



Demandeur :

EUROMEDITERRANEE

**L'Astrolabe
79, boulevard de Dunkerque
13002 MARSEILLE**

Rue Edouard Crémieux

MARSEILLE (13)

ETUDE GEOTECHNIQUE G2 PRO

Piscine Bougainville

Affaire n°2024/0318/G2/PRO/PB

INDICE	DATE	REDACTION	VERIFICATION	OBSERVATIONS
1	14/05/25	F.DUFOUR	P.BARNEOUD	1 ^{ère} Diffusion
2	13/06/25	P.BARNEOUD	S.TURLE	Mise à jour suite à la réunion du 21/05/2025
3	03/07/25	P.BARNEOUD	S.TURLE	Mise à jour suite aux sondages complémentaires et à la réunion du 25/06/2025



Adresse postale : BP 540 - 83041 TOULON Cedex 9 - Tél. : 04 94 27 87 40 - contact@geoterrria.com - www.geoterrria.com

Adresse géographique : 42, avenue Irène et Jean-Frédéric Joliot Curie - Z.I. Toulon Est - 83130 LA GARDE

S.A.S.U. au capital de 10 000 € - RCS Toulon B 420 586 547 - SIRET 420 586 547 00036 - APE 742C - TVA intracommunautaire : FR46 420586547

Le présent rapport comporte 137 pages + Annexes. Sauf autorisation écrite préalable, sa reproduction n'est autorisée que dans son intégralité. Toute modification ou utilisation frauduleuse sera passible de poursuites.

SOMMAIRE

1. Objet de l'étude	5
2. Documents	6
3. Présentation du projet	8
3.1 Caractéristiques du projet	8
3.2 Exigences du projet	13
3.3 Ouvrages géotechniques retenus et Descentes de charges	13
3.3.1 <i>Rappels G2 AVP</i>	13
3.3.2 <i>Solutions de fondations retenues par les concepteurs au stade PRO</i>	13
3.3.3 <i>Terrassements et soutènements</i>	14
3.4 Descentes de charges	14
4. Le site	18
4.1 Localisation	18
4.2 Description générale	20
4.2.1 <i>Avant démolition</i>	20
4.2.2 <i>Après démolition</i>	22
4.3 Avoisinants	24
4.3.1 <i>Repérage générale des avoisinants</i>	24
4.3.2 <i>Ouvrage de la RTM</i>	26
4.3.3 <i>Réseau unitaire de la SERAMM (BEAL DE MAGNAN)</i>	31
5. Synthèse géotechnique	32
5.1 Contexte géologique	32
5.2 Hydrogéologie	37
5.3 Synthèse des risques géotechniques	37
5.4 Investigations géotechniques	38
5.4.1 <i>Campagnes d'investigations</i>	38
5.4.2 <i>Couches lithologiques et caractéristiques mécaniques</i>	39
5.4.3 <i>Cartographie du toit du substratum Stampien</i>	41
5.4.4 <i>Résultats des analyses laboratoire</i>	43
5.4.5 <i>Rappels des résultats de l'essai de perméabilité (G2 AVP)</i>	44
5.4.6 <i>Rappels des résultats de la reconnaissance de fondations (G2 AVP)</i>	45
6. Modèle géotechnique	47
6.1 Caractéristiques mécaniques du modèle géotechnique	47
6.2 Paramètres de sol pour la modélisation plaxis	49
6.3 Zone d'influence géotechnique	50
7. Renforcement de sol par inclusions rigides sous fondations superficielles	51
7.1 Principe de fondations	51
7.2 Phasage des travaux envisagés	52
7.3 Capacité portante du sol sans renforcement de sol	52
7.4 Capacité portante du sol avec renforcement	53
7.5 Hypothèses de prédimensionnement du renforcement de sol	53
7.5.1 <i>Type d'inclusions rigides</i>	53
7.5.2 <i>Résistance du béton des inclusions</i>	53
7.5.3 <i>Capacité portante des inclusions vis-à-vis du sol</i>	55
7.5.4 <i>Caractéristiques du matelas de répartition</i>	55
7.6 Paramètres PLAXIS (éléments structurels)	57
7.6.1 <i>Éléments « plate » (plaque)</i>	57

7.6.2	<i>Eléments « Embedded pile » (éléments discontinus type inclusions)</i>	57
7.7	Prédimensionnement du renforcement de sol	58
7.7.1	<i>Modélisation</i>	58
7.7.2	<i>Profils et phasage Plaxis</i>	58
7.7.3	<i>Résultats et vérifications</i>	69
7.7.4	<i>Synthèse</i>	90
7.8	Spécifications et Sujétions d'exécution	91
7.8.1	<i>Inclusions rigides</i>	91
7.8.2	<i>Contrôle du renforcement de sol</i>	92
7.8.3	<i>Matelas de répartition</i>	94
7.8.4	<i>Remblaiement des purges et de la plateforme de travail du renforcement de sol</i>	95
7.8.5	<i>Fondations superficielles</i>	95
7.9	Mesures de prévention	96
8.	Fondations profondes de type pieux	97
8.1	Principe et méthode de calculs	97
8.2	Caractéristiques générales des pieux	97
8.2.1	<i>Type de pieux</i>	97
8.2.2	<i>Formation d'ancrage</i>	97
8.2.3	<i>Résistance structurale (STR)</i>	98
8.3	Capacité portante des pieux	100
8.3.1	<i>Paramètres de dimensionnement retenus</i>	100
8.3.2	<i>Coefficients de pondération</i>	100
8.3.3	<i>Effet de groupe</i>	101
8.3.4	<i>Calculs de la capacité portante</i>	101
8.4	Essais de contrôle	105
8.5	Sujétions d'exécutions et contrôles	106
9.	Terrassements - Soutènements	107
9.1	Terrassements en déblais	107
9.1.1	<i>Plans de terrassements</i>	107
9.1.2	<i>Extraction</i>	108
9.1.3	<i>Talutage provisoire</i>	109
9.1.4	<i>Soutènement provisoire de type berlinoise</i>	110
9.1.5	<i>Confortement du mur de soutènement existant par clouage</i>	115
9.1.6	<i>Système de surveillance</i>	117
9.2	Prédimensionnement berlinoise	119
9.2.1	<i>Coupes retenues</i>	119
9.2.2	<i>Logiciel de calculs</i>	120
9.2.3	<i>Hypothèses de calculs</i>	121
9.2.4	<i>Calcul de l'écran de soutènement sous K-Réa</i>	126
10.	Drainage – Etanchéité	130
10.1	Dispositions vis-à-vis des eaux météoriques	130
10.2	Ouvrages enterrés	130
11.	Interaction du projet avec le métro de la rtm	131
12.	Remarques particulières et aléas résiduels Géotechniques	134
13.	Utilisation du rapport de l'étude	135

ANNEXES

- Plans de situation
- Plan d'implantation des sondages
- Coupes des sondages
- PV d'essais laboratoire
- Calculs renforcement de sol sous inclusions rigides (calculs FOXTA)
- Calculs écran de soutènement (Calculs K-REA)
- Schéma d'enchaînement des missions géotechniques
- Classification des missions géotechniques

1. OBJET DE L'ÉTUDE

La société **EUROMEDITERRANEE** a confié à la société d'ingénierie géologique **GÉOTERRIA** une mission d'étude géotechnique **de conception phase Projet, mission G2 PRO**, suivant la norme NF P-94 500 de novembre 2013, dans le cadre du projet de construction d'une piscine sur la commune de MARSEILLE (13).

Dans le cadre de ce projet, les études géotechniques déjà réalisées sont les suivantes :

- Etude géotechnique préalable, mission G1, référencée 18/03993/MARS/02 réalisée par GEOTEC du 31/01/2024 ;
- Etude géotechnique de conception phase Avant-Projet, mission G2 AVP, référencée 2024/0318/G2/AVP/STE du 05/11/2024.

Les objectifs du rapport de mission G2 PRO sont :

- de présenter une synthèse géotechnique sur la base de la base de l'ensemble des investigations géotechniques réalisées jusqu'à ce jour,
- de présenter l'étude des ouvrages géotechniques ; à savoir :
 - o l'étude des fondations du bâtiment :
 - solution fondations profondes de type pieux,
 - solution de renforcement de sol par inclusions rigides sous fondations superficielles et sous radier,
 - o l'étude de l'écran de soutènement,
- de donner les dispositions constructives pour les terrassements,
- de définir les aléas résiduels, sujétions d'exécution et recommandations pour l'étude d'exécution G3.









Le présent rapport est la mise à jour à l'indice 3 de l'étude G2PRO suite aux réunions du 21/05/2025 et 25/06/2025 et aux résultats des sondages complémentaires réalisées. Les modifications apportées apparaissent en bleu.

Ne font pas partie de notre mission, les prestations suivantes :

- L'étude de tout autre ouvrage et travaux géotechniques que ceux précités ;
- L'étude des voiries et des aménagements extérieurs ;
- Le diagnostic structurel des avoisinants et la définition des déplacements et vibrations admissibles ;
- L'étude environnementale et de pollution des sols, détermination des filières d'évacuation des déblais de terrassements et de forage ;
- Les calculs de ferrailage (STR) des ouvrages en béton armé ;
- La reprise des calculs à la suite à une modification du projet ;
- La réalisation des études hydrogéologiques (dont la détermination des niveaux NPHE) et hydrauliques ;
- Les missions G2DCE/ACT et G3 ;
- L'approche cout/quantité/délai.

2. DOCUMENTS

Cette étude a été réalisée à partir des documents projet suivants :

- Etudes géotechniques :
 - Mission G1 : rapport d'étude géotechnique préalable, référencé 18/03993/MARS/02 réalisée par GEOTEC du 31 janvier 2024
 - Mission G2 AVP : rapport d'étude géotechnique de conception phase Avant-Projet, mission G2 AVP, référencée 2024/0318/G2/AVP/STE du 05/11/2024
- Etude hydrogéologique :
 - Mission G5 : rapport d'études hydrogéologique indice B référencé APC A25.0316 du 25/04/2025 établi par APC Ingénierie pour GEOTERRIA
- Diagnostic Environnemental :
 - ETUDE A200 / A230 / A260 / A270 / A320 réalisée par ERG ENVIRONNEMENT référence 23MES440Aa du 22/12/2023
- Plans topographiques :
 - Plan topographique Planche 2/2 Dossier N°12 6902/13 du 12/02/2013 d'OPSIA Méditerranée
 - Plan de recollement des fouilles archéologiques (non daté) fichier dwg nommé MRS_B_CC44_vestiges-1
- Dossier de la trémie et de l'ouvrage cadre de la RTM – Zone BELLEVUE
 - Dossier de notes de calculs
 - Dossier de plans
- Reportage photographique des fouilles archéologiques
- Documents structure Phase APD de Décembre 2024 :
 -  1201 - Plan de Fondations
 -  1202 - Plancher haut Sous-sol
 -  1203 - Plancher haut Rez-de-jardin - Parc
 -  1204 - Plancher haut Rez-de-chaussée - Parvis
 -  1205 - Coupes
 -  1206 - Carnet de détails structure
 -  1207 - Vue en plans des terrassements
 -  1208 - Coupes des terrassements

- Documents structure Phase PRO d'avril 2025 :

-  2101 - Plans de Fondations
-  2102 - Plancher haut Sous-sol
-  2103 - Plancher haut Rez-de-jardin - Parc
-  2104 - Plancher haut Rez-de-chaussée - Parvis
-  2105 - Coupes
-  2106 - Carnet de détails structure
-  2107 - Vue en plans des terrassements
-  2108 - Coupes des terrassements

- Descentes de charges PRO indice A du 14/04/2025
- Vue en plan des terrassements PRO référence 2017 mise à jour de Mai 2025
- Descente de charges : Zone soutènement avoisinant Phase – PRO du 27/05/2025

Concernant l'ouvrage mitoyen de la RTM, une étude de sensibilité est en cours par le BET GINGER.

Les documents de référence utilisés sont les suivants :

- Norme NF P 94-500 de novembre 2013 - Missions d'ingénierie géotechnique,
- Norme NF EN ISO 22476-4 de mai 2015 – Essai pressiométrique Ménard,
- Norme NF P 94-261 - Eurocode 7 - Fondations superficielles,
- Norme NF P 94-262 - Eurocode 7 - Fondations profondes,
- Norme NF P 94-282 – Eurocode 7 – Ecrans de soutènement,
- Norme NF DTU 13.3 de décembre 2021 – Dallages,
- Projet National ASIRI – Recommandations 2012 pour la conception, le dimensionnement, l'exécution et le contrôle de l'amélioration des sols de fondation par inclusions rigides.

3. PRÉSENTATION DU PROJET

3.1 CARACTÉRISTIQUES DU PROJET

Le projet consiste en la construction d'un complexe aquatique.

La partie centrale du bâtiment accueillera les bassins. Il s'agit de la zone la plus basse du projet avec des niveaux d'arase inférieure de radier calée entre **+2,2 m NGF** (niveau AS brut à +2,72 m NGF) au Sud et **+5,0 m NGF** au Nord (Niveau AS brut à +5,38 m NGF). La partie Est du bâtiment sera moins basse avec une sous-face de dalle basse calée à **+5,4 m NGF** (niveau AS brut à +5,68 m NGF).

Quelques plans de structures et de terrassements sont présentés ci-après :

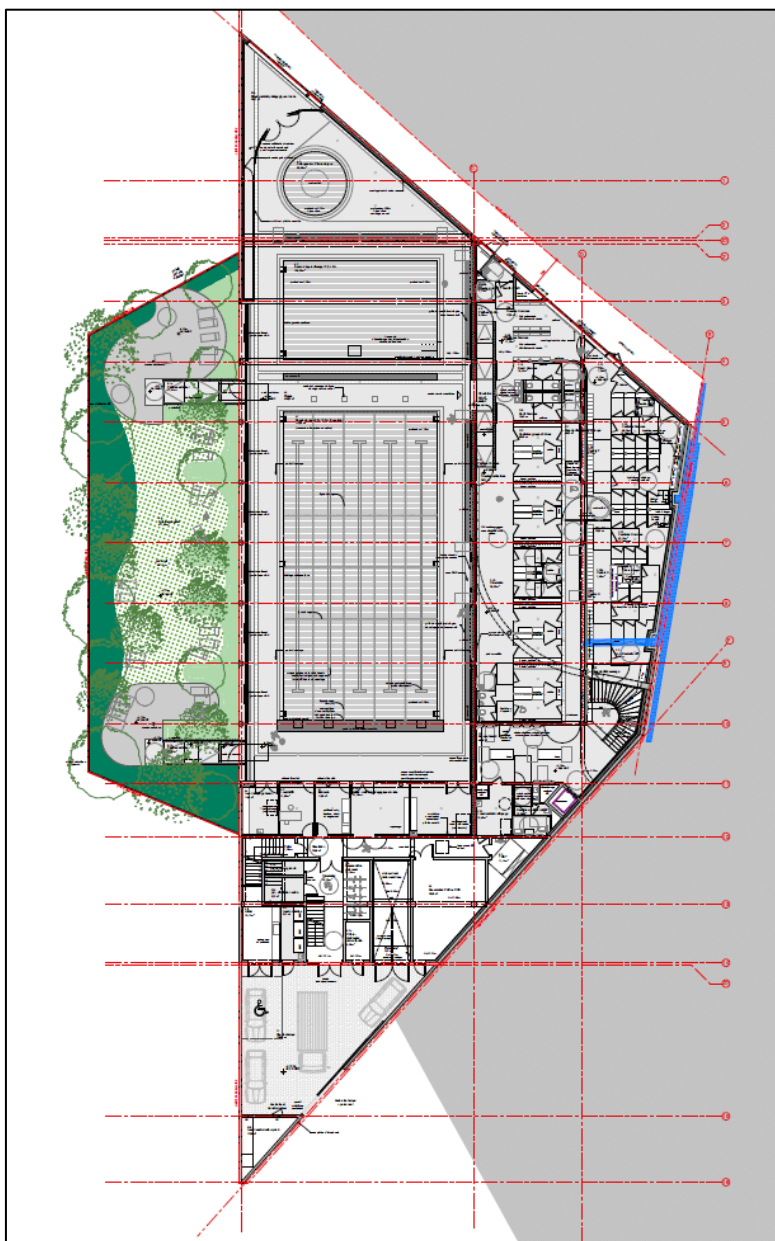


Figure 1 : Extrait plan RDJ jardin parc plan 2104 PRO provisoire

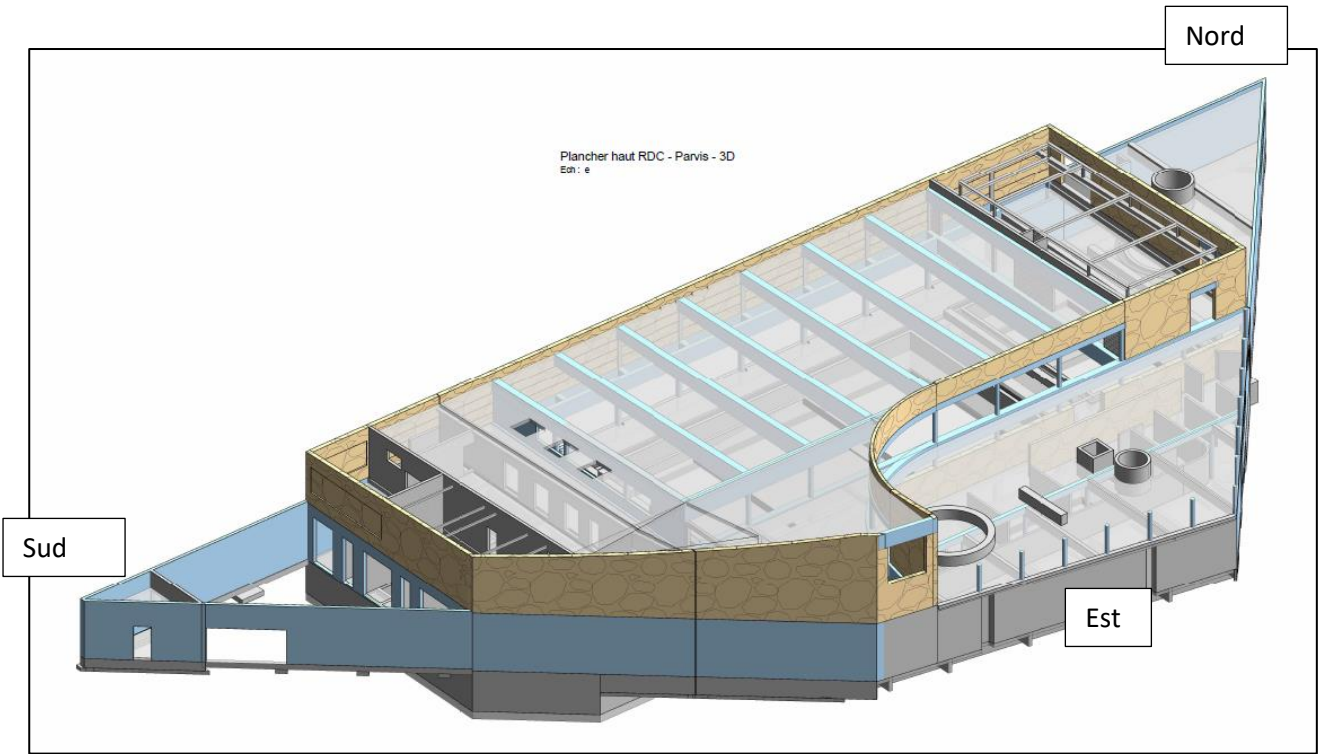


Figure 2 : Extrait vue 3d plancher haut RDC PARVIS plan 2104 PRO

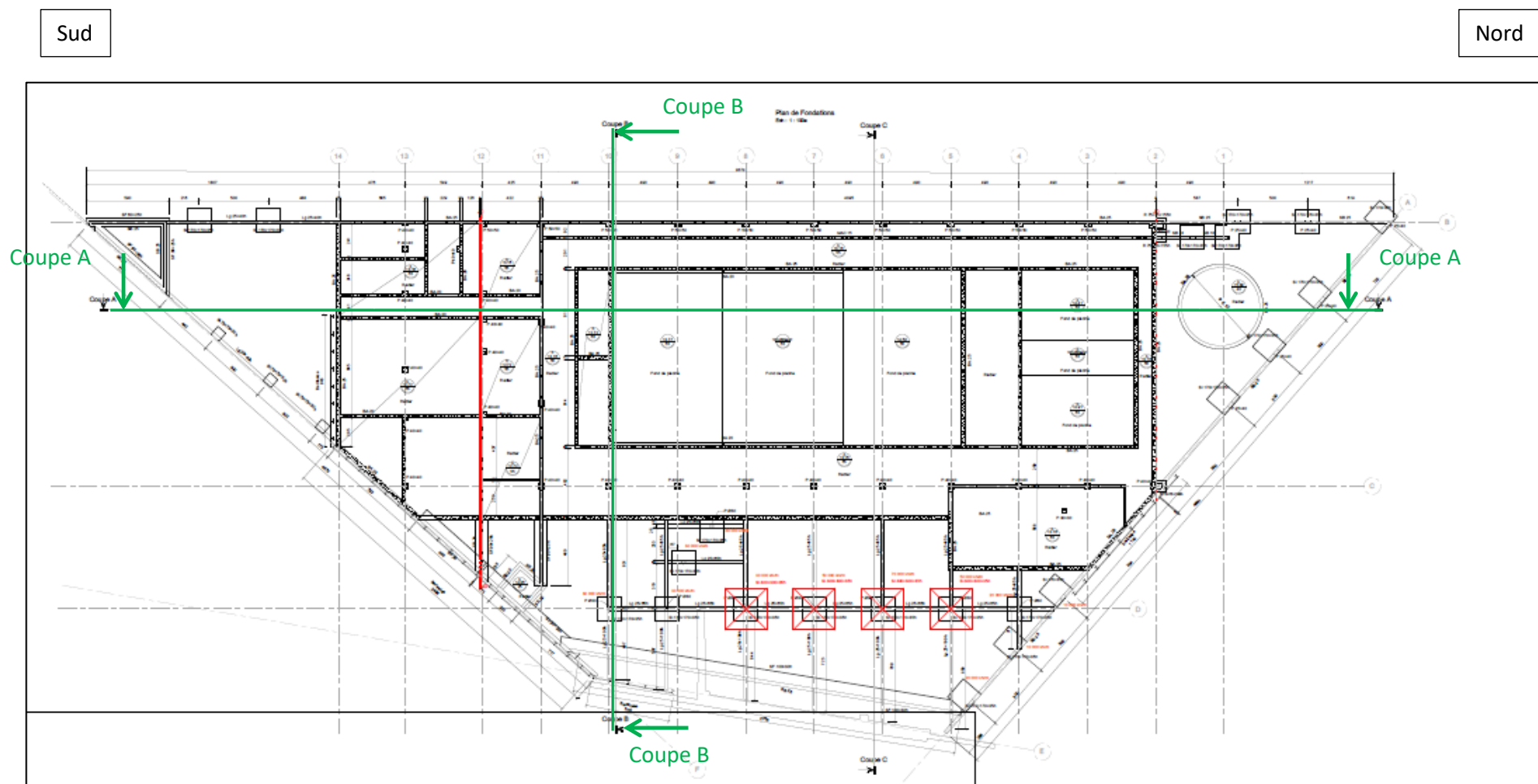


Figure 3 : Extrait plan de fondations plan 2101 PRO

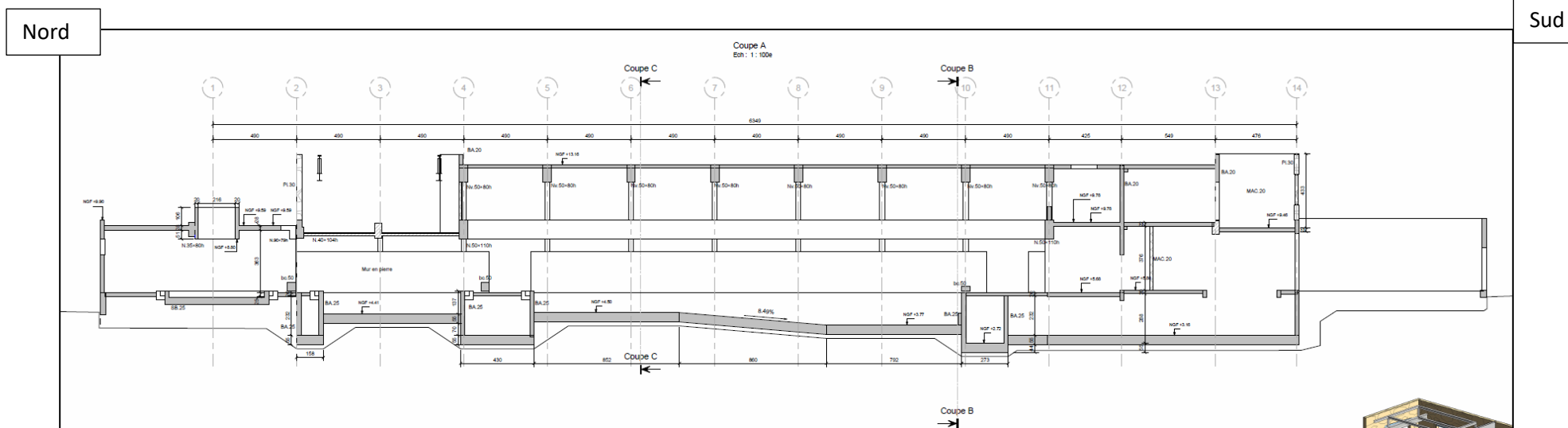


Figure 4 : Extrait Coupe AA plan 2105 PRO

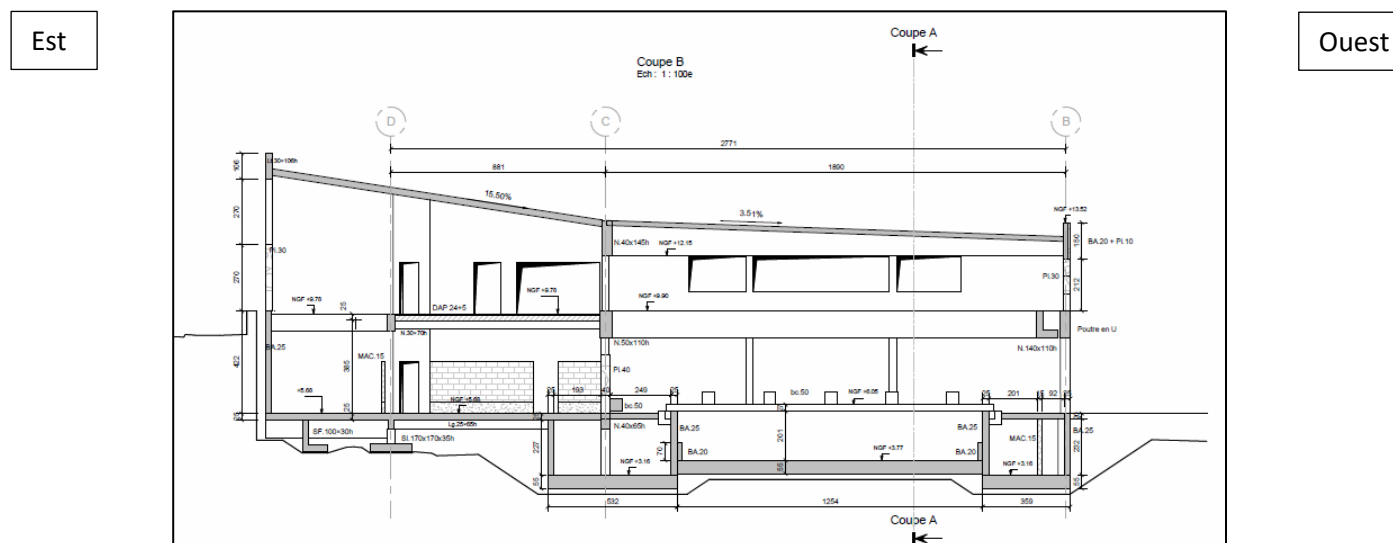


Figure 5 : Extrait Coupe BB plan 2105 PRO

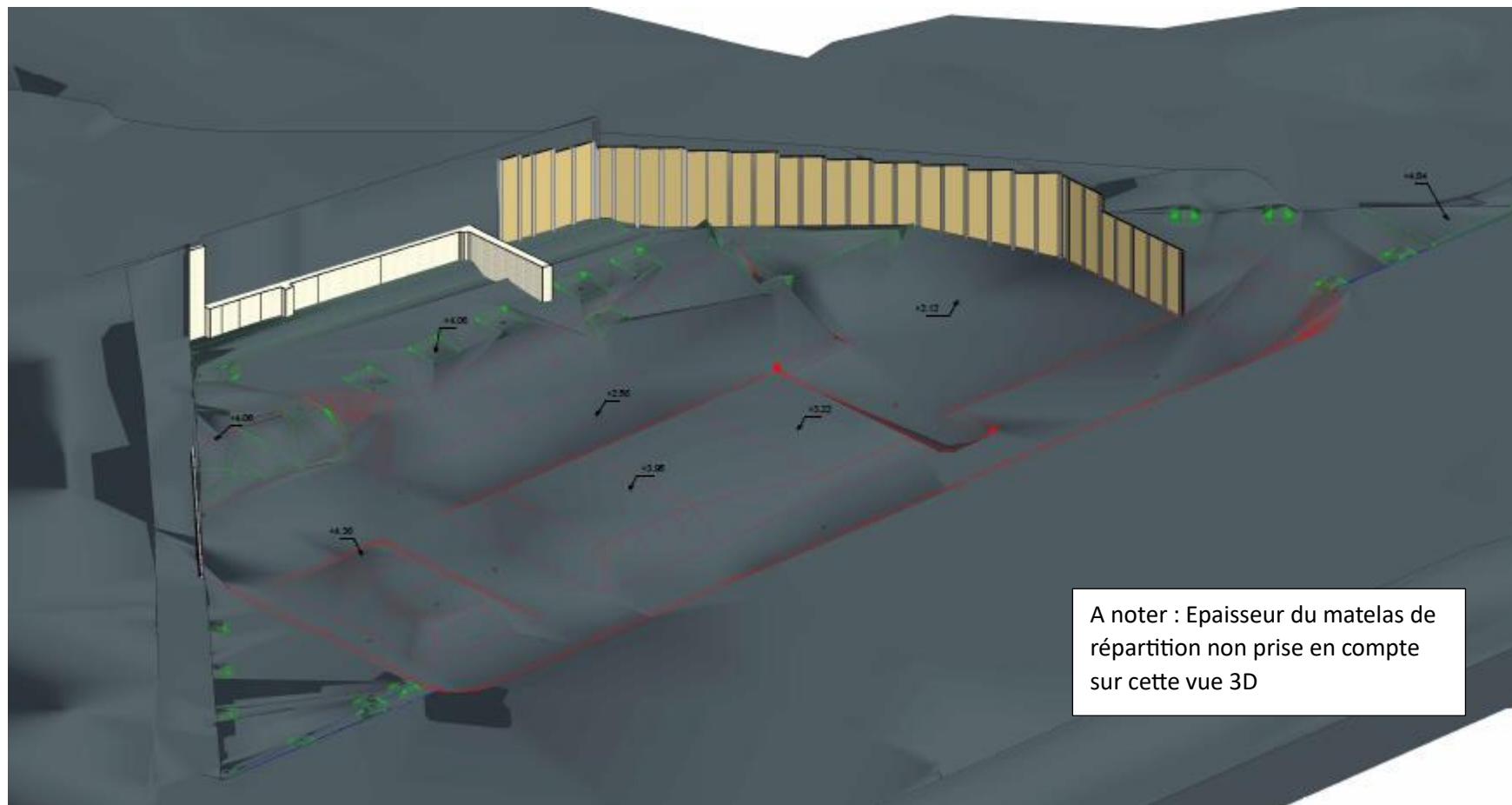


Figure 6 : Extrait vue 3D des terrassements plan 2107 PRO Mai 2025

3.2 EXIGENCES DU PROJET

A titre indicatif, conformément aux normes NF EN 1990 et NF EN 1997-1/NA, les exigences suivantes, relative à la structure, ont été retenues vis-à-vis du projet :

- Durée d'utilisation : 50 ans
- Classe de conséquence : CC2
- Catégorie géotechnique : 2

Ces hypothèses devront être validées par la Maîtrise d'Ouvrage.

3.3 OUVRAGES GEOTECHNIQUES RETENUS ET DESCENTES DE CHARGES

3.3.1 Rappels G2 AVP

Dans le cadre de notre rapport G2 AVP, nous avons retenu en solution de base un mode de **fondations profondes de type pieux** ancrés dans le substratum du Stampien.

Et une solution variante avait été proposée consistant en une **solution de fondations par radier après renforcement de sol par inclusions rigides**, ancrées de 0,5 à 1,0 m de profondeur dans les formations du Stampien (couche C3).

Concernant les terrassements, un **soutènement périphérique continu** avait été évoqué.

3.3.2 Solutions de fondations retenues par les concepteurs au stade PRO

L'étude structurelle phase PRO a retenu la solution de **fondations superficielles avec renforcement de sol de type inclusions rigides avec un radier en partie centrale du bâtiment et des semelles isolées et filantes en périphérie Est, Sud et Nord du bâtiment**.

Suivant les recommandations ASIRI, nous rappelons qu'il doit être prévu un matelas granulaire entre la tête des inclusions et la sous-face des fondations superficielles (semelles isolées et filantes et radier).

Comme indiqué dans le rapport G2 AVP, les inclusions seront dimensionnées dans le domaine 1 selon les recommandations ASIRI (portance et tassement), avec une contrainte après renforcement limitée à 0,20 MPa ELS.

Comme vu à la réunion du 20/03/2025 en présence de Lamoureux & Ricciotti Ingénierie (BET Structure) et RAUM (architecte mandataire), cette solution variante présente des risques de tassements différentiels importants. Dans le contexte géotechnique identifié, les tassements absolus et différentiels dépendront entre autres de la hauteur de terrain à renforcer (couche C2). Compte tenu de fortes variations du toit du substratum Stampien (couche C3), un maillage très dense des inclusions doit être prévu pour minimiser au maximum le tassement absolu et donc différentiel.

De plus, les tassements induits au niveau de l'ouvrage de la RTM devront être négligeables.

Pour ces raisons, nous retenons un tassement maximal absolu de l'ordre de 3 cm ; **à confirmer par le BET Structure**. Le tassement différentiel maximum retenu est de 1/500ème comme indiqué à la réunion du 20/03/2025 par le BET Structure.

Une solution alternative avec des fondations profondes de type pieux peut aussi toujours être envisagée. Elle présente entre autres les avantages suivants par rapport aux renforcements de sol :

- Pas de problématique de tassements différentiels en fonction de la profondeur du toit du substratum et de son pendage,
- Pas de nécessité de matelas de répartition (moins de travaux de terrassements),
- Moins de contraintes d'exécution par rapport aux plateformes de terrassements.

3.3.3 Terrassements et soutènements

Dans les zones où l'emprise le permet, un terrassement par talutage pourra être réalisé.

Au Sud-Ouest du site et en partie au Nord, les terrassements devront être réalisés à l'abri d'un soutènement.

Compte tenu des résultats de l'étude hydrogéologique et des niveaux de fond de fouille projetés, un soutènement discontinu provisoire est retenu à ce stade.

3.4 DESCENTES DE CHARGES

Les DDC calculées par le BET STRUCTURE font l'objet de la note de DDC phase PRO du 14/04/2025.

Les calculs de DDC ont été menés à partir des raideurs communiquées par GEOTERRIA au BET Structure en 1^{ère} approximation, ; soient :

- 7 000 kPa/m en moyenne sous radier,
- 10 000 à 70 000 kN/m sous appuis ponctuels,
- 10 000 kN/m/m sous appuis linéaires.

Les raideurs recalculées sont présentées au chapitre 7.

Les DDC enveloppes à l'ELS reçues sont les suivantes :

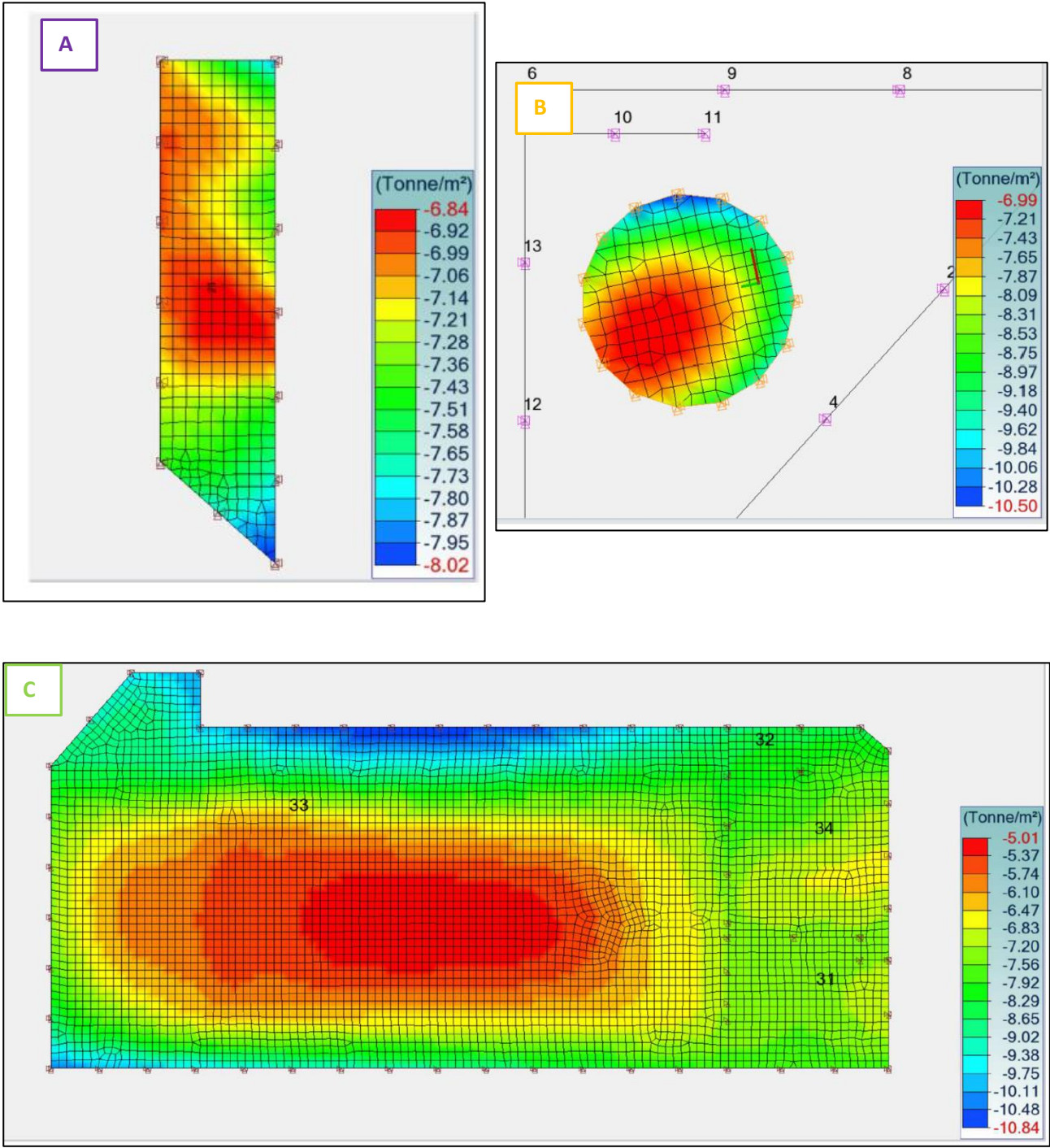


Figure 7 : Extrait Contraintes sous radiers ELS NDC indice A du 14/04/2025

Zonages A, B et C : voir figure 9.

