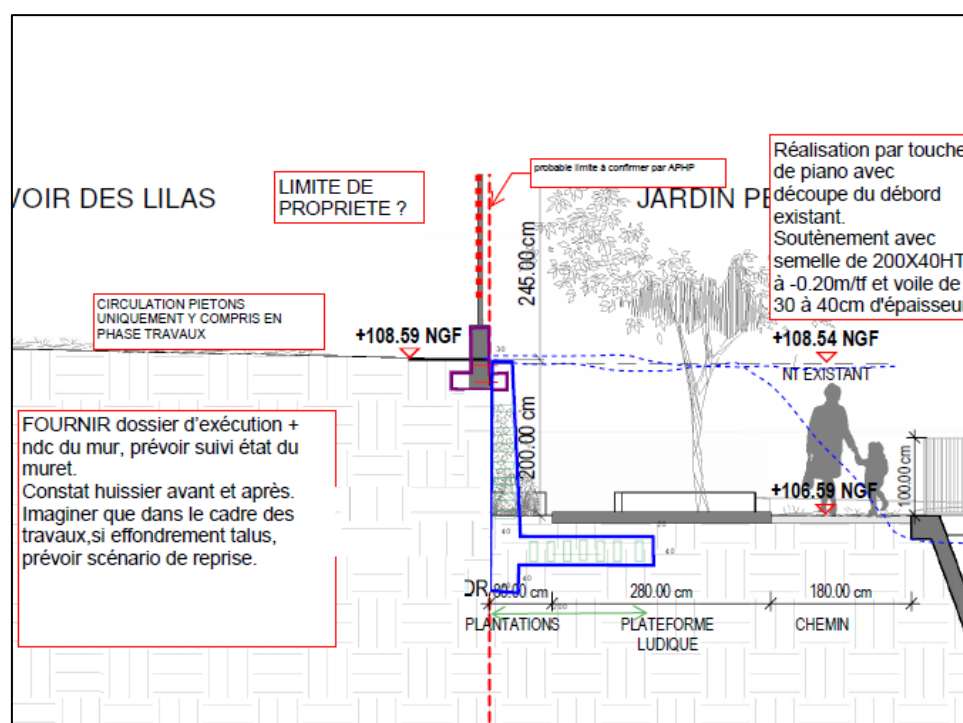


Figure 46 : Coupe du mur de soutènement (Source : AIA GBO/CDU – 10/09/2024)

Caractéristiques du mur

- Béton : Classe C25/30 avec $f_{ck} = 25$ MPa et $f_{ctm} = 2,6$ MPa, $\gamma = 25$ kN/m³
- Acier : $f_{yk} = 500$ MPa

Hypothèses sur le sol

Le mur de soutènement sera ancré à environ **106 m NGF**, soit au niveau des remblais, dont la base est situé entre **89 et 102 m NGF**.

Compte tenu des caractéristiques hétérogènes et médiocre des remblais, le choix d'ancrage du mur dans cet horizon est susceptible d'engendrer des déformations (tassements différentiels) qui peuvent être plus ou moins admissibles selon la durée de vie de l'ouvrage.

Pour la bonne maîtrise des tassements sous l'ouvrage, nous recommandons de purger les matériaux hétérogènes sur 30 cm sous la base du mur et de mettre en place **un remblai d'apport bien compacté selon le GTR (guide de terrassements routiers)**.

Des contrôles de compactage sont à prévoir pour les remblais d'apport pour s'assurer de la bonne mise en place.

Surcharge

Une surcharge de 20 kPa due à la circulation des engins de chantier sera retenue à une distance de **3,0 m** du mur en L.

10.3. Résultats

Le détail des résultats du calcul sur GEO5 est reporté en **Annexe X** du présent rapport.

Une synthèse des résultats est présentée dans le tableau ci-dessous.

Tableau 33 : Synthèse des résultats – mur en L

Situation	Renversement			Glissement			
	M _{res}	M _{ovr}	F _s	H _{res}	H _{act}	F _s	
Permanente	55	13	4,2	33	25	1,32	
Transitoire	55	13	4,2	33	25	1,32	
Accidentelle	73	7	10,4	40	10	4,0	
Situation	Excentricité			Portance			Stabilité
	e	e _{alw}	F _s	σ	R _d	F _s	
Permanente	0	0,333	-	35	400	11,4	1,20
Transitoire	0	0,333	-	35	400	11,4	1,18
Accidentelle	0	0,333	-	43	1400	32,6	1,66

11. Galeries de jonction

11.1. Géométries

La localisation des deux galeries est reportée dans l'extrait du plan de terrassement ci-dessous. On retiendra un niveau fini à 95,24 m NGF pour la galerie ouest, et 102,24, au plus bas pour la galerie est.

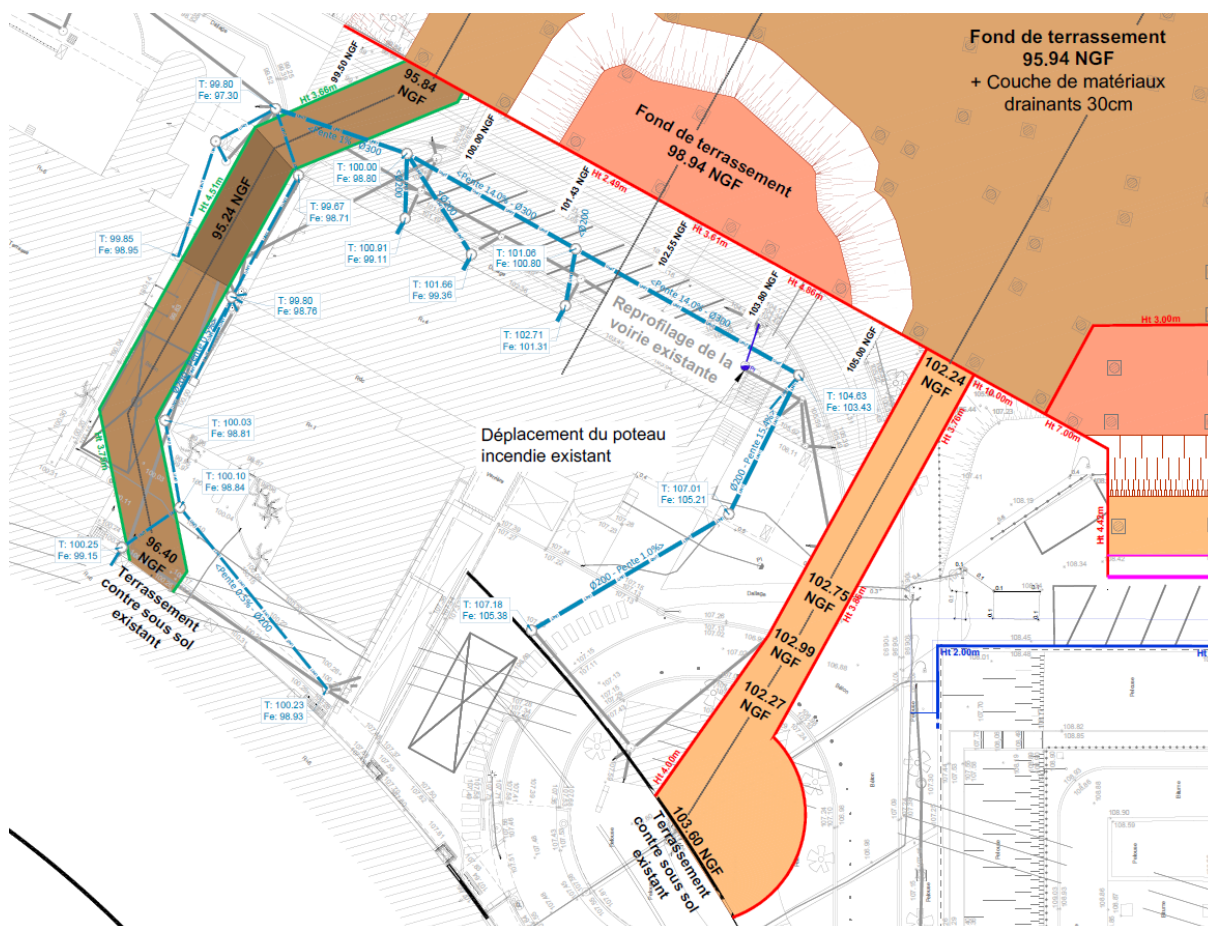


Figure 47 : Localisation des deux galeries de jonction avec l'hôpital

11.2. Poussée des terres

Les galeries de jonction, d'environ 3 m de large, se trouvent au droit de la zone B, les excavations seront donc à réaliser au droit des remblais.