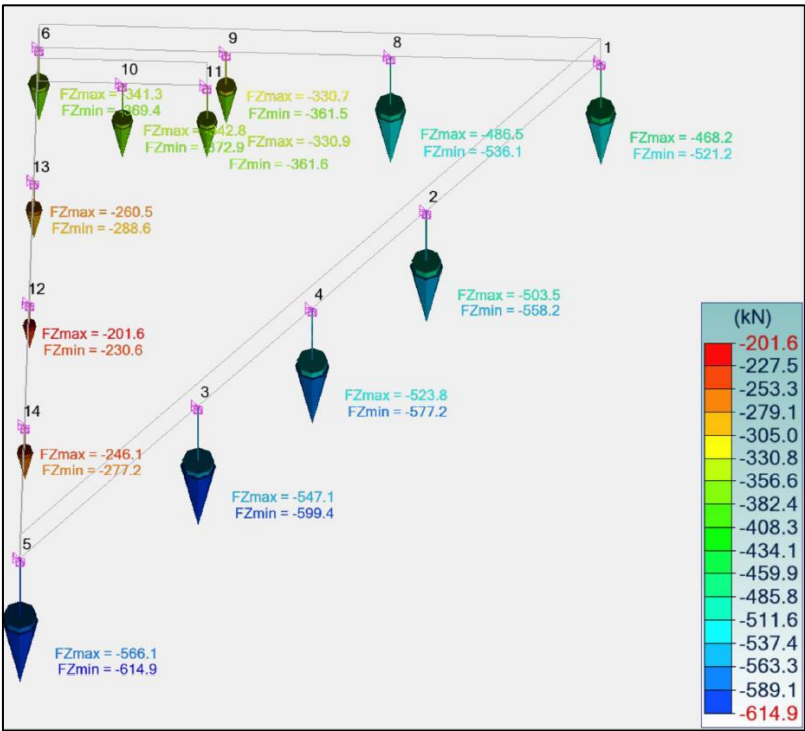
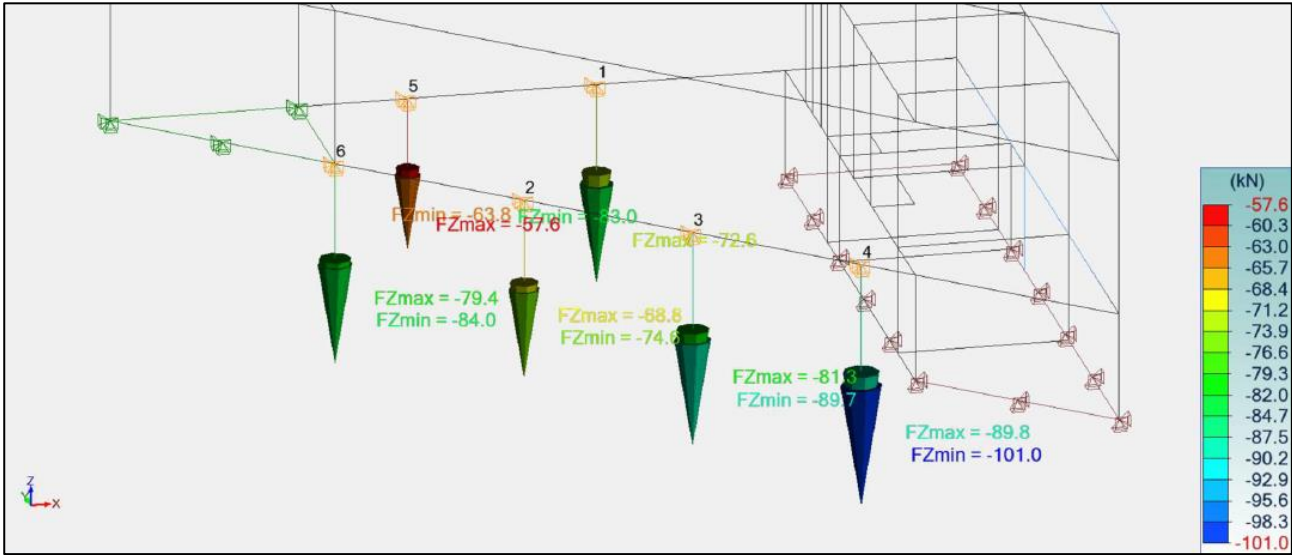


Figure 8 : Extrait NDC DDC ELS Indice A du 14/04/2025

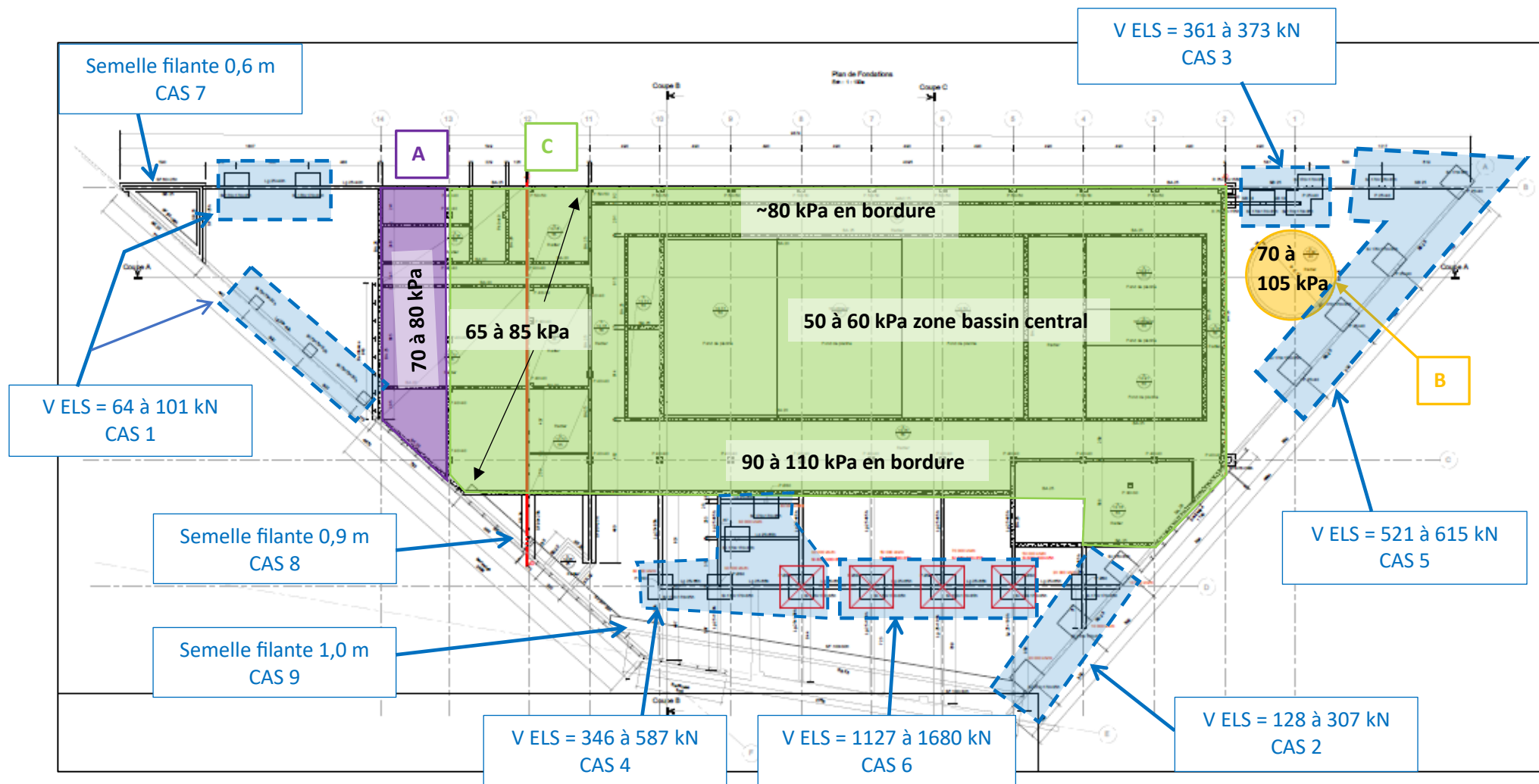


Figure 9 : Synthèse DDC du 14/04/2025 indice A sur plan de fondations

V_{ELS} : effort maximal de compression à l'ELS ($= -F_z \text{ min ELS de la DDC}$).

CAS 1 à 9 : cf. chapitre 7 pour le prédimensionnement du renforcement de sol.

4. LE SITE

4.1 LOCALISATION

Le projet est localisé entre la rue Caravelle et la rue Edouard Crémieux à MARSEILLE (83), à environ 500 m du port maritime.

NORD

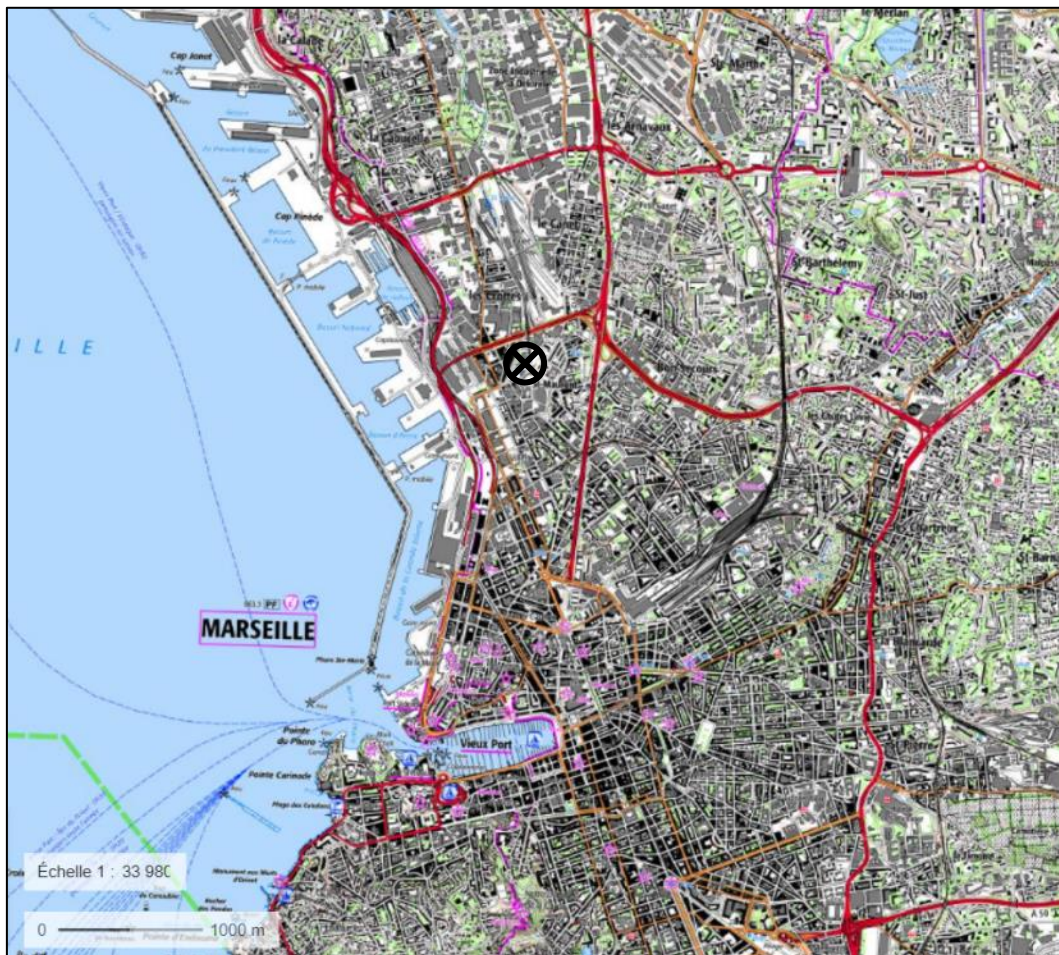


Figure 10 : Extrait de la carte IGN– Source : www.geoportail.gouv.fr

La vue aérienne du site est présentée à la page suivante. Les bâtiments occupants le site (cf. figure 11) ont été démolis.



Localisation
du site

Figure 11 : Vue aérienne AVANT DEMOLITION DES BATIMENTS – Source : www.google.com/maps



Localisation
du site

Figure 12 : Vue aérienne APRES DEMOLITION DES BATIMENTS – Source : www.geoportail.gouv.fr

4.2 DESCRIPTION GÉNÉRALE

4.2.1 Avant démolition

Avant démolition, le site était occupé par plusieurs bâtiments (cf. figures suivantes). L'extrémité Nord de la rue Caravelle a aussi été détruite.

Le bâtiment principal à créer est implanté sur la partie Est du terrain vague (portion rue Caravelle rasée et bâtiment B ; cf. figure suivante).

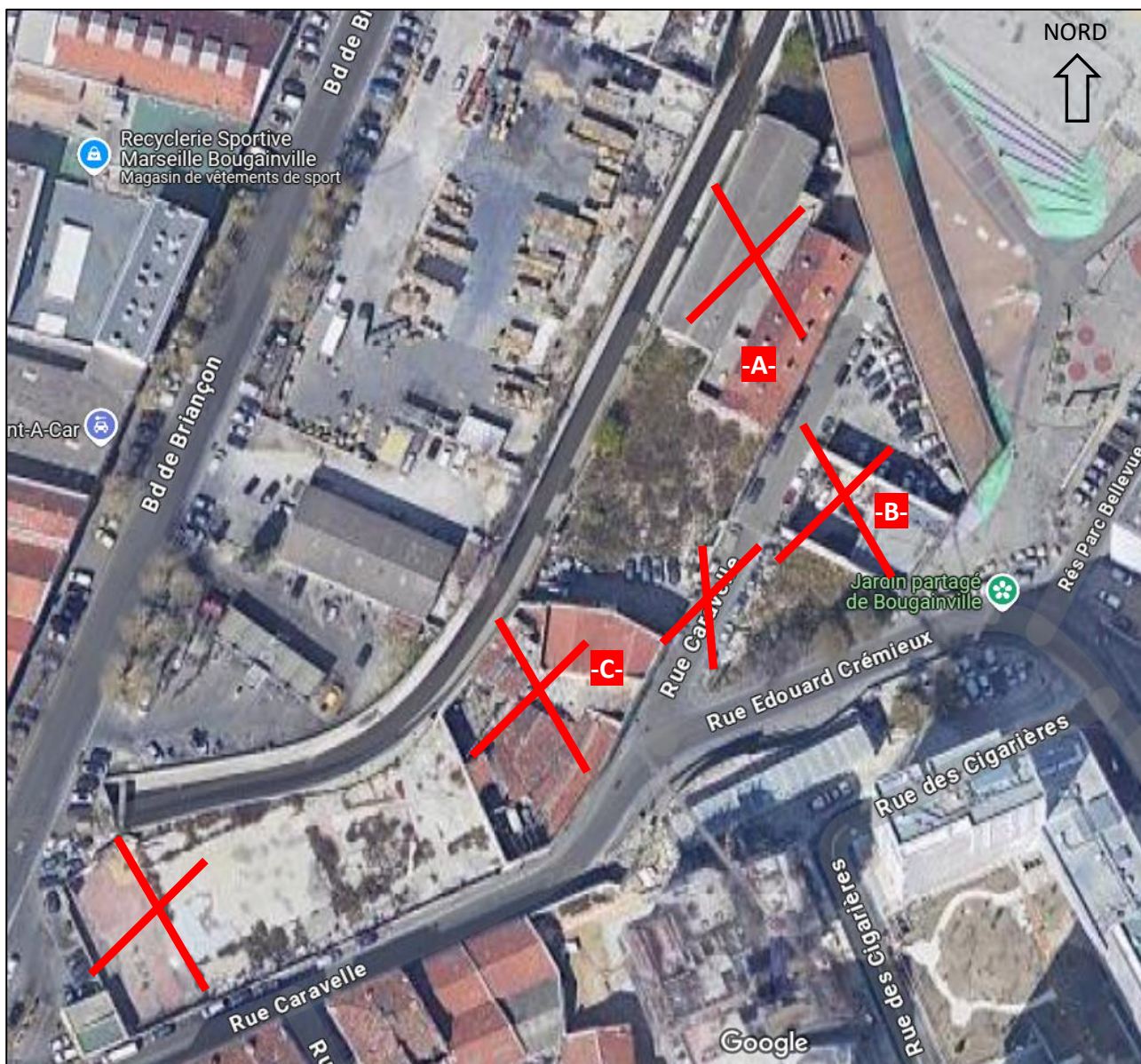


Figure 13 : Vue aérienne AVANT DEMOLITION DES BATIMENTS – Source : www.google.com/maps

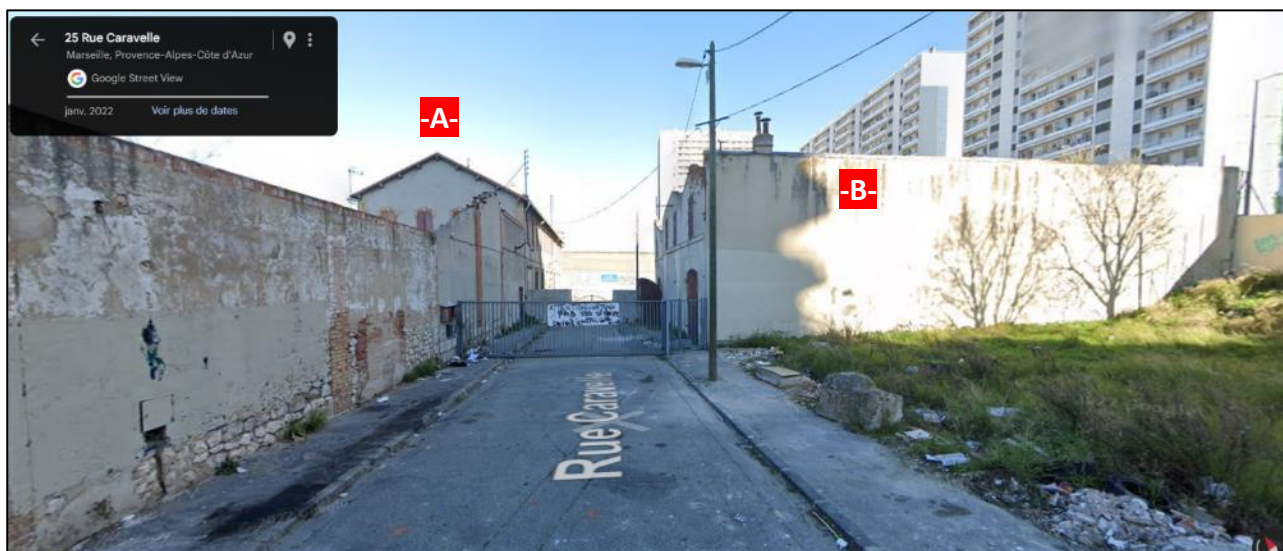


Figure 14 : Prise de vue vers le Nord du site AVANT DEMOLITION DES BATIMENTS – Source : www.google.com/maps

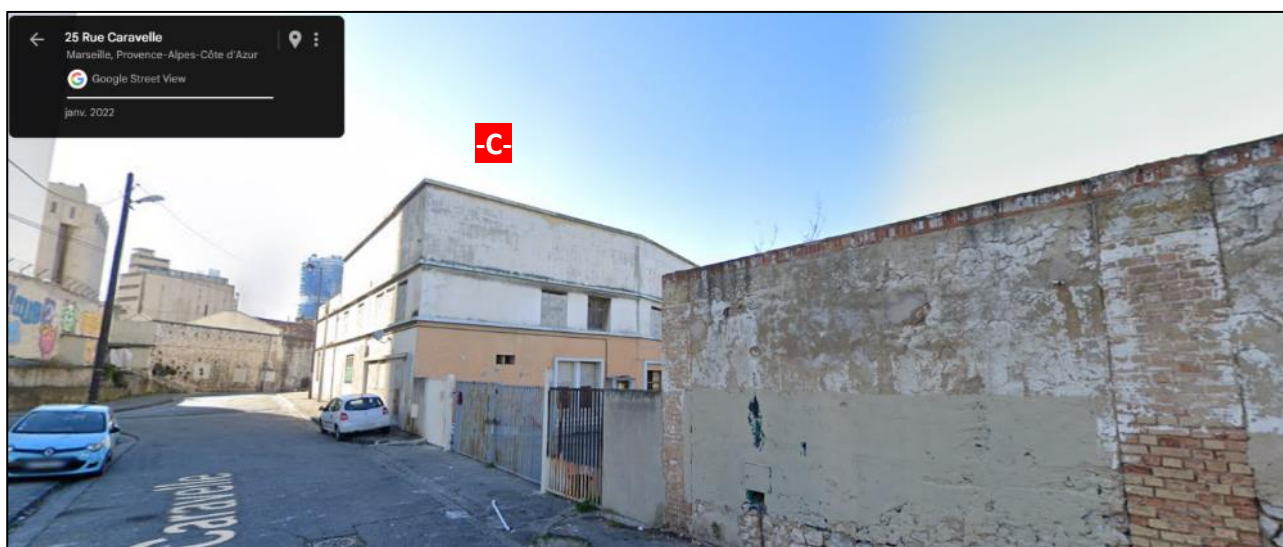


Figure 15 : Prise de vue vers le Sud du site AVANT DEMOLITION DES BATIMENTS – Source : www.google.com/maps

D'après le plan topographique avant démolition, au droit du futur bâtiment principal, le niveau du TN variait principalement entre 4,3 et 5,4 m NGF (cf. extrait ci-après). Un talus en partie Sud culminait à +8,6 m NGF et est toujours présent à ce jour.

NORD

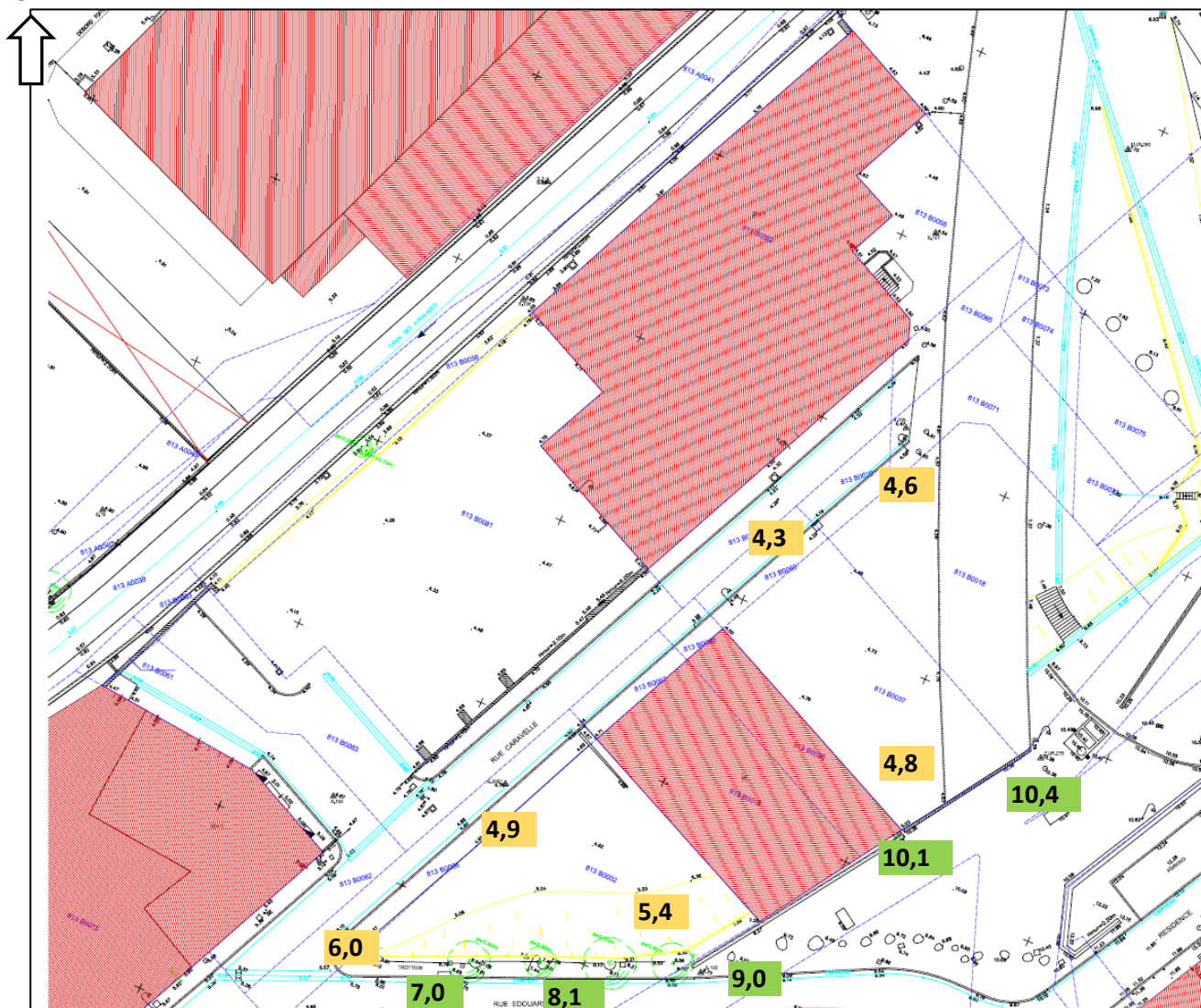


Figure 16 : Extrait plan topographique avant démolition du 12/02/2013

XXX Cote topographique en m NGF au droit du site

XXX Cote topographique en m NGF en périphérie du site

4.2.2 Après démolition

Après démolition, le site actuel correspondait à un terrain vague.

Récemment, le site a fait l'objet de fouilles archéologiques dont quelques photographies sont présentées ci-dessous. Les fouilles ont fait l'objet d'un recollement.

Le site comporte de nombreux vestiges en pierres sèches et/ou maçonnées (murs, escaliers, voûtes, puits ?) ; cf. figures 17 à 18.

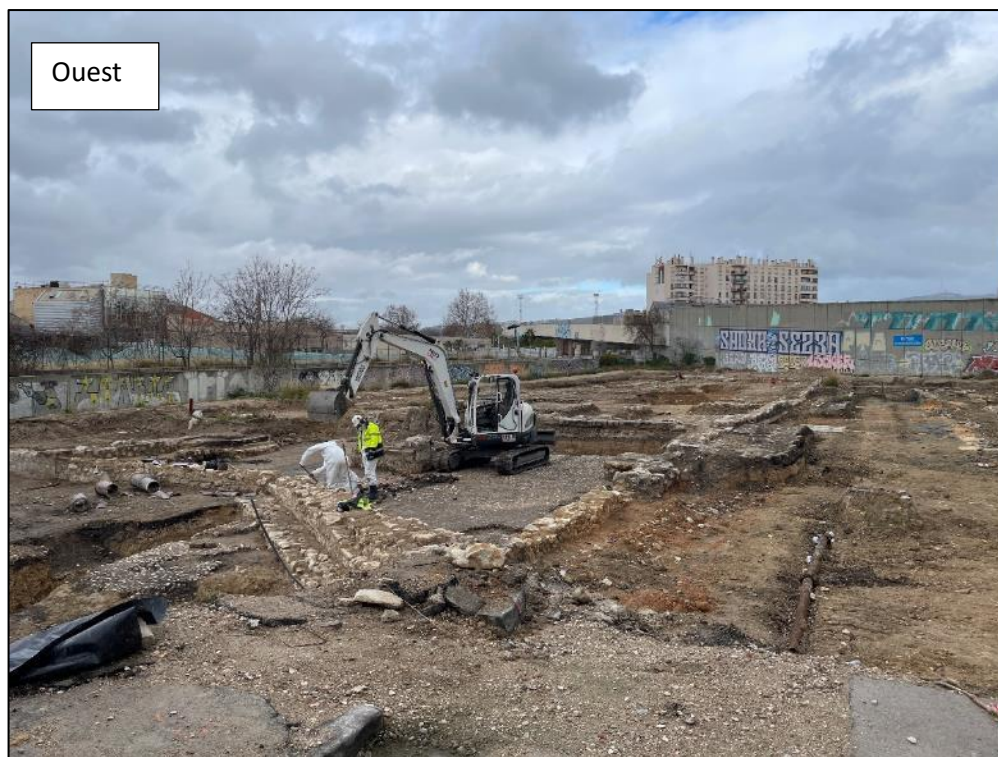


Figure 17 : Prises de vue vers le Sud du site pendant les fouilles archéologiques



Figure 18 : Prises de vue vers le Sud du site pendant les fouilles archéologiques

4.3 AVOISINANTS

4.3.1 Repérage générale des avoisinants

Les principaux avoisinants repérés sont :

- Du Nord vers l'Est du site, les voies du métro de la RTM,
- A l'Ouest du site, le ruisseau des Aygalades,
- En périphérie Est du site, un mur de soutènement mitoyen d'environ 5 m de hauteur.
- Au Sud et à l'Est du site, la rue Edouard Crémieux et des tours d'immeubles d'habitation à plus d'une dizaine de mètres de distance (R+14 à R+17).

Des réseaux enterrés sont aussi à attendre en contexte urbain. En particulier, un réseau unitaire de la SERAMM a été identifié en périphérie Est du site à l'arrière du mur de soutènement existant.

Les ouvrages de la RTM et de la SERAMM sont décrits aux paragraphes suivants.

Concernant l'ouvrage mitoyen de la RTM, une étude de sensibilité est en cours par le BET GINGER



Figure 19 : Repérage des avoisinants – Source : www.geoportail.gouv.fr

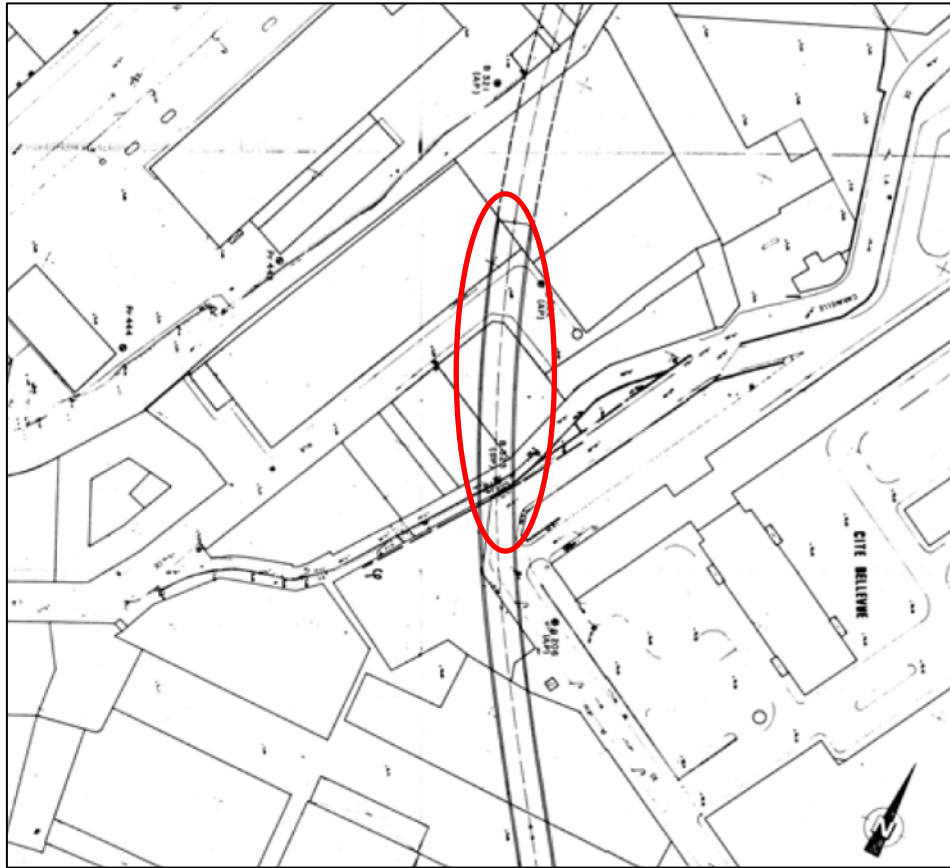


Figure 20 : Extrait plan d'implantation des sondages trémie Bellevue du 24/11/1980 – Dossier OUVRAGE RTM

4.3.2 Ouvrage de la RTM

Les voies du métro de la RTM sont aériennes à l'extrémité Nord du site (viaduc) puis plongent progressivement vers l'Est (trémie de 110 ml) pour entrer sous le terrain à l'extrémité Est du site (ouvrage cadre enterré). La partie trémie est abritée par un ouvrage cadre.

Une bande de terrain de 2,51 m est neutralisée entre l'ouvrage cadre visible et l'implantation du bâtiment à construire.

D'après le dossier de plan de cet ouvrage (cf. figures suivantes), la partie trémie est fondée sur pieux et un soutènement de type berlinoise a été réalisé. Le niveau de la base du cadre est calé aux alentours de +4,1 m NGF.

La figure 21 met aussi en évidence la présence d'un puits de ventilation et d'un syphon au niveau de l'interface trémie et cadre enterré.

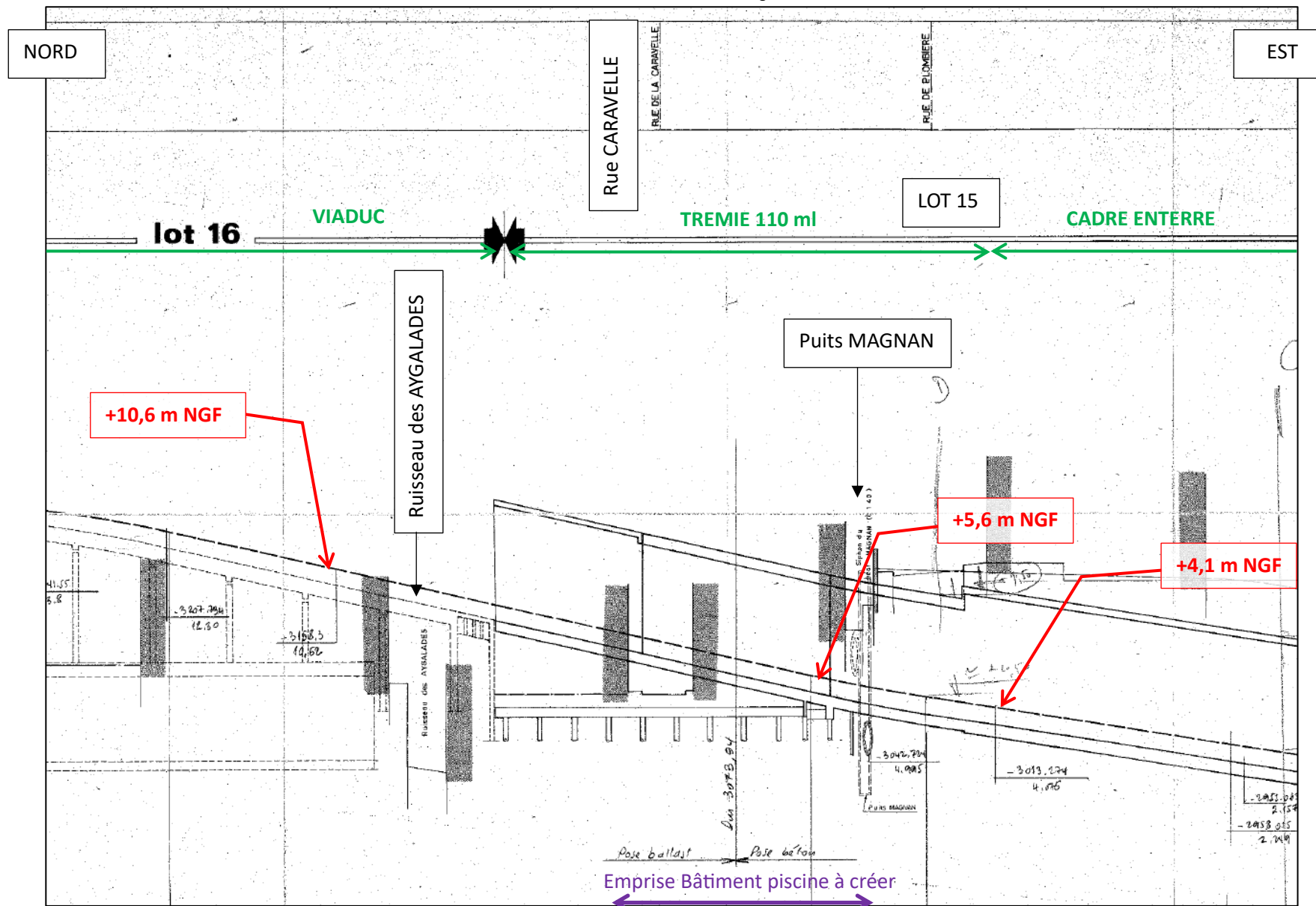


Figure 21 : Extrait plan V.291 indice D du 16/10/1985 – Dossier OUVRAGE RTM

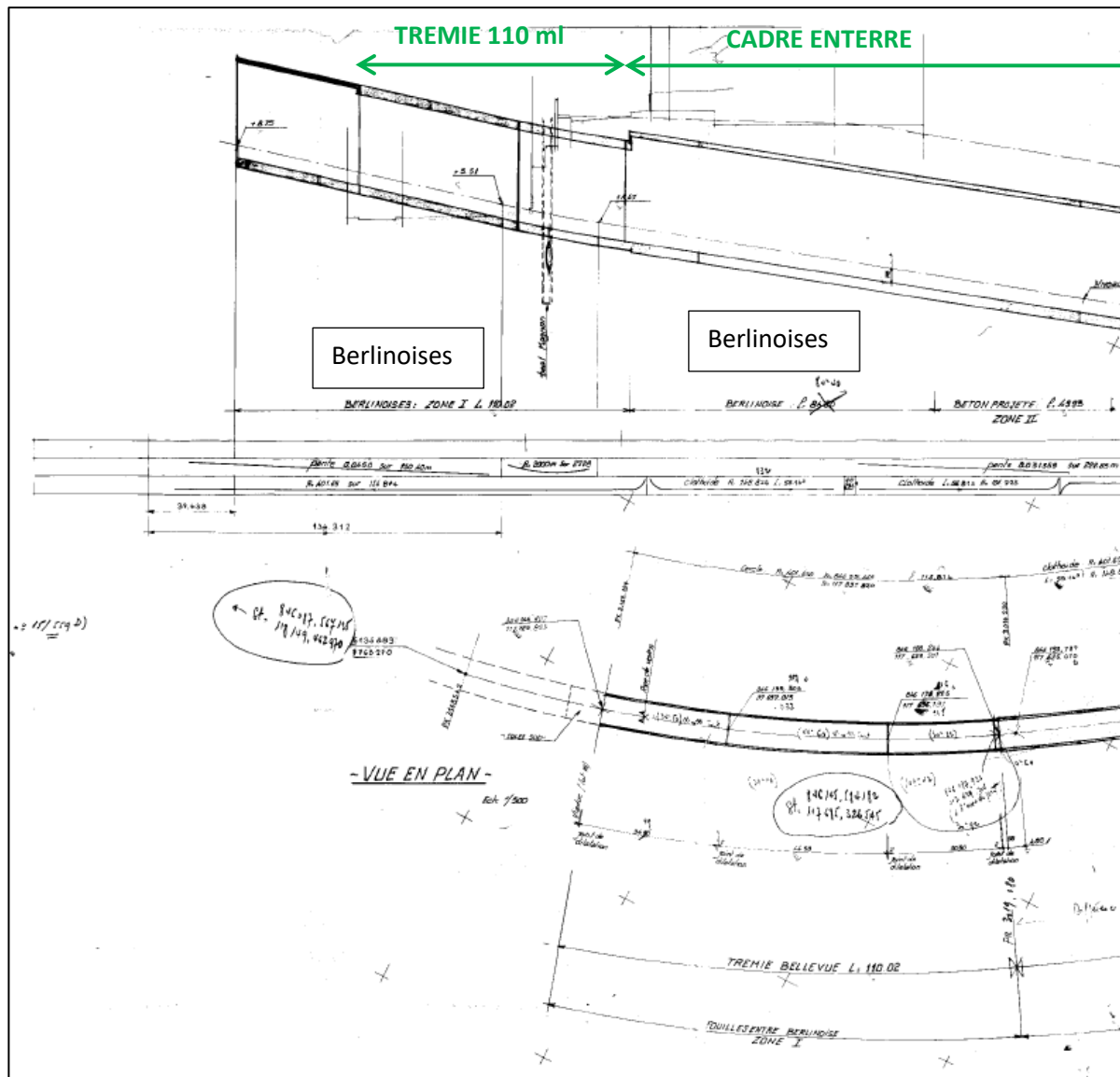


Figure 22 : Extrait plan 450⁹ du 18/04/1984 – Dossier OUVRAGE RTM

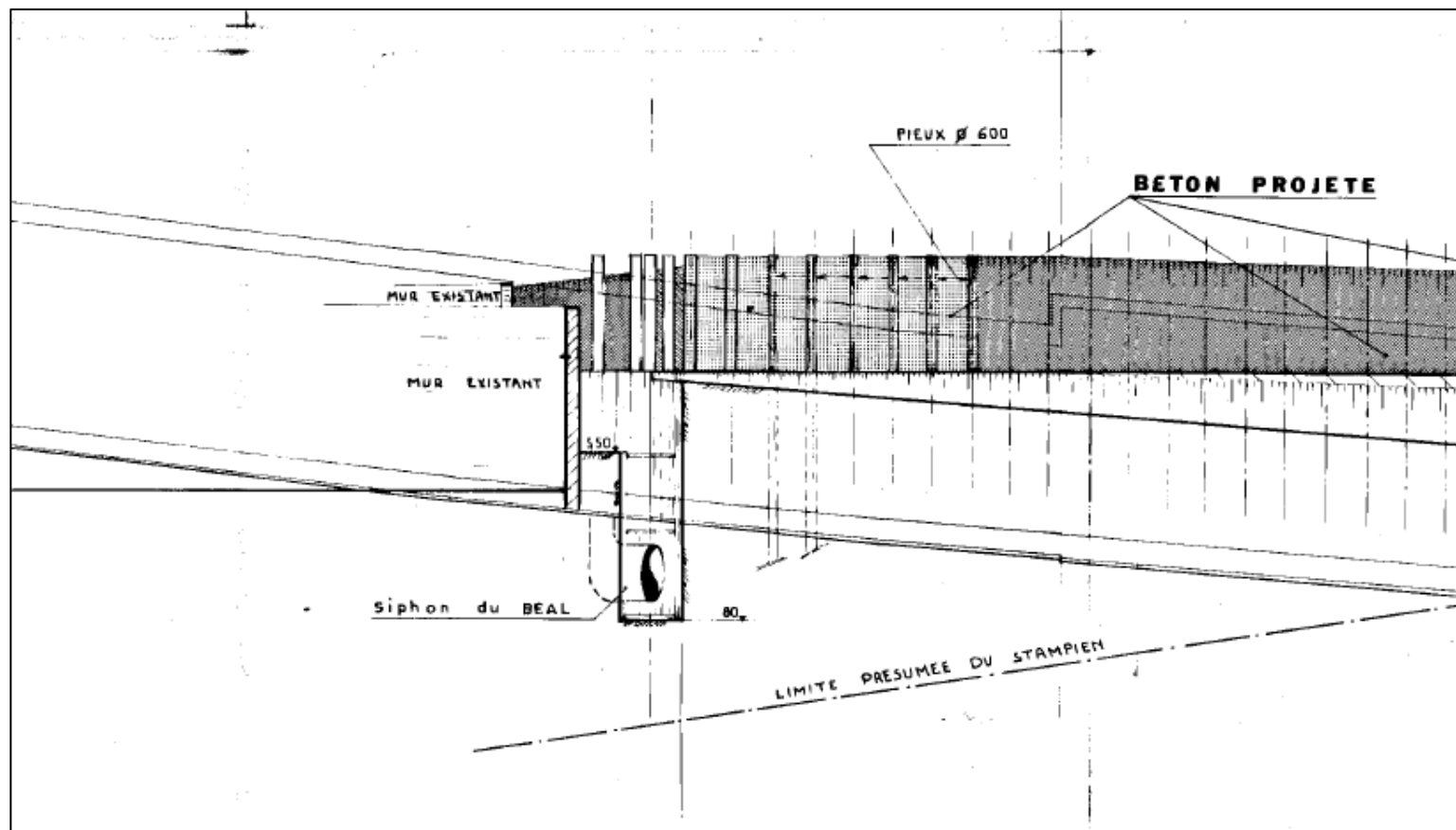


Figure 23 : Extrait plan 15/41^A du 15/08/1984 – Dossier OUVRAGE RTM

Des vues en plan au niveau du Siphon du BEAL sont donnés aux pages suivantes.

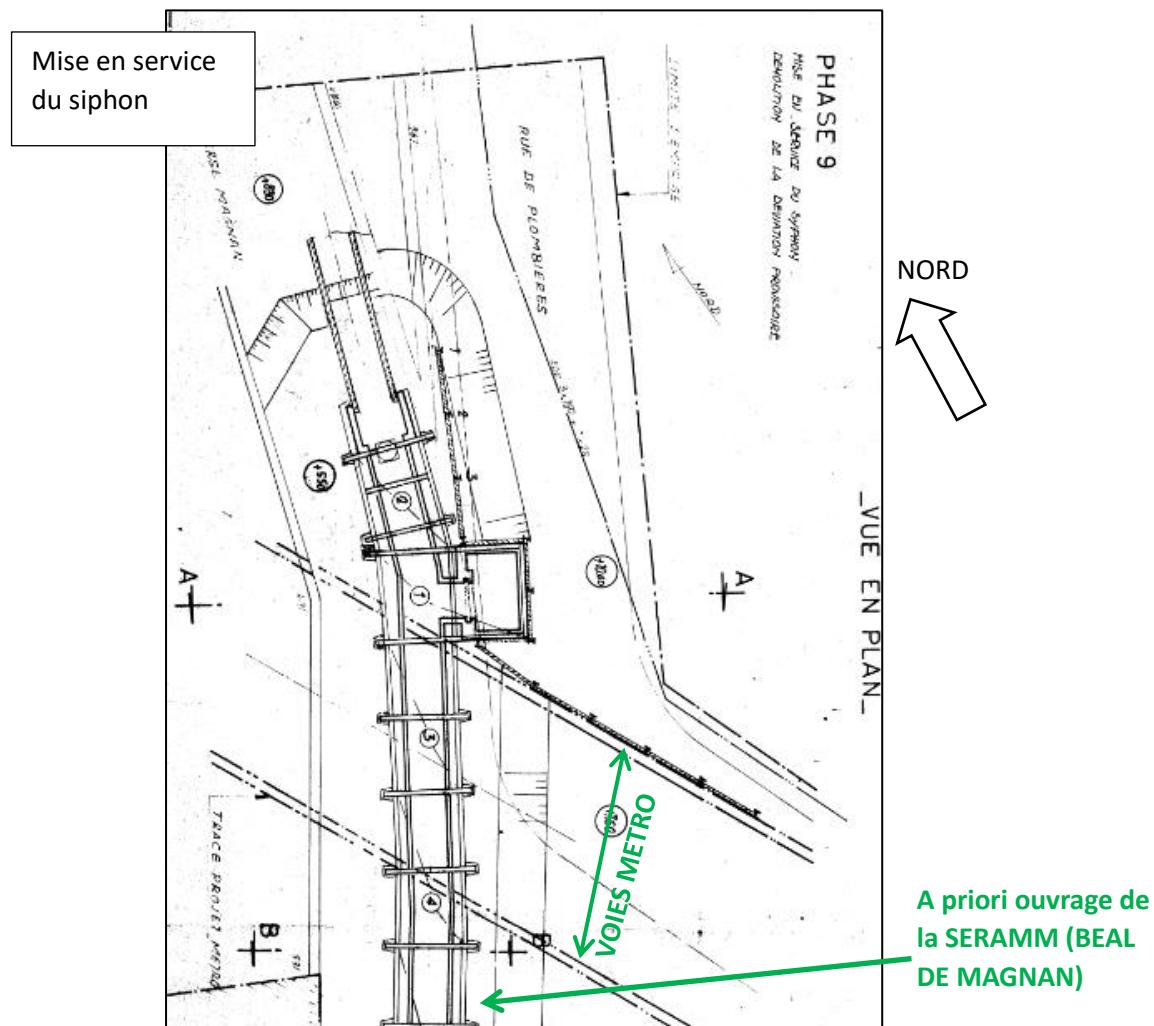
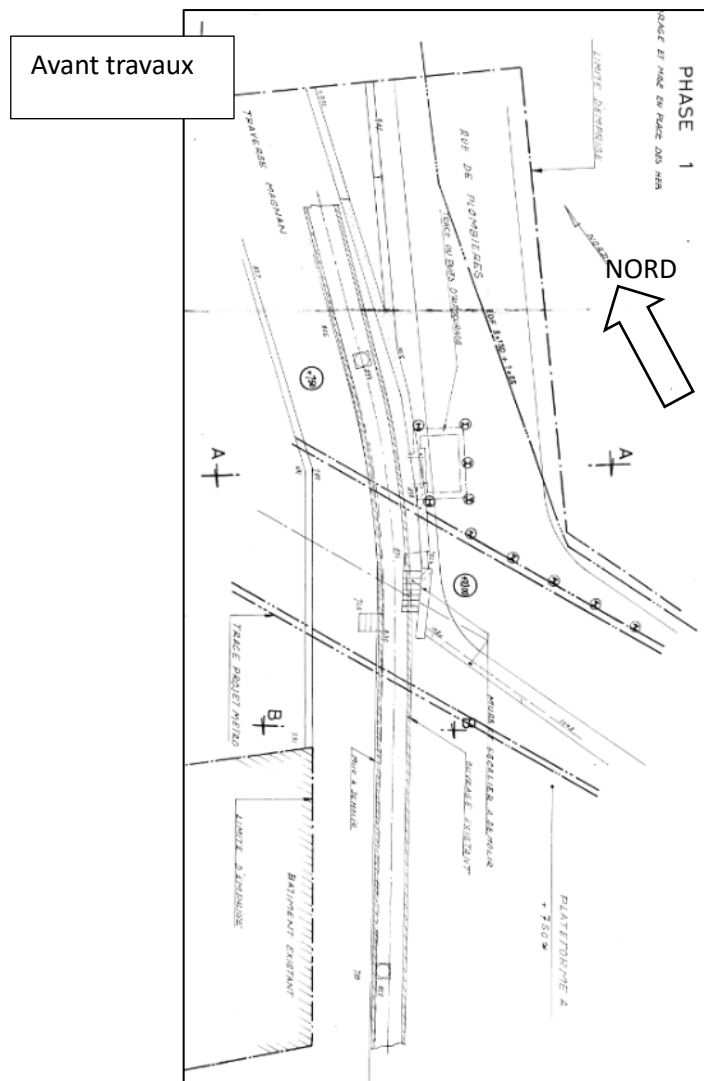


Figure 24 : Extraits plan PHASAGE BEAL MAGNAN plan 15/055^B – Dossier OUVrage RTM

Le BEAL de MAGNAN visible sur la figure ci-dessus est décrit au paragraphe suivant.

4.3.3 Réseau unitaire de la SERAMM (BEAL DE MAGNAN)

D'après la réponse de la SERAMM à la DICT, un réseau unitaire longe la périphérie Est du projet. D'après nos recherches, il s'agirait du Beal de Magnan et il correspondrait à un ancien cours d'eau canalisé. Le collecteur principal est un ovoïde de 170 cm de haut et 140 cm de large (dimension intérieure).

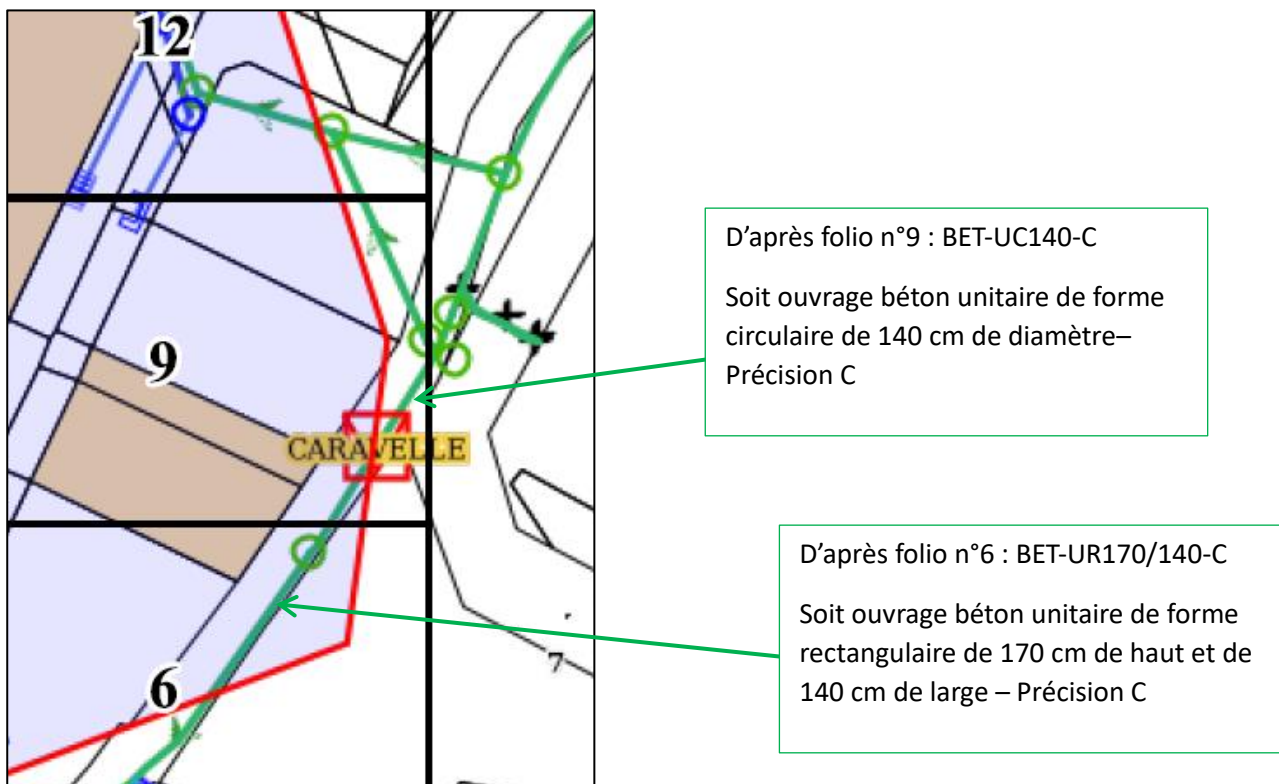
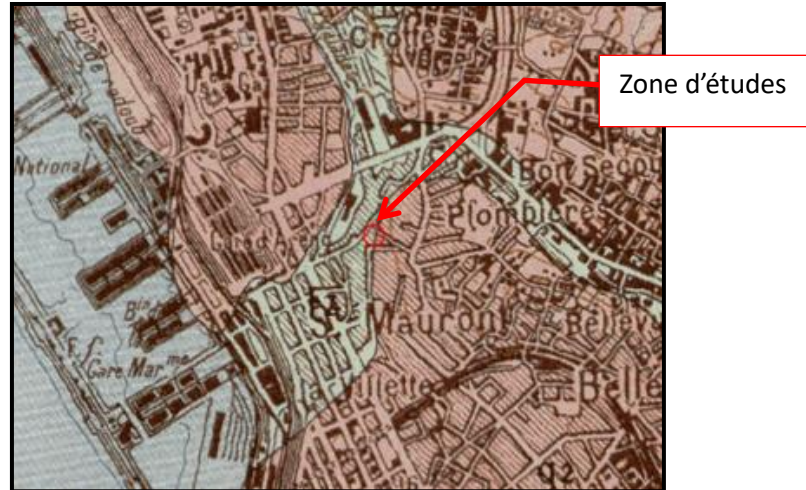


Figure 25 : Extrait DICT réponse SERAMM du 08/10/2024

5. SYNTHÈSE GEOTECHNIQUE

5.1 CONTEXTE GÉOLOGIQUE

D'après la carte géologique au 1/50 000ème (feuille de Aubagne - Marseille) et nos sondages, la géologie locale du sous-sol est représentée par des **alluvions** (notées Fz) et les formations du **Stampien** (notées g2).



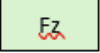
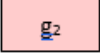
	Alluvions récentes : graviers fluviaux
	Conglomérats, grès, marnes et argiles (Stampien)

Figure 26 : Extrait de la carte géologique au 1/50 000ème – Source : site Infoterre du BRGM

Des sondages à proximité du projet sont répertoriés dans la BSS du BRGM ; cf. figure suivante. Il s'agit des sondages réalisés pour la trémie du métro. Les coupes sont présentées aux pages suivantes.

Sous une couverture de **remblais de 3,8 à 5,0 m d'épaisseur**, il a été identifié :

- **Au droit de BSS002KSKB et de BSS002KTPW** : Des **argiles plastiques molles à débris de végétaux avec quelques passages plus sableux ou légèrement tourbeux** jusqu'à -16,7 à -16,8 m/TN puis une **couche de galets et graviers dans une matrice sablo-argileuse** jusqu'à -18,0 m/TN recouvrant le substratum Stampien (poudingues avec un lit marneux).
- **Au droit de BSS002KSKC et BSS002KTGQ** : Le substratum Stampien constitué de **marnes, grès et poudingues**.

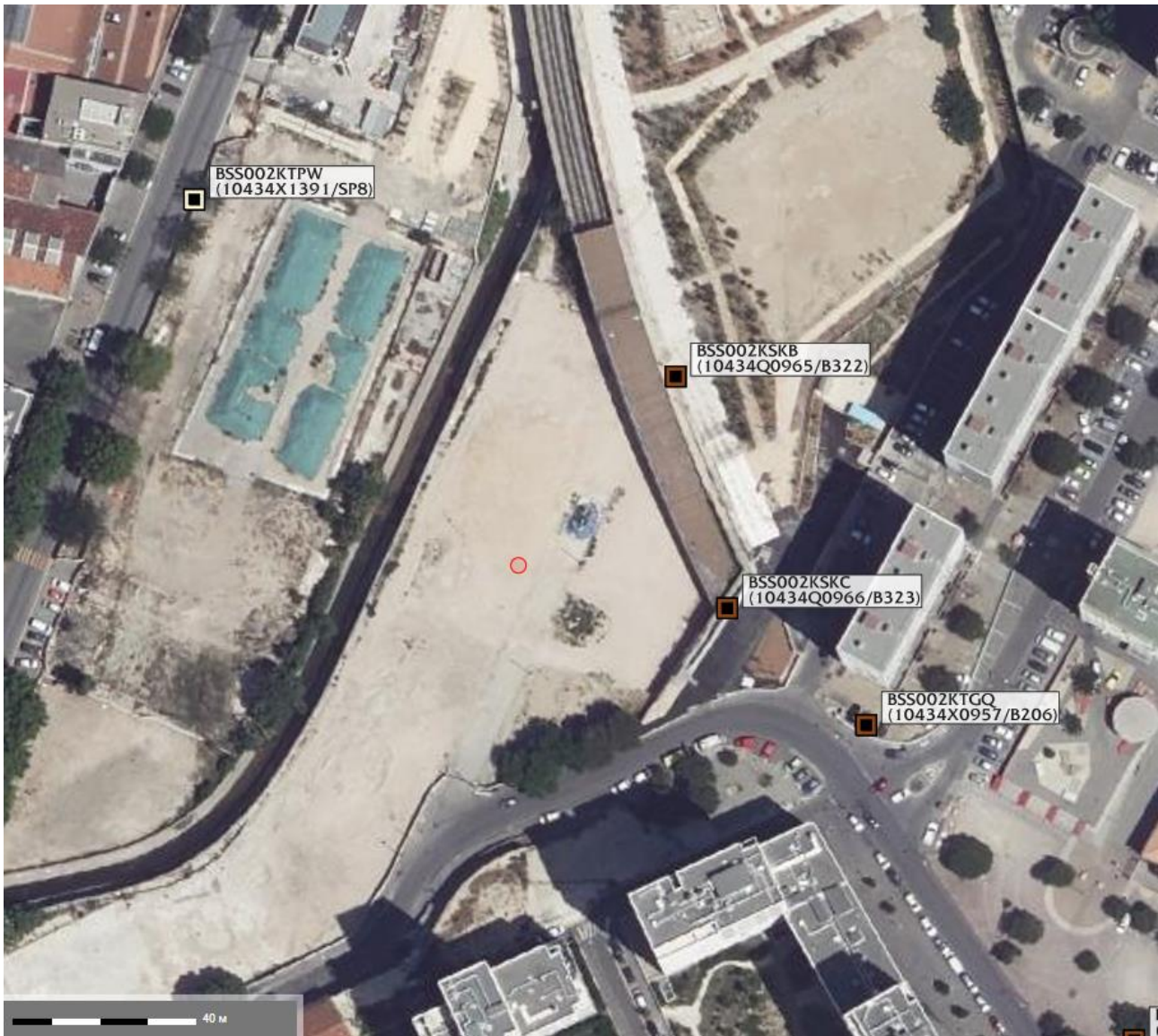


Figure 27 : Implantation des sondages de la BSS – source : infoterre.brgm.fr

SOBESOL SONDAJES, SOLS
ET FONDATIONS

Affaire N° : 50 460-20

SONDAGE : Site 1 / SP8

Type : **PRESSIOMETRE**

X :

Date : 26/03/2002

Y :

Début : 0.0 m

Z :

Fin : 25.21 m

Machine BE 35 n°4

Echelle : 1/100

Etude : Projet de Tramway de Marseille

Remarque : Site Bougainville

Page : 1

Cote	Profondeur (m)	Colonne lithologique	Description lithologique Nature du terrain (description sondeur)	Stratigraphie	Niveaux d'Eau	OUTIL TUBAGE EQUIPEMENT	P1* (MPa)	Pf* (MPa)	Em (MPa)
-1.0	1		Avant-trou (1.5 m) + Sable faiblement argileux + cailloutis				0.0 2.5 5.0	0.0 2.5 5.0	0.0 50.0 100.0
-2.8	2.8		Argile très sableuse						
-19.5	19.5		Sable +/- vaseux + cailloutis						
-16.8	16.8		Marne gréseuse						

Tricône 2" 5/8 + sec

Neut

Méant - Rebouché

Tricône 2" 5/8 + Boute polycarbonate 60 S

0.0 1.0 2.0 3.0 4.0 5.0 6.0 7.0 8.0 9.0 10.0 11.0 12.0 13.0 14.0 15.0 16.0 17.0 18.0 19.0

0.01 0.36 0.59 0.35 0.19 0.12 0.24 0.14 0.45 0.25 0.49 0.26 0.45 0.26 0.22 0.10 0.60 0.37 0.71 0.39 0.30 0.14 0.30 0.14 0.40 0.19 1.42 0.79 1.36 0.73 2.33 4.00 >9.94 >5.85 >9.97 >5.87

9.4 9.7 2.6 3.7 5.8 6.0 5.5 5.4 7.4 16.1 3.8 5.2 8.3 14.1 27.3 55.6 119.6 153.1

GEO-LOG 1 windows

M.I.G. Géosoft

Figure 28 : Coupe BSS002KTPW – source : infoterre.brgm.fr

➤ **BSS002KSKB**

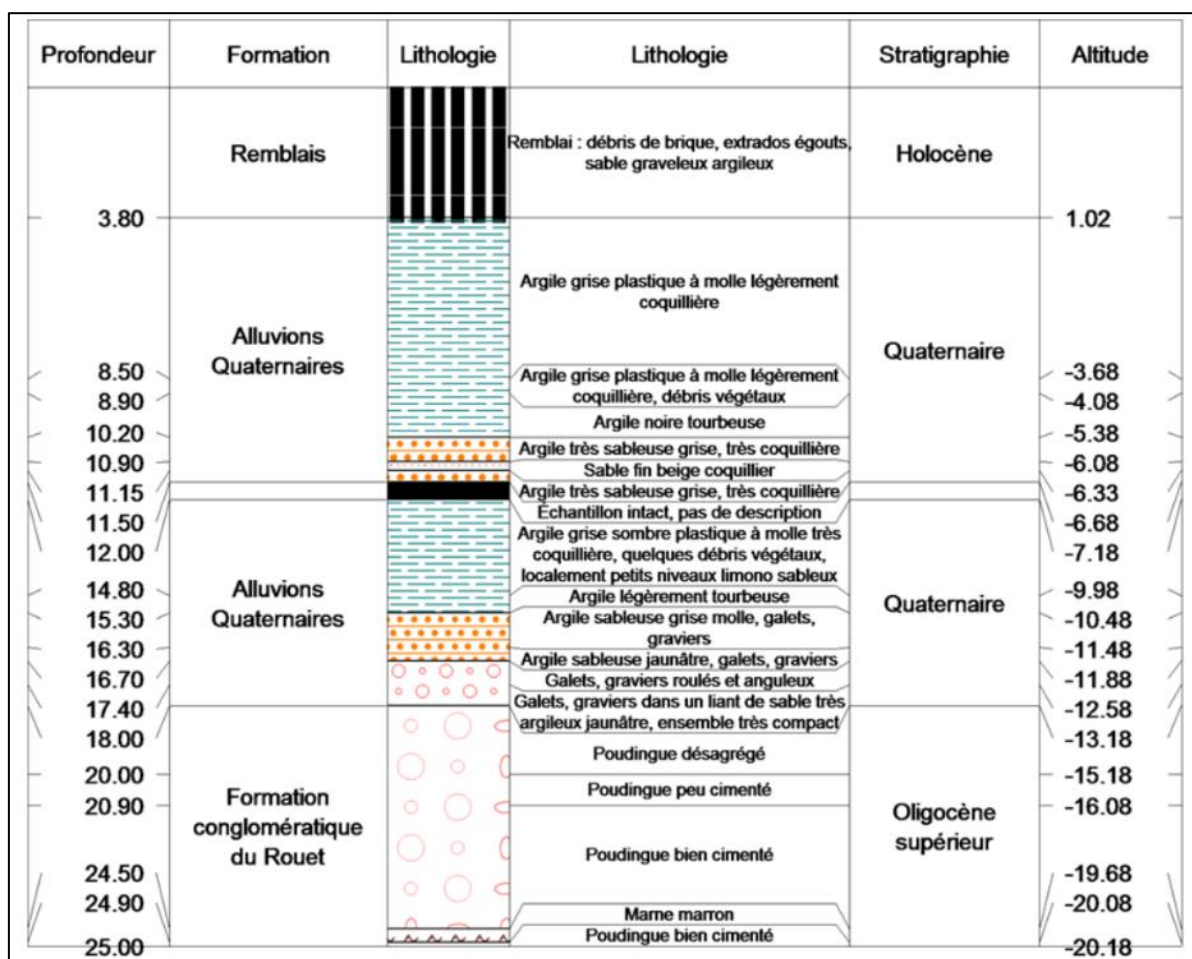


Figure 29 : Log validé BSS002KSKB – source : infoterre.brgm.fr

➤ **BSS002KSKC**

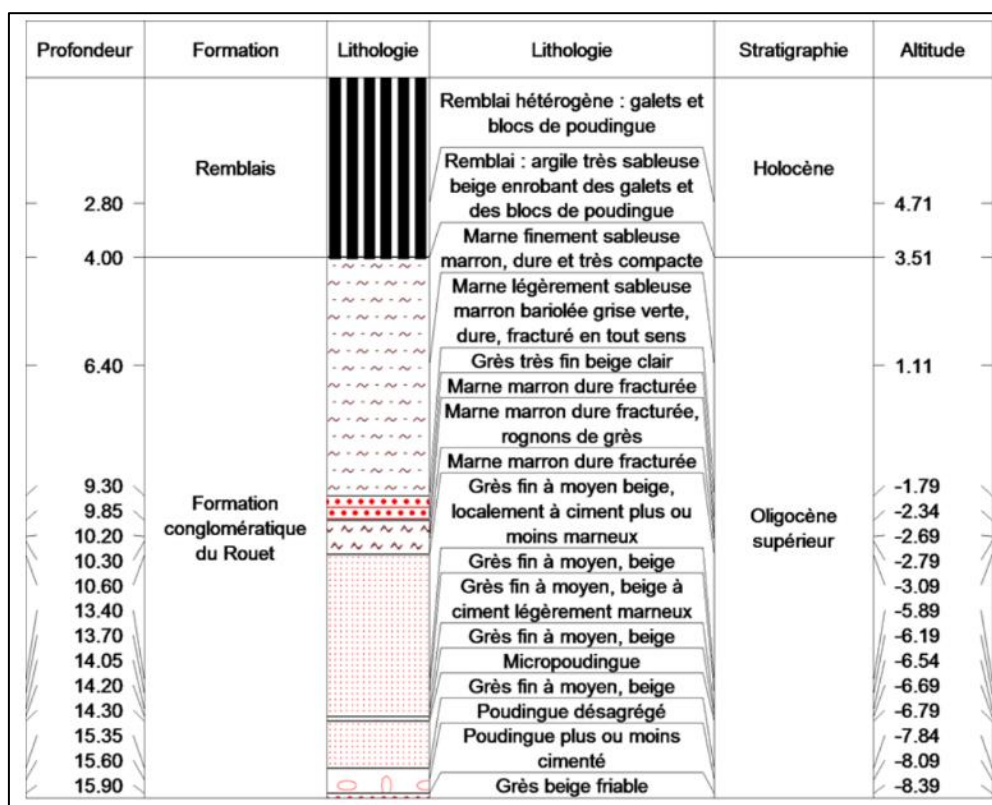


Figure 30 : Log validé BSS002KSKC – source : infoterre.brgm.fr

➤ **BSS002KTGQ**

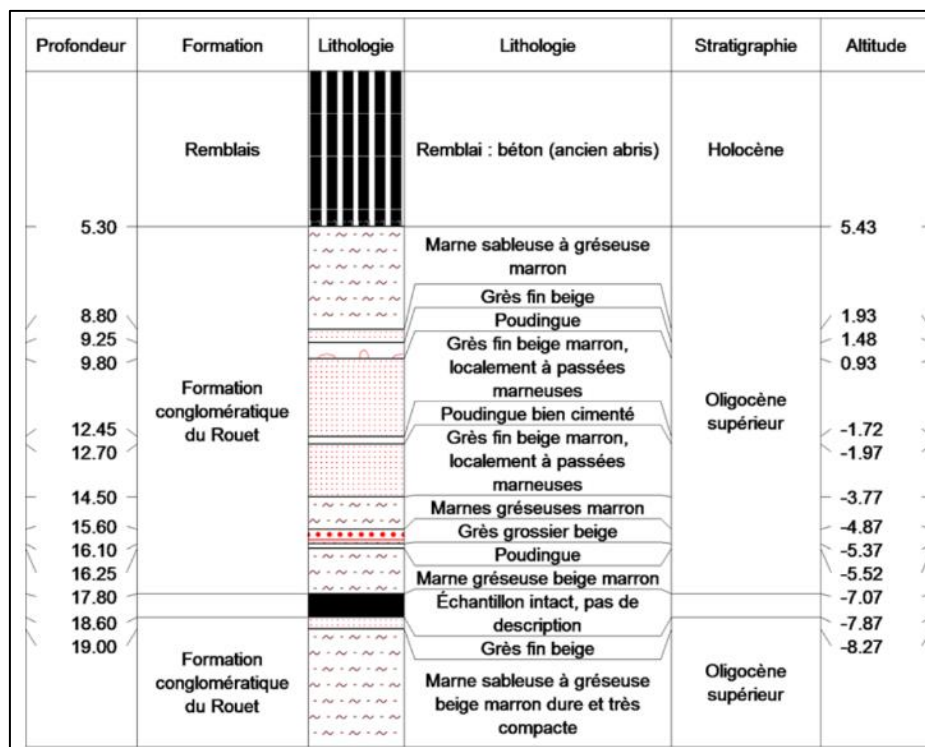


Figure 31 : Log validé BSS002KTGQ – source : infoterre.brgm.fr

5.2 **HYDROGÉOLOGIE**

Cf. rapport d'études hydrogéologique (G5) d'APC Ingénierie indice B du 25/04/2025.

Nous considérons que la globalité du rapport G5 est connue du lecteur.

Les niveaux caractéristiques estimés de la nappe selon les Eurocodes sont les suivants :

Tableau 7 : Synthèse des niveaux caractéristiques de la nappe selon les Eurocodes						
	Pz (4,3 m NGF)		SP102+Pz (5,4 m NGF)		SP103+Pz (4,4 m NGF)	
	Prof de la nappe (m/TN)	Niveau de la nappe (m NGF)	Prof de la nappe (m/TN)	Niveau de la nappe (m NGF)	Prof de la nappe (m/TN)	Niveau de la nappe (m NGF)
EB	4,4	-0,1	4,4	1,0	3,7	0,7
EH ₁₀	2,1	2,2	2,1	3,3	1,4	3,0
EH ₅₀	1,0	3,3	1,0	4,4	0,3	4,1
EE	0,5	3,8	0,5	4,9	-	4,4

Remarque : ces niveaux d'eaux souterraines, que l'on peut raccorder aux cotes dimensionnantes décrites dans les Eurocodes, restent approximatives. APC INGENIERIE recommande de poursuivre le suivi piézométrique afin de confirmer ces niveaux.

Figure 32 : Extrait rapport d'études hydrogéologique (G5) d'APC Ingénierie indice B du 25/04/2025

5.3 **SYNTHÈSE DES RISQUES GÉOTECHNIQUES**

Le détail de l'enquête des risques naturels liés à la géotechnique sur les parcelles du projet est présenté dans le rapport G2AVP.

La synthèse des différents risques géotechniques à prendre en compte pour le projet est rappelée ci-dessous :

Type de risque	Fort	Moyen	Faible	Très faible
Risque mouvement de terrain	Zone non concernée			
Risque débordement de nappe et inondation de cave	Zone potentiellement sujette			
Risque inondations potentielles de cours d'eau et submersion marine	Zone concernée			
Risque sismique			X	
Risque lié au retrait gonflement des argiles	X			

A noter sur le risque Radon : Le projet se situe en zone à risque faible vis-à-vis du radon. Ce risque est non géotechnique et n'est donc pas traité dans le rapport.

Risque sismique pour des ouvrages « à risque normal » :

Pour un ouvrage de catégorie d'importance II (catégorie communiquée par le BET structure) en zone sismique 2, la réglementation n'impose pas la prise en compte du risque sismique et de l'EC8.

De plus, pour un ouvrage à risque normal, la réglementation n'impose pas l'étude du risque de liquéfaction des sols en zone sismique 2.

L'aspect sismique ne sera donc pas abordé dans la suite du rapport.

5.4 INVESTIGATIONS GEOTECHNIQUES

5.4.1 Campagnes d'investigations

Nous récapitulons dans les tableaux suivants les sondages et essais géotechniques in-situ réalisés dans le cadre des missions G1 et G2 AVP.

Sondages et essais de 2018 et 2024 – G1 PGC GEOTEC

Sondages	Profondeur (m/TN)	Outil de forage
Sondage destructif avec essais pressiométriques SP		
SP4	20,0	TAR 63 / ROT 64
Piézomètre PZ		
PZ	12,0	ROT 90
Sondage destructif doublé avec essai de pénétration dynamique		
S1P1	6,4	Tarière hélicoïdale
S2P2	8,0	Tarière hélicoïdale
S3P3	8,0	Tarière hélicoïdale

Sondages et essais d'avril 2024 – G2 PRO (après démolition des bâtiments et avant les fouilles archéologiques)

Sondages	Profondeur (m/TN)	Outil de forage
Sondage destructif avec essais pressiométriques PR		
SP101	18,0	Tricône Ø66 mm
SP102+PZ	18,0	Tricône Ø66 mm
SP103+PZ	25,0	Tricône Ø66 mm
SP104	15,0	Tricône Ø66 mm
Fouille à la pelle mécanique (F)		
SC101	18,0	T6 Ø116 mm
Fouille de reconnaissance de fondation (RF)		
RF101	2,7	-

PZ : sondage avec équipement piézométrique

Un essai de perméabilité a été réalisé dans le sondage SP104.

Sondages et essais complémentaires de juin 2025 en phase G2 PRO (préconisations de l'étude G2PRO ind1 du 14/05/2025)

Sondages	Profondeur (m/TN)	Outil de forage
Sondage destructif avec essais pressiométriques PR		
SP201	10,0	Tricône Ø64 mm
Sondage destructif		
SD201	11,0	Tricône Ø64 mm
SD202	24,5	Tricône Ø64 mm
SD203	22,0	Tricône Ø64 mm
SD204	22,0	Tricône Ø64 mm
SD205	12,0	Tricône Ø64 mm
SD206	19,5	Tricône Ø64 mm
SD207	18,5	Tricône Ø64 mm

Essais laboratoire :

Trois échantillons de sol ont fait l'objet d'essai d'identification en laboratoire (teneur en eau, analyse granulométrique par tamisage et VBS).

Deux échantillons de sol prélevés au droit de SC101 (échantillons non intacts) ont fait l'objet d'essai de cisaillement rectiligne à la boîte de Casagrande.

Un échantillon de sol et un échantillon d'eau ont été testés pour évaluer l'agressivité du milieu vis-à-vis du béton suivant la norme NF EN206-1.

5.4.2 Couches lithologiques et caractéristiques mécaniques

Remarques préalables :

- Les profondeurs sont données par rapport au niveau du TN aux moments des investigations (variables depuis les 1ères investigations géotechniques).
- Les cotes altimétriques des sondages GEOTEC ont été extrapolés à partir des plans topographiques à disposition (précision estimée d'environ $\pm 0,2$ m).

L'ensemble des sondages a mis en évidence les couches suivantes :

- **Couche C1 : Remblais**

Les remblais identifiés sont constitués de **sables, cailloux, limons et d'argile graveleuse** avec localement des débris de démolition. Leur épaisseur varie entre principalement 0,8 et 1,9 m. Ponctuellement des surépaisseurs ont été identifiées au droit de PZ et SP4 avec des épaisseurs respectives de 4,5 et 5,5 m.

L'analyse des résultats des essais pressiométriques effectués dans ces remblais est présentée ci-dessous :

	C1 - REMBLAIS		
	E_M (MPa)	P_f^* (MPa)	PI^* (MPa)
Nb de valeurs	9	9	9
Moyenne arithmétique	6,8	0,36	0,68
Moyenne géométrique	6,2	0,32	0,62
Moyenne harmonique	5,6	0,29	0,58
Minimum	2,70	0,16	0,37
Maximum	15,9	0,81	1,36
Ecart-type	3,70	0,20	0,31

Les essais au pénétromètre dynamique donnent dans les remblais des valeurs de q_d moyen de l'ordre de 5 à 8 MPa.

⇒ Il s'agit de remblais de compacité hétérogène (de lâche à dense).

Compte tenu des travaux de démolition et des fouilles archéologiques réalisés, les résultats des essais au pénétromètre dynamique et des essais pressiométriques sont vraisemblablement peu fiables et peu représentatifs des remblais actuels (terrains très perturbés). Nous rappelons par la même occasion que les remblais comportent un nombre important de vestiges.

- **Couche C2 : Alluvions fines voire ponctuellement grossières**

Cette couche C2 est à rattacher aux **alluvions** (Fz).

Cette couche correspond à des **limons argileux vasards, des argiles limoneuses et argiles sableuses**. Ponctuellement, **une argile à blocs et cailloux** a été identifiée juste au-dessus du toit du substratum au droit de SP103 sur une épaisseur de 2,8 m. Cette argile à blocs et cailloux peut correspondre à une forte altération du substratum Stampien mélangé aux alluvions fines sus-jacentes.

La base de la couche C2 a été identifiée jusqu'à une profondeur comprise entre 3,7 (SC101) et 20,8 m (SP103) de profondeur/TN. En cote altimétrique, la base de la couche C2 varie entre **+1,3 m NGF** (SC101) et **-16,4 m NGF** (SP103).

Au droit des sondages S1P1, S2P2, S3P3, PZ et SP101, la base de cette couche n'a pas été reconnue.

L'analyse des résultats des essais pressiométriques effectués dans cette couche est présentée ci-dessous :

	C2 – ALLUVIONS FINES		
	E_M (MPa)	Pf^* (MPa)	Pl^* (MPa)
Nb de valeurs	33	33	33
Moyenne arithmétique	2,9	0,14	0,24
Moyenne géométrique	2,8	0,13	0,23
Moyenne harmonique	2,6	0,12	0,22
Minimum	0,9	0,04	0,08
Maximum	4,1	0,19	0,43
Ecart-type	0,70	0,03	0,06

⇒ Il s'agit d'alluvions fines molles à très molles

A noter :

- la valeur de pl^* à -6 m/TN au droit de SP4 a été corrigée pour l'analyse (abaissée de 0,69 à 0,22 MPa car non cohérente avec les valeurs de E_M et pf^*).
- la valeur de pl^* à -13 m/TN au droit de SP4 a été corrigée pour l'analyse (abaissée de 0,61 à 0,15 MPa car non cohérente avec les valeurs de E_M et pf^*).
- Les valeurs de l'essai à -6,0 m/TN au droit de SP102 n'ont pas été retenues (interface couches C2/C3 à proximité).

Couche C3 : Substratum du Stampien (poudingues et marne)

Cette couche à rattacher au Stampien est constituée au droit de SC1 **de poudingues plus ou fracturés à passages désagrégés, de marne et de marne gréseuse partiellement indurée à grès marneux.**

A noter que d'après les remontées des cuttings de forage au tricône (sols et roches désagrégés) au droit des sondages SP101 à SP104, le Stampien est constitué de **conglomérats** (poudingues probablement ?) et de **marne**. Précisons, néanmoins, que la description des sols et roches d'après des cuttings de forage comporte inévitablement des imprécisions.

Cette couche C3 a été identifiée jusqu'à une profondeur maximale de 25,0 m/TN (SP103).

14 essais pressiométriques ont été réalisés dans cette couche avec comme résultats :

	C3 – STAMPIEN		
	E_M (MPa)	Pf^* (MPa)	PI^* (MPa)
Nb de valeurs	14	14	14
Moyenne arithmétique	167,0	4,38	4,57
Moyenne géométrique	147,1	4,29	4,52
Moyenne harmonique	129,4	4,18	4,45
Minimum	65,1	2,69	2,69
Maximum	384,7	4,80	4,81
Ecart-type	88,25	0,83	0,61

Hors essai à A -15,0 m/TN au droit de SP4.

⇒ Il s'agit d'une formation raide à très raide à rocheuse.

A noter : Un seul essai au toit du substratum donne des valeurs plus faibles, à savoir :

A -15,0 m/TN au droit de SP4 : $PI^* = 1,1$ MPa et $E_M = 8$ MPa (marne très altérée)

5.4.3 Cartographie du toit du substratum Stampien

Nous avons reporté sur le plan suivant les cotes altimétriques du toit du substratum Stampien repéré au droit des sondages (actualisé suite aux sondages complémentaires).

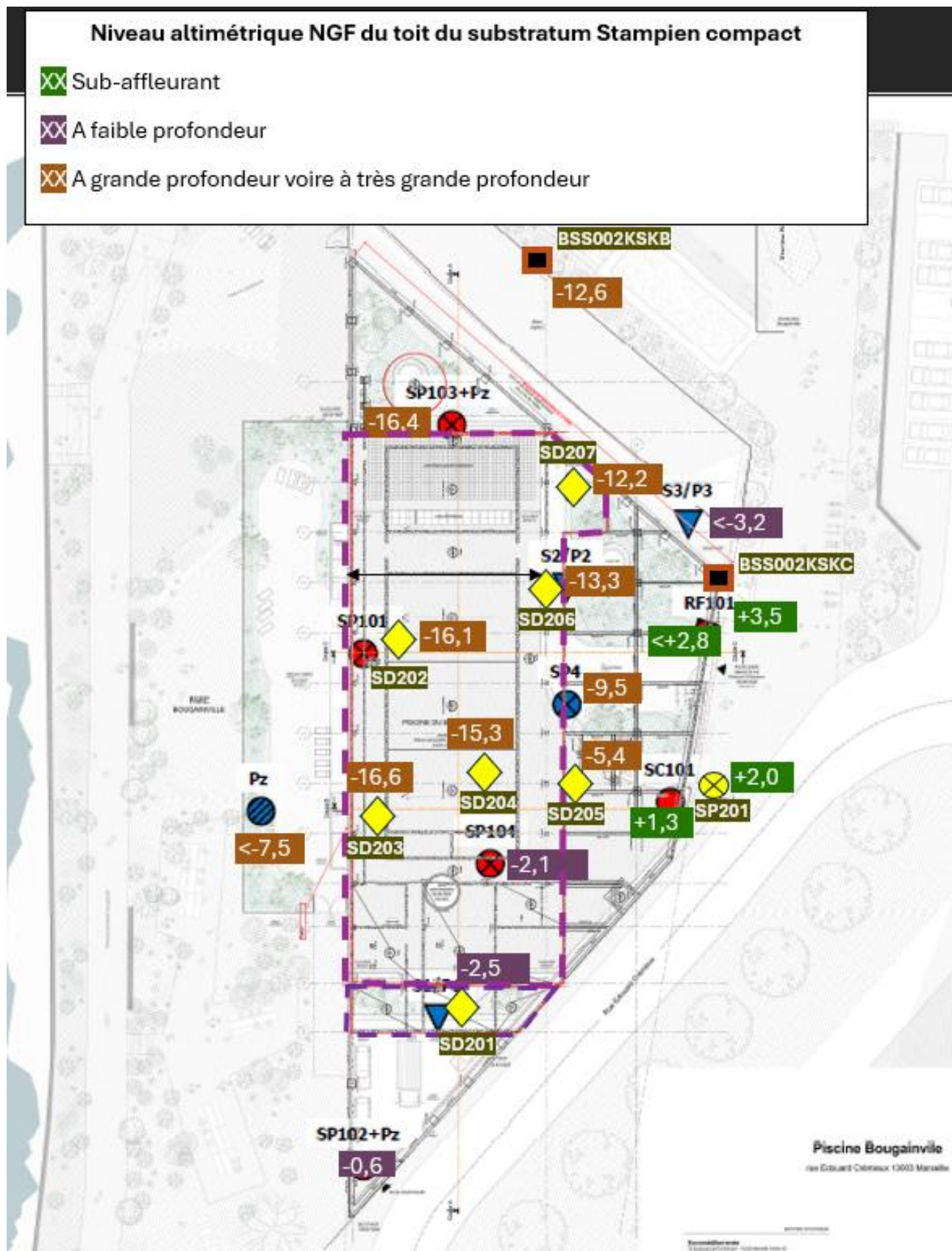


Figure 33 : Cartographie du toit du substratum Stampien au droit des sondages

5.4.4 Résultats des analyses laboratoire

5.4.4.1 Essais d'identification des sols

Trois échantillons de sol ont fait l'objet d'essai d'identification en laboratoire (teneur en eau, analyse granulométrique par tamisage et VBS). Les résultats sont synthétisés dans le tableau ci-dessous :

Sondage	SC101	SC101	SP102
Profondeur de prélèvement [m/TN]	[1,0 ; 1,5]	[2,4 ; 3,0]	[6,0 ; 13,7]
Nature du terrain et couleur	Graves sableuses (remblais)	Limon argileux	Sable limoneux
Teneur en eau W (%)	16,1	21	23,5
Passant à 63 mm	100	100	100
Passant à 2 mm (%)	30	79	99,7
Passant à 0,315 mm (%)	-	68	-
Passant à 0,25 mm (%)	12	66	53
Passant à 63 µm (%)	6	53	14
Passant à 80 µm (%)	-	54	-
Passant à 2 µm (%)	-	-	2
Valeur de bleu VBS	0,14	2,19	0,21
Classe GTR 2023	G3	-	S3
Classe GTR 2000 ou NF P11-300	C1 B3	A1	B5

Les sols classés en A1 suivant le GTR2000 correspondent à des sols sensibles aux variations de teneur en eau dont la consistance peut chuter brutalement pour des faibles variations de teneur en eau.