Pour ces ouvrages, les terrassements seront de l'ordre de 3 à 4 mètres.

L'absence de niveau de nappe en phase travaux permet de considérer une technique de soutènement non-étanche pour la galerie de jonction.

Le soutènement pourra être mis en place par des caissons à double glissière. Ce système de blindage doit être mis en œuvre par havage afin de compenser les forces de poussées des terres dès l'ouverture de la fouille.

Le blindage devra être dimensionné afin de reprendre les poussées induites par la poussée des terres et les charges en surface.

Le calcul de la poussée des terres P_T sera effectué selon deux approches :

- **L'approche classique, linéaire où :**

$$P_{T,ELS}(h) = \gamma \cdot K_A \cdot h + Q \cdot K_A$$

$$P_{T,ELU}(h) = 1,35 \cdot \gamma \cdot K_A \cdot h + 1,5 \cdot Q \cdot K_A$$

Avec :

- γ le poids volumique humide des terres
- K_A le coefficient de poussée des terres, ici : $\tan^2(\pi/4 - \phi'/2)$
Pour les remblais, $K_A = 0,405$
- Q la surcharge de caquot des circulations d'engins de chantier, ici égale à 20 kPa.
- h la profondeur exprimée en m
- **L'approche de Peck concernant les sables compacts, trapézoïdale, décrite sur la figure ci-dessous.**

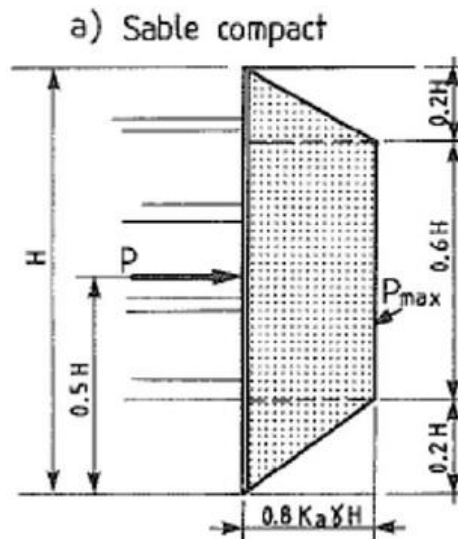


Figure 48 : Diagramme de Peck

- On retiendra comme dimensionnant, le diagramme des poussées des terres pris comme le maximum des deux approches. Le diagramme de poussées des terres retenu est présenté dans les figures ci-après.
- On négligera l'action favorable de la cohésion.

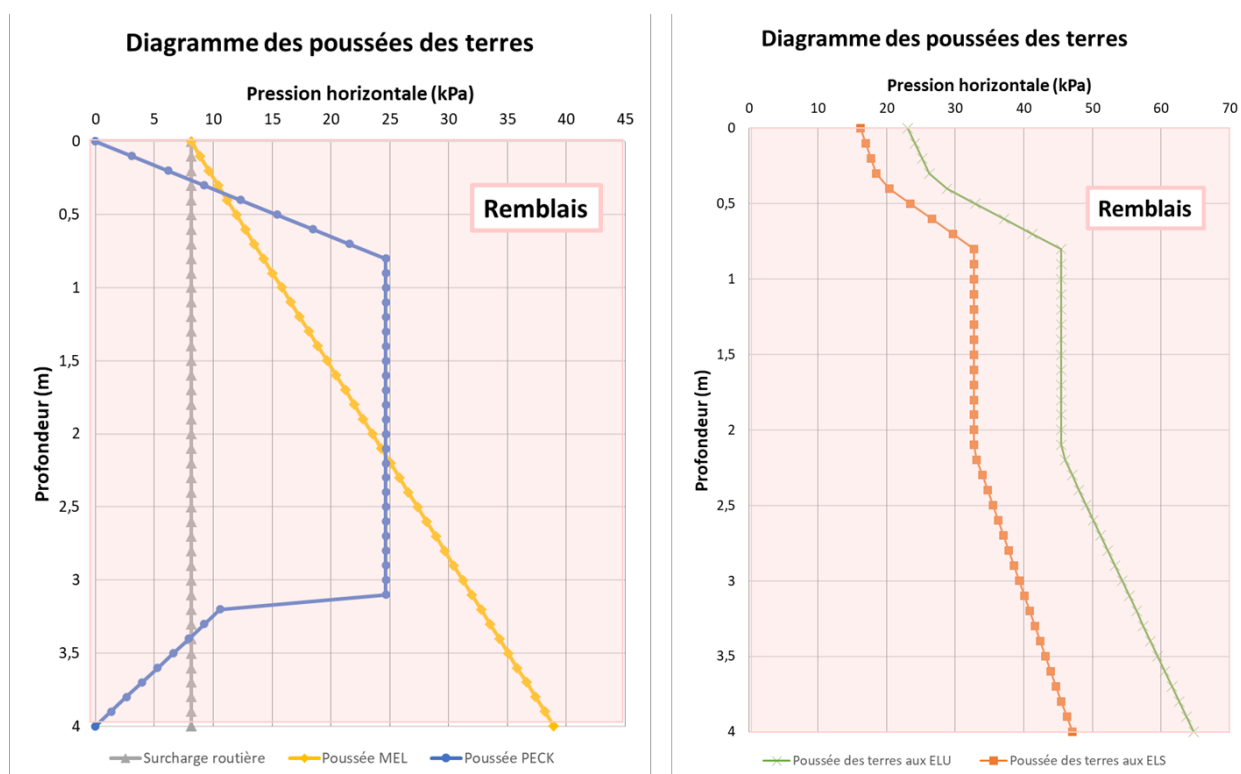


Figure 49 : Diagrammes de poussée des terres

La poussée maximale aux ELU que le blindage doit reprendre est de 65 kPa.

11.3. Fondations et capacités portantes

La dalle de fondation des galeries sera ancrée dans les remblais et sol remaniés propres au modèle géotechnique de la zone B.

Compte tenu des faibles descentes de charges attendues, la maîtrise d'œuvre souhaite la mise en place de fondations type dallage sur terre-plein.

Le dallage ne devra en aucun cas reposer sur les remblais. Il conviendra de les purger sur 50 cm et les remplacer par une couche de forme en matériaux insensibles à l'eau et compactés suivant le GTR (guide de terrassements routiers) avec un objectif de portance de 50 MPa. Un géotextile anti contaminant pourra être posé sous la couche de forme.

11.3.1. Capacité portante admissible

Pour l'estimation de la contrainte admissible, les hypothèses sont les suivantes :

- Pression limite : $Pl^* = 0,7 \text{ MPa}$ (ancrage dans les Remblais, cas défavorable) ;
- Facteur de portance : $Kp = 0,8$;
- Coefficient de réduction de portance lié à l'inclinaison du chargement : $i_{\alpha} = 1$;
- Coefficient de réduction de portance lié à la proximité d'un talus de pente β : $i_{\beta} = 1$.

On obtient alors

la contrainte admissible $q_{net} \approx 0,56 \text{ MPa}$

Aux ELS, $q'_{ELS} = q_{net} / (\gamma_R ; \gamma_{R;d} ; \gamma) = 0,56 / (1,2 * 2,3)$

Aux ELU $q'_{ELU} = q_{net} / (\gamma_R ; \gamma_{R;d} ; \gamma) = 0,56 / (1,2 * 1,4)$

Tableau 34 : Capacité portante admissible – fondation ancrée dans les Remblais

q_{net}	q'_{ELS}	q'_{ELU}
kPa	kPa	kPa
560	202	333

11.3.2. Portance des terrains

Tableau 35 : Capacité portante des fondations

Dimensions		Contrainte de sol		Résistance du sol	
B	L	q'_{ELS}	q'_{ELU}	$R_{vd ; ELS}$	$R_{vd ; ELU}$
m	ml	kPa	kPa	kN/ml	kN/ml
3	1	202	333	606	999

B : Largeur semelle (largeur des galeries) ; L : longueur

Nota : Ces capacités portantes sont valables dans l'hypothèse de charges purement verticales et centrées sur les massifs. La conception des fondations devra être vérifiée en phase EXE, mission G3 en fonction des descentes de charges réelles.

11.3.3. Estimation des tassements

Dans l'estimation des tassements, en l'absence de descentes de charges, nous nous plaçons dans l'hypothèse où la semelle est chargée à son maximum aux ELS. L'estimation du tassement a donc été calculée à partir de la contrainte admissible à l'ELS (q'_{ELS}).

Tableau 36 : Synthèse des résultats des calculs d'estimation des tassements pour le prédimensionnement des fondations

Dimensions		Descentes de charge	Tassements					
B	L		Vd ELS	Ec/Ed	α	B0	λc	λd
m	ml	kN/ml	MPa	-	-	-	-	cm
3,0	1,0	606	0,7	0,5	0,6	1,5	2,65	> 2

Les tassements induits estimés à partir des modules pressiométriques Ménard (Annexe H - NF P 261) sont supérieures à 2 cm.

Le calcul des tassements devra être vérifié en phase EXE, mission G3, sur la base des descentes de charges du projet.

Il conviendra également de vérifier que la charge induite par le dallage terre-plein n'entraîne pas un tassement excessif du sol, susceptible de générer un frottement négatif sur les pieux des bâtiments ce qui pourrait affecter leur stabilité.

12. Dimensionnement des pieux

12.1. Horizons d'ancrage et géométrie

On considèrera, des pieux de fondation ancrés dans les Marnes d'Argenteuil ou les Masses et Marnes du gypse, avec des diamètres possibles à 600, 800 et 1000 mm, pour des longueurs entre 13 et 18 m, et partant d'une tête de pieux à :

- **101,34 m NGF** (considérant 0,6 m depuis le niveau bas des terrassements à 101,94 m NGF pour réalisation de la tête) ;
- **98,34 m NGF** (considérant 0,6 m depuis le niveau bas des terrassements à 98,94 m NGF pour réalisation de la tête) ;
- **95,34 m NGF** (considérant 0,6 m depuis le niveau bas des terrassements à 95,94 m NGF pour réalisation de la tête) ;

12.2. Méthodologie de dimensionnement

Les fondations sur pieux sont dimensionnées selon l'Annexe Nationale Fondations Profondes NF P 94-262 de juillet 2012, associée à l'Eurocode 7. Les pieux seront dimensionnés selon l'approche de calcul 2, aux ELU et ELS conformément au tableau 8.1 de la norme NF P 94-262.

Ces vérifications seront conduites conformément à la norme NF P 94-262 relative aux fondations profondes, en application de la méthode dite du modèle de terrain, associée aux résultats des essais pressiométriques (NF P 94-262 – Annexe F).

Ce calcul sera mené à l'aide du logiciel Foxta v4 développé par Terrasol :

- **Module FondProf** pour la vérification de la capacité portante (admissibilité des efforts de compression et de traction dans les pieux) ;
- **Module Taspie+** pour l'estimation des tassements et des raideurs des pieux ;
- **Module Piecoef+** pour l'estimation des efforts tranchant et moments fléchissant dans les pieux.

Nota : En l'absence de descentes de charges seul le calcul de la capacité portante sera réalisé **pour les pieux.**

12.3. Caractéristiques des pieux

12.3.1. Type

Les pieux seront considérés en première approche de type forés tubés, soit de classe 1 -catégorie 3 selon la norme NF P 94-262.

Nota : Il appartient à l'entreprise en charge des travaux dans le cadre de ses études d'exécution de sélectionner la technique de pieux retenue pour leur réalisation.

12.3.2. Diamètre et espacement

Il sera considéré 3 diamètres de forage des pieux : 0,6 ; 0,8 et 1,0 m.

Les pieux sont considérés espacés d'au moins trois diamètres, l'effet de groupe est donc négligé.

12.3.3. Longueur des pieux

Les pieux auront une longueur de 15 à 20 m.

Ils seront ancrés à une profondeur minimale de 1,5 m dans les Marnes d'Argenteuil ou les Masses et Marnes de Gypse, soit à minima à :

- 87,1 m NGF pour les pieux de la zone A ;
- 83,4 m NGF pour les pieux de la zone B.

12.3.4. Béton

Il sera considéré un béton avec une résistance à la compression à 28 jours égale à 35 MPa.

La valeur de C_{max} retenue sera égale à 35 MPa pour un pieu foré de classe 1.

Le coefficient K_3 retenu sera égal à 1 pour des pieux sans contrôle renforcé (en première approche).

Tableau 37 : Paramètres de calcul pour la contrainte limite admissible du béton des pieux

f_{ck}	C_{max}	k_1	k_2	k_3
MPa	MPa	-	-	-
35	35	1,3	1,0	1,0

Les cas de charges considérés seront uniquement verticaux et centrés sur les pieux, ce qui induit une absence de moments et d'efforts horizontaux en tête des pieux.

12.3.5. Nature des sols

Les paramètres des horizons géologiques traversés propres au dimensionnement de pieux sont reportés dans le tableau de synthèse ci-dessous.

Pour la zone B, le frottement latéral est négligé au droit des remblais et sols remaniés.

Tableau 38 : Synthèse des paramètres géotechniques par couche pour le dimensionnement des pieux en zone A

Horizons géologiques	Classe de sol	q_{si}	k_{pmax}
	-	kPa	-
Argiles vertes	Argiles et limons	31	1,15
Marnes de Pantin	Marnes et Calcaire	85	1,45
Marnes d'Argenteuil	Marnes et Calcaire	87	1,45
Masses et marnes du gypse	Marnes et Calcaire	90	1.45

Tableau 39 : Synthèse des paramètres géotechniques par couche pour le dimensionnement des pieux en zone B

Horizons géologiques	Classe de sol	q_{si}	k_{pmax}
	-	kPa	-
Remblais & Sols remaniés	Sols intermédiaires à tendance argileuse	0	1,15
Marnes de Pantin	Marnes et Calcaire	78	1,45
Marnes d'Argenteuil	Marnes et Calcaire	75	1,45
Masses et marnes du gypse	Marnes et Calcaire	90	1.45

Avec :

q_{si} , le frottement latéral unitaire limite dans la couche ;

k_{pmax} , le coefficient maximal de portance pressiométrique.

12.3.6. Résultats

La synthèse des capacités portantes obtenues pour les pieux sont reportées dans le tableau ci-dessous. Les abaques des capacités portantes en fonction de la profondeur pour chacun des cas étudiés sont reportés en Annexe X.

Tableau 40 : Synthèse du prédimensionnement des pieux – Zone A

Pieux forés tubés - virole perdue - Classe 1 - Catégorie 3							
Tête pieu	Ancrage	L	Φ	RC _{ELS;QP}	RC _{ELS;CAR}	RC _{ELU;FON}	RC _{ELU;ACC}
m NGF	m NGF		m	kN	kN	kN	kN
101,34	86,34	15	1,0	2140	2617	3571	3929
	83,34	18	1,0	2592	3169	4217	4639
	86,34	15	0,8	1568	1917	2569	2826
	83,34	18	0,8	1929	2359	3085	3394
	86,34	15	0,6	1068	1306	1710	1882
	83,34	18	0,6	1339	1637	2098	2308
98,34	81,34	17	1,0	2797	3421	4575	5033
	78,34	20	1,0	3595	4396	5907	6498
	81,34	17	0,8	2076	2538	3336	3670
	78,34	20	0,8	2660	3253	4297	4723
	81,34	17	0,6	1435	1755	2259	2485
	78,34	20	0,6	1832	2241	2896	3186
95,34	80,34	15	1,0	3013	3684	5011	5513
	77,34	18	1,0	3589	4389	5899	6489
	80,34	15	0,8	2284	2793	3757	4133
	77,34	18	0,8	2655	3247	4287	4716
	80,34	15	0,6	1551	1897	2494	2743
	77,34	18	0,6	1829	2237	2891	3180