Les sols classés en C1B3 suivant le GTR2000 correspondent à des sols comportant des matériaux grossiers avec peu de fines. Ils sont généralement insensibles à l'eau.

Les sols classés en B5 suivant le GTR2000 correspondent à des sols comportant des matériaux grossiers avec des fines. L'influence des fines est prépondérante dans le comportement de ce type de matériaux. Il s'agit de sols sensibles aux variations de teneur en eau dont la consistance peut chuter brutalement pour des faibles variations de teneur en eau.

5.4.4.2 Essais mécaniques

Deux échantillons de sol ont fait l'objet d'essais de cisaillement rectiligne à la boîte de Casagrande. Les résultats principaux sont les suivants :

- Echantillon remaniée prélevé entre 1,8 et 2,4 m/TN au droit de SC101 (limons argileux) :
 - Angle de frottement effectif : $\Phi' = 21,7^\circ$
 - Cohésion effective : $C' = 18,4$ kPa
- Echantillon remaniée prélevé entre 2,4 et 3,0 m/TN au droit de SC101 (limons argileux) :
 - Angle de frottement effectif : $\Phi' = 38,4^\circ$
 - Cohésion effective : $C' = 0$ kPa

5.4.4.3 Analyses chimiques par rapport à l'agressivité du sol et de l'eau vis-à-vis du béton (NF EN 206-1)

Un échantillon de sol et un échantillon d'eau ont été testés pour évaluer l'agressivité du milieu vis-à-vis du béton. Les PV sont joints en Annexe. Les classes d'agressivité sont :

- Eau prélevée au droit de SC1 : XA1
- Sol prélevé entre -4,5 et -15 m/TN au droit de SP4 : <XA1

Les résultats des analyses réalisées dans le cadre du diagnostic environnemental, réalisé par ERG ENVIRONNEMENT en 2023, mettent en évidence une classe d'agressivité supérieure dans les terrains superficiels entre 0 et 2.5m/TN compte tenu des teneurs en sulfates mesurées (XA3 pour le sondage SC1 entre 0 et 1m/TN ; XA2 pour le sondage SC2 entre 0 et 2 m/TN et XA2 pour le sondage SC8 entre 1 et 2.5 m/TN). Toutefois, compte tenu des terrassements projetés, ces terrains seront purgés sauf très localement. Compte tenu de ces éléments, une classe XA1 peut être retenue.

5.4.5 Rappels des résultats de l'essai de perméabilité (G2 AVP)

Un essai de perméabilité a été réalisé dans le sondage SP104 interprété en régime transitoire à la descente après injection d'eau préalable dans le forage. La variation de la charge hydraulique a été mesurée en fonction du temps de descente.

La profondeur de l'essai est précisée dans le tableau suivant :

Sondages	Partie supérieure de la cavité d'essai (en m/TN)	Base de la cavité d'essai (en m/TN)
SP104	-2,0	-3,5

Le niveau de l'eau a été déterminé par mesure ponctuelle au droit des forages au moment des essais.

Les résultats obtenus (voir feuilles de calcul en annexes) sont les suivants :

Sondage	Base de la cavité d'essai (m/TN)	Formation géologique	K (m/s)
SP104	-3,5	Limon argileux vasard	$2,0.10^{-5}$

Pour l'exploitation des résultats de cet essai **cf. rapport d'études hydrogéologique (G5) d'APC Ingénierie indice B du 25/04/2025.**

Pour rappel, dans le cadre de l'étude G5 Hydrogéologie, sur la base des données des essais de perméabilité réalisés, une perméabilité sécuritaire de l'ordre de 1.10^{-4} m/s a été retenue pour les estimations de débit en phase provisoire.

5.4.6 Rappels des résultats de la reconnaissance de fondations (G2 AVP)

Nous avons procédé à l'ouverture d'un sondage de reconnaissance des fondations du mur existant.

Ce sondage a été réalisé à l'aide d'une pelle mécanique de 8,0 tonnes.

Les observations réalisées à partir de ce sondage, dont la coupe détaillée est présentée en annexe, sont les suivantes :

Sondage RF101 :

- Soubassement et fondation en béton.
- Assise à 2,21 m de profondeur par rapport à la surface du terrain actuel.
- Présence de briques cimentées sous l'assise de la fondation en béton.
- Débord de 70 cm à partir de 0,7 m de profondeur puis de 1,16 m à partir 1,15 m de profondeur.
- Sol d'assise constitué d'argile limoneuse vasarde.

Les photographies de la fouille de reconnaissance sont présentées ci-après.



Figure 34 : Reportage photographique de la fouille de reconnaissance (G2 AVP GEOTERRIA)

6. MODÈLE GÉOTECHNIQUE

6.1 CARACTÉRISTIQUES MÉCANIQUES DU MODÈLE GEOTECHNIQUE

Les caractéristiques mécaniques retenues sont les suivantes :

Couches de sol	E_M (MPa)	P_f^* (MPa)	P_l^* (MPa)	α	E_{oedo} (MPa)	E_y (MPa)	$\gamma_h ; \gamma_{sat}$ (kN/m ³)	C' (kPa)	Φ' (°)	ν
C1 – Remblais (1)	5	0,3	0,6	1/2	10	6,2	19 ; 20	0	27	0,35
C2 – Alluvions fines	2,6	0,13	0,23	1/2	5,2	3,2	18 ; 19	5	22	0,35
C3 – Substratum stampien (hors toit altéré)	100	4,3	4,5	1/2	200	150	21 ; 22	15	30	0,30

Avec :

E_M : Module pressiométrique ; P_f^* : Pression de fluage nette ; P_l^* : **Pression limite nette (à ne pas assimiler à P_l^* pour le dimensionnement des fondations)**

α : Coefficient rhéologique des sols

E_{oedo} : Module de déformation œdométrique avec $E_{oedo} = E_M / \alpha$

E_y : Module de déformation du sol $E_y = E_{oedo} [(1+\nu) \times (1-2\nu)] / (1-\nu)$

γ_h : poids volumique humide

γ_{sat} : poids volumique saturé

C' : cohésion effective

Φ' : angle de frottement effectif

Optimisation du module de déformation en fonction du taux de déformation :

Sur la base de la publication ARSCOP 2018 « Estimation du rapport E/E_M », nous considérons un comportement non linéaire du sol avec un module de déformation variant en fonction du niveau de déformation du sol induit par l'ouvrage. En effet, le module pressiométrique E_M est défini sur une plage de déformation de l'ordre de 1 et 1.10^{-2} . Cette plage de déformation est plus importante que celle qui intéresse le dimensionnement et le fonctionnement des ouvrages géotechniques courants (entre 1.10^{-4} et 1.10^{-2}). Par retour d'expérience, pour ce type d'ouvrage, le module de déformation élastique $E = (2 \text{ à } 6) \times E_M / \alpha$ selon la finesse de la loi de comportement considérée.

Dans le cadre du projet ARSCOP 2018, une loi de type $E/E_M = f(\epsilon)$ a été mise au point par calage analytique à partir du modèle de Ménard et a été confrontée à des mesures en vraie grandeur. La loi retenue est la suivante :

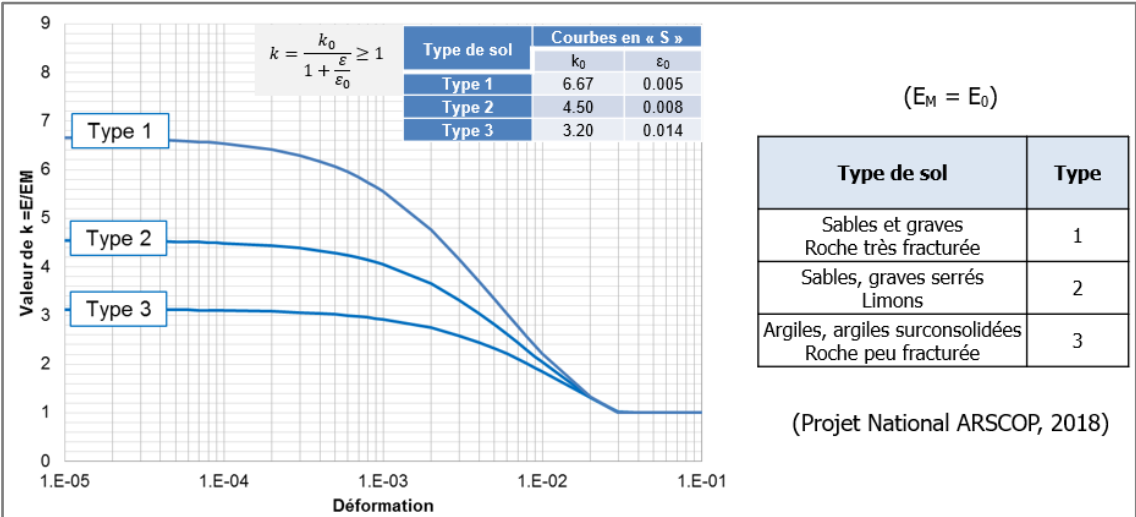


Figure 35 : Loi de dégradation du module élastique en fonction du niveau de déformation - Illustration extraite du module TASSELDO du logiciel FOXTA de TERRASOL

Le module œdométrique est lié au module de déformation élastique par la relation suivante :

$$E_{oedo} = E_y * (1-\nu) / [(1+\nu) \times (1-2\nu)]$$

De manière sécuritaire, nous avons retenu les valeurs définies pour une déformation de l'ordre de 10⁻².

Couches		E_M	α	ν	E_y/E_{oedo} $= [(1+\nu) \times (1-2\nu)] / (1-\nu)$	Détermination de E_{oedo} suivant le niveau de déformation (loi non linéaire simplifiée)				
		MPa	-	-	a	Type de sol retenu	Niveau de déformation retenu	Valeur de k retenue	k/a	$E_{oedo} = k \times E_M / a$ MPa
C1	Remblais	5	1/2	0,35	0,62	3	1,0E-03	4,0	6,4	32
C1	Remblais	5	1/2	0,35	0,62	3	1,0E-02	2,0	3,2	16
C2	Alluvions fines	2,6	2/3	0,35	0,62	3	1,0E-03	2,8	4,5	12
C2	Alluvions fines	2,6	2/3	0,35	0,62	3	1,0E-02	1,8	2,9	7,5

Soit pour :

- La couche C1 - Remblais : $E_{oedo} = 16$ MPa ($E_y = 9,9$ MPa)
- La couche C2 – Alluvions fines : $E_{oedo} = 7,5$ MPa ($E_y = 4,6$ MPa)

En raison de la compacité du substratum (très raide), l’optimisation n’a pas été réalisée pour cette couche (peu d’impact sur le tassement).

A noter : Les niveaux de déformation correspondants ont été vérifiés avec les sorties PLAXIS (cf. chapitre 7).

Remarques :

Les coupes de calculs pour le renforcement de sol sont définies au chapitre 7. Et celles du soutènement, au chapitre 8.

Au démarrage des travaux terrassements et de forage, il conviendra de valider le modèle de sol retenu (épaisseur et nature des différentes couches de sol).

6.2 PARAMÈTRES DE SOL POUR LA MODÉLISATION PLAXIS

Pour l'étude des inclusions sous radier, nous avons réalisés des calculs aux éléments finis au moyen du logiciel PLAXIS 2D.

La loi de comportement retenue pour les sols est la loi « HARDENING SOIL MODEL » avec un comportement type drainé. Les paramètres géotechniques spécifiques à définir pour cette loi de comportement sont les suivants :

- $E_{50} = E_{oed}$
Module sécant à 50% de la contrainte déviatorique à la rupture à la pression de référence habituellement pris à E_{oed} selon le manuel d'utilisation de Plaxis 2D.
La pression de référence P_{ref} retenue est la contrainte effective dans le sol à mi-hauteur de couche avant travaux.
- $E_{ur} = E_r$
Module de chargement - déchargement à la pression de référence pris à $3xE_{50}$
- Paramètre m : facteur dépendant de la nature du sol
 - m proche de 0,5 : pour les sols sableux,
 - m proche de 1 pour les sols argileux.
- Interface, R_{inter} :
Les valeurs habituellement prises en compte sont :
Interaction argile / béton : R_{inter} de 1,0 à 0,7
Interaction sable / béton : R_{inter} de 1,0 à 0,8
- Degré de consolidation OCR : nous avons considéré des sols normalement consolidés [en première approche \(ce qui est cohérent avec l'historique du site\)](#). Toutefois, cette hypothèse pourrait être confirmée par des essais CPTu in-situ par exemple.

Les paramètres saisis dans le logiciel Plaxis sont récapitulés ci-après :

Couches de sol	$\gamma_h ; \gamma_{sat}$ (kN/m ³)	E_{50} (MPa)	E_{oedo} (MPa)	E_{ur} (MPa)	m	P_{ref} (kPa)	C' (kPa)	Φ' (°)	Ψ (°)	Interface ; R_{inter}
C1 – Remblais (1)	19 ;20	16	16	48	0,5	10	1	27	0	0,8
C2 – Alluvions fines	18 ;19	7,5	7,5	23	0,7	130	5	22	0	0,8
C3 – Substratum stampien (hors toit altéré)	21 ; 22	200	200	600	0,5	280	15	30	0	0,9

A noter : La cohésion de 1 kPa retenue pour la couche C1 permet de faciliter la convergence des calculs Plaxis sans avoir un impact significatif sur les résultats.

6.3 ZONE D'INFLUENCE GÉOTECHNIQUE

Dans les zones avec du terrassement en déblais, nous considérons une zone d'influence au-delà de l'emprise projet égale à :

- 3 fois la hauteur terrassée pour une zone talutée,
- 1 à 2 fois la hauteur terrassée pour les zones avec un écran de soutènement stable.

Pour une solution avec renforcement de sol, la zone d'influence géotechnique déborde d'environ 5 à 10 m par rapport à l'emprise projet (cf. résultats PLAXIS présentés au §7.7).

Ainsi, la zone d'influence géotechnique englobe les mitoyens et avoisinants suivants :

- l'ouvrage de la RTM,
- le mur de soutènement mitoyen d'environ 5 m de hauteur en périphérie Est du site,
- les voiries périphériques et leurs réseaux (ouvrage de la SERAMM en particulier).

7. RENFORCEMENT DE SOL PAR INCLUSIONS RIGIDES SOUS FONDATIONS SUPERFICIELLES

7.1 PRINCIPE DE FONDATIONS

Compte tenu du contexte géotechnique vu ci-avant et des caractéristiques du projet, il est retenu en phase conception une solution de renforcement de sol par inclusions rigides sous fondations superficielles type semelles isolées et/ou filantes et/ou radier associées à la réalisation un matelas granulaire entre la tête des inclusions et la sous-face des fondations.

Nota : des solutions techniques sans matelas existent, hors recommandations ASIRI, et pourront être proposées par les entreprises sous réserve d'acceptation du Bureau de contrôle et de la maîtrise d'œuvre.

Les inclusions rigides seront ancrées dans la couche C3 (substratum Stampien) identifiée entre +1.3 et -16.6 NGF au droit de nos sondages avec un ancrage minimal de 0,5 m.

Nous recommandons en phase exécution dans le cadre de la mission G3 à la charge de l'Entreprise de réaliser des investigations complémentaires de type sondages destructifs avec enregistrement de paramètres ou CPT (avec risque de refus/déviations dans les couches anthropiques superficielles nécessitant des purges/préforages) dans les zones de fort pendage du substratum (voir cartographie §12). En outre, les essais CPTu permettraient de confirmer le caractère normalement consolidé des alluvions fines en place.

Le renforcement de sol vise à réduire la déformabilité globale du sol à l'aide d'éléments semi-rigides répartis en fonction des valeurs des descentes de charge.

Les objectifs de tassements à retenir sont les suivants :

- Contrainte admissible après renforcement $q'_{ELS} = 0,20$ MPa et q'_{ELU} fond = 0,33 MPa
- Tassements absolus limités à 2,5 cm sous semelle et 3 cm sous radier
- Tassements différentiel limités à 1/500ème en tout point du projet

Ces objectifs seront à adapter si nécessaire dans la zone d'influence géotechnique de l'ouvrage RTM pour lequel une étude de sensibilité par le BET GINGER est en cours.

Dans le cas présente, l'objectif du renforcement de sol sera une limitation des tassements et une amélioration de la portance ; ce qui correspond à des inclusions relevant **domaine 1 au sens des recommandations ASIRI.**

La méthode de calcul pour le dimensionnement des inclusions rigides est la suivante :

- Calcul de la capacité portante du sol non amélioré,
- Calcul de la capacité portante des inclusions rigides,
- Calcul de la résistance intrinsèque des inclusions rigides,
- Détermination de la capacité portante du sol avec inclusions,
- Pré-dimensionnement du réseau d'inclusions :
 - Estimation des tassements absolus du sol,
 - Vérification des efforts obtenus dans les inclusions vis-à-vis de la capacité portante et vis-à-vis de la résistance structurelle des inclusions rigides.
 - Vérification de la contrainte appliquée sur le sol.

Adaptation à prévoir en partie Est du bâtiment :

En partie Est du bâtiment, le toit du substratum Stampien remonte fortement. Il a été identifié à +1,3 m NGF au droit de SC101 et à +3,5 m NGF au droit de BSS002KSKC. Ainsi pour la phase travaux, nous proposons de

réaliser l'adaptation suivante : Dans le cas où au forage, le toit de la couche C3 est reconnue à moins d'un mètre de profondeur p/r à la base de la fondation, l'inclusion ne sera pas bétonnée. On procédera :

- Sous semelles isolées et filantes à un rattrapage béton sous la base de la fondation jusqu'à -0,2 m sous le toit de C3.
- Sous radier, à une substitution d'une épaisseur minimale de 0,7 m (même matériaux et objectifs que ceux du matelas de répartition).

En effet, les inclusions trop courtes fonctionnent mal (création d'un point dur) et risquent d'être déchaussées au terrassement.

Dispositions constructives spécifiques par rapport aux risques de retrait gonflement :

En raison de la sensibilité des sols vis-à-vis du risque de retrait gonflement, une garde de 1,2 m minimum entre l'assise des fondations (SF, SI et radier) et le niveau fini extérieur du terrain après travaux devra être respectée. La hauteur du matelas de répartition (matériaux insensibles à l'eau) pourra être intégrée à cette hauteur de garde. Les dispositions constructives vis-à-vis de ce risque énoncé au chapitre 10 devront aussi être respectées.

7.2 PHASAGE DES TRAVAUX ENVISAGÉS

Le phasage suivant est proposé :

- Etape 1 - Purge des vestiges :
 - Purge des vestiges, en veillant à ne pas déstabiliser les mitoyens ; des confortements et/ou reprises en sous-œuvre ne sont pas à exclure.
 - Remblaiement des purges au moyen de matériaux compatibles avec la réalisation des inclusions. Ces matériaux seront soigneusement compactés par couches successives, conformément au guide SETRA-LCPC.

NB : dans ces zones la nécessité d'une adaptation du calepinage des inclusions n'est pas à exclure.

- Etape 2 : Réalisation d'une ou plusieurs plateformes de travail pour l'atelier du renforcement de sol si nécessaire (en fonction de la portance du sol au moment de l'intervention) et réalisation des inclusions arasées au niveau de la base du matelas de répartition.

NB : Compte tenu des différents niveaux du projet, il pourra être nécessaire de prévoir plusieurs Amenées/Replis de l'atelier de forage des inclusions.

- Etape 3 : Retrait éventuel de la plateforme de travail en fonction de son niveau altimétrique par rapport aux caractéristiques du projet.
- Etape 4 – Fondations : Terrassements avec précautions des fouilles des fondations, réalisation du matelas de répartition puis des fondations BA.

7.3 CAPACITÉ PORTANTE DU SOL SANS RENFORCEMENT DE SOL

Dans un premier temps, la portance est calculée sans tenir compte des inclusions et suivant la norme NF P 94-261.

Sous fondations superficielles	
Ple* (MPa)	0,2
Kp	0,8

$q_{net} = P_{le^*} \times k_p$ (MPa)	0,16
$q'o$ (MPa)	négligé
$q'ELS = q'o + (q_{net} / (2,3 \times 1,2))$ (MPa)	0,06
$q'ELU = q'o + (q_{net} / (1,4 \times 1,2))$ (MPa)	0,09

Pour les fondations superficielles, en raison de la faible portance du sol, il est retenu un renforcement de sol permettant d'augmenter la portance admissible et de limiter les tassements (domaine 1 au sens des recommandations ASIRI).

7.4 CAPACITÉ PORTANTE DU SOL AVEC RENFORCEMENT

Avec renforcement de sol par inclusions rigides, nous considérons les contraintes admissibles suivantes :

$$q'ELS = 0,20 \text{ MPa}$$

$$q'ELU \text{ fond} = 0,33 \text{ MPa}$$

7.5 HYPOTHÈSES DE PRÉDIMENSIONNEMENT DU RENFORCEMENT DE SOL

7.5.1 Type d'inclusions rigides

Pour le prédimensionnement présenté dans la suite du rapport, nous avons considéré, la mise en œuvre d'un renforcement de sol par **inclusions rigides de type foré à la tarière creuse** : classe 2 – Catégorie 6 suivant la norme NF P 94-262.

A noter : La technique de réalisation des inclusions devra être déterminée par l'entreprise.

Nous tenons à alerter sur le risque important de déviation/refus lors de la réalisation des inclusions rigides (blocs dans les remblais, structures enterrées résiduelles, vestiges, ...). Des adaptations seront nécessaires et à anticiper (purge, modification du calepinage, adaptation structurelle, ...).

Pour les inclusions de catégorie 7 et 6, les inclusions seront effectuées à l'aide d'un outil à âme creuse.

Le matériau sera incorporé par l'âme creuse de façon à constituer une inclusion continue lors de la remontée de l'outil. Cette technique permet d'assurer en permanence le soutènement du forage, soit par l'outil, soit par le matériau injecté à la pompe.

Les inclusions rigides seront ancrées dans la couche C3 avec un ancrage de 0,5 m minimum et jusqu'au refus de l'outil de forage au sein de la couche d'ancrage.

D'autre part, compte tenu du fort pendage du toit du substratum identifié localement au droit du projet, des dispositions spécifiques de contrôles et des investigations complémentaires sont à prévoir (voir §7.8 et 12)

La puissance de la machine et l'outillage devra être adapté aux critères d'ancrage minimum imposés.

7.5.2 Résistance du béton des inclusions

Les calculs de contrainte admissibles à l'ELS et aux ELU ont été menés selon la norme NF P 94-262.

Dans le cadre de l'étude, nous retenons comme hypothèse un béton **C30/37 minimum ; à vérifier en fonction des résultats du diagnostic pollution confiée à ERG Environnement (classe supérieure de résistance à anticiper).**

La valeur de calcul de la résistance à la compression simple du béton d'une fondation profonde est donnée par la relation (NFP 94-262) :

$$f_{cd} = \min \left[\alpha_{cc} K_3 \frac{f_{ck}^*}{\gamma_c}; \alpha_{cc} \frac{f_{ck}}{\gamma_c}; \alpha_{cc} \frac{C_{max}}{\gamma_c} \right]$$

$$\text{avec } f_{ck}^* = \inf. [f_{ck}(t); C_{max}; f_{ck}] \frac{1}{K_1 K_2}$$

A l'ELS, les valeurs moyenne (σ_{cmoy}) et maximale (σ_{cmax}) des contraintes de compression du matériau cimenté constitutif des inclusions à l'état limite de service (ELS) caractéristique ne doivent pas dépasser les valeurs suivantes :

$$\sigma_{cmoy} = 0,3 K_3 f_{ck}^* ; \quad \sigma_{cmax} = \min. (0,6 K_3 f_{ck}^*; 0,6 f_{ck})$$

A l'ELU, la valeur de calcul de la contrainte maximale limite à l'ELU dans le matériau doit être déterminée à partir de la formule suivante :

$$\sigma_{cmax} = \min. (7,0 \text{ MPa}; f_{cd})$$

Les contraintes et forces admissibles sont présentées dans le tableau suivant :

Type d'inclusions	Pieu tarière creuse Classe 2 Catégorie 6
Diamètre de l'inclusion	380 mm
Classe de béton	Béton minimum C30/37
Contrôle renforcé	Oui
f_{ck} (MPa)	25
C_{max} (Mpa)	30,0
K_1	1,35
K_2 (1)	1,16
K_3	1,0
α_{cc}	0,8 pour des pieux non armés
γ_c	1,5 pour les situations transitoires (travaux) et durables (ELU) 1,2 pour les situations de projet accidentelles (ELU)
f_{ck}^* (MPa)	19,16
f_{cd} (MPa) à ELU fond	7,0
f_{cd} (MPa) à ELU acc	7,0
$\sigma_{moy \text{ ELS}}$ (MPa)	5,75
R_{cd} (kN) à l'ELU fond	793

R_{cd} (kN) à l'ELU acc	793
$R_{c,cr;d}$ aux ELS	652

- (1) Valeur pour le cas le plus défavorable (le coefficient K_2 varie en fonction de la longueur de l'inclusion considérée).

Le module de déformation du béton est pris égal à 10 000 MPa en phase service.

7.5.3 Capacité portante des inclusions vis-à-vis du sol

Les calculs de portance ont été menés selon la norme NF P 94-262. Nous retenons la procédure (modèle de terrain). Les paramètres suivants sont retenus :

	Formation	PI^* (MPa) Pour q_s	PI_e^* (MPa)	Courbe	q_s (kPa)	K_p (K_p max)
-	Matelas de répartition	-	-	-	-	-
C2	C2 – Alluvions fines	0,23	-	Argiles et limons Q1	0 (33,7 ⁽²⁾)	-
C3	C3 – Substratum Stampien	4,5	4,5	Marne Q4 ⁽¹⁾	185,6	1,21 ⁽³⁾ (1,6)

Avec :

q_s : frottement latéral unitaire

k_p : Facteur de pointe

 : Couche d'ancrage

- (1) En raison de l'hétérogénéité de la nature du substratum Stampien, nous retenons la classe Q4 (hypothèse conservatrice).
- (2) Valeur de frottement positif q_s pouvant être considérée en dessous du point neutre (annulation du frottement négatif).
- (3) Valeur de 1,21 pour un ancrage de 0,5 m et des inclusions de 380 mm de diamètre.

7.5.4 Caractéristiques du matelas de répartition

Un matelas de répartition entre la tête des inclusions rigides et l'arase inférieure de la semelle doit être mis en place. Les caractéristiques de ce matelas devront être conformes aux recommandations ASIRI (cas semelles).

- Géométrie du matelas de répartition sous semelles superficielles suivant les recommandations ASIRI :

- Épaisseur minimale* du matelas suivant les recommandations ASIRI : 0,3 m sous réserve des justifications appropriées du matelas (non-poinçonnement, objectifs de portance devant être atteints, ...).
- Débords du matelas par rapport aux fondations : 1 diamètre d'inclusions.

(*) Au stade conception, nous avons retenu une épaisseur de matelas de 0,5 m sous radiers et semelles filantes et isolées.

➤ **Matériaux :**

- Matériaux granulaires, insensibles à l'eau et non évolutifs type GNT 0/31.5 par exemple,
- $LA < 35$ (NF 1097-2)
- $MDE < 30$ (NF 1091-1)
- $LA+MDE < 60$

➤ **Objectifs de compacité :**

- Matériaux compactés au minimum à 95% de l'OPM dès la base de la couche (spécifications AFPS),
- $EV2 > 50$ MPa
- $EV2/EV1 < 2,2$

Pour la présente étude, nous retenons les caractéristiques mécaniques suivantes :

Matelas de répartition	E_y moyen sur l'épaisseur du matelas (MPa)	γ_h (kN/m ³)	c' (kPa)	ϕ' (°)	ν (-)
	40	20	0	35 (min)	0,3

E_y : module d'young
 c' : cohésion drainée

γ_h : poids volumique humide
 ϕ' : angle de frottement drainé

ν : coefficient de poisson

A noter : dans le logiciel Plaxis, une cohésion fictive de 1 kPa a été retenue pour faciliter la convergence des calculs (impacts négligeables sur les résultats).

En phase EXE, il sera nécessaire d'effectuer une vérification du non-poinçonnement du matelas au niveau de la tête des inclusions et d'adapter les caractéristiques du matelas si nécessaire (épaisseur et/ou matériaux avec un angle de frottement suffisant).

7.6 PARAMÈTRES PLAXIS (ÉLÉMENTS STRUCTURELS)

7.6.1 Éléments « plate » (plaque)

Les radiers sont modélisés comme des éléments « plate » élastique. Nous avons retenu un module de déformation du béton de 10 000 MPa en phase service.

Paramètres		Symbole	Unité	Radier Épaisseur 55 cm	Fondation Epaisseur 35 cm
Comportement du matériau		-		Elastique	Elastique
Isotropie		-		oui	oui
Poids surfacique		kN/m ²		0 (intégré dans le chargement extérieur)	8,75
Coefficient de poisson		-		0,2	0,2
Phase service	Rigidité axiale	EA	kN/m	5,5.10 ⁶	3,5.10 ⁶
	Rigidité en flexion	EI	kN.m ² /m	138,6.10 ³	35,7.10 ⁶

7.6.2 Éléments « Embedded pile » (éléments discontinus type inclusions)

Les inclusions sont modélisées comme des éléments « embedded pile ». Nous avons retenu un module de déformation du béton de 10 000 MPa en phase service.

Paramètres		Symbole	Unité	Inclusions
Comportement du matériau		-		Elastique
Espacement entraxe élément		m		variable
Poids volumique		kN/m ³		15 (déjaugé)
Diamètre de l'inclusion		m		0,380
Inertie		m ⁴		1,024.10 ⁻³
Module d'Young – Phase service		kPa		10.10 ⁶
Frottement latéral	qs × périmètre	kN/m		De 0 à 221
Effort de pointe	kp × pl*ex S dans C3	kN		1,21 × 4500 × 0,1134 = 617

7.7 PRÉDIMENSIONNEMENT DU RENFORCEMENT DE SOL

7.7.1 Modélisation

Pour les semelles isolées, la semelle filante de 0,6 m de largeur et le petit bassin de 6,1 m de diamètre, les calculs sont effectués sous le logiciel Module TASPIE+ - FOXTA V4 suivant le **Mode 3 de TASPIE+** :

- Les inclusions sont supposées toutes identiques et positionnées de façon symétrique par rapport au centre de la semelle ;
- La tête du modèle correspond à la sous-face de la semelle. Celle-ci est supposée être indéformable ;
- La présence éventuelle du matelas est traitée en prolongeant fictivement le domaine inclusion jusqu'au toit du modèle ;
- La valeur limite du frottement axial négatif entre les domaines « pieu » et « sol » est prise égale à $q_{sn} = k \tan \delta \cdot \sigma'_v$;
- La couche de forme est déclarée comme « existantes » ; ainsi, le poids de cette couche ne contribue pas au chargement du sol en place ;
- Le calcul est effectué en Déformation uniforme.

Pour le renforcement de sol sous radier, des calculs 2D aux éléments finis avec le logiciel PLAXIS 2D ont été réalisés afin de prendre en compte les variations de profondeur du toit du substratum Stampien et les variations de chargement sur radier suivant les zones. Les profils B et C (cf. figures suivantes) intègrent les cas des semelles filantes de 0,9 et 1,0 m de largeur.

7.7.2 Profils et phasage Plaxis

Le profils et phasages retenus sont présentés aux pages suivantes.

A noter : entre les sondages, les interfaces des couches géotechniques ont été extrapolées.

NORD



Profil A

Profil B

Profil C

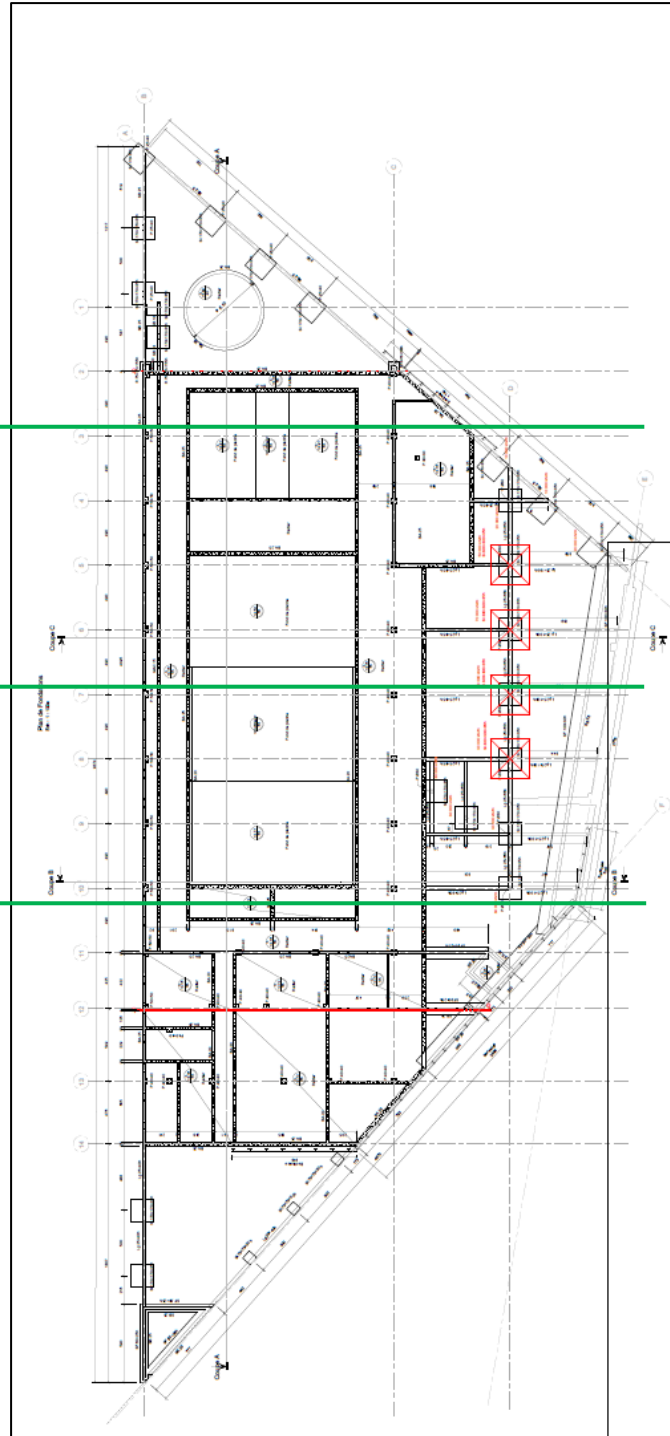


Figure 36 : Plan de localisation des profils retenus ; Extrait plan de fondations plan 2101 PRO

Profil A

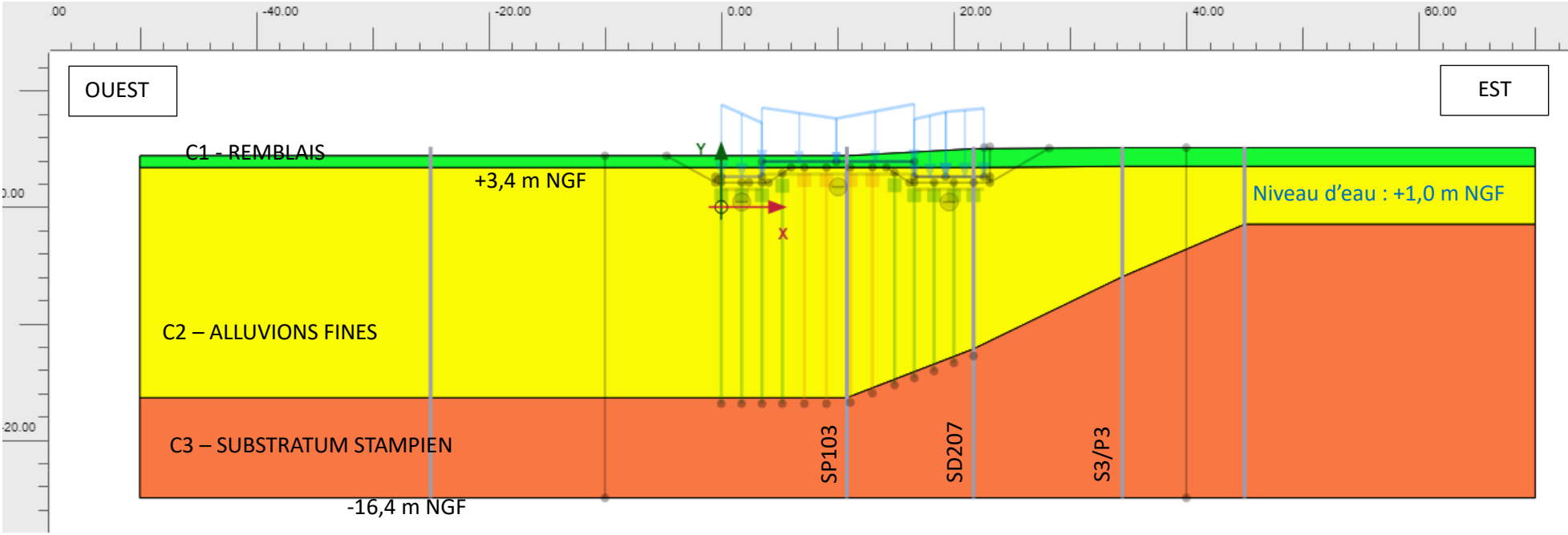


Figure 37 – Phase initiale - Profil A

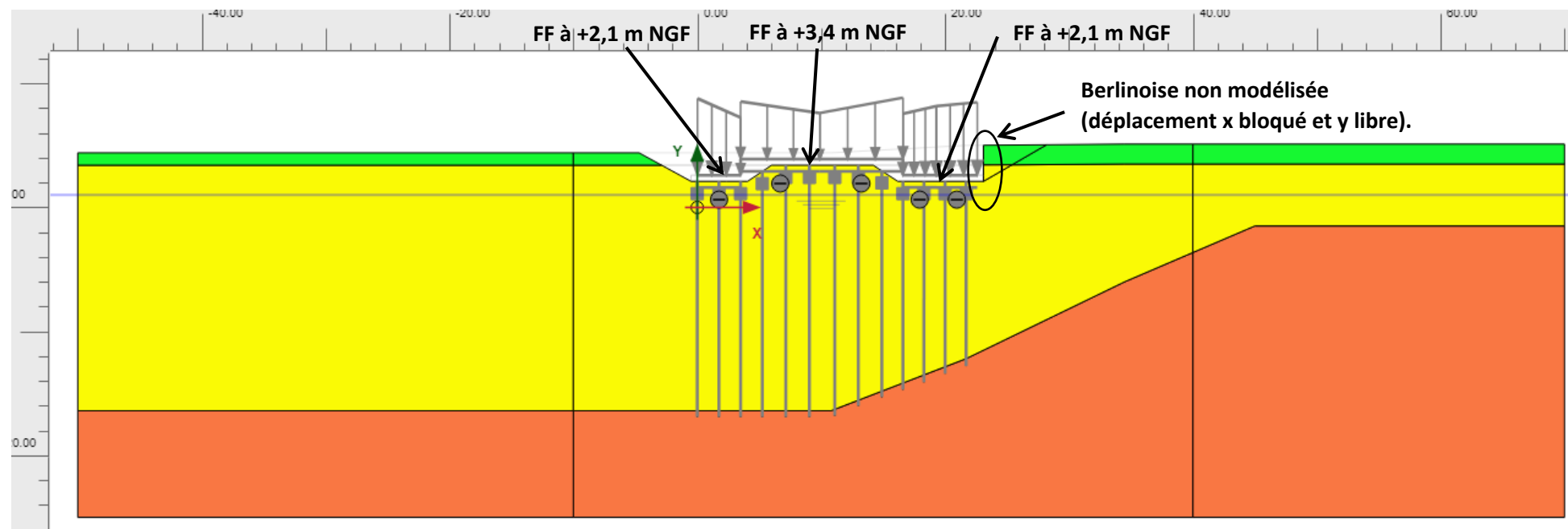


Figure 38 – Phase 1 (décaissement)- Profil A

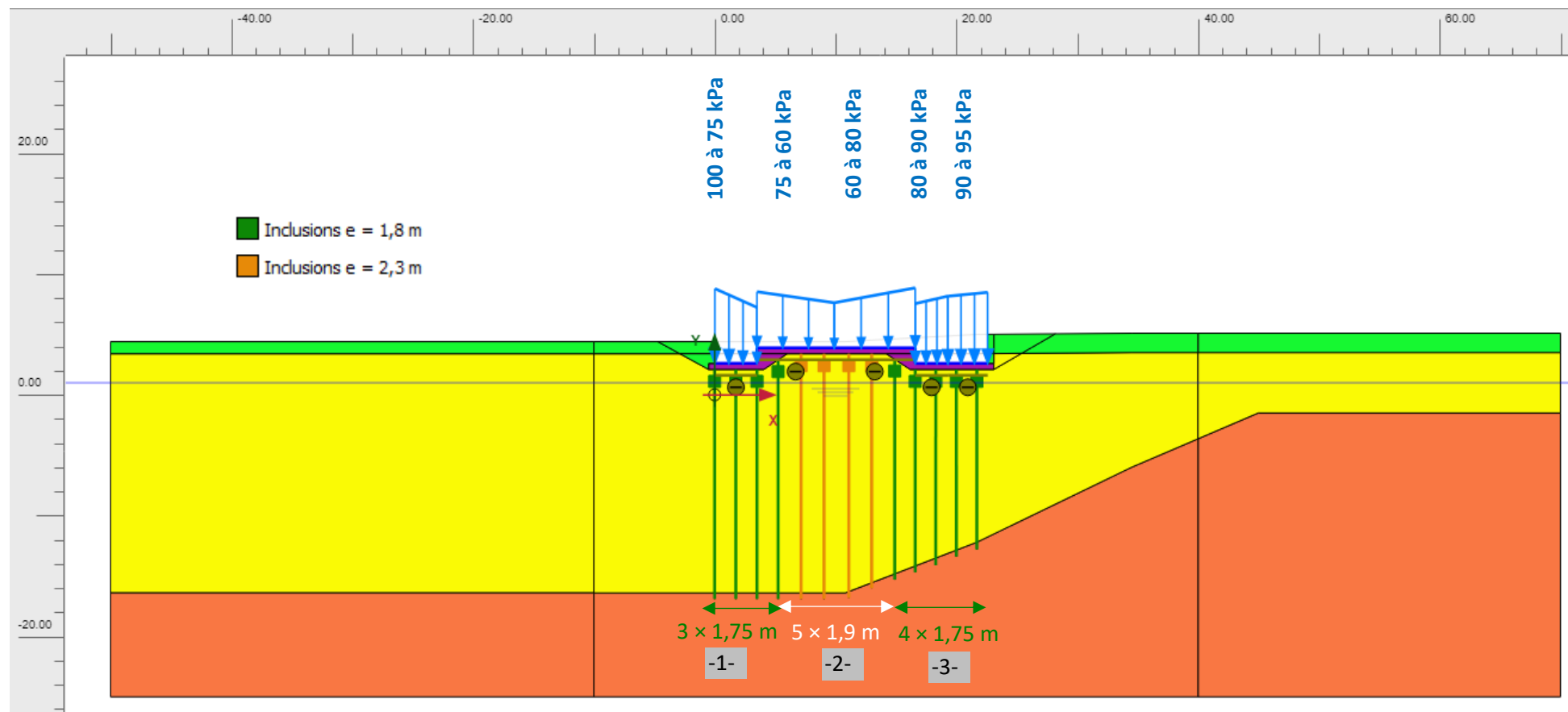


Figure 39 – Phase 2 (phase service) - Profil A

Phase 2 - Activation :