Tableau 41 : Synthèse du prédimensionnement des pieux – Zone B

Pieux forés tubés - virole perdue - Classe 1 - Catégorie 3							
Tête pieu	Ancrage	L	Φ	RC _{ELS;QP}	RC _{ELS;CAR}	RC _{ELU;FON}	RC _{ELU;ACC}
m NGF	m NGF		m	kN	kN	kN	kN
101,34	83,34	18	1,0	1140	1394	1862	2049
	83,34	18	0,8	846	1035	1359	1495
	83,34	18	0,6	585	716	921	1013
98,34	81,34	17	1,0	1700	2079	2851	3136
	78,34	20	1,0	2713	3318	4638	5102
	81,34	17	0,8	1242	1519	2044	2249
	78,34	20	0,8	1964	2402	3298	3628
	81,34	17	0,6	843	1030	1356	1491
	78,34	20	0,6	1313	1605	2153	2369
95,34	80,34	15	1,0	2092	2558	3580	3939
	77,34	18	1,0	2871	3510	4872	5360
	80,34	15	0,8	1619	1980	2755	3030
	77,34	18	0,8	2081	2544	3466	3813
	80,34	15	0,6	1066	1303	1769	1946
	77,34	18	0,6	1398	1710	2275	2503

13. Voirie

Les investigations géotechniques réalisées ont mis en évidence la présence de remblais de nature et d'épaisseurs différentes. D'après les essais d'identification réalisés, les matériaux rencontrés sont de classe **A₃, A₄, F₃ et F₂**.

13.1. Composition générale d'une voirie

Une voirie est constituée des éléments suivants :

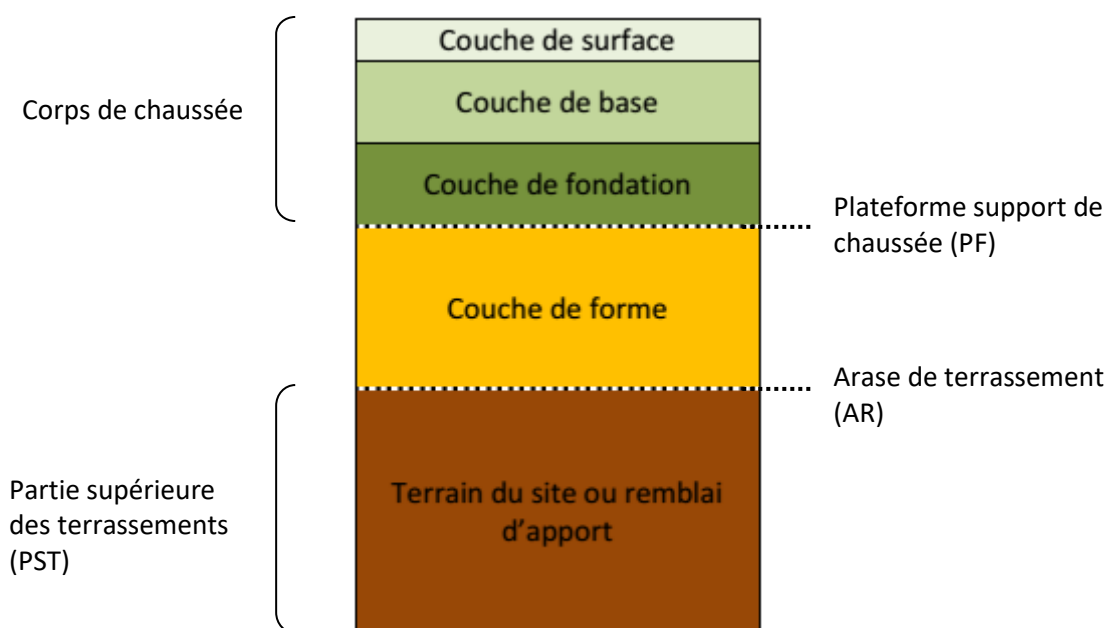


Figure 50 : Couches constituant une voirie

Avec :

1. Le corps de chaussée (couche de surface + couche de base + couche de fondation), reposant sur une assise résistante (plateforme support de chaussée PF) qui dépend du sol support sur lequel on la construit et du trafic supporté.
2. La couche de forme (CdF), assurant une portance à court terme lors de la réalisation des travaux et à long terme de l'ouvrage,
3. La Partie Supérieure des Terrassements ou PST, zone supérieure des terrains en place (sols naturels ou matériaux rapportés), d'environ 1 m d'épaisseur. La plate-forme de la PST est l'Arase de Terrassement noté AR.

13.2. Plateforme visée

13.2.1. Partie supérieure des Terrassements ou PST

La PST correspond à une épaisseur de sol d'environ 1 m sous la couche de forme d'une chaussée. Différents cas de PST sont définis et décrits dans le guide des terrassements routiers (GTR). Cette description est complétée par la portance à long terme sur l'arase de terrassement, notée AR, et pour laquelle quatre classes d'arase sont distinguées.

Compte tenu des matériaux mis en évidence par les investigations, l'objectif retenu est une **PST de classe 2** et une **AR de classe de portance 1**.

Cependant au regard de l'hétérogénéité des remblais au droit du site, il n'est pas exclu de tomber sur des poches de matériaux de mauvaise qualité ne permettant pas de réaliser la plateforme voulue. Il **conviendra alors de purger le matériau de mauvaise qualité et de le substituer avec une GNT 0/60**.

13.2.1.1. Objectif de plateforme support de chaussé (PF)

Il est préconisé de réaliser les voiries et plateformes sur une couche de forme homogène. On privilégiera une couche de forme en grave non traitée (GNT) 0/31,5, **sur une épaisseur de 40 cm**, avec intercalation d'un géotextile anti-contaminant entre la PST et la couche de forme.

La couche de forme est l'élément de transition permettant d'adapter les caractéristiques du sol en place aux fonctions essentielles d'une plate-forme support de chaussée ou de voie.

La plate-forme visée est une **PF2**.

Pour une plate-forme support de chaussée de type PF2 le module de portance est fixé à 50 MPa. Cette valeur correspond à la limite inférieure à respecter (tableau suivant).

Tableau 42 : Bornes inférieures de portance des classes de plate-forme support de chaussée (Source : SETRA)

Classe de plate-forme	Module (MPa)
PF2	50
PF3	120

La couche de forme sera réceptionnée par des essais à la plaque où on s'assurera d'obtenir un module de déformation réversible supérieur à 50 MPa.

13.2.2. Structure de la voirie

13.2.2.1. Hypothèses de dimensionnement

Eléments relatifs au trafic

Les hypothèses considérées pour le trafic sont les suivantes

Classe de trafic	T5
Plateforme	PF2
Trafic (PL/j)	25
Coefficients d'agressivités CAM	0,4
Risque	25%

Durée de dimensionnement

La vérification du dimensionnement en termes de durabilité porte sur **50 ans**.

Ce flux pouvant évoluer nous avons considéré un taux de croissance arithmétique de 2 % l'an.

13.2.2.2. Dimensionnement de voirie

La structure de chaussée évaluée est la suivante :

- Couche de surface : 0,05 m d'enrobé bitumineux bb semi-grenu classe 3 (BBSG3) ;
- Couche de base : 0,15 m d'enrobé bitumineux grave bitume classe 3 (GB3) ;

- Couche de réglage avec matériau type GNT 0/20 sur 0,10 m
- Couche de forme en **matériau granulaire insensible à l'eau sur une épaisseur de 0,40 m** avec **un objectif de portance de 50 MPa**.

13.2.2.3. Vérification de la structure de chaussée

La vérification de la structure est effectuée en comparant la valeur de l'élongation admissible et de la déformation permanente sur le sol pour le trafic pris en référence avec celle donnée par le logiciel Alizé, pour un passage d'essieu de treize tonnes.

La contrainte admissible doit être supérieure à celle donnée par Alizé.

Les calculs réalisés confirment le bon dimensionnement des voiries envisagées.

Les résultats sont présentés ci-après.

13.2.2.4. Vérification au gel-dégel

L'appréciation de la tenue de la chaussée lors des phases gel/dégel est établie par une vérification menée séparément et après l'étude de la tenue mécanique sous trafic poids lourds.

La vérification du gel-dégel est effectuée en comparant l'indice de gel admissible de la chaussée (IA) à l'indice de gel atmosphérique de référence (IR). IA doit être supérieur à IR.

L'indice de gel de référence IR applicable à la zone d'étude a été défini à partir du catalogue des chaussées neuves de 1998 et correspond aux mesures relevées à la station de Paris, Le Bourget (93).

IR exceptionnel	IR rigoureux non exceptionnel
160	85

La vérification au gel-dégel a été réalisée à partir du logiciel Alizée sur la structure de chaussée précédemment décrite. Les détails du calcul sont présentés ci-après.

L'indice de gel admissible par la voirie est supérieur à l'indice de gel de référence du site. Ces structures de chaussée sont donc vérifiées au gel-dégel pour un hiver rigoureux non exceptionnel.

Hypothèses de dimensionnement	
Plateforme	PF2
Trafic (PL/j)	25
Durée de vie	50
Taux de croissance	2,00%
structure	5 cm BBSG3 15 cm GB3

Trafic PL cumulé : données

☒ Moyenne journalière annuelle (MJA) : 25
☐ Taux accroissement géométrique (%) : 1,54
☒ Taux accroissement arithmétique (%) : 2
☒ Durée de service (années) : 50
☐ Trafic cumulé PL : 6,7981E+5

Valeurs admissibles : données

matériau type : bitumineux
coefficient CAM : 0,4
risque (%) : 25,0
trafic cumulé NE : 2,7192E+5
Epsilon6 (µdef) : 90
-1/b : 5

E(10⁶,10Hz) (MPa) : 11880
E(Teq,Freq) (MPa) : 9000

écart type Sh (m) : 0,025
écart type SN : 0,300
Kr (risque) : 0,886
Kc (calage) : 1,3
Ks : E(MPa) sous-jacent compris dans [50,80] : 1/1,1

Calculer EpsiT admissible
Calcul inverse NE = f(EpsiT)
Calcul inverse Risk = f(EpsiT)
Bibliothèque des matériaux Imprimer Enregistrer

Aide

☐ Coefficients d'agressivité CAM
☒ Valeurs des risques R

Guide Ipcp-sétra 94
Catalogue 1998
Norme NF P98-086

EpsilonT admissible = 140,5 µdef
Annotation libre : bitumineux
Mémo ...
1 - EpsiT= 140,5 (bitumineux)

effacer=dbl click

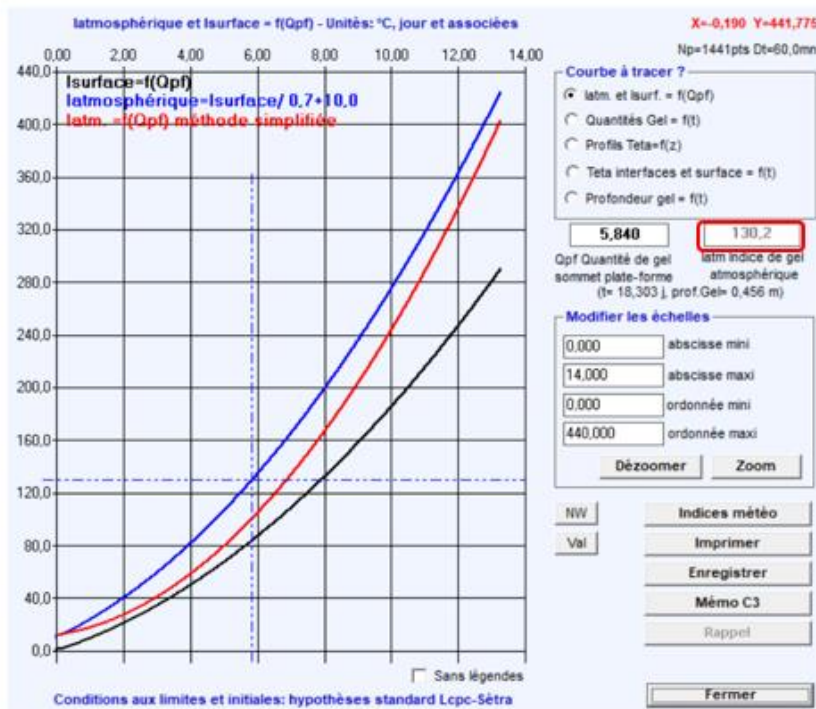
Capacités de sollicitations				
Critères	Déformation admissible (µdef)	Elongation admissible (MPa)	Déformation ALIZE (µdef)	Elongation ALIZE (MPa)
	Sol	GB3	Sol	GB3
Valeurs	994,7	140,5	477,5	131,2

épais. (m)	module (MPa)	coefficient Poisson	Zcalcul (m)	EpsT (µdef)	SigmaT (MPa)	EpsZ (µdef)	SigmaZ (MPa)
0,050	7000,0	0,350	0,000	74,8	0,967	-62,8	0,658
	collé		0,050	37,3	0,648	4,2	0,590
0,150	9000,0	0,350	0,050	37,3	0,830	-7,5	0,590
	collé		0,200	-131,2	-1,628	120,8	0,029
infini	50,0	0,350	0,200	-131,2	0,006	477,5	0,029

Figure 51 : Vérification de la structure de chaussée

Structure de base

épais. (m)	Ro (kg/m3)	W (%)	Ldang (W/m.°C)	Ldag (W/m.°C)	matériau type
0,050	2350	1	2	2,1	bb
PF 0,150	2350	1	1,9	1,9	gb
40,000	1300	32	1,1	1,8	solA



Calcul de Qg et Qng : quantités de gel admissibles par les matériaux gélifs et non gélifs de la plate-forme

Configuration de la plate-forme

SGn SGt

Hn= 0,400 matériau : GNT et mat. An= 12

GNT et mat. non traités insensibles à l'eau avec passant 80µ

SGt pente p = 0,500

Unités

- pente p : mm/(°C.h)^{1/2}
- Hn et Hp : m
- Qg et Qng : (°C.j)^{1/2}

Valeurs de Qg et Qng

Qng = 3,84
Qg = 2,00

Aide: sensibilité au gel

Calcul de Qm : quantité de gel admise par la plate-forme, reliée à la pénétration autorisée du gel dans les matériaux gélifs sur une épaisseur e

Chaussée peu épaisse (matériaux liés < ou = à 20 cm) Chaussée épaisse (matériaux liés > 20 cm)

Valeurs de Qm

Qm = 0,00

Quantité de gel admissible par la plate-forme Qpf = Qg + Qng + Qm

Qpf = 5,840 (°C.j)^{1/2}

Station Paris, le Bourget :

Indice de gel IR en °Cxjour			
Département	station météo	IR exceptionnel	IR rigoureux non exceptionnel
93	Paris Le Bourget	160	85

Figure 52 : Vérification du gel-dégel

13.3. Recommandations pour les voiries

La PST, la couche de forme et les couches de la chaussée (base et fondation) seront compactées dans les règles de l'art (« Réalisation des remblais et des couches de forme », LCPC, SETRA).

Elles seront réceptionnées par des essais à la plaque. **On s'assurera d'obtenir des modules de déformation réversibles tels qu'ils soient supérieurs à 50 MPa pour la couche de forme (obtention d'une PF2).**

Une attention particulière sera portée à la vérification de la compatibilité entre le niveau d'agressivité des matériaux mis en œuvre pour les voiries en particulier en cas de traitement aux liants de ces matériaux.

La possibilité d'effectuer un traitement aux liants hydrauliques et/ou à la chaux devra faire l'objet d'études préalables en laboratoire (Guide technique SETRA/LCPC : Traitement des sols à la chaux et/ou aux liants hydrauliques) :

- Essais d'aptitude au traitement sur le sol (NF P94-100),
- Analyses chimiques en laboratoire permettant de détecter la présence de constituants susceptibles de réagir avec les liants hydrauliques et/ou chaux (matières organiques, phosphates, nitrates, chlorures, sulfates et sulfures...),
- Etude de formulation (NF P 94-102) permettant de définir les teneurs optimales en chaux, et/ou liants hydrauliques.

14. Dispositions constructives

14.1. Aggressivité des sols vis-à-vis des bétons

Les résultats des essais d'agressivité invitent à retenir une classe d'agressivité de **XA3** pour les remblais. Les bétons employés dans le projet devront tenir compte de cette classe et adapter leur formulation.