- Des inclusions
- Du matelas de répartition
- Des radiers
- Des charges sur radier (ELS)

Maillage des inclusions de 380 mm de diamètre :

- 1- 1,75 x 1,80 m
- 2- 1,90 x 2,30 m
- 3- 1,75 x 1,80 m

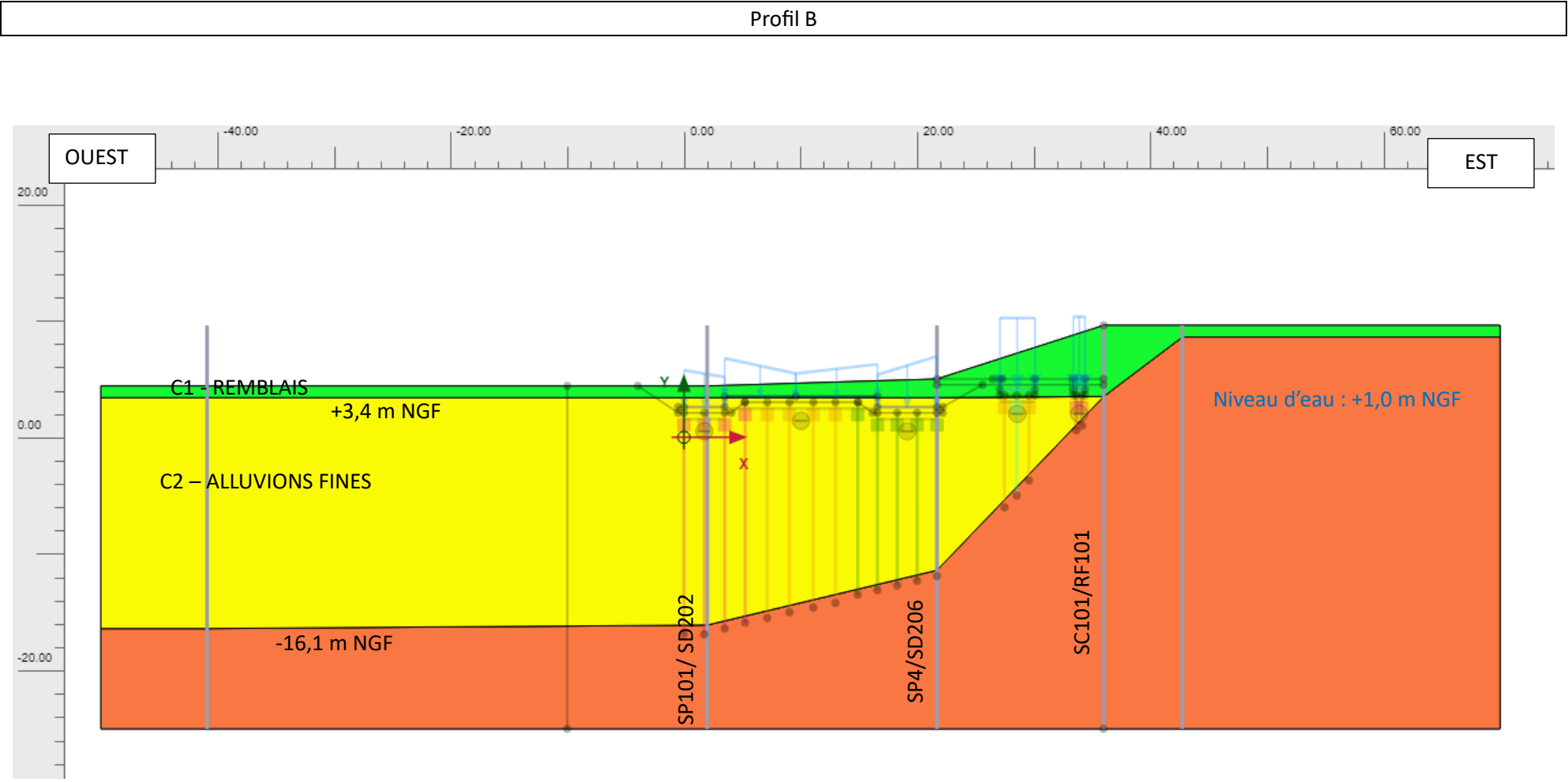


Figure 40 – Phase initiale - Profil B

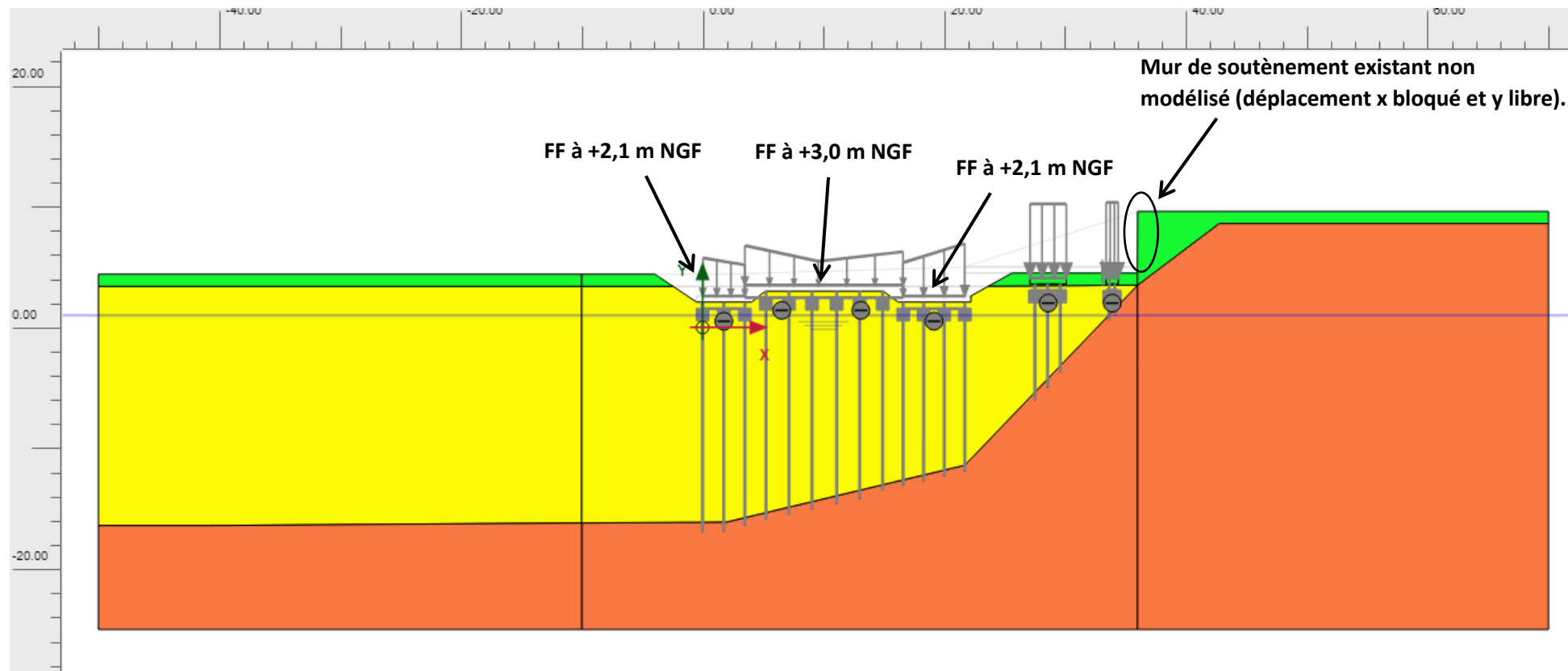


Figure 41 – Phase 1 (décaissement)- Profil B

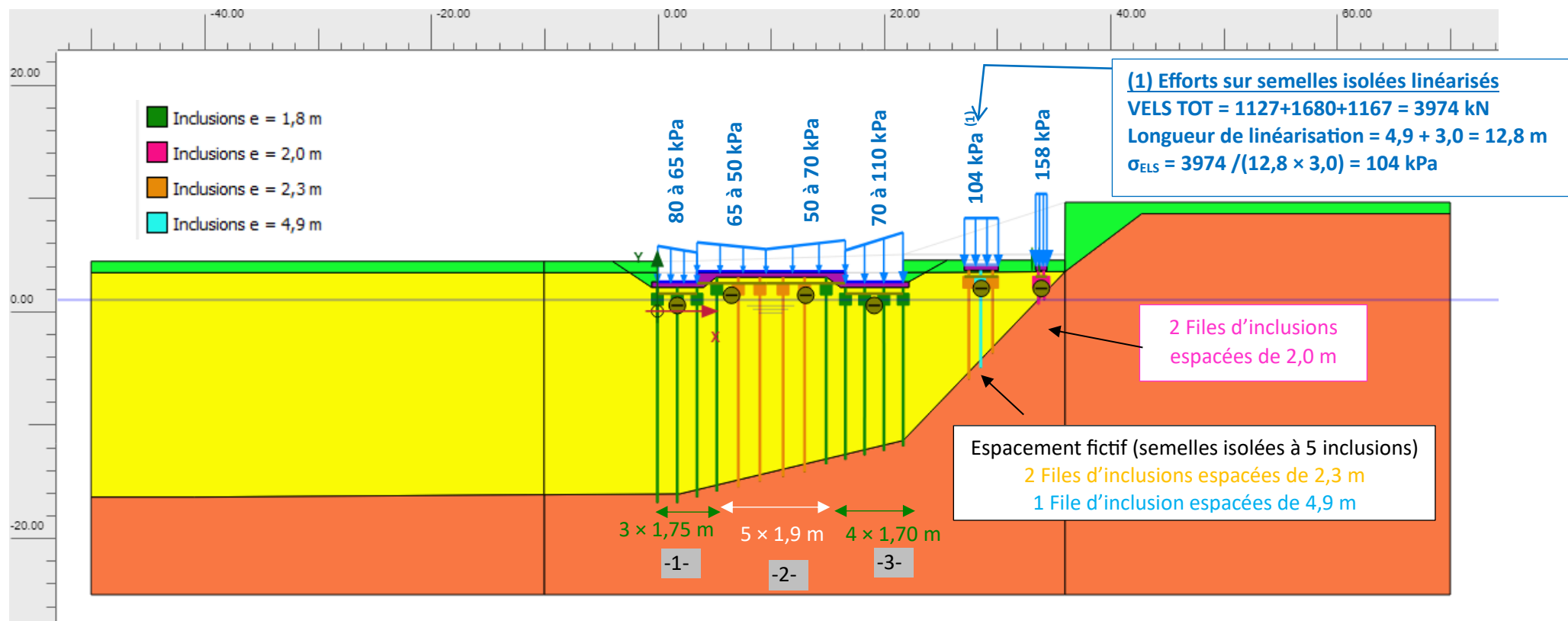


Figure 42 – Phase 2 (phase service) - Profil B

Phase 2 - Activation :

- Des inclusions
- Du matelas de répartition
- Des radiers, SI et SF
- Des charges sur radier, SI et SF (ELS)

Maillage des inclusions de 380 mm de diamètre :

- 1- 1,75 × 1,80 m
- 2- 1,90 × 2,30 m
- 3- 1,70 × 1,80 m

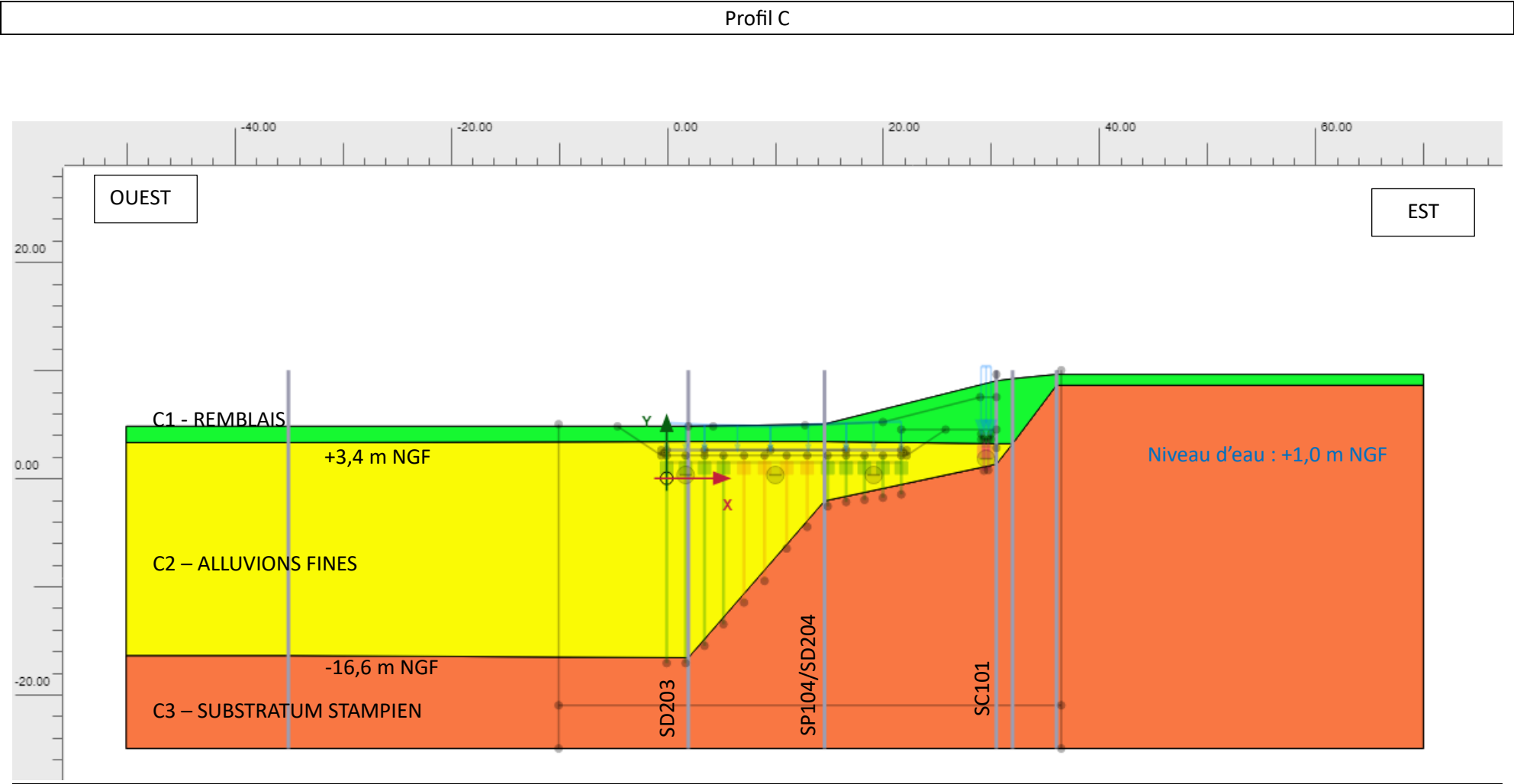


Figure 43 – Phase initiale - Profil C

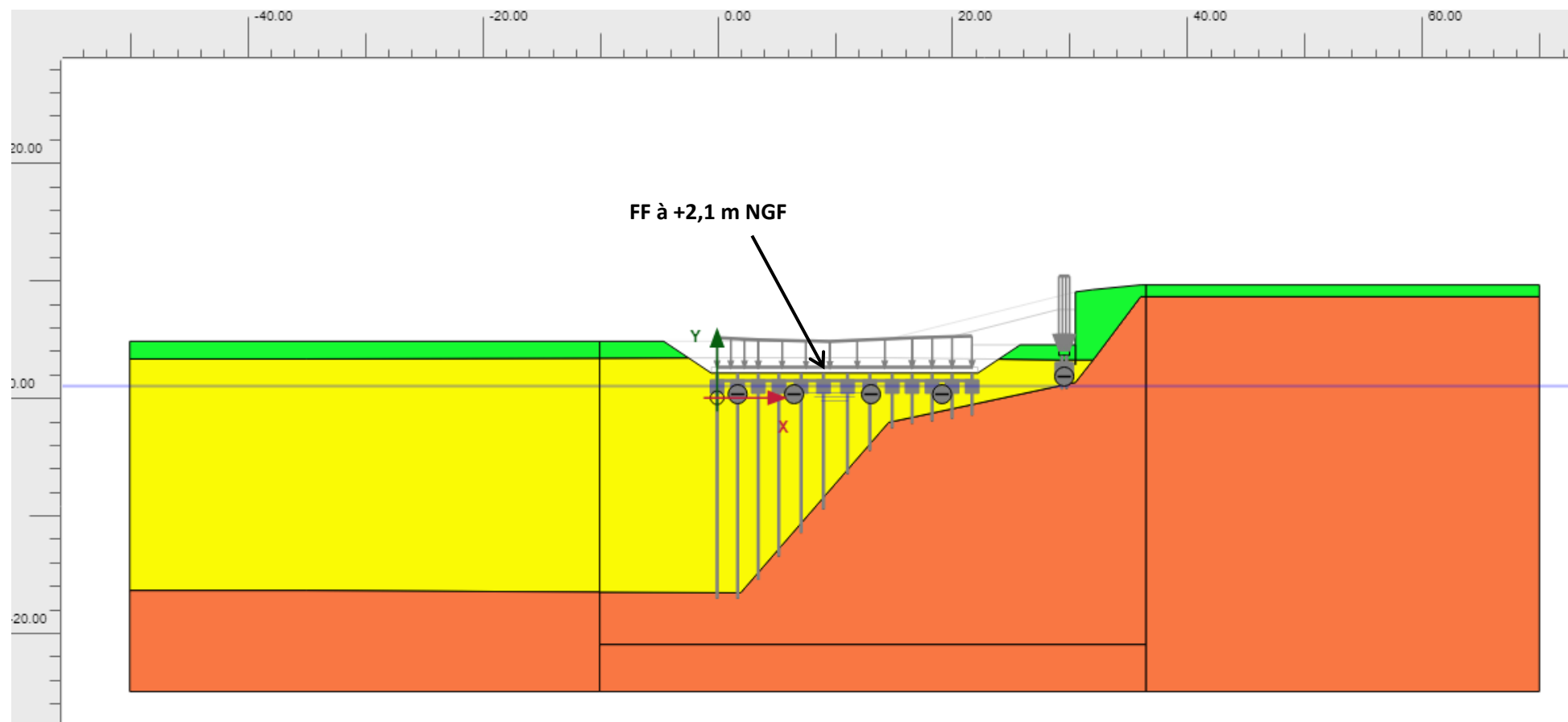


Figure 44 – Phase 1 (décaissement)- Profil C

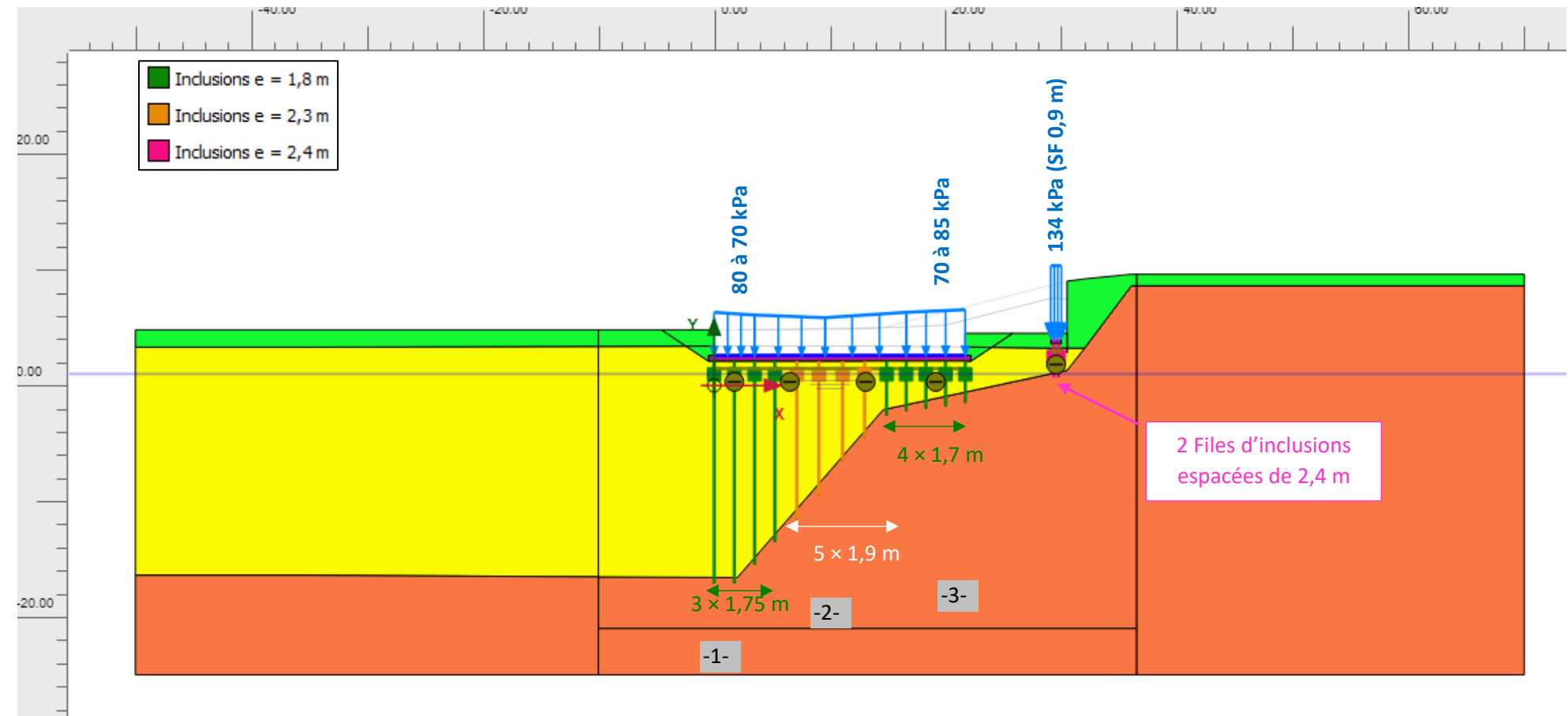


Figure 45 – Phase 2 (phase service) - Profil C

Phase 2 - Activation :

- Des inclusions
- Du matelas de répartition
- Des radiers, SI et SF
- Des charges sur radier, SI et SF (ELS)

Maillage des inclusions de 380 mm de diamètre :

- 1- 1,75 x 1,80 m
- 2- 1,90 x 2,30 m
- 3- 1,70 x 1,80 m

7.7.3 Résultats et vérifications

La capacité portante en compression d'une inclusion de classe 2 – Catégorie 6 de 300 mm de diamètre ancrée de 0,5 m dans la couche C3 (substratum Stampien) est présentée ci-après :

Coupe SP103 sans frottement positif dans C2 – Pour un ancrage de 0,5 m dans la couche C3

Calcul à longueur imposée : L = 20.60							kN	kN	kN	kN
couche	cote	qs1	p1e	kp	Qs	Qp	ELS-QP	ELS-CARA	ELU-FOND	ELU-ACC
01	3.70	0.01	230.0	0.010	0.0	0.3	0.1	0.1	0.2	0.2
01	3.20	0.01	230.0	0.010	0.0	0.3	0.1	0.1	0.2	0.2
01	2.70	0.01	230.0	0.010	0.0	0.3	0.1	0.1	0.2	0.2
01	2.20	0.01	230.0	0.010	0.0	0.3	0.1	0.1	0.2	0.2
01	1.70	0.01	230.0	0.010	0.0	0.3	0.1	0.1	0.2	0.2
01	1.20	0.01	230.0	0.010	0.0	0.3	0.1	0.1	0.2	0.2
01	0.70	0.01	230.0	0.010	0.0	0.3	0.1	0.1	0.2	0.2
01	0.20	0.01	230.0	0.010	0.0	0.3	0.1	0.1	0.2	0.2
01	-0.30	0.01	230.0	0.010	0.0	0.3	0.1	0.1	0.2	0.2
01	-0.80	0.01	230.0	0.010	0.1	0.3	0.1	0.1	0.2	0.2
01	-1.30	0.01	230.0	0.010	0.1	0.3	0.1	0.2	0.2	0.3
01	-1.80	0.01	230.0	0.010	0.1	0.3	0.1	0.2	0.2	0.3
01	-2.30	0.01	230.0	0.010	0.1	0.3	0.1	0.2	0.2	0.3
01	-2.80	0.01	230.0	0.010	0.1	0.3	0.1	0.2	0.2	0.3
01	-3.30	0.01	230.0	0.010	0.1	0.3	0.1	0.2	0.2	0.3
01	-3.80	0.01	230.0	0.010	0.1	0.3	0.1	0.2	0.3	0.3
01	-4.30	0.01	230.0	0.010	0.1	0.3	0.1	0.2	0.3	0.3
01	-4.80	0.01	230.0	0.010	0.1	0.3	0.1	0.2	0.3	0.3
01	-5.30	0.01	230.0	0.010	0.1	0.3	0.1	0.2	0.3	0.3
01	-5.80	0.01	230.0	0.010	0.1	0.3	0.2	0.2	0.3	0.3
01	-6.30	0.01	230.0	0.010	0.1	0.3	0.2	0.2	0.3	0.3
01	-6.80	0.01	230.0	0.010	0.1	0.3	0.2	0.2	0.3	0.3
01	-7.30	0.01	230.0	0.010	0.1	0.3	0.2	0.2	0.3	0.3
01	-7.80	0.01	230.0	0.010	0.1	0.3	0.2	0.2	0.3	0.3
01	-8.30	0.01	230.0	0.010	0.1	0.3	0.2	0.2	0.3	0.3
01	-8.80	0.01	230.0	0.010	0.1	0.3	0.2	0.2	0.3	0.3
01	-9.00	0.01	230.0	0.010	0.2	0.3	0.2	0.2	0.3	0.3
02	-9.00	0.01	230.0	0.010	0.2	0.3	0.2	0.2	0.3	0.3
02	-9.50	0.01	230.0	0.010	0.2	0.3	0.2	0.2	0.3	0.3
02	-10.00	0.01	230.0	0.010	0.2	0.3	0.2	0.2	0.3	0.3
02	-10.50	0.01	230.0	0.010	0.2	0.3	0.2	0.2	0.3	0.3
02	-11.00	0.01	230.0	0.010	0.2	0.3	0.2	0.2	0.3	0.3
02	-11.50	0.01	230.0	0.010	0.2	0.3	0.2	0.2	0.3	0.3
02	-12.00	0.01	230.0	0.010	0.2	0.3	0.2	0.2	0.3	0.4
02	-12.50	0.01	230.0	0.010	0.2	0.3	0.2	0.2	0.3	0.4
02	-13.00	0.01	230.0	0.010	0.2	0.3	0.2	0.2	0.3	0.4
02	-13.50	0.01	230.0	0.010	0.2	0.3	0.2	0.2	0.3	0.4
02	-14.00	0.01	230.0	0.010	0.2	0.3	0.2	0.2	0.3	0.4
02	-14.50	0.01	230.0	0.010	0.2	0.3	0.2	0.2	0.3	0.4
02	-15.00	0.01	443.5	0.010	0.2	0.5	0.3	0.4	0.5	0.6
02	-15.50	0.01	1511.0	0.010	0.2	1.7	0.7	0.9	1.4	1.5
02	-16.00	0.01	2578.5	0.010	0.2	2.9	1.2	1.4	2.3	2.5
02	-16.40	0.01	3432.5	0.010	0.2	3.9	1.5	1.9	3.0	3.3
03	-16.40	185.60	4500.0	1.061	0.2	541.7	194.9	238.2	389.4	428.4
03	-16.90	185.60	4500.0	1.211	111.0	618.1	278.1	340.0	523.9	576.4
03	-16.90	185.60	4500.0	1.211	111.0	618.1	278.1	340.0	523.9	576.4

Figure 46 : Capacité portante en compression d'une inclusion – Sorties résultats FOXTA

Pour ce cas, les frottements positifs (sous le point neutre) dans la couche C2 ont été négligées afin de vérifier toutes les configurations possibles du site (épaisseur très faible de la couche C2 dans certaines zones). En phase EXE, il sera possible de réaliser plusieurs calculs de portance en fonction des zones et des résultats des sondages géotechniques.

Coupe SP103 avec frottement positif dans C2 à partir de -9,0 m NGF – Pour un ancrage de 0,5 m dans la couche C3

calcul à longueur imposée : L = 20.60							kN	kN	kN	kN
couche	cote	qsl	ple	kp	Qs	Qp	ELS-QP	ELS-CARA	ELU-FOND	ELU-ACC
01	3.70	0.01	230.0	0.010	0.0	0.3	0.1	0.1	0.2	0.2
01	3.20	0.01	230.0	0.010	0.0	0.3	0.1	0.1	0.2	0.2
01	2.70	0.01	230.0	0.010	0.0	0.3	0.1	0.1	0.2	0.2
01	2.20	0.01	230.0	0.010	0.0	0.3	0.1	0.1	0.2	0.2
01	1.70	0.01	230.0	0.010	0.0	0.3	0.1	0.1	0.2	0.2
01	1.20	0.01	230.0	0.010	0.0	0.3	0.1	0.1	0.2	0.2
01	0.70	0.01	230.0	0.010	0.0	0.3	0.1	0.1	0.2	0.2
01	0.20	0.01	230.0	0.010	0.0	0.3	0.1	0.1	0.2	0.2
01	-0.30	0.01	230.0	0.010	0.0	0.3	0.1	0.1	0.2	0.2
01	-0.80	0.01	230.0	0.010	0.1	0.3	0.1	0.1	0.2	0.2
01	-1.30	0.01	230.0	0.010	0.1	0.3	0.1	0.2	0.2	0.3
01	-1.80	0.01	230.0	0.010	0.1	0.3	0.1	0.2	0.2	0.3
01	-2.30	0.01	230.0	0.010	0.1	0.3	0.1	0.2	0.2	0.3
01	-2.80	0.01	230.0	0.010	0.1	0.3	0.1	0.2	0.2	0.3
01	-3.30	0.01	230.0	0.010	0.1	0.3	0.1	0.2	0.2	0.3
01	-3.80	0.01	230.0	0.010	0.1	0.3	0.1	0.2	0.3	0.3
01	-4.30	0.01	230.0	0.010	0.1	0.3	0.1	0.2	0.3	0.3
01	-4.80	0.01	230.0	0.010	0.1	0.3	0.1	0.2	0.3	0.3
01	-5.30	0.01	230.0	0.010	0.1	0.3	0.1	0.2	0.3	0.3
01	-5.80	0.01	230.0	0.010	0.1	0.3	0.2	0.2	0.3	0.3
01	-6.30	0.01	230.0	0.010	0.1	0.3	0.2	0.2	0.3	0.3
01	-6.80	0.01	230.0	0.010	0.1	0.3	0.2	0.2	0.3	0.3
01	-7.30	0.01	230.0	0.010	0.1	0.3	0.2	0.2	0.3	0.3
01	-7.80	0.01	230.0	0.010	0.1	0.3	0.2	0.2	0.3	0.3
01	-8.30	0.01	230.0	0.010	0.1	0.3	0.2	0.2	0.3	0.3
01	-8.80	0.01	230.0	0.010	0.1	0.3	0.2	0.2	0.3	0.3
01	-9.00	0.01	230.0	0.010	0.2	0.3	0.2	0.2	0.3	0.3
02	-9.00	33.75	230.0	0.010	0.2	0.3	0.2	0.2	0.3	0.3
02	-9.50	33.75	230.0	0.010	20.3	0.3	10.3	12.6	14.8	16.3
02	-10.00	33.75	230.0	0.010	40.4	0.3	20.4	25.0	29.2	32.2
02	-10.50	33.75	230.0	0.010	60.6	0.3	30.6	37.4	43.7	48.1
02	-11.00	33.75	230.0	0.010	80.7	0.3	40.7	49.8	58.2	64.0
02	-11.50	33.75	230.0	0.010	100.9	0.3	50.8	62.2	72.7	80.0
02	-12.00	33.75	230.0	0.010	121.0	0.3	60.9	74.5	87.2	95.9
02	-12.50	33.75	230.0	0.010	141.2	0.3	71.1	86.9	101.6	111.8
02	-13.00	33.75	230.0	0.010	161.3	0.3	81.2	99.3	116.1	127.7
02	-13.50	33.75	230.0	0.010	181.5	0.3	91.3	111.7	130.6	143.7
02	-14.00	33.75	230.0	0.010	201.6	0.3	101.5	124.1	145.1	159.6
02	-14.50	33.75	230.0	0.010	221.8	0.3	111.6	136.5	159.5	175.5
02	-15.00	33.75	443.5	0.010	241.9	0.5	121.8	149.0	174.2	191.6
02	-15.50	33.75	1511.0	0.010	262.0	1.7	132.4	161.9	189.5	208.5
02	-16.00	33.75	2578.5	0.010	282.2	2.9	142.9	174.8	204.9	225.4
02	-16.40	33.75	3432.5	0.010	298.3	3.9	151.4	185.2	217.2	238.9
03	-16.40	185.60	4500.0	1.061	298.3	541.7	344.8	421.5	603.6	664.0
03	-16.90	185.60	4500.0	1.211	409.1	618.1	428.0	523.3	738.1	790.0
03	-16.90	185.60	4500.0	1.211	409.1	618.1	428.0	523.3	738.1	790.0

Figure 47 : Capacité portante en compression d'une inclusion – Sorties résultats FOXTA

Le prédimensionnement du renforcement de sol est synthétisé dans les tableaux suivants. Uniquement les cas principaux et/ou les plus chargés ont été étudiés afin de vérifier la solution. En phase EXE, les vérifications seront à mener pour l'ensemble des ouvrages et des cas de chargement

Semelles isolées – Calculs Module TASPIE+ Logiciel Foxta V4

CAS	Semelles isolées Largeur (m) × longueur (m)	Etat ⁽¹⁾	σ (MPa)	V (kN)	Nombre d'inclusions	Effort max. dans l'inclusion (kN)	Cote d'annulation du frottement négatif (m NGF)	Contrainte max. sur le sol en place (MPa) ⁽¹⁾	Tassements calculés (cm)
Cas 1 – SP102	0,75 × 0,75	ELS	0,20	125	1	59	+2,6	0,03	0,5
		ELU fond	0,33	186		87		0,05	-
Cas 2 – SC101	1,3 × 1,3	ELS	0,20	338	2	83	+1,45	0,04	1,0
		ELU fond	0,33	558		134		0,06	-
Cas 3 – SP103	1,4 × 1,4	ELS	0,20	392	2	116	+0,5	0,04	1,0
		ELU fond	0,33	647		188		0,06	-
Cas 4 – SC101/SP4	1,4 × 1,4	ELS	0,20	392	2	112	+0,2	0,04	0,8
		ELU fond	0,33	647		182		0,06	-
Cas 5 – SP103	1,7 × 1,7	ELS	0,20	578	3	127	0,0	0,04	1,0
		ELU fond	0,33	953		207		0,06	-
Cas 6 – SC101/SP4	3,0 × 3,0	ELS	0,20	1680 max	5	224	-3,0	0,04	1,6
		ELU fond	0,33	2 520 max		331		0,07	-

(1) Sous la base du matelas de répartition.

Pour les cas présentés ci-dessus, l'effort maximal dans l'inclusion vaut 224 kN. Cet effort reste admissible (< 278 kN capacité portante à l'ELS QP pour un ancrage de 0,5 m dans C3 sans frottement positif dans C2).

Les tassements calculs sont de l'ordre de 0,5 à 2,0 cm.

Semelles filantes– Calculs Module TASPIE+ Logiciel Foxta V4

Semelles filantes Largeur × longueur (m)	Etat	σ (MPa)	V (kN/ml)	Espacement entre inclusions (m) Nbre de files	Effort max. dans l’inclusion (kN)	Cote d’annulation du frottement négatif (m/TN)	Contrainte max. sur le sol en place (MPa) ⁽¹⁾	Tassements calculés (cm)
Cas 7 – SP102 0,6 × 7,8 m	ELS	0,20	120	2,0 m	109	0,8	0,04	0,7
	ELU fond	0,33	198	1 file (5 u)	176		0,06	-

(1) Sous la base du matelas de répartition.

Pour les cas présentés ci-dessus, l’effort maximal dans l’inclusion vaut 127 kN. Cet effort reste admissible (< 278 kN capacité portante à l’ELS QP pour un ancrage de 0,5 m dans C3 sans frottement positif dans C2).

Les tassements calculés sont de l’ordre de 0,5 à 2,0 cm.

Bassin circulaire - Calculs Module TASPIE+ Logiciel Foxta V4

Le calcul du renforcement de sol sous le radier du petit bassin circulaire est mené comme pour une semelle isolée en raison du diamètre du bassin (6,1 m) au regard de la hauteur de sol renforcé (20,9 m).

Contraintes sous radiers	Nombre d’inclusions (m)	Effort max. dans l’inclusion (kN)	Cote d’annulation du frottement négatif (m/base matelas)	Tassements calculés (cm)	Contrainte max. sur le sol en place (MPa) ⁽¹⁾
100 kPa ELS (2 922 kN)	8	260	-9,0	2,0	0,03
140 kPa ELU (4 091 kN)		360		-	0,04

(1) Sous la base du matelas de répartition.

PROFIL A

Déplacements verticaux à la phase 2 sans remise à 0 entre les phases 1 et 2 (vérification de l'impact global vis-à-vis de l'ouvrage RTM) :

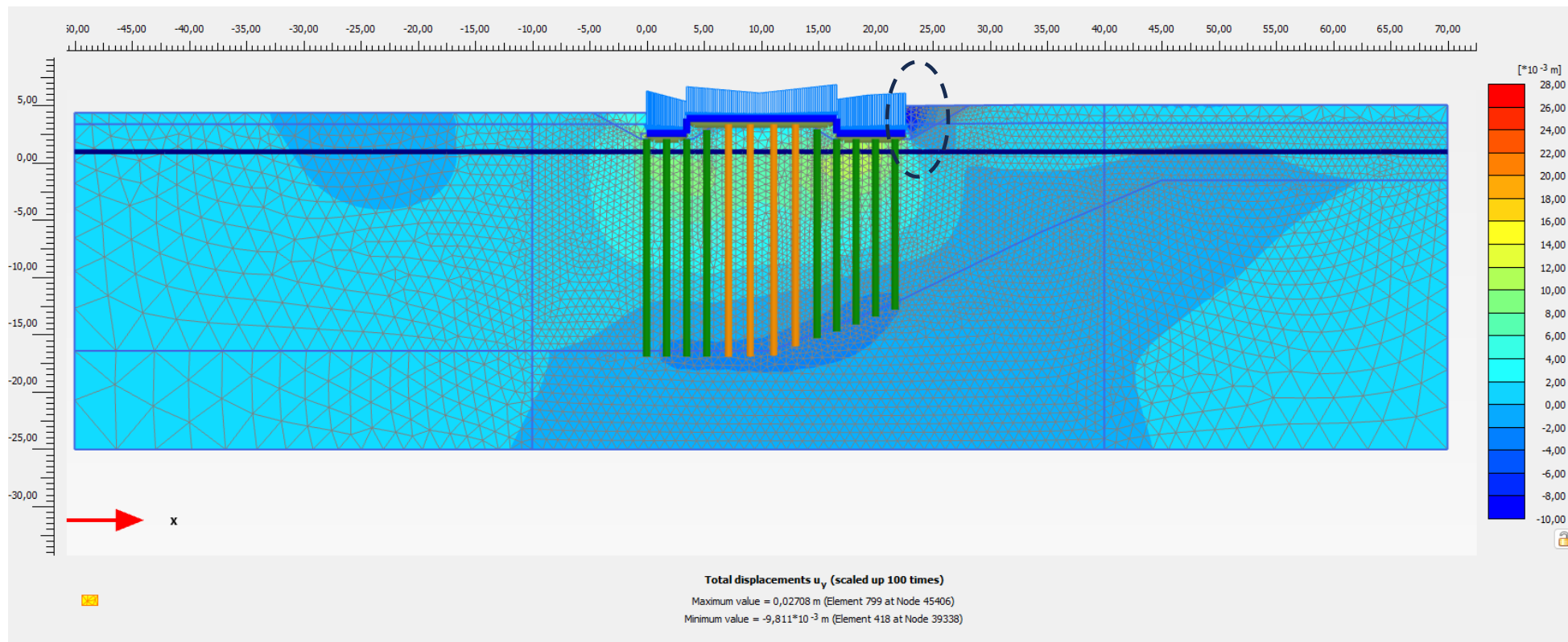


Figure 48 : Déplacements verticaux totaux côté ouvrage RTM – Profil A

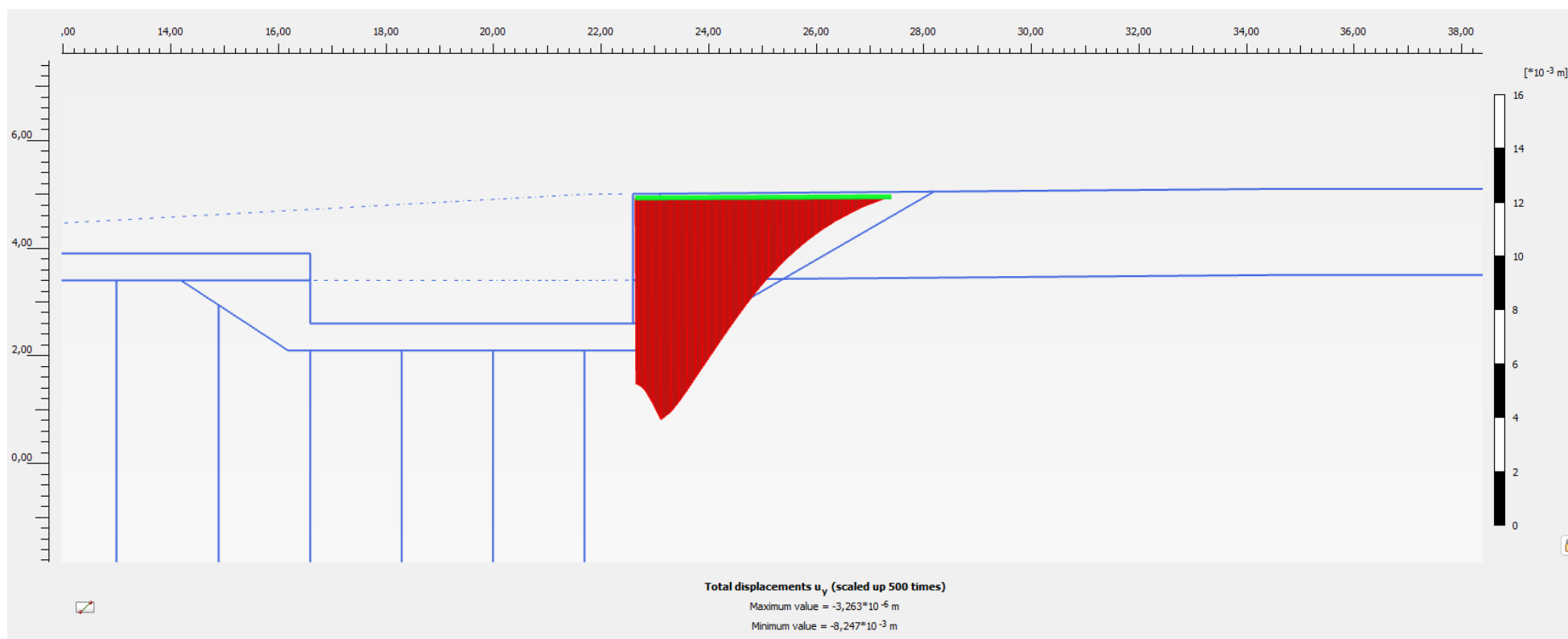


Figure 49 : Déplacements verticaux totaux côté ouvrage RTM – Profil A

Du côté de l'ouvrage de la RTM, les tassements verticaux restent inférieurs ou égaux à 1 cm. Ils décroissent rapidement en s'éloignant du projet : de l'ordre de 1 cm en périphérie du bâtiment puis $\leq 0,5$ cm à environ 2 m de distance.