14.2. Gestion des eaux

En phase travaux :

Il sera considéré une absence de nappe établie pendant la durée des travaux et durant la vie de l'ouvrage à la suite de piézomètres relevés comme secs en amont et en aval du talus, de manière continue sur l'année 2024.

Toutefois, l'entreprise devra anticiper de possibles venues d'eau liées aux épisodes de pluie et à l'infiltration des sols, en récupérant les eaux en fond de fouille par des tranchées drainantes avec un système de pompage adapté.

En phase définitive :

L'enceinte du bâtiment devra faire l'objet d'un drainage périphérique et d'un drainage en couche de forme sous le niveau bas. Une couche drainante devra être posée derrière les voiles définitifs le long des berlinoises provisoires.

14.3. Essais de conformité et de contrôle des tirants

D'après le TA2020, l'entreprise en charge des travaux se devra de réaliser des essais à la rupture dits de conformité et des essais de contrôle d'exécution. Tout tirant qui ne fait pas l'objet d'essai de contrôle fait l'objet d'un essai de réception.

Les tirants destinés aux essais de conformité ne peuvent, en aucun cas, être réutilisés.

Les essais de conformité devront être réalisés pour une traction d'épreuve $P_p = R_k$.

Pour chaque catégorie de tirant, et chacune des zones géotechniques définies (A et B) on retiendra un minimum de 2 essais de conformité.

Pour les essais de contrôle d'exécution, ils seront réalisés par série de quarante tirants, avec un nombre minimal de trois tirants d'essai (ici, par zone géotechnique), avec une traction d'épreuve $P_p = 1,15 F_k$ pour des tirants provisoires.

14.4. Essais de contrôle et de conformité des clous

Conformément à la norme NF P 94-270, l'entreprise en charge des travaux devra effectuer des essais de chargement à la rupture afin de vérifier les caractéristiques de frottement utilisées pour le dimensionnement des clous.

Le nombre d'essais d'arrachement est à fixer selon le tableau G.6.1 de la norme NF P 94-270, il est dépendant de la surface du parement de la paroi clouée. Les essais seront à conduire avec la même méthodologie d'exécution, de géométrie et d'inclinaison que les clous à réaliser pour l'ouvrage.

		Nombre d'essais d'arrachements par couche de sol		
Surface de parement m ²	ξ_{a1}	1,2	1,1	1,0
	ξ_{a2}	1,05	1,0	1,0
< 400		3*	4	5
400 à 800		5*	7	9
800 à 2000		7*	10	12
2000 à 4000		9*	12	15
4000 à 8000		11*	15	19
8000 à 16000		13*	18	22
> 16000		15*	20	25
Pour une surface de parement inférieure à 100 m ² , le nombre d'essai d'arrachement peut être réduit à 1, dans ce cas $\xi_{a1} = \xi_{a2} = 1,4$				

(*) ces valeurs correspondent au nombre minimal d'essais à réaliser pour chaque surface de parement considérée.

Figure 53 : Extrait de la norme NF P 94-270, Tableau G.6.1 – Nombre d'essais pour couche de sol et facteur de corrélation correspondant

14.5. Dimensionnement des soutènements

En phase EXE, l'ensemble des soutènements devra être justifié au regard des critères suivants :

Parois Berlinoise :

- Vérification du critère de butée (NF 94-282);
- Vérification de la justification de Kranz (NF 94-282);
- Estimation des déplacements en tête et en ventre de la paroi ;
- Calcul des efforts dans les tirants d'ancrage ;
- Vérification structurelle des tirants d'ancrage (NF EN 1993-1 /TA2020) ;
- La justification du parement provisoire, des liernes et du système d'ancrage des tirants.

Paroi Clouées :

- Vérification de la stabilité interne et externe (NF 94-270) ;
- Calcul des efforts dans les clous ;
- Vérification structurelle du parement.

Mur en L :

- Vérification du non-glissement et du non-renversement ;
- Vérification de la stabilité au grand glissement ;
- Vérification de la capacité portante et estimation des tassements.

14.6. Dallage – Galeries

Compte tenu des caractéristiques mécaniques médiocres des remblais, les dallages à mettre en place ne pourront en aucun cas reposer sur ces terrains. Une couche de forme sera mise en place avant coulage du dallage.

La couche de forme du dallage sera composée d'au moins 0,5 m constituée en grave non traitée 0/31,5, insensible à l'eau, bien gradué et compacté suivant le GTR (guide de terrassements routiers), avec un objectif de portance de 50 MPa (module EV2). Une optimisation à 0,4 m pourra être envisagée en cas de pose d'un géotextile anti-contaminant sous la couche de forme. Les terrassements devront être réalisés par temps secs.

Des contrôles de compactage sont à prévoir pour la couche de forme pour s'assurer de la bonne mise en place.

Dans tous les cas les caractéristiques du dallage devront être justifiées par le calcul selon la norme en vigueur (épaisseur, ferrailage, type de treillis...) en tenant compte des charges attendues sur le dallage et leur répartition (appuis ponctuels ou charges réparties).

Conformément à la norme NF P 94-500 de novembre 2013, il est recommandé de faire valider les fonds de fouille par un géotechnicien dans le cadre d'une mission G4, pour s'assurer de l'assise des fondations dans les terrains sains, tels que préconisés.

Il conviendra de vérifier en phase EXE que la charge induite par le dallage terre-plein n'entraîne pas un tassement excessif du sol, susceptible de générer un frottement négatif sur les pieux des bâtiments ce qui pourrait affecter leur stabilité.

14.7. Dimensionnement des fondations profondes

En phase EXE, les pieux de fondations devront être justifiés au regard des critères suivants :

- Justification de la capacité portante (NF 94-262);
- Calcul du torseur d'efforts dans les pieux, vérification de l'admissibilité des contraintes ;
- Estimation du tassement sous les pieux ;
- Estimation du déplacement latéral en-tête des pieux ;
- Pour les micropieux des galeries, justification du tube d'armature selon l'Eurocode 3.

Le mode de réalisation des pieux (technique de pieux) retenu est de la responsabilité de l'entreprise en charge des travaux.

Le maillage des pieux devra s'adapter aux différents ouvrages (notamment pour enjamber la galerie de vidange), en cas d'entraxes des pieux inférieures à 3 diamètres (du plus petit pieu), un effet de groupe devra être pris en compte.

14.8. Terrassements et talutages

Les terrassements concerneront principalement les remblais, le Calcaire de Brie et les Argiles Vertes. On notera la présence possible de blocs calcaires dans le Calcaire de Brie qui pourraient nécessiter l'utilisation ponctuelle d'un BRH. Des difficultés de terrassement dans les Argiles du fait des précipitations est attendue.

En zone B, la présence d'une forte épaisseur de terrains remaniés de nature globalement argileuse avec une grande hétérogénéité, peut également provoquer des difficultés de terrassements. Des passages de blocs sont aussi susceptibles d'être rencontrés dans ces horizons.

On retiendra, à ce stade, une pente de talus de 3H/2V dans ces formations. **Toute optimisation (raïdissement) des pentes de talus devra être justifiée par les études d'exécution (G3).**

14.9. Système de soutènement à proscrire

Le faciès très argileux omniprésent sur tous les horizons traversés avec de fortes épaisseur de remblais, hétérogènes par nature, la hauteur des terrassements > 6,0 m de haut sur un fort linéaire, et l'emprise globale du projet dans un talus proche du périphérique avec un sujet de stabilité des pentes très prégnant sur le projet conduit à écarter et proscrire la technique des voiles par passes alternés, conformément aux recommandations du CFMS d'avril 2023.

14.10. Réemploi des matériaux terrassés

Les matériaux concernés par les terrassements sont issus des remblais (classé A_{3m} , A_4), du Calcaire de Brie (classé A_1) et des Argiles Vertes (A_4). Ces sols sont fins et plastiques.

Pour les sols classés A_3 , la plasticité de ces sols entraîne pour les remblais des risques de glissement d'autant plus grands que les remblais sont élevés, même dans les meilleures conditions de mise en œuvre.

Pour les sols classés A_4 , ils sont à la fois très difficiles à travailler et leur utilisation comporterait un risque de retrait gonflement associé au risque de stabilité.

Les essais d'identifications réalisés selon le nouveau GTR 2023 donnent une classification F_2 à F_4 pour les matériaux excavés, soient des matériaux fins à très fins, globalement argileux, dont la nouvelle classification confirme les caractéristiques des anciennes classes A_3 et A_4 .