A noter que cette modélisation ne tient pas compte de l'influence du comportement de la berlinoise (cf. chapitre 9). En phase conception, nous avons prédimensionné la berlinoise via le logiciel KREA.

En phase EXE, un calcul aux éléments finis intégrant écran de soutènement, radiers, inclusions, ... sera à mener en considérant le dimensionnement EXE pour vérification de l'interaction avec l'ouvrage de la RTM.

Déplacements verticaux à la phase 2 avec remise à 0 entre les phases 1 et 2 (vérification des tassements impactant les radiers) :

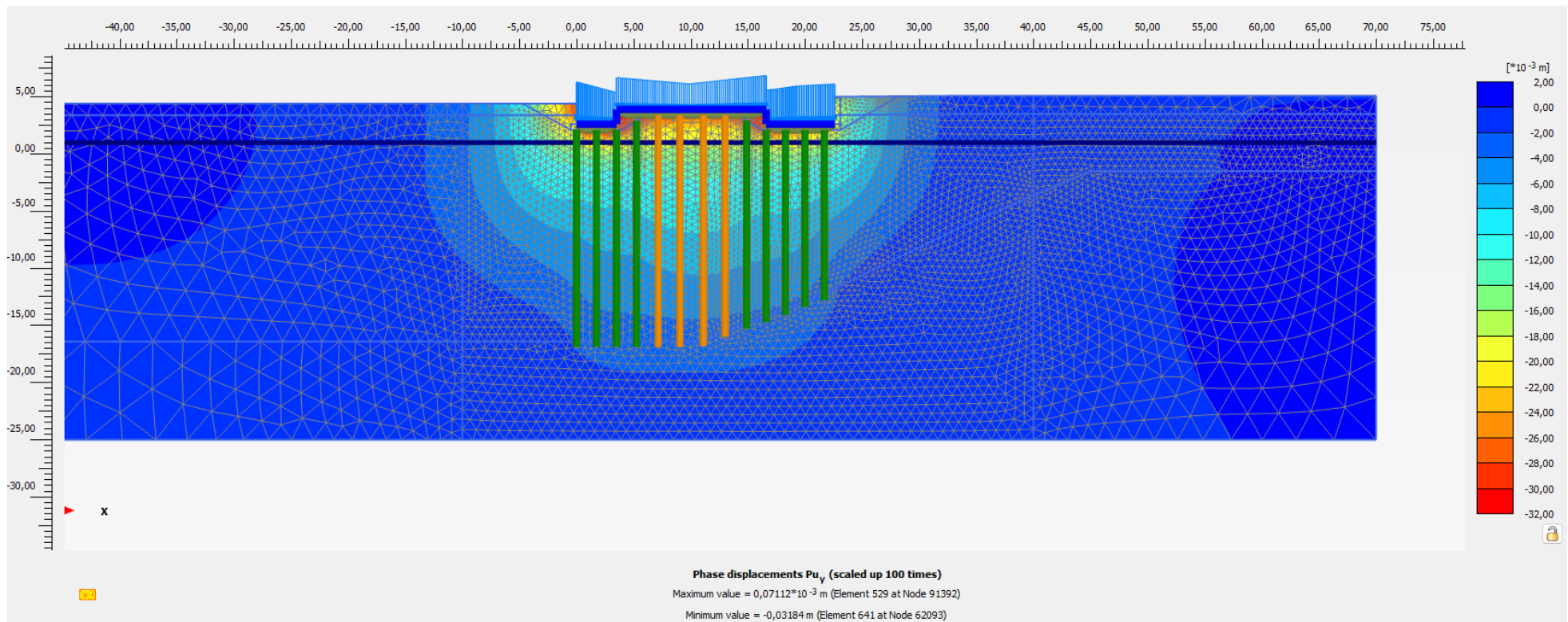
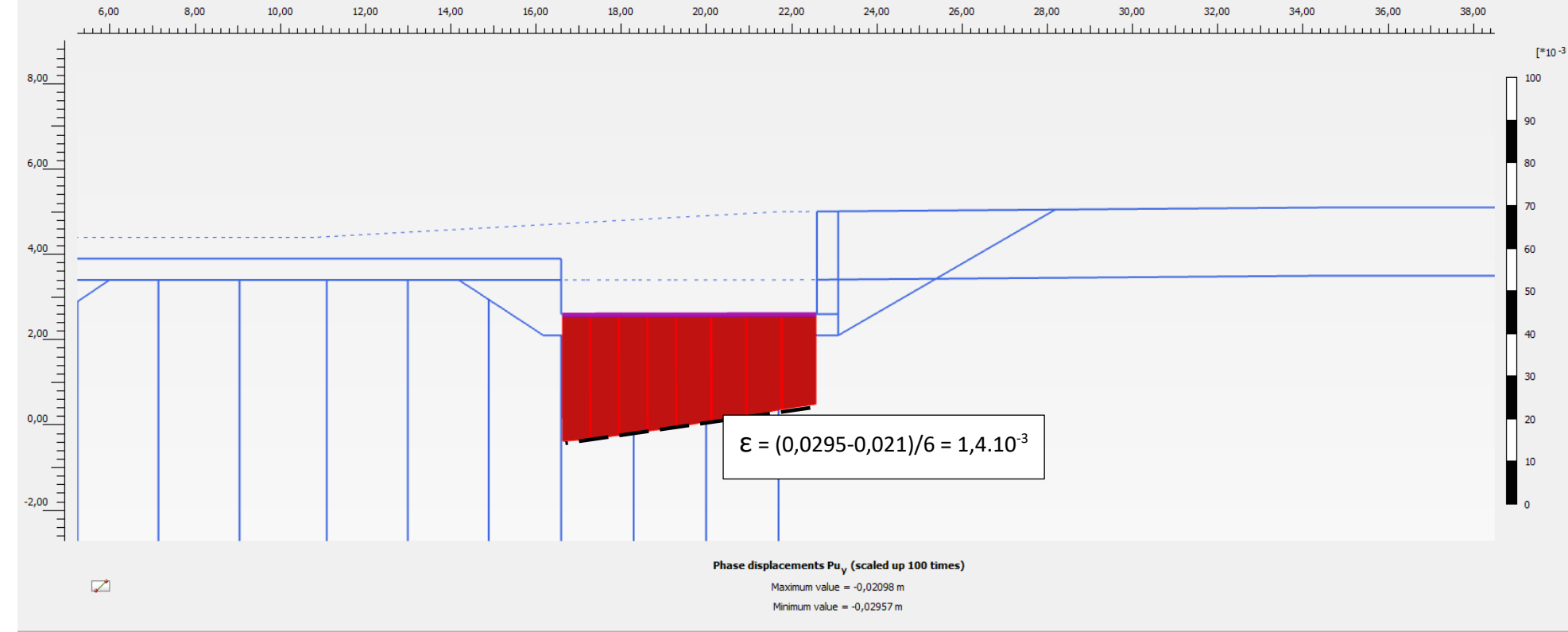
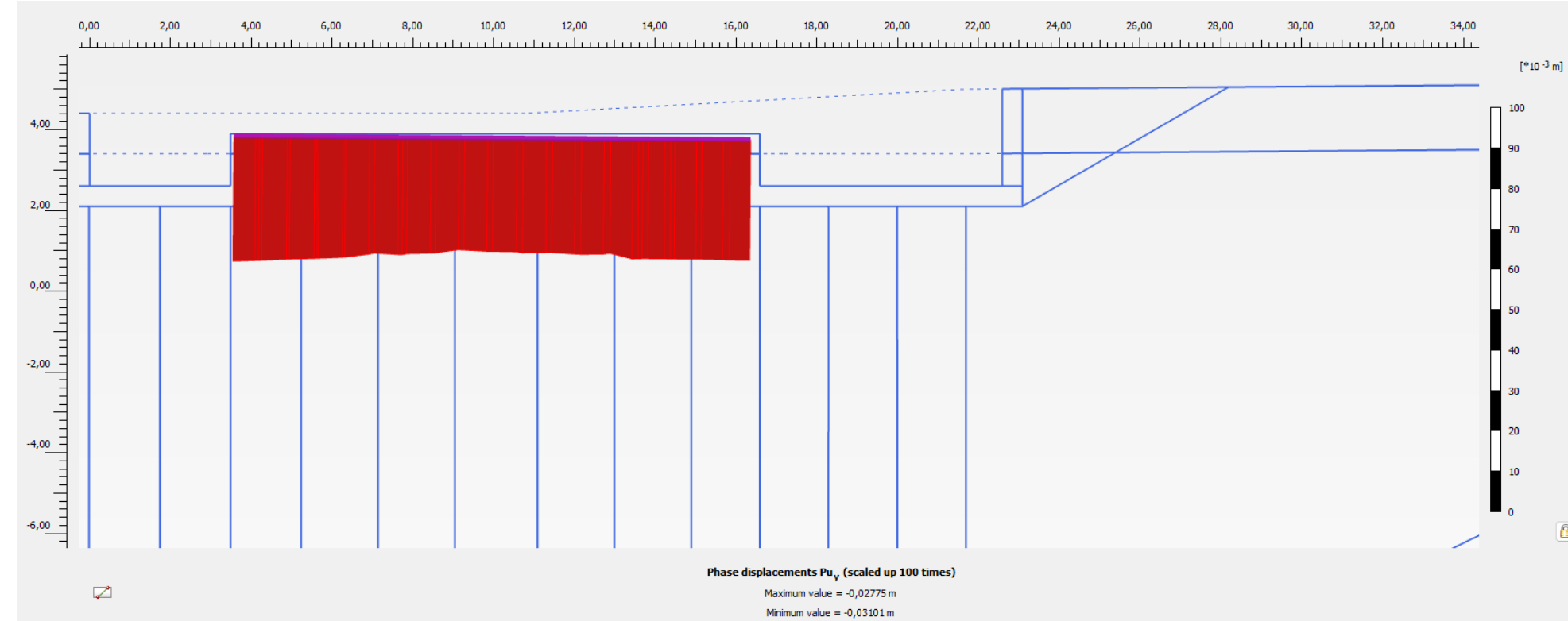


Figure 50 : Déplacements verticaux affectant les radiers – Profil A





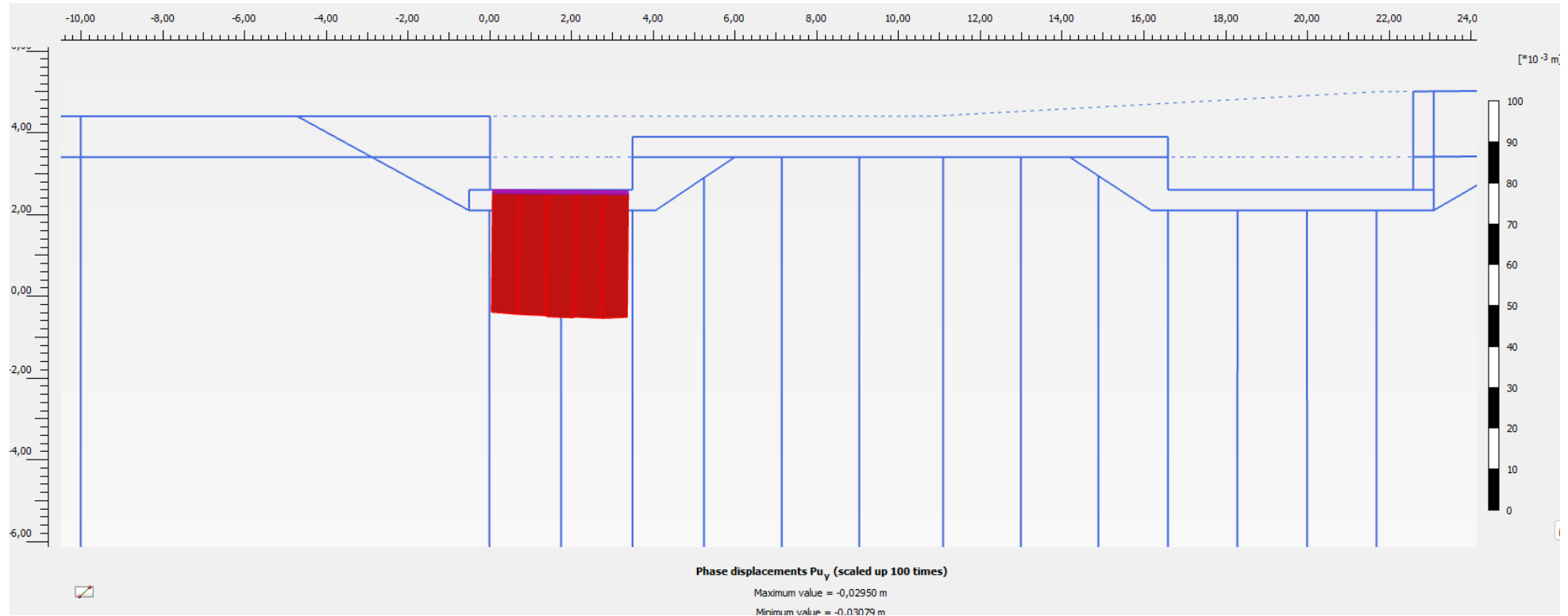


Figure 51 : Déplacements verticaux affectant les radiers – Profil A

Suivant les hypothèses considérées :

- Les déplacements calculés sous radier varient entre 2,1 et 3,1 cm.
- Le tassement différentiel max calculé ($1,4 \cdot 10^{-3}$) est inférieur au $1/500^{\text{ème}}$ ($=2 \cdot 10^{-3}$).

Efforts dans les inclusions à la phase 2 :

L'effort maximum dans les inclusions reste admissible (< 428 kN capacité portante à l'ELS QP suivant SP103 en considérant un frottement positif à partir de -9,0 m NGF).

PROFIL B

Déplacements verticaux à la phase 2 avec remise à 0 entre les phases 1 et 2 (vérification des tassements impactant les radiers) :

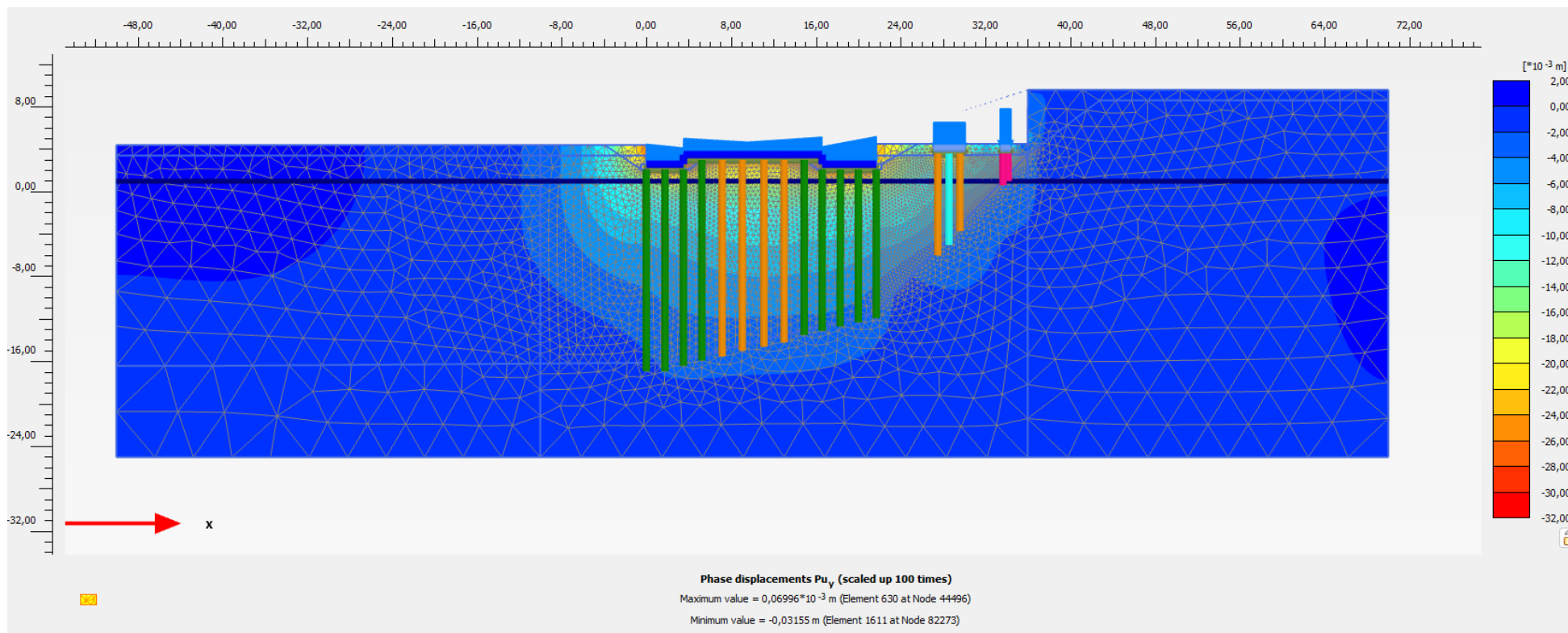
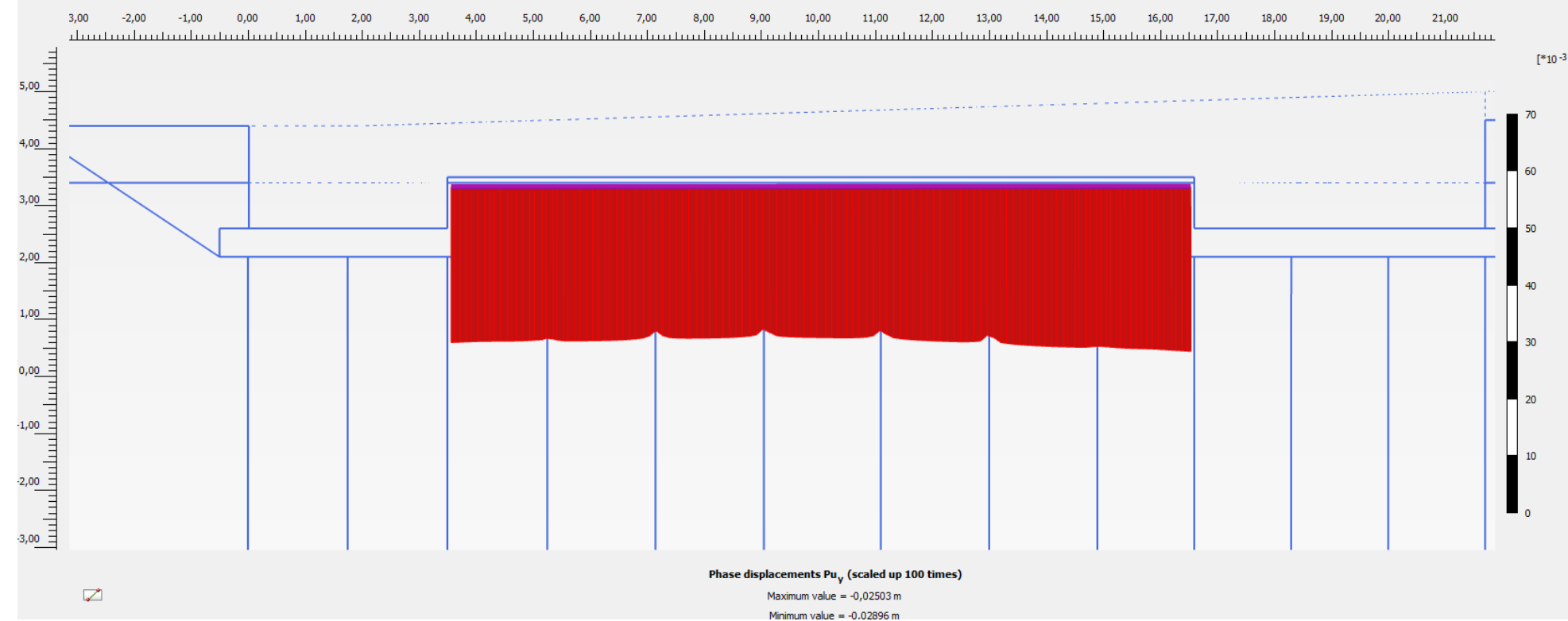
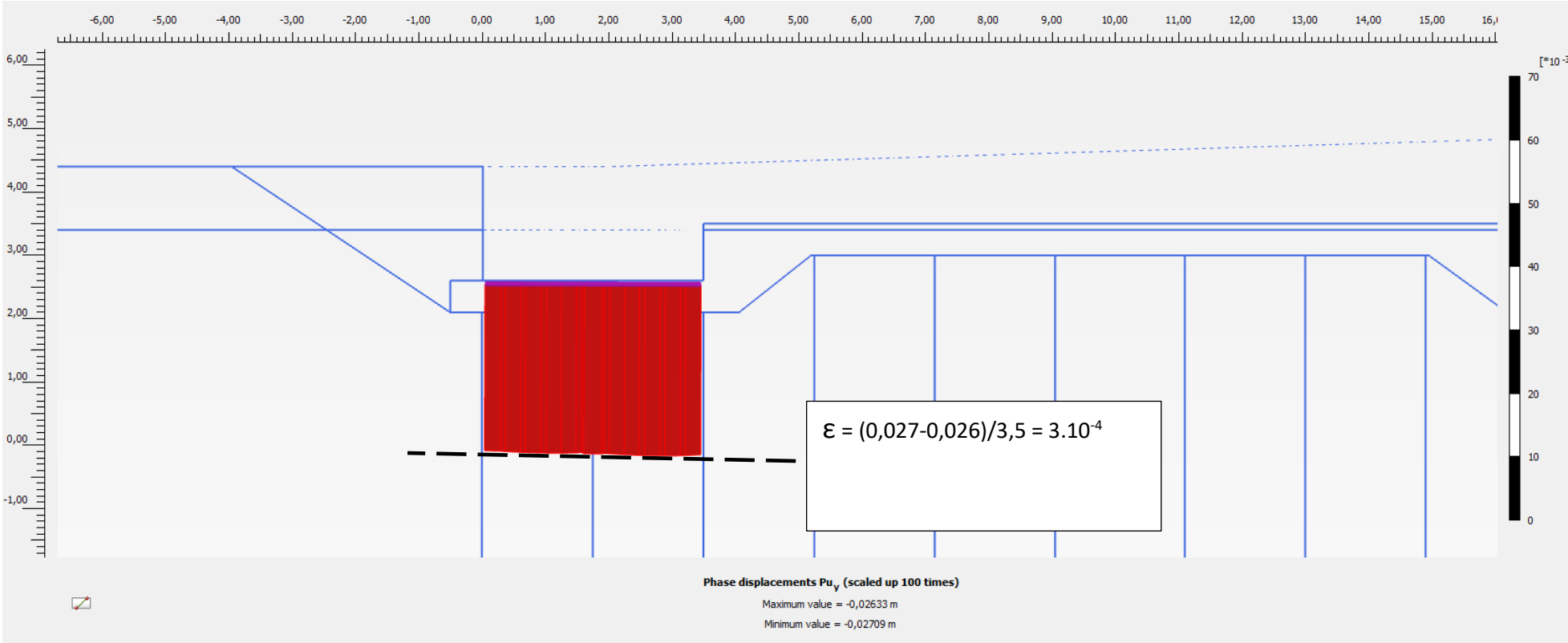


Figure 52 : Déplacements verticaux affectant les radiers – Profil B





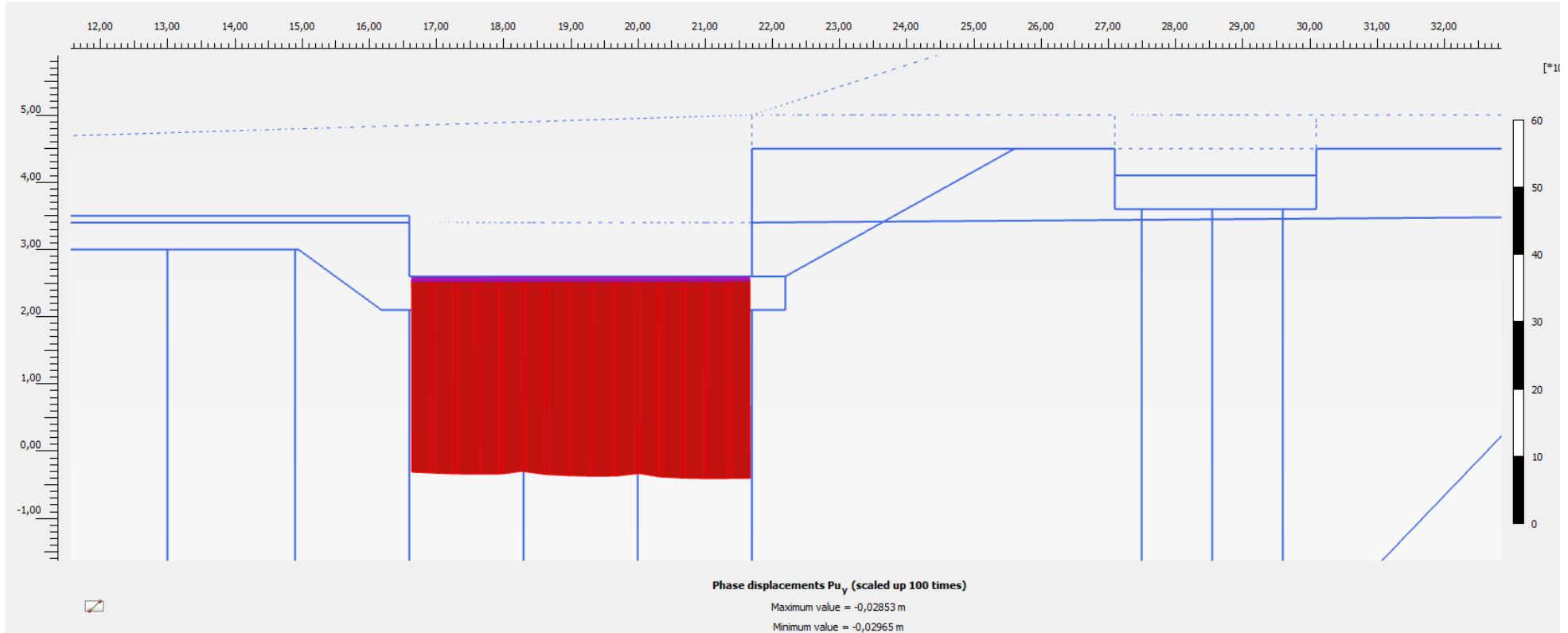


Figure 53 : Déplacements verticaux affectant les radiers – Profil B

Suivant les hypothèses considérées :

- Les déplacements calculés sous radier varient entre 2,5 et 3,0 cm.
- Le tassement différentiel calculé (de l'ordre de 3.10^{-4}) est inférieur au $1/500^{\text{ème}}$ ($\approx 2.10^{-3}$)

Efforts dans les inclusions sous radier à la phase 2 :

L'effort maximum reste admissible (< 278 kN capacité portante à l'ELS QP pour un ancrage de 0,5 m dans C3 sans frottement positif dans C2).

Cas des semelles isolées 3,0 × 3,0 m :

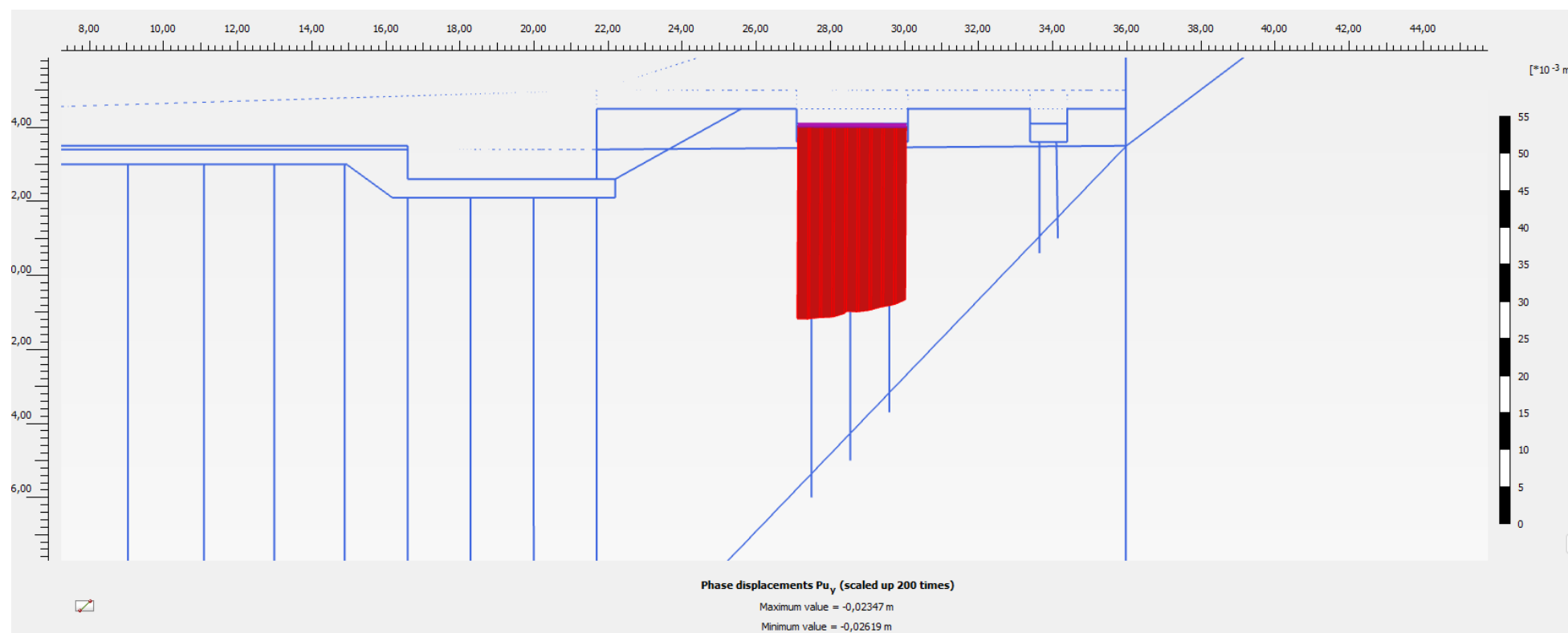


Figure 54 : Tassements au droit des semelles isolées 3,0 × 3,0 m – Profil B

Au droit de la semelle, le tassement calculé vaut 2,5 cm contre 1,6 cm calculé avec le logiciel FOXTA. Le tassement plus important obtenu via le calcul Plaxis peut s'expliquer entre autres par la linéarisation des charges et des semelles isolées (Semelle filante de 3,0 m de large considérée sur une longueur infinie). De plus, le tassement de la semelle peut être impactée par le tassement du radier.

Pour le profil étudié, le tassement différentiel entre le radier et la semelle filante reste inférieur à 1/500ème :

- Approche FOXTA : $(0,029 - 0,016)/6,8 = 1,9 \cdot 10^{-3} < 1/500^{\text{ème}} = 2 \cdot 10^{-3}$
- Approche Plaxis : $(0,029 - 0,025)/6,8 = 6 \cdot 10^{-4} < 1/500^{\text{ème}} = 2 \cdot 10^{-3}$

Cas de la semelle filante de 1,0 m de largeur :

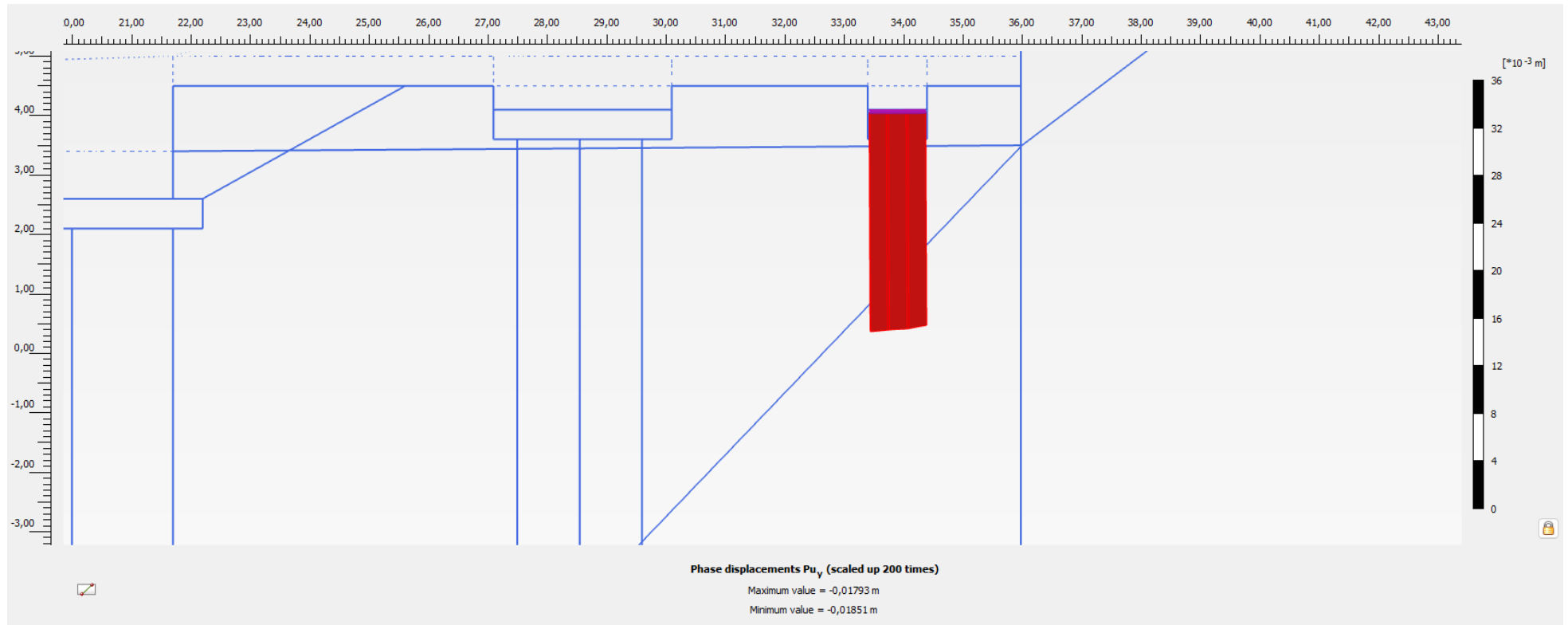


Figure 55 : Tassements au droit de la semelle filante de 1,0 m de largeur – Profil B

Au droit de la semelle, le tassement calculé vaut 1,8 cm.

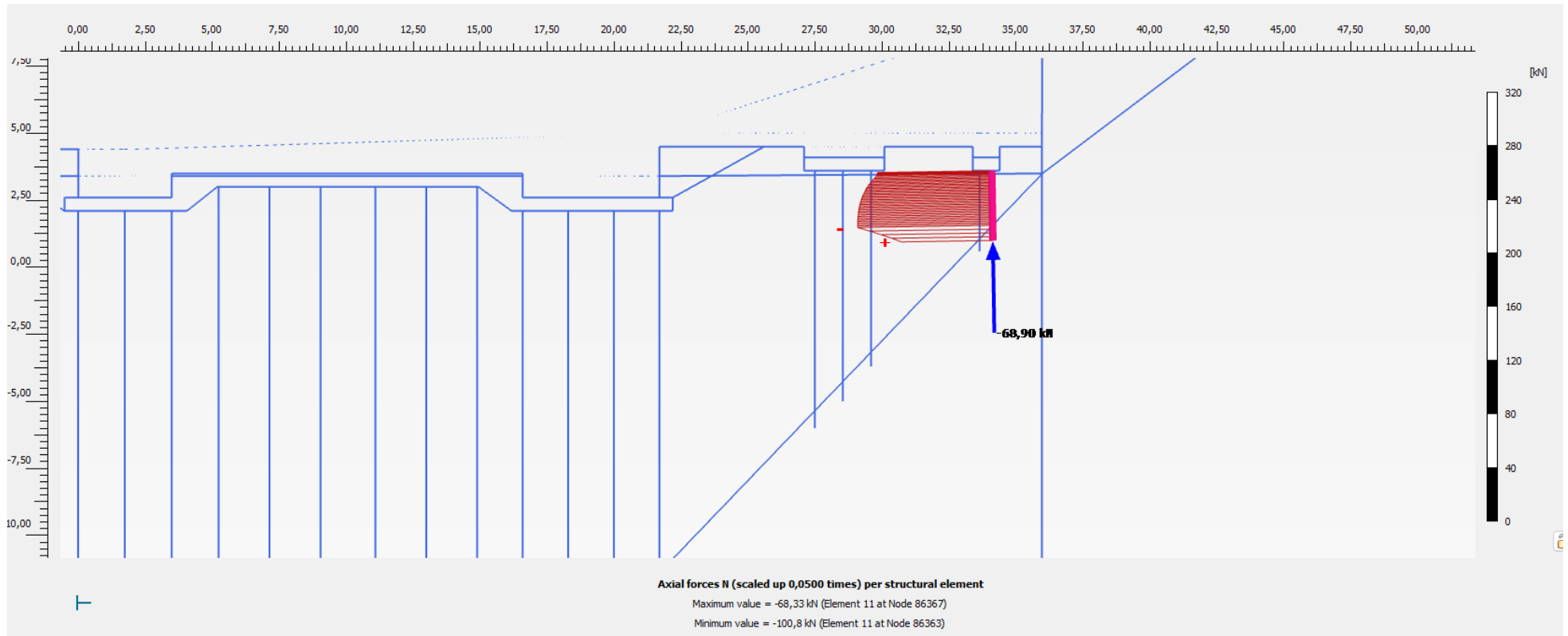


Figure 56 : Efforts maximum dans les inclusions au droit de la semelle filante de 1,0 m de largeur – Profil B

Au droit de la semelle, l'effort maximal dans l'inclusion vaut 100 kN. Cet effort reste admissible (< 278 kN capacité portante à l'ELS QP pour un ancrage de 0,5 m dans C3 sans frottement positif dans C2).

PROFIL C

Déplacements verticaux à la phase 2 avec remise à 0 entre les phases 1 et 2 (vérification des tassements impactant les radiers) :

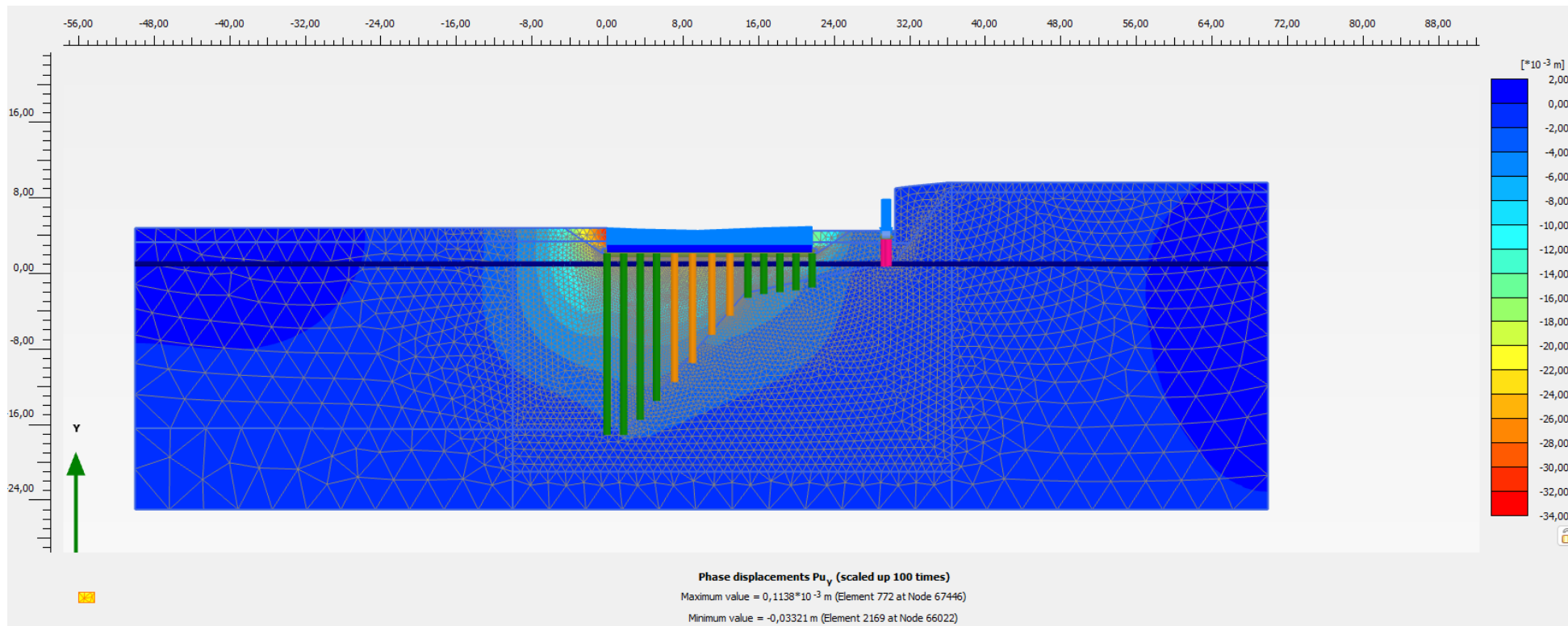


Figure 57 : Déplacements verticaux affectant les radiers – Profil C

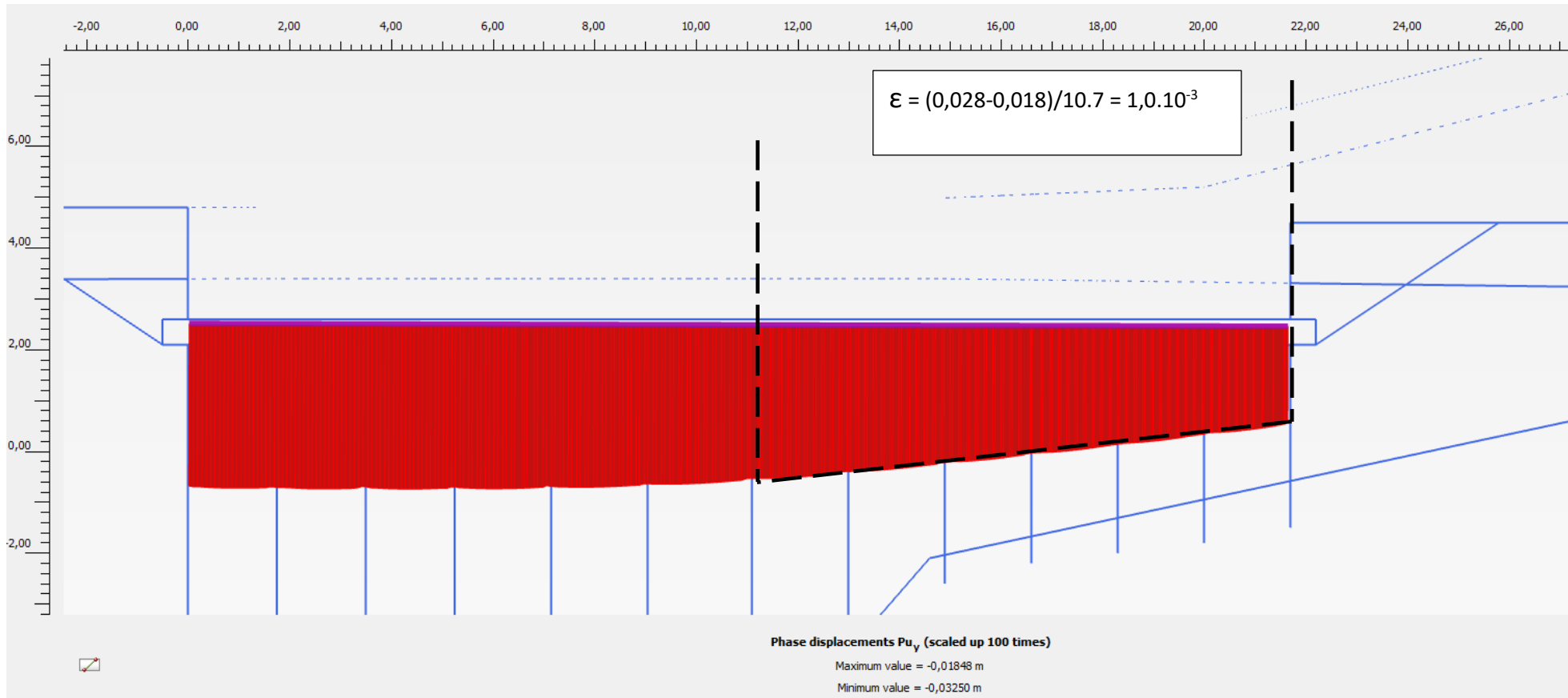


Figure 58 : Déplacements verticaux affectant les radiers – Profil C

Suivant les hypothèses considérées :

- Les déplacements calculés sous radier varient entre 1,8 et 3,2 cm.
- Le tassement différentiel calculé ($1,0.10^{-3}$) est inférieur au $1/500^{\text{ème}}$ ($=2.10^{-3}$).

Efforts dans les inclusions sous radiers à la phase 2 :

L'effort maximum dans les inclusions reste admissible (< 278 kN capacité portante à l'ELS QP pour un ancrage de 0,5 m dans C3 sans frottement positif dans C2).

Résultats au droit de la semelle filante de 0,9 m de largeur :

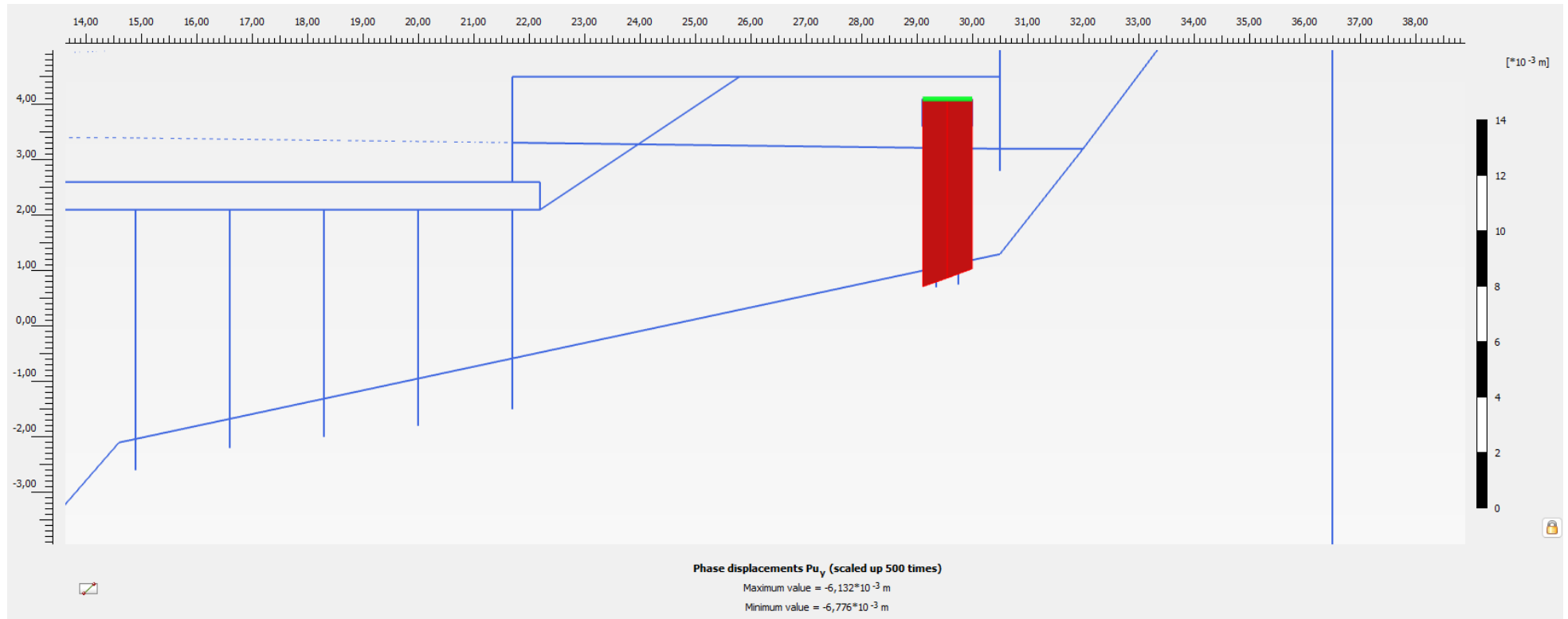


Figure 59 : Tassements au droit de la semelle largeur 0,9 m – Profil C

Au droit de la semelle, le tassement calculé vaut 0.7 cm.

Pour le profil étudié, le tassement différentiel entre le radier et la semelle filante reste inférieur à 1/500ème ($> (0,018 - 0,007)/7,4 = 1.5 \cdot 10^{-3}$).

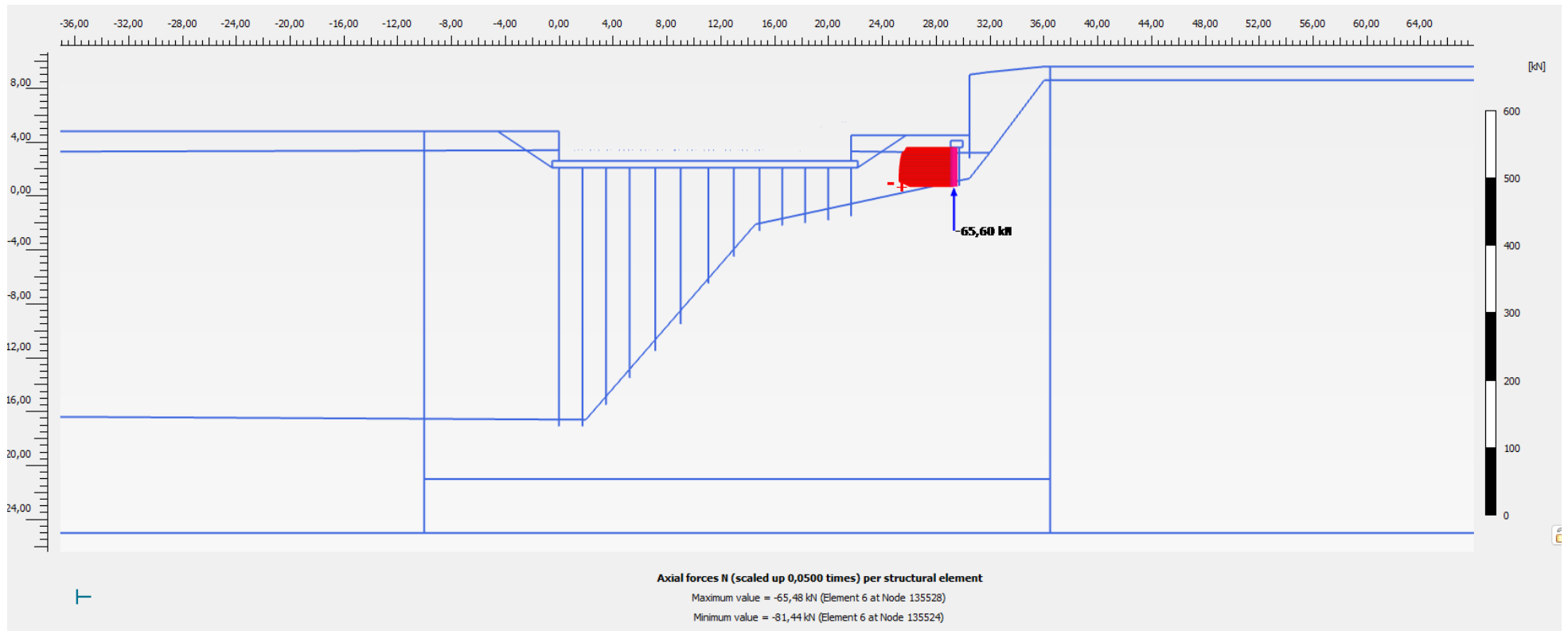


Figure 60 : Efforts maximum dans les inclusions – Profil C

Au droit de la semelle, l'effort maximal dans l'inclusion vaut 82 kN. Cet effort reste admissible (< 278 kN capacité portante à l'ELS QP pour un ancrage de 0,5 m dans C3 sans frottement positif dans C2).

➔ NORD

Les tassements des semelles isolées en bordure de radier ou à proximité seront influencés par le tassement du radier (non pris en compte dans les calculs menés avec le module TASPIE+ du logiciel FOXTA V4).

Au vu des résultats, le tassement différentiel de 1/500^{ème} apparaît ainsi vérifiable.

Le calepinage, la fiche et le diamètre des inclusions seront déterminés par l'entreprise de renforcement de sol en relation avec le géotechnicien, dans le cadre d'une mission de type G3, en fonction des charges définitives du projet et de l'objectif de limitation des tassements. Les raideurs seront redéfinies en fonction du dimensionnement EXE.

L'entreprise fournira une étude G3 et devra faire des itérations de calcul avec le BET STR EXE pour donner les raideurs réelles en fonction de la solution de renforcement de sol choisie par l'entreprise et des sondages complémentaires. Ces raideurs devront être compatibles avec les objectifs de tassements imposés par la G2PRO (cf §7.1) et rappelés ici :

- Tassements absolus limités à 2,5 cm sous semelle et 3 cm sous radier
- Tassements différentiel limités à 1/500^{ème} en tout point du projet

[Ces objectifs seront à adapter si nécessaire dans la zone d'influence géotechnique de l'ouvrage RTM pour lequel une étude de sensibilité par le BET GINGER est en cours.](#)

A noter :

L'évaluation de ces tassements reste théorique.

Le niveau du toit du substratum étant très variable, nous préconisons la réalisation de sondages destructifs complémentaires afin de caler au mieux :

- la longueur des inclusions suivant les zones,
- le maillage vis-à-vis du tassement différentiel.

Suivant les résultats des sondages complémentaires (par exemple, pendage trop abrupt du substratum dans certaines zones), il pourra s'avérer nécessaire d'opter pour une solution de fondations profondes en remplacement de la solution renforcement de sol.

7.8 SPÉCIFICATIONS ET SUJÉTIONS D'EXÉCUTION

7.8.1 Inclusions rigides

➤ Dispositions générales

Les inclusions rigides ne reprennent pas les efforts horizontaux, les moments, ni les efforts de soulèvements. Les méthodes classiques de dimensionnement de semelles (frottements, butées, tirants, lestage...) sont applicables pour ces efforts.

Malgré le matelas de répartition sous semelles, des efforts parasites peuvent affectés les inclusions (efforts horizontaux). La flexion composée devra donc être contrôlée au sein des inclusions. Si les inclusions ne sont pas entièrement comprimées alors elles devront être ferraillées.

Le dimensionnement des inclusions pourra être optimisé en fonction des procédés particuliers des entreprises qui devront avoir été préalablement validés par le CEREMA et l'IFFSTAR.

L'entraxe entre les inclusions devra être supérieur à 3 diamètres pour les inclusions forées sans refoulement de sol et de 4 diamètres pour les inclusions avec refoulement.

Il sera nécessaire d'apporter un soin particulier lors de terrassements (canalisation etc.) afin de ne pas détériorer les inclusions rigides.

Compte tenu du contexte, la possibilité de rencontrer des vestiges enterrés est avérée, dans ce cas des dispositions de purge, démolition, voir sciage sont à prévoir. Ces dispositions seront adaptées pour ne pas déstabiliser les existants et respecter la circulaire de 1986 dans le cas de l'utilisation du BRH ou d'autres moyens générant des vibrations.

Pour les inclusions à proximité des mitoyens (mur de soutènement existant), il y aura éventuellement nécessité de les décaler (en raison par exemple des débords de fondations existantes, de l'emprise du matériel de forage par rapport aux murs des mitoyens, ...). Dans ce cas, la structure du système de fondation devra être adaptée (fondations et longrines) et les inclusions pourront nécessiter d'être armées pour prendre en compte les moments parasites en lien avec l'excentrement des charges.

La technique d'exécution retenue par l'Entreprise de renforcement de sol devra permettre d'atteindre les fiches et niveaux d'assises demandés en tenant compte de la compacité de l'horizon d'ancrage et ce en fonction des descentes de charges.

Les longueurs des inclusions varieront en fonction de la profondeur de rencontre du toit de la couche C3 (substratum Stampien). La profondeur des inclusions devra être adaptée au cours des travaux afin d'assurer l'ancrage nécessaire dans le substratum.

Au démarrage des travaux de forages, il conviendra de valider le modèle de sol retenu (épaisseur des différentes couches de sol).

Nous alertons sur le fait que l'entreprise en charge des travaux est seule responsable d'assurer le bon ancrage des inclusions dans l'horizon prévu. Cet ancrage doit être nettement identifiable sur l'écran de la foreuse avec une augmentation du couple de rotation et une diminution de la vitesse d'avancement. De plus, nous rappelons la présence suivant les zones d'une couche de transition entre C2 et C3 (argiles à blocs identifiés par exemple au droit de SP103 sur une épaisseur de 2,8 m). **Les inclusions devront être ancrées au-delà de cette couche de transition.**

Des essais d'informations devront être réalisés au droit des sondages pour confirmer que l'ancrage est possible. Dans le cas contraire la technique de forage et/ou l'outil d'attaque devront être adaptés à la compacité du substratum.

Le forage constituera une reconnaissance de sol détaillée à l'avancement dont les résultats, seront consignés sur des fiches de forage et complétés par les enregistrements numériques des paramètres de forage et d'injection. Ces éléments devront être analysés en temps réel et transmis aux géotechniciens en charge des missions G3 et G4.

Si des différences par rapport aux hypothèses retenues (stratigraphie horizontale, épaisseur des formations, toit du sol d'ancrage) sont mises en évidence, des adaptations devront être prévues (mission G3 – phase suivi).

La profondeur de l'horizon d'ancrage devra être suivie et validée par le bureau d'études en charge de la mission G3 pour les travaux de fondations profondes.

La réalisation des inclusions devra être contrôlée (par le contrôleur technique et / ou le géotechnicien en charge de la supervision géotechnique d'exécution) afin de constater d'une part, le bon respect des longueurs d'ancrage dans le substratum et d'autre part, les éventuelles modifications de technique de réalisation.

Les volumes et niveaux d'injection devront être rigoureusement contrôlés (enregistrement numérique) afin d'éviter toute perte de béton préjudiciable.

7.8.2 Contrôle du renforcement de sol

Conformément aux dimensionnements effectués, aux aléas résiduels identifiés, et aux recommandations ASIRI - Chapitre 8, il conviendra de prévoir :

- Des essais d'information au démarrage du chantier afin de confronter les enregistrements de paramètres (vitesse de forage, couple de rotation, débit de pompage, Energie de forage...)

aux investigations géotechniques du site. En particulier, le but étant d'environner précisément le pendage du stampien et vérifier le bon ancrage des CMC dans la zone à fort pendage

- Des essais de chargement sur colonne perdue (au minimum deux) dans la zone à fort pendage afin de vérifier la portance de l'inclusion ainsi que son tassement réel par rapport aux calculs théoriques.
- Le dégarnissage de la tête d'une inclusion "test" pour contrôle du diamètre.
- L'enregistrement des paramètres de forage et de bétonnage de l'ensemble des inclusions.
- La réalisation d'essais de qualité : essais de chargement statique à la charge d'essais $Q_{ELS} + F_n$ (avec F_n : frottement négatif sur l'inclusion).
- Le contrôle sur le matériau constitutif des inclusions (écrasement, cônes d'abrams).

Il conviendra de confirmer et valider le modèle de sol retenu lors de la réalisation des forages d'information par le géotechnicien en charge de la mission G3.

La fréquence des essais sont celles retenues dans le chapitre 8 des recommandations ASIRI.

Dans le cas d'un cahier des charges particulier validé par le Cerema-IFSTTAR, les contrôles pourront être adaptés à ce dernier avec éventuellement une attention particulière de certains essais dans la zone à fort pendage en cours de chantier.

7.8.3 Matelas de répartition

Le matelas de répartition sous fondations sera réalisé en remblai d'apport d'excellente qualité, constitué par des matériaux insensibles à l'eau et non évolutifs, de type GNT 0/31,5.

On privilégiera un matériau de classe D11, D21 ou D31 suivant le GTR 2000. Il conviendra de respecter les recommandations ASIRI dans le choix du matériau. Le matériau utilisé devra être de très bonne qualité afin de permettre l'obtention d'une couche de résistance mécanique élevée.

Le matelas devra être protégée de la contamination induite par les fines argileuses du terrain naturel, par interposition d'un géotextile (filtre anti-contaminant).

La mise en œuvre des matériaux constituant le matelas de répartition devra s'effectuer par compactage soigné de couches successives **dont l'épaisseur de chacune d'entre elles n'excède pas 20 cm**. Les moyens de compactage seront à adapter vis-à-vis des existants (respect de la circulaire de 1986 selon les seuils définis par le diagnostic structure des avoisinants).

Il conviendra de prévoir les travaux suivants :

- Au niveau de l'arase de terrassement, purge des remblais comportant des matériaux évolutifs (plâtre, bois, ferraille, ...), des sols remaniés et saturés éventuellement présents en fond de fouille. Substitution par des matériaux de bonne qualité en prenant soin de ne pas détériorer les inclusions.
- Plate-forme dressée avec des pentes permettant d'assurer le ruissellement vers des fossés, elles seront fermées et lissées avant toute période pluvieuse.
- Re compactage de la plateforme par temps sec et fermeture.
- Vérification de la nature de l'arase de terrassement et de la portance en fond de fouille (visites G3/G4 et essais à la plaque).
- Mise en œuvre d'un géotextile anti-contaminant de classe 4 minimum en fond de forme.
- Etablissement d'une couche de forme en matériaux insensibles à l'eau. La **bonne mise en œuvre de cette couche devra être contrôlée à l'aide d'essais à la plaque (NF P94-117-1, essai à la plaque de type LCPC) avec :**
 - $EV2 > 50 \text{ MPa}$
 - $E_{V2}/E_{V1} < 2,2$
 - $k_w > 50 \text{ MPa}$.

La vérification des caractéristiques du matelas de répartition impose de réaliser des essais en nombre suffisant.

Remarque :

- Les épaisseurs de matelas de répartition données dans le rapport correspondent à des épaisseurs minimales ; à éventuellement augmenter en fonction de la portance au niveau de l'arase de terrassement et du dimensionnement du réseau d'inclusions.
- Pour le compactage de la couche de forme en périphérie : un débord par rapport au radier de 0,5 à 1,0 m doit être toujours effectué pour assurer le bon compactage de la couche de forme en périphérie (règle de l'art).

Contrainte spécifique en périphérie du radier en raison du risque de retrait gonflement des argiles (aléa fort) :
Sur une largeur de 2,0 m en périphérie du radier, la base de la couche de forme devra descendre à au moins 1,2 m sous le niveau fini du TN projet. Pour le radier général, étant donné son niveau altimétrique, cette

contrainte n'aura pas d'impact (pas de surépaisseur nécessaire). Pour le petit bassin circulaire, ce point sera à vérifier en fonction du niveau fini de la plateforme périphérique.

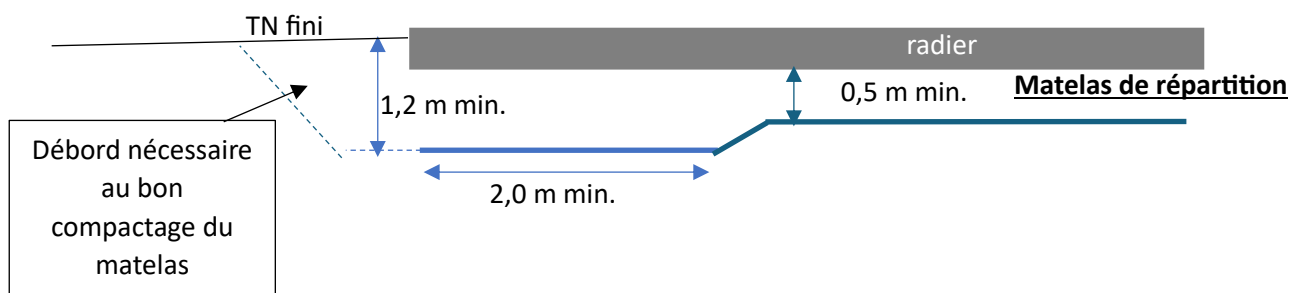


Figure 62 : Coupe schématique sur couche de forme en périphérie du radier

7.8.4 Remblaiement des purges et de la plateforme de travail du renforcement de sol

Les éventuelles purges devront être remblayées avec des matériaux compatibles avec la réalisation des inclusions et seront soigneusement compactés par couches successives, conformément au guide SETRA-LCPC.

Les engins de fondations spéciales nécessitent une plate-forme empierrée (0/80 à 0/100 mm, insensible à l'eau) avec un critère de compacité minimal caractérisé par $EV2 \geq 35$ MPa (Essai à la plaque - processus LCPC).

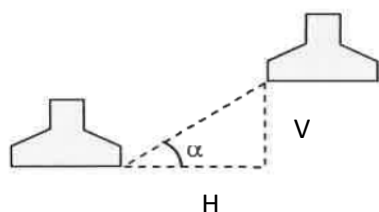
7.8.5 Fondations superficielles

Les fouilles de fondations devront faire l'objet d'un terrassement soigné visant à limiter le remaniement des sols présents en fonds de fouilles. Une finalisation de l'excavation avec un godet de curage ou par moyens manuels, pour former un fond de fouille horizontale et non remanié, sera éventuellement nécessaire. Afin de garantir la stabilité des parois de fouilles de fondations, des blindages provisoires ou perdus pourront être mis en œuvre avant la phase de bétonnage.

L'homogénéité des fonds de fouille sera soigneusement contrôlée.

La mise en place du matelas de répartition et du béton devra suivre immédiatement l'ouverture des fouilles afin d'éviter tout risque d'altération de leurs parois et assises sous l'effet des venues d'eau et de l'action des agents météoriques. Le bétonnage devra se faire à pleine fouille. Un béton de propreté devra être mis en place si nécessaire (gros béton) avant pose des aciers.

En cas d'ancrage des fondations à des niveaux différents, il conviendra de tenir compte de la pente maximale de 3H/2V (Horizontal/Vertical) entre arêtes de semelles les plus voisines.



$$\tan \alpha = V/H \leq 2/3$$

Cette règle devra être respectée :

- entre fondations projetées,
- entre fondations projetées et fondations mitoyennes,
- entre fondations projetées et pieds de talus mitoyens amont et aval éventuels.

Le projet sera soumis aux eaux éventuellement présentes en fonds de fouille et qu'il sera nécessaire de pomper afin d'assécher le terrain avant le coulage du béton. Dans ce sens et pour éviter cette présence d'eau, il sera nécessaire de privilégier les travaux par temps sec et favorable et en période d'étiage de la nappe (exemple : fin d'été) ou prévoir un dispositif de pompage.

En raison du risque de retrait-gonflement (aléa fort), une garde de 1,2 m sera à respecter entre la base des semelles filantes et isolées et le terrain fini périphérique aux fondations. Dans le cas de la mise en place d'un matelas de répartition insensible à l'eau, l'épaisseur du matelas pourra être considérée dans la hauteur des 1,2 m.

Dans le cas des fondations superficielles directement ancrée dans la couche C3 (partie Est du bâtiment) :

- Respect des dispositions citées au-dessus.
- La base des fondations devra être descendue à au moins -0,2 m sous le toit de la couche C3.
- Bétonnage des fondations immédiatement après ouverture des fouilles.
- Epuisement des fouilles en cas de venues d'eau.
- En cas d'arrivées d'eau intempestives (infiltrations, ruissellements, etc.) et si la fouille n'a pas été protégée par un béton de propreté, il est impératif de purger et de curer les fonds de fouilles des matériaux remaniés ou saturés d'eau.

7.9 MESURES DE PRÉVENTION

Afin de limiter les variations d'état hydrique des sols de fondation et donc les phénomènes de retrait-gonflement potentiels (cas de la solution sur renforcement de sol avec une mobilisation du sol et des IR), les dispositions suivantes seront également retenues :

- Rigidification de la structure pour résister à des mouvements différentiels.
- Protection du sol contre l'évaporation à mettre en place en périphérie des bâtiments.
- Absence de dispositifs d'infiltration des eaux dans le sol (puisard...), qui devront être collectées et rejetées aux réseaux.
- Raccordement des réseaux avec des joints souples à la transition avec les ouvrages pour éviter les ruptures puis les fuites, l'infiltration ayant pour conséquence d'augmenter les mouvements.

D'une manière générale, une bonne gestion des eaux météoriques est nécessaire pendant le chantier, par fossés de collecte reliés à des exutoires.

8. FONDATIONS PROFONDES DE TYPE PIEUX

8.1 PRINCIPE ET MÉTHODE DE CALCULS

L'étude des fondations profondes se fera conformément à l'EUROCODE 7 et à la norme d'application nationale NF P 94-262.

Pour l'ensemble des calculs menés au moyen du logiciel FOXTA V4, les données et résultats principaux des calculs sont joints en annexe.

8.2 CARACTÉRISTIQUES GÉNÉRALES DES PIEUX

8.2.1 Type de pieux

Dans le cadre de cette étude, nous étudions des pieux réalisés à la tarière creuse : **classe 2 catégorie 6 selon norme NF P 94-262.**

Les fondations profondes seront dimensionnées à partir des règlements en vigueur et plus spécifiquement suivant la norme NF P 94-262.

8.2.2 Formation d'ancrage

Les pieux seront ancrés dans couche C3 (Substratum Stampien) avec un ancrage au minimum de 3 diamètres ou de 1,50 m pour des fondations de diamètres supérieurs à 0,50 m.

De plus, nous avons considéré un ancrage maximal de 1,5 m en raison de la compacité de la couche C3 et sur l'hypothèse d'utilisation de machine de forage en tarière creuse très puissante. Dans tous les cas, l'entreprise devra prévoir le dimensionnement EXE des pieux adaptés à son matériel de forage et des forages d'information avant exécution (cf §8.5)

La longueur des pieux est calculée par rapport à une plateforme de travail supposée être calée à +5,0 m NGF.

Il conviendra de prévoir éventuellement la purge préalable (ou préforage, sciage...) de tous les ouvrages enterrés afin de limiter les risques de refus prématurés (vestiges d'anciennes fondations, ouvrages enterrés...).

8.2.3 Résistance structurale (STR)

- **Béton**

La valeur caractéristique de la résistance à la compression du béton d'une fondation profonde (f_{ck}^*), doit être déterminée à partir de la formule suivante :

$$f_{ck}^* = \inf(f_{ck}(t); C_{max}, f_{ck}) * \frac{1}{k_1 k_2}$$

Avec :	f_{ck}	résistance caractéristique à la compression à 28 jours.
	C_{max}	tient compte des sujétions de mise en œuvre du béton, coulis ou mortier frais suivant la technologie utilisée (tableau 6.4.1.1 de la norme NF P 94-262).
	K_1 et K_2	fonction de la méthode de forage et de l'élancement (§ 6.4.1 et tableau 6.4.1.1 de la norme NF P 94-262).

La valeur de calcul de la résistance à la compression simple du béton d'une fondation profonde f_{cd} , doit être déterminée à partir de la formule suivante :

$$f_{cd} = \min\left(\alpha_{cc} k_3 \frac{f_{ck}^*}{\gamma_c}; \alpha_{cc} \frac{f_{ck}(t)}{\gamma_c}; \alpha_{cc} \frac{C_{max}}{\gamma_c}\right)$$

Avec :	α_{cc}	= 1,0 sur la hauteur où le pieu est armé. = 0,8 sur la hauteur où le pieu n'est pas armé.
	K_3	= 1,2 dans le cas d'un contrôle renforcé de la qualité et de la continuité du fût (tableau 6.4.1.2 de la norme NF P 94-262).
	γ_c	= 1,5 pour les situations transitoires (travaux) et durables (ELU) = 1,2 pour les situations de projet accidentelles (ELU acc)

Les valeurs moyenne (σ_{cmoy}) et maximale (σ_{cmax}) des contraintes de compression du béton à l'état limite de service (ELS) caractéristique ne doivent pas dépasser, quelle que soit la classe d'exposition, les valeurs suivantes :

$$\sigma_{cmoy} = 0,3 k_3 f_{ck}^* \quad \text{et} \quad \sigma_{cmax} = \min(0,6 k_3 f_{c;k}^*; 0,6 f_{c;k})$$

Dans le cadre de l'étude, nous retenons comme hypothèse un béton **C30/37**. Les contraintes et forces admissibles sont présentées dans le tableau suivant pour 3 diamètres de pieux forés tarière creuse :

Classe de pieu	Pieu foré tarière creuse		
Diamètre de pieu	0,520 m	0,720 m	0,920 m
Contrôle renforcé	Oui		
fck (MPa)	30		
K1	1,35		
K2 ⁽¹⁾	1,09	1,05	1,05
K3	1,2		
α_{cc}	0,8		
Cmax (MPa)	30,0		
f*ck (MPa)	20,387	21,164	21,164
fcd (MPa) à ELU fond	13,048	13,545	13,545
fcd (MPa) à ELU sismique/acc	16,310	16,931	16,931
$\sigma_{moy,ELS}$ (MPa)	7,339	7,619	7,619
R_{cd} (kN) à l'ELU fond	2771	5515	9004
R _{cd} (kN) à l'ELU acc	3464	6894	11255
R_{c ; cr ; d} (kN) aux ELS	1559	3102	5065

(2) Valeur pour le cas le plus défavorable (le coefficient K_2 varie en fonction de la longueur du pieu considéré).

- **Acier**

Le ferrailage des pieux devra être réalisé conformément aux dispositions constructives des Eurocodes 2.

Les aciers pourront être de type Haute Adhérence en nuance Fe500. L'enrobage minimal et l'espacement entre les barres HA devront être assurés conformément aux EC2 et 3.

Le module d'Young des aciers est de 210 GPa.

8.3 CAPACITÉ PORTANTE DES PIEUX

8.3.1 Paramètres de dimensionnement retenus

A partir des modèles géotechniques définis au §4., nous avons retenu les caractéristiques géotechniques suivantes pour le dimensionnement des pieux niveau PRO (selon la norme NF P 94-262) :

	Formation	PI* (MPa) Pour qs	PI* _e (MPa)	Courbe	qs (kPa)	Kp max
C2	Alluvions fines	0,23	-	Argiles et limons Q1	33,7	-
C3	Substratum Stampien	4,5	4,5	Marne Q4 (1)	185,6	1,6

Avec :

P_{le} : pression limite équivalente maximale (§ F4.2 de la norme NFP 94-262)

q_s : frottement latéral unitaire

k_{pmax} : Facteur de pointe maximal

 : Couche d'ancrage

(1) En raison de l'hétérogénéité de la nature du substratum Stampien, nous retenons la classe Q4 (hypothèse conservatrice).

8.3.2 Coefficients de pondération

Pour le calcul de la capacité portante, les coefficients de pondération (facteurs partiels et coefficients de modèle) retenus sur les combinaisons sont présentés ci-après (suivant norme NF P 94-262) :

- EN COMPRESSION

- facteurs partiels :

	Coefficient	Valeur
ELS / pondérations combinées sur $Q_{s,k} = \beta_s / \gamma_{cr}$ ELU / pondérations combinées sur $Q_{s,k} = 1 / \gamma_t$	β_s ELS	0,70
	β_p ELS	0,50
	γ_{cr} ELS _{qp}	1,10
	γ_{cr} ELS _{cara}	0,90
ELS / pondérations combinées sur $Q_{p,k} = \beta_p / \gamma_{cr}$ ELU / pondérations combinées sur $Q_{p,k} = 1 / \gamma_t$	γ_t ELU _{fond}	1,10
	γ_t ELU _{acc}	1,00

Figure 63 : Extrait tableau de données FOND PROF

- Coefficients de modèle pour la méthode pressiométrique : $\gamma_{Rd;1} \times \gamma_{Rd;2} = 1,265$

- **EN TRACTION**

- Facteurs partiels :

	Coefficient	Valeur
β_s ELS		0,70
β_p ELS		0,50
$\gamma_{s,cr}$ ELS _{qp}		1,50
$\gamma_{s,cr}$ ELS _{cara}		1,10
$\gamma_{s,t}$ ELU _{fond}		1,15
$\gamma_{s,t}$ ELU _{acc}		1,05
ELS / pondérations combinées sur $Q_{s,k} = \beta_s / \gamma_{s,cr}$		
ELU / pondérations combinées sur $Q_{s,k} = 1 / \gamma_{s,t}$		
ELS / pondérations combinées sur $Q_{p,k} = 0$		
ELU / pondérations combinées sur $Q_{p,k} = 0$		

Figure 64 : Extrait tableau de données FOND PROF

- Coefficients de modèle pour la méthode pressiométrique : $\gamma_{Rd,1} \times \gamma_{Rd,2} = 1,540$

8.3.3 **Effet de groupe**

Il a été considéré une distance entre pieux d'au minimum de trois diamètres. Nous n'avons donc pas considéré d'effet de groupe. Dans le cas contraire, un coefficient limitateur de portance est à considérer.

8.3.4 **Calculs de la capacité portante**

La capacité portante des pieux aux différents états limites a été calculé au moyen du module FOND PROF du logiciel FOXTA V4.

Il a été considéré les 3 diamètres de pieux suivants : 0,520 m, 0,720 m et 0,920 m.

Les résultats présentés ci-après sont donnés en considérant :

- les coupes SP103 et SC101,
- une plateforme de travail calée à +5,0 m NGF,
- des pieux en compression.

De plus, les résultats de la capacité portante sont limités par la résistance structurale du béton.

Il conviendra de neutraliser le frottement sur la hauteur des remblais et sur une hauteur de 1,5 m minimum à partir de l'arase supérieur du pieu (les hauteurs neutralisées sur les cas étudiés sont données à titre indicatif ; à adapter en fonction des niveaux des pieux).

La longueur des pieux devra être limitée par l'entreprise en fonction de la de la faisabilité de l'ancrage par l'atelier de forage retenu par l'entreprise.