15. Incertitudes géotechniques résiduelles

15.1. Incertitudes liées à la lithologie

On retiendra, au stade de cette mission G2 PRO, les incertitudes et points d'attentions lithologiques suivants :

- Le projet de construction s'intègre en partie dans un talus existant, aménagé en bordure du boulevard périphérique ; des surépaisseurs locales de remblais ainsi que des natures très hétérogènes de matériaux sont à prévoir.
Un zonage géotechnique a d'ailleurs été proposé en ce sens, ce qui n'exclut pas de rencontrer d'autres contrastes plus locaux entre les points de sondages.
- Les piézomètres équipés sont pour l'instant secs et aucune venue d'eau n'a été constatée, cependant, au regard des contrastes d'argilosité et des précipitations, de faibles venues d'eau erratiques ne sont pas à exclure.
- Les terrassements concerneront les remblais, le Calcaire de Brie ainsi que les Argiles vertes, on retiendra des difficultés de terrassements liés à des blocs dans le Calcaire de Brie et à la nature argileuse des terrains dans les Argiles vertes (cadences de terrassements réduites et perte de traficabilité en périodes de pluie).
- La stratigraphie (succession des horizons) peut subir des variations dans le talus du fait des anciens travaux de terrassements pour l'aménagement du périphérique.
- Le périmètre de la zone B à proximité de l'hôpital n'est pas délimité de façon exacte, la zone Nord-Ouest de l'hôpital est susceptible de présenter les mêmes caractéristiques mécaniques réduites qui pourront influencer le dimensionnement de la paroi lutécienne ou des pieux.

15.2. Aléa retrait-gonflement des argiles

Les Argiles vertes sont à considérer comme à potentiel gonflantes, la conception du projet prévoit des fondations de type dalle portée sur pieux, avec vide sanitaire.

La majeure partie des terrassements étant localisés dans le talus, le fond de fouille sera de nature très hétérogène, mais toujours à dominante argileuse, ce qui appuie davantage la solution de fondation retenue.

15.3. Hydrogéologie

L'estimation des niveaux caractéristiques ont été définis selon une approche sommaire et purement bibliographique. Les relevés en continu, s'avérant sec sur une période de 12 mois, conduisent à écarter la présence d'une nappe établie au droit du projet.

15.4. Zone d'Influence Géotechnique Avoisinants

Comme évoqué dans la présentation du contexte de l'opération, le site est concerné par 3 avoisinants majeurs. Au stade de cette G2 PRO, on considérera une **zone d'influence géotechnique** de l'ordre de 5 m autour du périmètre du projet, incluant les distances d'ancrage des tirants, comme schématisé dans la figure ci-dessous.

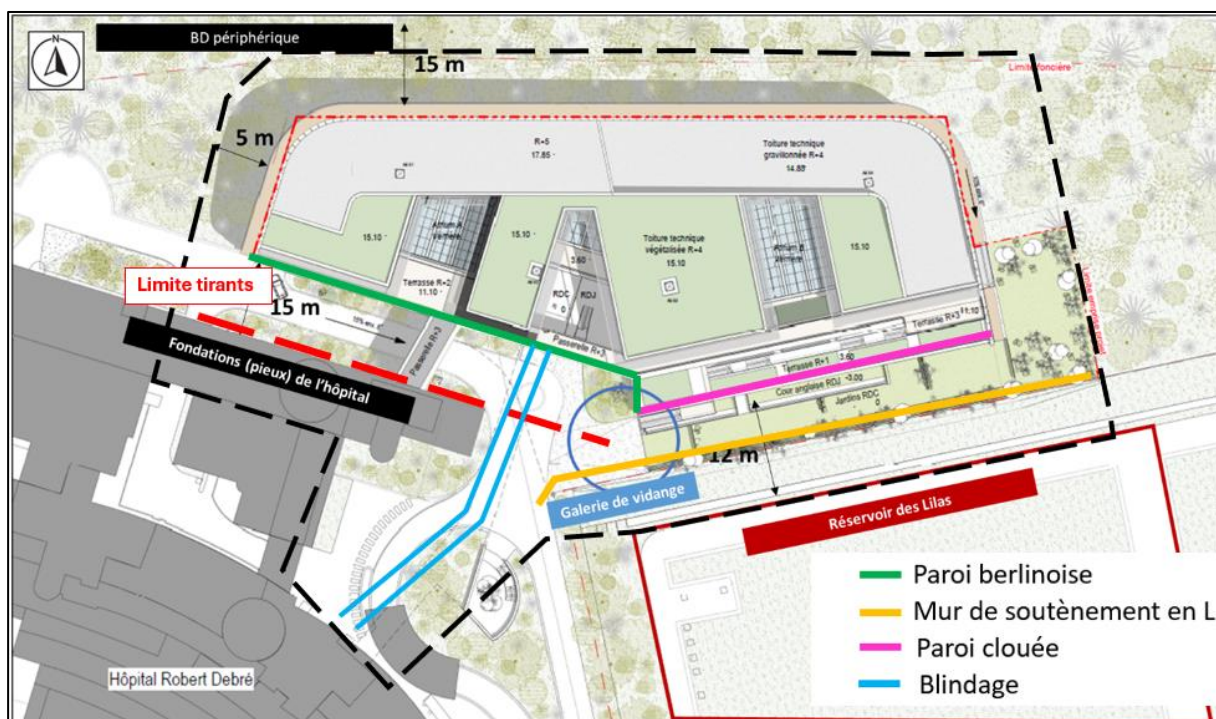


Figure 54 : Zone d'influence géotechnique

Le boulevard périphérique est situé à environ 15,0 m du bâtiment, et les travaux de terrassement du talus, associés à des fondations sur pieux, n'auront que très peu ou pas d'impact sur son intégrité. On considèrera ainsi que l'impact du projet sur le boulevard périphérique est faible à nul.

Concernant les pieux de fondations de l'hôpital, si les tirants ont été arrêté à la limite du bâtiment (à au moins 2,5 m), il n'est pas à écarter que des structures enterrés ou d'autres ouvrages soient à proximité des abords de l'hôpital et soient impactés par les travaux.

Les DOE de réalisation des pieux et de l'hôpital en façade nord et est (à proximité de la zone de contournement) devront être analysé pour juger de cet impact en phase EXE.

16. Enchaînement des missions géotechniques

Nous rappelons que la présente étude correspond à une étude géotechnique de conception phase projet, mission G2 PRO au sens de la norme NF P 94 500 de novembre 2013 définissant les missions d'ingénierie géotechniques (cf. Annexe I).

A noter que les caractéristiques précises des ouvrages n'étaient pas entièrement connues, notamment les descentes de charges du projet. Tout changement du projet par rapport aux hypothèses prises lors de l'établissement de cette étude peut modifier les conclusions de notre étude.

Pour la phase de réalisation des travaux, une mission de supervision géotechnique (mission G4) devra être réalisée. Elle comportera, d'une part, la validation des documents géotechniques produits par l'entreprise, et d'autre part le suivi géotechnique du chantier, permettant de s'assurer que les terrains rencontrés présentent des caractéristiques géotechniques cohérentes avec les hypothèses faites dans le cadre des études, et le cas échéant définir en concertation avec l'entreprise les adaptations nécessaires.

Observations sur l'utilisation du rapport

Ce rapport, ainsi que les cartes ou documents, et toutes autres pièces annexées constituent un ensemble indissociable. Les incertitudes ou les réserves qui seraient mentionnées dans la prise en compte des résultats et dans les conclusions font partie intégrante du rapport.

En conséquence, l'utilisation qui pourrait être faite d'une communication ou d'une reproduction partielle de ce rapport et de ses annexes ainsi que toute interprétation au-delà des énonciations d'Antea Group ne sauraient engager la responsabilité de celui-ci. Il en est de même pour une éventuelle utilisation à d'autres fins que celles définies pour la présente prestation.

Les résultats des prestations et des investigations s'appuient sur un échantillonnage ; ce dispositif ne permet pas de lever la totalité des aléas liés à l'hétérogénéité des milieux naturels ou artificiels étudiés. Par ailleurs, la prestation a été réalisée à partir d'informations extérieures non garanties par Antea Group ; sa responsabilité ne saurait être engagée en la matière.

Antea Group s'est engagé à apporter tout le soin et la diligence nécessaire à l'exécution des prestations et s'est conformé aux usages de la profession. Antea Group conseille son Client avec pour objectif de l'éclairer au mieux. Cependant, le choix de la décision relève de la seule compétence de son Client.

Le Client autorise Antea Group à le nommer pour une référence scientifique ou commerciale. A défaut, Antea Group s'entendra avec le Client pour définir les modalités de l'usage commercial ou scientifique de la référence.

Ce rapport devient la propriété du Client après paiement intégral de la mission, son utilisation étant interdite jusqu'à ce paiement. A partir de ce moment, le Client devient libre d'utiliser le rapport et de le diffuser, sous réserve de respecter les limites d'utilisation décrites ci-dessus.

Pour rappel, les conditions générales de vente ainsi que les informations de présentation d'Antea Group sont consultables sur : <https://www.anteagroup.fr/fr/annexes>



ANNEXES

- Annexe I : Synoptique des missions d'ingénierie géotechnique – Extrait de la norme NF P 94-500 de novembre 2013
- Annexe II : Rapport G12 – Etudesol, 2008
- Annexe III : Fouille de reconnaissance de fondation
- Annexe IV : Sondages pressiométriques réalisés par Antea Group, 2022 et 2024
- Annexe V : Sondages carottés, photographies, essais de perméabilité et coupes des piézomètres réalisés par Antea Group, 2022 et 2024
- Annexe VI : Procès-Verbaux des essais en laboratoire
- Annexe VII : Dimensionnement de la paroi berlinoise sous KREA v4
- Annexe VIII : Vérification des efforts dans les tirants
- Annexe IX : Calcul de stabilité sous TALREN v6
- Annexe X : Dimensionnement du mur de soutènement sous GEO5
- Annexe XI : Calcul de la capacité portante des pieux sous Foxta module Fond Prof

Annexe I : Synthétique des missions d'ingénierie géotechnique – Extrait de la norme NF P 94-500 de novembre 2013

Schéma d'enchaînement des missions d'ingénierie géotechnique

Enchaînement des missions G1 à G4	Phases de la maîtrise d'œuvre	Mission d'ingénierie géotechnique (GN) et Phase de la mission		Objectifs à atteindre pour les ouvrages géotechniques	Niveau de management des risques géotechniques attendu	Prestations d'investigations géotechniques à réaliser
Étape 1 : Étude géotechnique préalable (G1)		Étude géotechnique préalable (G1) Phase Étude de Site (ES)		Spécificités géotechniques du site	Première identification des risques présentés par le site	Fonction des données existantes et de la complexité géotechnique
	Étude préliminaire, esquisse, APS	Étude géotechnique préalable (G1) Phase Principes Généraux de Construction (PGC)		Première adaptation des futurs ouvrages aux spécificités du site	Première identification des risques pour les futurs ouvrages	Fonction des données existantes et de la complexité géotechnique
Étape 2 : Étude géotechnique de conception (G2)	APD/AVP	Étude géotechnique de conception (G2) Phase Avant-projet (AVP)		Définition et comparaison des solutions envisageables pour le projet	Mesures préventives pour la réduction des risques identifiés, mesures correctives pour les risques résiduels avec détection au plus tôt de leur survenance	Fonction du site et de la complexité du projet (choix constructifs)
	PRO	Étude géotechnique de conception (G2) Phase Projet (PRO)		Conception et justifications du projet		Fonction du site et de la complexité du projet (choix constructifs)
	DCE/ACT	Étude géotechnique de conception (G2) Phase DCE / ACT		Consultation sur le projet de base / Choix de l'entreprise et mise au point du contrat de travaux		
Étape 3 : Études géotechniques de réalisation (G3/G4)		À la charge de l'entreprise	À la charge du maître d'ouvrage			
	EXE/VISA	Étude et suivi géotechniques d'exécution (G3) Phase Étude (en interaction avec la phase Suivi)	Supervision géotechnique d'exécution (G4) Phase Supervision de l'étude 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 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 d'ingénierie géotechnique (page 1/2)

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

ETAPE 1 : ETUDE GEOTECHNIQUE PREALABLE (G1)

Cette mission exclut toute approche des quantités, délais et coûts d'exécution des ouvrages géotechniques qui entre dans le cadre de la mission d'étude géotechnique de conception (étape 2). Elle est à la charge du maître d'ouvrage ou son mandataire. Elle comprend deux phases :

Phase Étude de Site (ES)

Elle est réalisée en amont d'une étude préliminaire, d'esquisse ou d'APS pour une première identification des risques géotechniques d'un site.

- Faire une enquête documentaire sur le cadre géotechnique du site et l'existence d'avoisinants avec visite du site et des alentours.
- Définir si besoin un programme d'investigations géotechniques spécifique, le réaliser ou en assurer le suivi technique, en exploiter les résultats.
- Fournir un rapport donnant pour le site étudié un modèle géologique préliminaire, les principales caractéristiques géotechniques et une première identification des risques géotechniques majeurs.

Phase Principes Généraux de Construction (PGC)

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

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

ETAPE 2 : ETUDE GEOTECHNIQUE DE CONCEPTION (G2)

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

Phase Avant-projet (AVP)

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

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

Phase Projet (PRO)

Elle est réalisée au stade du projet de la maîtrise d'œuvre et s'appuie obligatoirement sur des données géotechniques adaptées suffisamment représentatives pour le site.

- Définir si besoin un programme d'investigations géotechniques spécifique, le réaliser ou en assurer le suivi technique, en exploiter les résultats.
- Fournir un dossier de synthèse des hypothèses géotechniques à prendre en compte au stade du projet (valeurs caractéristiques des paramètres géotechniques en particulier), des notes techniques donnant les choix constructifs des ouvrages géotechniques (terrassements, soutènements, pentes et talus, fondations, assises des dallages et voiries, améliorations de sols, dispositions vis-à-vis des nappes et des avoisinants), des notes de calcul de dimensionnement, un avis sur les valeurs seuils et une approche des quantités.

Phase DCE / ACT

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

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

Classification des missions d'ingénierie géotechnique (page 2/2)

ETAPE 3 : ETUDES GEOTECHNIQUES DE REALISATION (G3 et G4, distinctes et simultanées)

ETUDE ET SUIVI GEOTECHNIQUES D'EXECUTION (G3)

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

Phase Étude

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

Phase Suivi

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

SUPERVISION GEOTECHNIQUE D'EXECUTION (G4)

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

Phase Supervision de l'étude d'exécution

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

Phase Supervision du suivi d'exécution

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

DIAGNOSTIC GEOTECHNIQUE (G5)

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

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

Annexe II : **Rapport G12 – Etudesol, 2008**

Annexe III : **Fouille de reconnaissance de fondation**

Annexe IV : **Sondages pressiométriques réalisés par Antea Group, 2022 et 2024**

**Annexe V : Sondages carottés, photographies, essais de
perméabilité et coupes des piézomètres réalisés par
Antea Group, 2022 et 2024**

Annexe VI : **Procès-Verbaux des essais en laboratoire**

Annexe VII : **Dimensionnement de la paroi berlinoise sous KREA
v4**

Annexe VIII : **Vérification des efforts dans les tirants**

Annexe IX : **Calcul de stabilité sous TALREN v6**

Annexe X : Dimensionnement du mur de soutènement sous GEO5

Annexe XI : **Calcul de la capacité portante des pieux sous Foxta
module Fond Prof**

Le changement climatique n'implique pas seulement un monde plus chaud, il annonce un monde qui change.



Inondations



Raréfaction de la ressource en eau



Sécheresse des sols



Pollutions



Trait de côte

Notre métier, vous accompagner pour gérer ces enjeux.



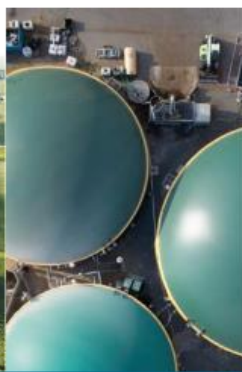
Infrastructures résilientes



Industrie responsable



Transition énergétique



Économie circulaire



Biodiversité

Références :



Portées
communiquées
sur demande