Pieu diamètre 0,520 m foré à la tarière creuse

COUPE SP103

Calcul à longueur imposée : L = 22.90							kN			
m NGF										
couche	cote	qsl	p1e	kp	Qs	Qp	ELS-QP	ELS-CARA	ELU-FOND	ELU-ACC
01	5.00	0.01	230.0	0.010	0.0	0.5	0.2	0.2	0.4	0.4
01	4.50	0.01	230.0	0.010	0.0	0.5	0.2	0.2	0.4	0.4
01	4.00	0.01	230.0	0.010	0.0	0.5	0.2	0.2	0.4	0.4
01	3.50	0.01	230.0	0.010	0.0	0.5	0.2	0.2	0.4	0.4
01	3.00	0.01	230.0	0.010	0.0	0.5	0.2	0.2	0.4	0.4
01	2.50	0.01	230.0	0.010	0.0	0.5	0.2	0.2	0.4	0.4
01	2.00	0.01	230.0	0.010	0.0	0.5	0.2	0.2	0.4	0.4
01	1.50	0.01	230.0	0.010	0.1	0.5	0.2	0.2	0.4	0.4
01	1.00	0.01	230.0	0.010	0.1	0.5	0.2	0.3	0.4	0.4
01	0.50	0.01	230.0	0.010	0.1	0.5	0.2	0.3	0.4	0.4
01	0.00	0.01	230.0	0.010	0.1	0.5	0.2	0.3	0.4	0.5
01	-0.50	0.01	230.0	0.010	0.1	0.5	0.2	0.3	0.4	0.5
01	-1.00	0.01	230.0	0.010	0.1	0.5	0.2	0.3	0.4	0.5
01	-1.00	0.01	230.0	0.010	0.1	0.5	0.2	0.3	0.4	0.5
02	-1.00	33.75	230.0	0.010	0.1	0.5	0.2	0.3	0.4	0.5
02	-1.50	33.75	230.0	0.010	27.7	0.5	14.1	17.2	20.2	22.3
02	-2.00	33.75	230.0	0.010	55.2	0.5	27.9	34.2	40.0	44.0
02	-2.50	33.75	230.0	0.010	82.8	0.5	41.8	51.1	59.8	65.8
02	-3.00	33.75	230.0	0.010	110.4	0.5	55.7	68.1	79.7	87.6
02	-3.50	33.75	230.0	0.010	137.9	0.5	69.5	85.0	99.5	109.4
02	-4.00	33.75	230.0	0.010	165.5	0.5	83.4	102.0	119.3	131.2
02	-4.50	33.75	230.0	0.010	193.1	0.5	97.2	119.0	139.1	153.0
02	-5.00	33.75	230.0	0.010	220.6	0.5	111.1	135.9	158.9	174.8
02	-5.50	33.75	230.0	0.010	248.2	0.5	125.0	152.9	178.7	196.6
02	-6.00	33.75	230.0	0.010	275.8	0.5	138.8	169.8	198.5	218.4
02	-6.50	33.75	230.0	0.010	303.3	0.5	152.7	186.8	218.3	240.2
02	-7.00	33.75	230.0	0.010	330.9	0.5	166.5	203.7	238.1	262.0
02	-7.50	33.75	230.0	0.010	358.5	0.5	180.4	220.7	257.9	283.8
02	-8.00	33.75	230.0	0.010	386.0	0.5	194.3	237.6	277.8	305.6
02	-8.50	33.75	230.0	0.010	413.6	0.5	208.1	254.6	297.6	327.4
02	-9.00	33.75	230.0	0.010	441.2	0.5	222.0	271.5	317.4	349.1
02	-9.50	33.75	230.0	0.010	468.7	0.5	235.8	288.5	337.2	370.9
02	-10.00	33.75	230.0	0.010	496.3	0.5	249.7	305.5	357.0	392.7
02	-10.50	33.75	230.0	0.010	523.9	0.5	263.6	322.4	376.8	414.5
02	-11.00	33.75	230.0	0.010	551.4	0.5	277.4	339.4	396.6	436.3
02	-11.50	33.75	230.0	0.010	579.0	0.5	291.3	356.3	416.4	458.1
02	-12.00	33.75	230.0	0.010	606.6	0.5	305.1	373.3	436.2	479.9
02	-12.50	33.75	230.0	0.010	634.1	0.5	319.0	390.2	456.0	501.7
02	-13.00	33.75	230.0	0.010	661.7	0.5	332.9	407.2	475.8	523.5
02	-13.50	33.75	230.0	0.010	689.3	0.5	346.7	424.1	495.7	545.3
02	-14.00	33.75	230.0	0.010	716.9	0.5	360.6	441.1	515.5	567.1
02	-14.50	33.75	230.0	0.010	744.4	0.5	374.4	458.0	535.3	588.9
02	-15.00	33.75	443.5	0.010	772.0	0.9	388.5	475.2	555.4	611.0
02	-15.50	33.75	1511.0	0.010	799.6	3.2	403.1	493.2	576.8	634.6
02	-16.00	33.75	2578.5	0.010	827.1	5.5	417.8	511.1	598.3	658.2
02	-16.40	33.75	3432.5	0.010	849.2	7.3	429.6	525.5	615.4	677.0
03	-16.40	185.60	4500.0	1.061	849.2	1014.3	791.8	968.1	1339.0	1473.1
03	-16.90	185.60	4500.0	1.171	1000.8	1118.9	905.6	1107.3	1523.2	1675.7
03	-17.40	185.60	4500.0	1.280	1152.4	1223.6	1019.5	1246.5	1707.3	1878.2
03	-17.90	185.60	4500.0	1.390	1304.0	1328.2	1133.3	1385.7	1891.4	2080.8

COUPE SC101

Calcul à longueur imposée : L = 5.20										
couche	cote	qsl	p1e	kp	Qs	Qp	ELS-QP	ELS-CARA	ELU-FOND	ELU-ACC
01	5.00	0.01	230.0	0.010	0.0	0.5	0.2	0.2	0.4	0.4
01	4.50	0.01	230.0	0.010	0.0	0.5	0.2	0.2	0.4	0.4
01	4.00	0.01	230.0	0.010	0.0	0.5	0.2	0.2	0.4	0.4
01	3.50	0.01	230.0	0.010	0.0	0.5	0.2	0.2	0.4	0.4
01	3.00	0.01	230.0	0.010	0.0	0.5	0.2	0.2	0.4	0.4
01	2.50	0.01	870.5	0.010	0.0	1.8	0.7	0.8	1.4	1.5
01	2.00	0.01	1938.0	0.010	0.0	4.1	1.5	1.8	3.0	3.3
01	1.50	0.01	3005.5	0.010	0.1	6.4	2.3	2.8	4.6	5.1
01	1.30	0.01	3432.5	0.010	0.1	7.3	2.7	3.2	5.3	5.8
02	1.30	185.60	4500.0	1.044	0.1	997.4	358.8	438.4	716.7	788.5
02	0.80	185.60	4500.0	1.159	151.7	1107.6	474.7	580.1	904.9	995.5
02	0.30	185.60	4500.0	1.274	303.3	1217.9	590.5	721.8	1093.1	1202.5
02	-0.20	185.60	4500.0	1.390	454.9	1328.2	706.4	863.5	1281.3	1409.5

Figure 65 : Portance d'un pieu TC en compression diamètre 0,520 m – résultats module Fondprof Logiciel TASSELDO

Pieu diamètre 0,720 m foré à la tarière creuse

COUPE SP103

Calcul à longueur imposée : L = 22.90							kN			
m NGF										
couche	cote	qs1	p1e	kp	Qs	Qp	ELS-QP	ELS-CARA	ELU-FOND	ELU-ACC
01	5.00	0.01	230.0	0.010	0.0	0.9	0.3	0.4	0.7	0.7
01	4.50	0.01	230.0	0.010	0.0	0.9	0.3	0.4	0.7	0.7
01	4.00	0.01	230.0	0.010	0.0	0.9	0.3	0.4	0.7	0.8
01	3.50	0.01	230.0	0.010	0.0	0.9	0.4	0.4	0.7	0.8
01	3.00	0.01	230.0	0.010	0.0	0.9	0.4	0.4	0.7	0.8
01	2.50	0.01	230.0	0.010	0.1	0.9	0.4	0.4	0.7	0.8
01	2.00	0.01	230.0	0.010	0.1	0.9	0.4	0.5	0.7	0.8
01	1.50	0.01	230.0	0.010	0.1	0.9	0.4	0.5	0.7	0.8
01	1.00	0.01	230.0	0.010	0.1	0.9	0.4	0.5	0.7	0.8
01	0.50	0.01	230.0	0.010	0.1	0.9	0.4	0.5	0.7	0.8
01	0.00	0.01	230.0	0.010	0.1	0.9	0.4	0.5	0.8	0.8
01	-0.50	0.01	230.0	0.010	0.1	0.9	0.4	0.5	0.8	0.8
01	-1.00	0.01	230.0	0.010	0.1	0.9	0.4	0.5	0.8	0.8
01	-1.00	0.01	230.0	0.010	0.1	0.9	0.4	0.5	0.8	0.8
02	-1.00	33.75	230.0	0.010	0.1	0.9	0.4	0.5	0.8	0.8
02	-1.50	33.75	230.0	0.010	38.3	0.9	19.6	24.0	28.2	31.0
02	-2.00	33.75	230.0	0.010	76.5	0.9	38.8	47.4	55.6	61.2
02	-2.50	33.75	230.0	0.010	114.6	0.9	58.0	70.9	83.1	91.4
02	-3.00	33.75	230.0	0.010	152.8	0.9	77.2	94.4	110.5	121.5
02	-3.50	33.75	230.0	0.010	191.0	0.9	96.4	117.9	137.9	151.7
02	-4.00	33.75	230.0	0.010	229.2	0.9	115.5	141.3	165.3	181.9
02	-4.50	33.75	230.0	0.010	267.3	0.9	134.7	164.8	192.8	212.1
02	-5.00	33.75	230.0	0.010	305.5	0.9	153.9	188.3	220.2	242.2
02	-5.50	33.75	230.0	0.010	343.7	0.9	173.1	211.8	247.6	272.4
02	-6.00	33.75	230.0	0.010	381.8	0.9	192.3	235.3	275.1	302.6
02	-6.50	33.75	230.0	0.010	420.0	0.9	211.5	258.7	302.5	332.8
02	-7.00	33.75	230.0	0.010	458.2	0.9	230.7	282.2	329.9	362.9
02	-7.50	33.75	230.0	0.010	496.4	0.9	249.9	305.7	357.3	393.1
02	-8.00	33.75	230.0	0.010	534.5	0.9	269.1	329.2	384.8	423.3
02	-8.50	33.75	230.0	0.010	572.7	0.9	288.3	352.6	412.2	453.5
02	-9.00	33.75	230.0	0.010	610.9	0.9	307.5	376.1	439.6	483.6
02	-9.50	33.75	230.0	0.010	649.0	0.9	326.6	399.6	467.1	513.8
02	-10.00	33.75	230.0	0.010	687.2	0.9	345.8	423.1	494.5	544.0
02	-10.50	33.75	230.0	0.010	725.4	0.9	365.0	446.5	521.9	574.2
02	-11.00	33.75	230.0	0.010	763.5	0.9	384.2	470.0	549.3	604.3
02	-11.50	33.75	230.0	0.010	801.7	0.9	403.4	493.5	576.8	634.5
02	-12.00	33.75	230.0	0.010	839.9	0.9	422.6	517.0	604.2	664.7
02	-12.50	33.75	230.0	0.010	878.1	0.9	441.8	540.4	631.6	694.9
02	-13.00	33.75	230.0	0.010	916.2	0.9	461.0	563.9	659.1	725.0
02	-13.50	33.75	230.0	0.010	954.4	0.9	480.2	587.4	686.5	755.2
02	-14.00	33.75	230.0	0.010	992.6	0.9	499.4	610.9	713.9	785.4
02	-14.50	33.75	230.0	0.010	1030.7	0.9	518.6	634.3	741.3	815.6
02	-15.00	33.75	443.5	0.010	1068.9	1.8	538.1	658.2	769.4	846.4
02	-15.50	33.75	1511.0	0.010	1107.1	6.2	558.8	683.6	799.9	880.0
02	-16.00	33.75	2578.5	0.010	1145.2	10.5	579.6	709.0	830.5	913.6
02	-16.40	33.75	3432.5	0.010	1175.8	14.0	596.2	729.3	854.9	940.5
03	-16.40	185.60	4500.0	1.061	1175.8	1944.6	1290.6	1577.8	2242.2	2466.7
03	-16.90	185.60	4500.0	1.140	1385.7	2089.4	1448.2	1770.6	2497.1	2747.1
03	-17.40	185.60	4500.0	1.219	1595.6	2234.3	1605.9	1963.4	2752.1	3027.6
03	-17.90	185.60	4500.0	1.299	1805.5	2379.2	1763.5	2156.1	3007.0	3308.1

Ancrage dans C3

COUPE SC101

Calcul à longueur imposée : L = 5.20										
couche	cote	qs1	p1e	kp	Qs	Qp	ELS-QP	ELS-CARA	ELU-FOND	ELU-ACC
01	5.00	0.01	230.0	0.010	0.0	0.9	0.3	0.4	0.7	0.7
01	4.50	0.01	230.0	0.010	0.0	0.9	0.3	0.4	0.7	0.7
01	4.00	0.01	230.0	0.010	0.0	0.9	0.3	0.4	0.7	0.8
01	3.50	0.01	230.0	0.010	0.0	0.9	0.4	0.4	0.7	0.8
01	3.00	0.01	230.0	0.010	0.0	0.9	0.4	0.4	0.7	0.8
01	2.50	0.01	870.5	0.010	0.1	3.5	1.3	1.6	2.6	2.8
01	2.00	0.01	1938.0	0.010	0.1	7.9	2.9	3.5	5.7	6.3
01	1.50	0.01	3005.5	0.010	0.1	12.2	4.4	5.4	8.9	9.7
01	1.30	0.01	3432.5	0.010	0.1	14.0	5.1	6.2	10.1	11.1
02	1.30	185.60	4500.0	1.032	0.1	1889.9	679.8	830.7	1358.1	1494.1
02	0.80	185.60	4500.0	1.115	210.0	2042.6	840.3	1026.9	1618.7	1780.7
02	0.30	185.60	4500.0	1.198	419.9	2195.3	1000.7	1223.1	1879.2	2067.3
02	-0.20	185.60	4500.0	1.282	629.8	2348.0	1161.2	1419.3	2139.8	2354.0

Ancrage dans C3

Figure 66 : Portance d'un pieu TC en compression diamètre 0,720 m – résultats module Fondprof Logiciel TASSELDO

Pieu diamètre 0,920 m foré à la tarière creuse

COUPE SP103

Calcul à longueur imposée : L = 22.90							kN			
	m NGF									
couche	cote	qs1	p1e	kp	Qs	Qp	ELS-QP	ELS-CARA	ELU-FOND	ELU-ACC
01	5.00	0.01	230.0	0.010	0.0	1.5	0.5	0.7	1.1	1.2
01	4.50	0.01	230.0	0.010	0.0	1.5	0.6	0.7	1.1	1.2
01	4.00	0.01	230.0	0.010	0.0	1.5	0.6	0.7	1.1	1.2
01	3.50	0.01	230.0	0.010	0.0	1.5	0.6	0.7	1.1	1.2
01	3.00	0.01	230.0	0.010	0.1	1.5	0.6	0.7	1.1	1.3
01	2.50	0.01	230.0	0.010	0.1	1.5	0.6	0.7	1.2	1.3
01	2.00	0.01	230.0	0.010	0.1	1.5	0.6	0.7	1.2	1.3
01	1.50	0.01	230.0	0.010	0.1	1.5	0.6	0.7	1.2	1.3
01	1.00	0.01	230.0	0.010	0.1	1.5	0.6	0.7	1.2	1.3
01	0.50	0.01	230.0	0.010	0.1	1.5	0.6	0.8	1.2	1.3
01	0.00	0.01	230.0	0.010	0.1	1.5	0.6	0.8	1.2	1.3
01	-0.50	0.01	230.0	0.010	0.2	1.5	0.6	0.8	1.2	1.3
01	-1.00	0.01	230.0	0.010	0.2	1.5	0.6	0.8	1.2	1.3
01	-1.00	0.01	230.0	0.010	0.2	1.5	0.6	0.8	1.2	1.3
02	-1.00	33.75	230.0	0.010	0.2	1.5	0.6	0.8	1.2	1.3
02	-1.50	33.75	230.0	0.010	48.9	1.5	25.2	30.8	36.3	39.9
02	-2.00	33.75	230.0	0.010	97.7	1.5	49.7	60.8	71.3	78.5
02	-2.50	33.75	230.0	0.010	146.5	1.5	74.2	90.8	106.4	117.0
02	-3.00	33.75	230.0	0.010	195.3	1.5	98.7	120.8	141.4	155.6
02	-3.50	33.75	230.0	0.010	244.0	1.5	123.2	150.8	176.5	194.1
02	-4.00	33.75	230.0	0.010	292.8	1.5	147.8	180.8	211.5	232.7
02	-4.50	33.75	230.0	0.010	341.6	1.5	172.3	210.8	246.6	271.2
02	-5.00	33.75	230.0	0.010	390.4	1.5	196.8	240.8	281.6	309.8
02	-5.50	33.75	230.0	0.010	439.1	1.5	221.3	270.7	316.6	348.3
02	-6.00	33.75	230.0	0.010	487.9	1.5	245.9	300.7	351.7	386.9
02	-6.50	33.75	230.0	0.010	536.7	1.5	270.4	330.7	386.7	425.5
02	-7.00	33.75	230.0	0.010	585.5	1.5	294.9	360.7	421.8	464.0
02	-7.50	33.75	230.0	0.010	634.2	1.5	319.4	390.7	456.8	502.6
02	-8.00	33.75	230.0	0.010	683.0	1.5	343.9	420.7	491.9	541.1
02	-8.50	33.75	230.0	0.010	731.8	1.5	368.5	450.7	526.9	579.7
02	-9.00	33.75	230.0	0.010	780.5	1.5	393.0	480.7	562.0	618.2
02	-9.50	33.75	230.0	0.010	829.3	1.5	417.5	510.7	597.0	656.8
02	-10.00	33.75	230.0	0.010	878.1	1.5	442.0	540.7	632.1	695.4
02	-10.50	33.75	230.0	0.010	926.9	1.5	466.5	570.7	667.1	733.9
02	-11.00	33.75	230.0	0.010	975.6	1.5	491.1	600.7	702.2	772.5
02	-11.50	33.75	230.0	0.010	1024.4	1.5	515.6	630.7	737.2	811.0
02	-12.00	33.75	230.0	0.010	1073.2	1.5	540.1	660.7	772.3	849.6
02	-12.50	33.75	230.0	0.010	1122.0	1.5	564.6	690.7	807.3	888.1
02	-13.00	33.75	230.0	0.010	1170.7	1.5	589.2	720.7	842.4	926.7
02	-13.50	33.75	230.0	0.010	1219.5	1.5	613.7	750.7	877.4	965.2
02	-14.00	33.75	230.0	0.010	1268.3	1.5	638.2	780.7	912.5	1003.8
02	-14.50	33.75	230.0	0.010	1317.1	1.5	662.7	810.7	947.5	1042.4
02	-15.00	33.75	443.5	0.010	1365.8	2.9	687.8	841.3	983.6	1082.0
02	-15.50	33.75	1511.0	0.010	1414.6	10.0	714.8	874.4	1023.7	1126.2
02	-16.00	33.75	2578.5	0.010	1463.4	17.1	741.9	907.5	1063.9	1170.4
02	-16.40	33.75	3432.5	0.010	1502.4	22.8	763.6	934.0	1096.0	1205.7
03	-16.40	185.60	4500.0	1.061	1502.4	3174.9	1897.3	2319.4	3361.0	3697.5
03	-16.90	185.60	4500.0	1.123	1770.6	3360.0	2098.7	2565.8	3686.7	4055.8
03	-17.40	185.60	4500.0	1.185	2038.8	3545.1	2300.2	2812.1	4012.5	4414.2
03	-17.90	185.60	4500.0	1.247	2307.0	3730.3	2501.6	3058.4	4338.3	4772.6

Ancrage dans C3

COUPE SC101

Calcul à longueur imposée : L = 5.20										
couche	cote	qs1	p1e	kp	Qs	Qp	ELS-QP	ELS-CARA	ELU-FOND	ELU-ACC
01	5.00	0.01	230.0	0.010	0.0	1.5	0.5	0.7	1.1	1.2
01	4.50	0.01	230.0	0.010	0.0	1.5	0.6	0.7	1.1	1.2
01	4.00	0.01	230.0	0.010	0.0	1.5	0.6	0.7	1.1	1.2
01	3.50	0.01	230.0	0.010	0.0	1.5	0.6	0.7	1.1	1.2
01	3.00	0.01	230.0	0.010	0.1	1.5	0.6	0.7	1.1	1.3
01	2.50	0.01	870.5	0.010	0.1	5.8	2.1	2.6	4.2	4.6
01	2.00	0.01	1938.0	0.010	0.1	12.9	4.7	5.7	9.3	10.3
01	1.50	0.01	3005.5	0.010	0.1	20.0	7.2	8.8	14.4	15.9
01	1.30	0.01	3432.5	0.010	0.1	22.8	8.3	10.1	16.5	18.1
02	1.30	185.60	4500.0	1.025	0.1	3065.2	1102.6	1347.3	2202.7	2423.2
02	0.80	185.60	4500.0	1.090	268.3	3260.3	1307.6	1598.0	2535.6	2789.4
02	0.30	185.60	4500.0	1.155	536.5	3455.4	1512.6	1848.7	2868.5	3155.7
02	-0.20	185.60	4500.0	1.220	804.8	3650.5	1717.6	2099.4	3201.4	3521.9

Ancrage dans C3

Figure 67 : Portance d'un pieu TC en compression diamètre 0,920 m – résultats module Fondprof Logiciel TASSELDO

Le nombre de pieux par appui, le diamètre et la longueur des pieux devront être déterminés par l'entreprise afin de reprendre les DDC. Nous rappelons que la longueur des pieux devra être limitée par l'entreprise en fonction de la faisabilité de l'ancrage par l'atelier de forage retenu par l'entreprise. Pour rappels, il conviendra aussi de respecter les longueurs minimales pour des fondations profondes (une longueur supérieure à 5 fois le diamètre du pieu) et l'encastrement effectif minimal dans la couche C3 (3 diamètres ou 1,5 m pour les pieux de diamètres supérieurs à 0,5 m).

En fonction de la longueur des pieux déterminée par l'étude d'EXE par rapport à la base des sondages, il conviendra que l'entreprise prévoit si nécessaire la réalisation de sondages géotechniques plus profonds afin de satisfaire à la réglementation en vigueur (reconnaissance d'au moins 7 diamètres sous la base des pieux avec un minimum de 5 m).

8.4 ESSAIS DE CONTRÔLE

Les essais de contrôle devront effectués suivant la norme NF P 94-262 et les normes d'exécution en vigueur.

Dans le cas d'un contrôle renforcé, afin de bénéficier de l'augmentation de 20% des contraintes de calcul du fût du pieu, l'entreprise réalisera à minima les essais définis dans la norme NF P94-262 (Tableau 6.4.1.2) :

	Méthode d'auscultation (Notes 1 à 4)		
	A	B	C
Nombre de pieux concernés	1/6 par transparence (Note 2)	1/8 par transparence (Note 2) + 1/6 par impédance (Note 3)	1/4 par impédance (Note 3)
<p>Notes :</p> <p>(1) Les procédures A, B ou C sont indifféremment autorisées mais les procédures A et B ne sont possibles que si les pieux sont armés sur toute la hauteur.</p> <p>(2) Selon la norme NF P 94-160-1 (méthode sonique par transparence). Dans ce cas, les tubes utilisés, de 40 mm de diamètre intérieur minimum, sont à placer de façon à ne pas nuire à l'enrobage des armatures principales des cages.</p> <p>(2) Selon la norme NF P 94-160-4 ou NF P 94-160-2 (méthode vibratoire par impédance ou par réflexion). Lorsque cette méthode n'est pas applicable ou lorsque que la géométrie et le contexte géotechnique sont susceptibles d'en compromettre la pertinence, il convient de recourir à la méthode B. Lorsque le défaut de représentativité de la méthode par impédance est constaté à posteriori, il convient d'effectuer des auscultations au moyen de la méthode sismique parallèle selon la norme NF P 94-160-3.</p> <p>(4) Les normes de type NF EN se substitueront aux normes de type NF P 94-160 lorsqu'elles seront applicables.</p>			

Figure 68 : Nombre minimal de pieux ou de barrettes à ausculter pour des contrôles renforcés d'intégrité

8.5 SUJÉTIONS D'EXÉCUTIONS ET CONTRÔLES

La présence de vestiges anthropiques et de blocs au sein des terrains en place est avérée avec des risques de déviation et/ou de refus de l'exécution des pieux. L'attention de l'Entreprise est attirée sur la nécessité de prévoir des dispositions spécifiques le cas échéant (purge, préforage, sciage...).

La technique d'exécution retenue par l'Entreprise de pieux devra permettre d'atteindre les fiches et niveaux d'assises demandés en tenant compte de la compacité de l'horizon d'ancrage et ce en fonction des descentes de charges.

Les longueurs des pieux varieront en fonction de la profondeur de rencontre du toit de la couche C3 (substratum Stampien). La profondeur des pieux devra être adaptée au cours des travaux afin d'assurer l'ancrage nécessaire dans le substratum.

Au démarrage des travaux de forages, il conviendra de valider le modèle de sol retenu (épaisseur des différentes couches de sol).

Nous alertons sur le fait que l'entreprise en charge des travaux est seule responsable d'assurer le bon ancrage des pieux dans l'horizon prévu. Cet ancrage doit être nettement identifiable sur l'écran de la foreuse avec une augmentation du couple de rotation et une diminution de la vitesse d'avancement. De plus, nous rappelons la présence suivant les zones d'une couche de transition entre C2 et C3 (argiles à blocs identifiés par exemple au droit de SP103 sur une épaisseur de 2,8 m). Les pieux devront être ancrés au-delà de cette couche de transition.

Les pieux seront mis en œuvre jusqu'à ce que leurs pointes atteignent la cote déterminée avec l'ancrage minimal correspondant en vérifiant que le refus ne soit pas atteint prématurément et que la capacité portante reste justifiée en cas de variation lithologique.

Des essais d'informations devront être réalisés au droit des sondages pour confirmer que l'ancrage est possible. Dans le cas contraire la technique de forage et/ou l'outil d'attaque devront être adaptés à la compacité du substratum.

Le forage constituera une reconnaissance de sol détaillée à l'avancement dont les résultats, seront consignés sur des fiches de forage et complétés par les enregistrements numériques des paramètres de forage et d'injection. Ces éléments devront être analysés en temps réel et transmis aux géotechniciens en charge des missions G3 et G4.

Si des différences par rapport aux hypothèses retenues (stratigraphie horizontale, épaisseur des formations, toit du sol d'ancrage) sont mises en évidence, des adaptations devront être prévues (mission G3 – phase suivi).

La profondeur de l'horizon d'ancrage devra être suivie et validée par le bureau d'études en charge de la mission G3 pour les travaux de fondations profondes.

La réalisation des pieux devra être contrôlée (par le contrôleur technique et / ou le géotechnicien en charge de la supervision géotechnique d'exécution) afin de constater d'une part, le bon respect des longueurs d'ancrage dans le substratum et d'autre part, les éventuelles modifications de technique de réalisation.

Les volumes et niveaux d'injection devront être rigoureusement contrôlés (enregistrement numérique) afin d'éviter toute perte de béton préjudiciable.

Les pieux devront être armés conformément aux réglementations en vigueur. Il correspondra à l'entreprise en charge des fondations profondes de calculer les ferraillages en fonction des différents efforts appliqués.

Dans tous les cas l'exécution des pieux devra respecter la norme NF EN 1536.

9. TERRASSEMENTS - SOUTÈNEMENTS

9.1 TERRASSEMENTS EN DEBLAIS

9.1.1 Plans de terrassements

En phase conception, le plan de terrassement en déblais suivant nous a été communiqué (phase finale).

Les niveaux des plateformes indiquées ne tiennent pas compte des épaisseurs de matelas de répartition dans le cas de la solution de fondations superficielles avec renforcement de sol.

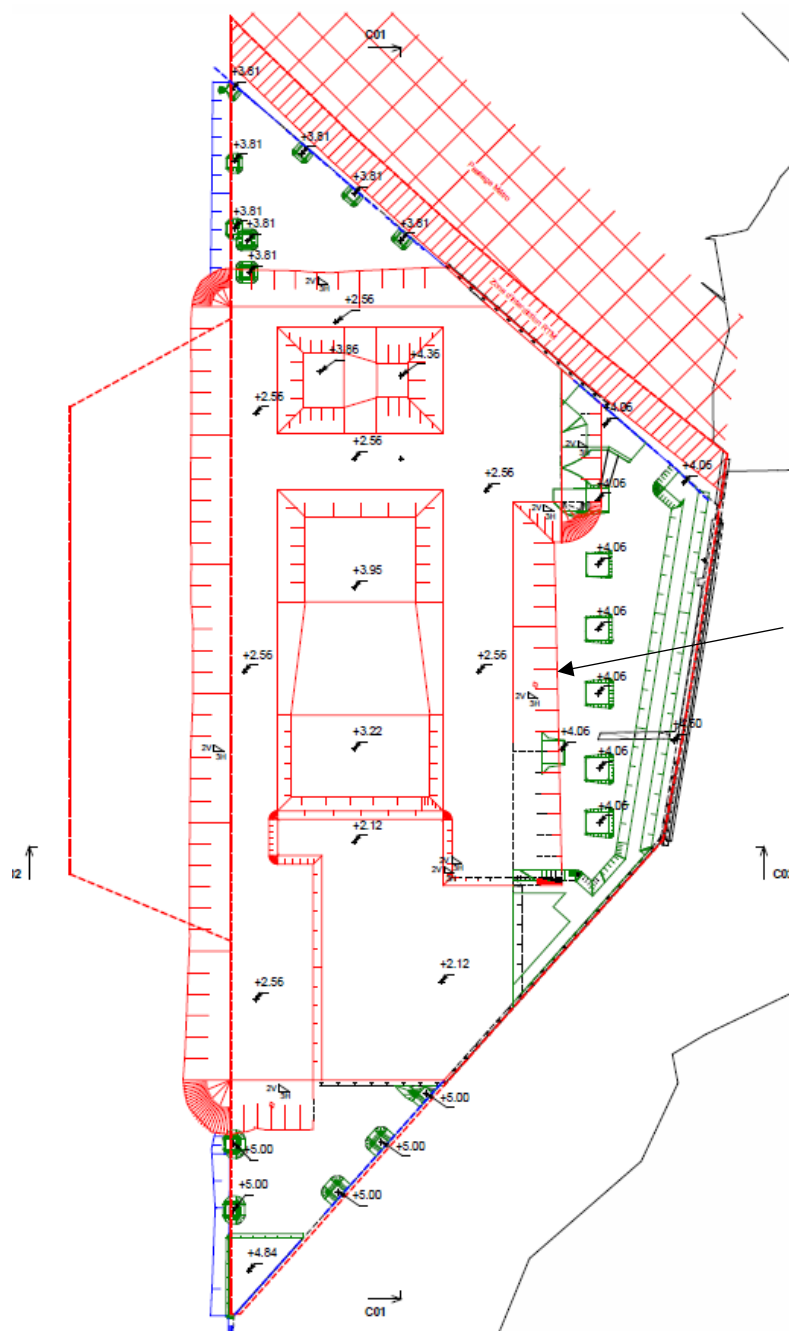


Figure 69 : Extrait plan de terrassements 2107 PRO – Mai 2025

9.1.2 Extraction

Les couches interceptées par les terrassements seront les remblais (couche C1) et les alluvions fines (couche C2). Très ponctuellement, ils pourront éventuellement intercepter le substratum Stampien (couche C3).

Les terrassements dans la couche C1 et C2 pourront s'effectuer avec des engins classiques type pelle mécanique à lame ou à godet de puissance adaptée.

Les vestiges découverts par les fouilles archéologiques pourront nécessiter l'emploi de moyens spéciaux de déroctage (pelle puissante, B.R.H, dent riper, dent hydraulique excentrique, forages faiblement espacés...). Ces moyens sont aussi à prévoir pour le terrassement du toit du substratum en cas d'interception lors des terrassements.

D'autre part, les éléments grossiers ou anthropiques éventuellement présents pourront conduire à des hors profils lors des fouilles de fondations. Des rattrapages en gros béton sont à prévoir dans l'économie du projet.

Dans ces zones le calepinage des inclusions devra être adapté en conséquence.

Le site ayant été occupé par des bâtiments existants actuellement démolis, nous rappelons que l'ensemble des infrastructures, des vestiges d'anciennes fondations et des ouvrages enterrés devront être évacués dans le cadre des démolitions.

Les moyens employés pour les terrassements ne devront pas provoquer de vibrations pouvant être dommageables aux avoisinants. La circulaire de 1986 devra être respectée (selon les seuils définis par le diagnostic structure des avoisinants) dans le cas de l'utilisation du BRH ou d'autres moyens générant des vibrations. La compatibilité des moyens lourds de déroctage avec l'environnement du chantier devra être vérifiée, par la pose de capteurs de vibration sur les avoisinants les plus sensibles par exemple.

Il sera à privilégier les travaux par temps sec et persistant et en période d'étiage de la nappe (exemple : fin d'été). Les venues d'eau éventuelles lors de la réalisation des terrassements seront collectées et évacuées pendant toute la durée des travaux. Le fond de fouille sera dressé avec de légères pentes afin de diriger les eaux vers les points d'exhaure.

Nous rappelons qu'en phase provisoire, un rabattement devra être prévu pour la mise hors d'eau de la fouille. Nous rappelons ci-dessous le débit de pompage estimé dans le cadre de l'étude hydrogéologique sur la base d'un rabattement à +1,7 m NGF :

VI2. PARAMETRES RETENUS POUR LES CALCULS

L'ensemble des paramètres retenus est présenté dans le tableau suivant.

Tableau 8 : Paramètres retenus pour le calcul des débits résiduels

Paramètres	Phase travaux
Période considérée	EB + 1 m
Rabatement à atteindre H (m)	0,3
Perméabilité moyenne K (m/s)	1.10^{-4}
Surface approximative du fond de fouille (m ²)	1 300

VI4. DEBITS DE POMPAGES RETENUS

Les estimations des débits d'exhaure avec l'approche de Schneebeli, en fouille ouverte, sont présentées dans le tableau suivant.

Tableau 9 : Débits estimés avec Schneebeli

Paramètres	Phase travaux
Période considérée	EB + 1 m
Débit estimé (m ³ /h)	10

En phase travaux, les débits d'eau souterraine théoriques calculés en période EB + 1 m au droit du fond de fouille sont de l'ordre de 10 m³/h d'après la formule de Schneebeli. Néanmoins, APC INGENIERIE recommande de prévoir un dispositif de rabattement de nappe **pour la phase travaux permettant d'atteindre un débit de 20 m³/h** (mais pouvant être réduit au besoin sans risque pour le dispositif de pompage) et pour l'estimation du volume de rejet dans le cadre du Dossier Loi sur l'Eau.

Nous rappelons qu'en phase travaux :

- Tout dispositif de pompage d'eau est soumis à la loi sur l'eau (rubrique 1.1.1.0) ;
- Tout pompage d'eau est soumis à la loi sur l'eau (rubrique 1.1.2.0) avec un seuil de déclaration au-delà d'un volume de rejet >10 000 m³ par an (volume de 10 000 m³ atteint au bout de 42 jours de pompage en considérant une hypothèse de débit de 10 m³/h en continu) ;
- Tout rejet d'eaux souterraines aux réseaux est soumis à autorisation de rejet auprès du concessionnaire réseau.

Si les débits en phase provisoire ne sont pas compatibles avec les possibilités de rejet, une solution de paroi continue avec fiche hydraulique devra être envisagée.

Figure 70 : Extrait rapport d'études hydrogéologique (G5) d'APC Ingénierie indice B du 25/04/2025

9.1.3 Talutage provisoire

Les talus provisoires devront respecter les pentes maximales suivantes hors nappe :

- 3H/2V (horizontale/verticale) dans les couches C1 (remblais) et C2 (alluvions fines).

- 1H/2V à 1H/3V (horizontale/verticale) dans les matériaux pouvant être considérés comme rocheux soit dans la couche C3 (Substratum Stampien) ; à adapter en fonction de l'état d'altération et de fracturation.

Les pentes de talus définies ci-avant sont valables :

- En l'absence de circulations d'eau ;
- En l'absence de surcharges à l'amont des talus ;
- Pour des hauteurs de talus de 3 m maximum. Dans le cas de hauteur de talus plus importante, il conviendra de réaliser des calculs de stabilité pour vérifier les coefficients de sécurité.
- Pour une durée de chantier inférieure à 2 mois ; ainsi les travaux de gros œuvre devront débuter immédiatement après l'achèvement des terrassements.

Ces pentes pourront être adaptées à l'ouverture des fouilles en fonction de la tenue des terrains. Les adaptations éventuelles devront être validées par un géotechnicien dans le cadre de la mission G3.

Les parois des talus devront être **obligatoirement** protégées des intempéries par des bâches de protection bien amarrées. Un fossé et/ou bourrelet voire une contre-pente devra être réalisée en crête de talus et au niveau de chaque banquette en pied de talus, afin d'évacuer les eaux de ruissellement et les arrivées d'eau dans les talus.

D'autre part, l'accès en tête de talus devra être balisé et toute surcharge sera proscrite sur une largeur d'au minimum 3 m.

Pendant l'excavation, la nature et la tenue des talus seront observées afin de détecter tout aléa éventuel ; à cet effet, les terrassements seront effectués par passes verticales de l'ordre de 1,5 à 2,0 m maximum de hauteur.

Toute zone paraissant faible ou instable à l'ouverture des fouilles devra être signalée et reconnue par un géotechnicien qualifié qui pourra définir les dispositions spécifiques à adopter.

9.1.4 Soutènement provisoire de type berlinoise

9.1.4.1 Localisation

A minima, pour deux zones du site, les terrassements seront réalisés à l'abri d'un écran de soutènement provisoire :

- Zone 1 : A proximité de l'ouvrage RTM dans la zone avec un niveau brut du radier à +3,16 m NGF (soit une arase inférieure à +2,61 m NGF) ;
- Zone 2 : Le long du talus existant en partie Sud-Est du site.

Ces deux zones sont localisées sur le plan suivant. Comme indiqué au §9.1.1. des zones complémentaires en soutènements pourront être nécessaires.

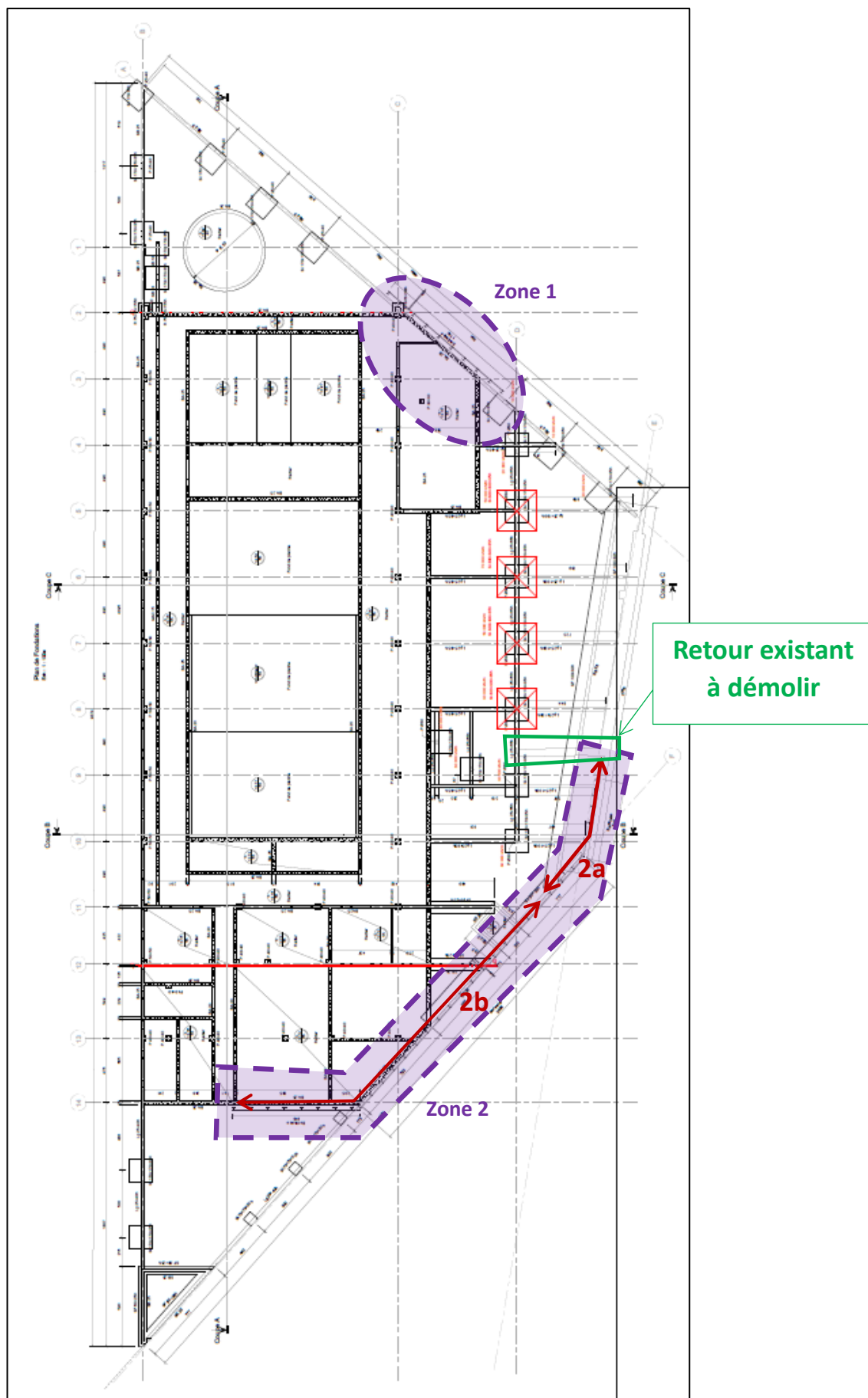


Figure 71 : Localisation des écrans de soutènements sur plan de fondations n°2101 PRO de Mars 2025

Dans la zone 2a, l'écran de soutènement devra être prévu jusqu'au retour existant permettant de maintenir le talus (retour à démolir dans le cadre du projet).

Les hauteurs de terrain à soutenir seront présentées ci-dessous par zone :

- Zone 1 : hauteur de 2,7 m (en considérant un FF à +2,1 m NGF et un niveau TN à +4,75 m NGF).
- Zone 2a : hauteur de 3,6 m (en considérant un FF à +3,9 m NGF et un niveau TN à +7,5 m NGF) augmentée de 1,8 m de mur de soutènement existant.
- Zone 2b : hauteur de 6,3 à 7,5 m (en considérant un FF à +1,7 m NGF et un niveau TN entre +7,5 et +8,0 m NGF).

9.1.4.2 Principe

A ce stade du projet, nous avons retenu les principes suivants :

- Pour la zone 1 :
 - Berlinoise provisoire constituée de profilés métalliques et de blindage bois avec des bracons appuyés en fond de fouille.
 - Les bracons prendront appuis sur des massifs de butée provisoires et/ou sur le radier réalisé à l'avancement.
 - Les profilés seront fichés dans la couche C2 mise en place prévue par battage (préforage éventuellement nécessaire dans les remblais). A noter : Battage sous réserve de comptabilité avec l'ouvrage RTM à proximité (sinon forage toute hauteur comme pour la zone 2).
- Pour la zone 2 :
 - Berlinoise provisoire constituée de profilés métalliques et de blindage bois avec tirants d'ancrage.
 - Les tirants d'ancrage seront ancrés dans la couche C3.
 - Les profilés seront ancrés dans la couche C3 avec forage préalable. Le forage sera réalisé suivant une technique de type micropieux :
 - Avec un tubage provisoire sur la hauteur des formations C1 et C2 si nécessaire,
 - Puis foré simple dans le substratum rocheux.
 - Un matériau de remplissage est à prévoir afin de reconstituer le contact sol/armature. Sur la hauteur de la couche C3, un coulis de ciment est retenu. Sur la hauteur des couches C1 et C2, nous retenons un matériau granulaire autocompactants insensibles à l'eau et très résistant (LA < 35, MDE < 30 et LA+MDE < 60).

Les profilés seront mis en œuvre préalablement à tout terrassements en déblais. Ils seront stabilisés à l'avancement des terrassements par le système de butonnage et/ou par les tirants d'ancrage.

Les méthodes de mises en œuvre sont précisées à titre indicatif. L'entreprise devra prévoir les moyens suffisants pour assurer la fiche des profilés.

Tirants d'ancrage : Nous rappelons qu'avant tout travaux de tirants, il sera indispensable d'obtenir des propriétaires et/ou des exploitants des parcelles voisines les autorisations pour la réalisation des tirants (autorisation de tréfonds).

Le dimensionnement de la berlinoise devra être réalisée dans le cadre de la mission G3 – Phase Etude géotechnique d'exécution. Les travaux d'écran de soutènement devront faire l'objet d'une mission G3- Phase Suivi géotechnique d'exécution.

La vérification de la stabilité de l'écran de soutènement sera à réaliser selon l'EUROCODE 7 et la norme NF P 94-282. L'approche de calcul 2 est appliquée pour vérifier les ELU STR et GEO.

La résistance des profilés devra être vérifiée suivant l'EN 1993-5.

Une étude structurelle sera nécessaire pour dimensionner le blindage, les bracons, les massifs de butée et les liernes.

Les déplacements maximums de la paroi seront limités :

- Pour la zone 1 à proximité de l'ouvrage RTM : à 10 mm en tête et en ventre,
- Pour la zone 2a : à 10 mm en tête et en ventre (mur de soutènement amont existant),
- Pour la zone 2b : à 10 mm en tête et 20 mm en ventre.

Ces valeurs seront à confirmer par le MO / MOE / BET Structure en fonction notamment de la sensibilité ouvrages soutenus (constructions, réseaux enterrés, voiries, ...).

Un prédimensionnement des écrans de soutènement est donné au §9.2.

9.1.4.3 Dispositions constructives et sujétions d'exécutions

- Tirants

La position des lits de tirants devra être définie en phase EXE en fonction de la position des réseaux et des fondations des avoisinants et sous réserve des autorisations de tréfonds.

La technique de réalisation des tirants sera à définir par l'entreprise de travaux spéciaux.

La technique de forage prévue devra être adaptée pour assurer la stabilité du forage et éviter un remaniement des terrains.

Les méthodes d'exécution des tirants prévus par l'entreprise devront être adaptées aux conditions de terrains. Elles devront permettre d'obtenir :

- sur toute la longueur du tirant, le diamètre nominal défini par les études d'exécution,
- la bonne tenue de la paroi du forage,
- un enrobage continu de l'armature.

Si nécessaire, un tubage à l'avancement devra être prévu et/ou utilisation de fluides de forage adaptés.

La méthode d'exécution devra être validée par des essais sur tirants.

Lors du forage des tirants, il conviendra d'être particulièrement vigilant sur les éventuels changements de faciès et/ou de nature de terrain.

Des fiches de suivi de l'exécution des tirants devront être établis à l'avancement :

- Fiche géologique pour chaque forage,
- Fiche technique pour chaque forage avec entre autres : date et heure de réalisation du forage et de l'injection, inclinaison/verticalité, longueur de l'ancrage réalisé, nature et quantités de produit de scellement réellement mises en place, toutes autres observations particulières.

- Terrassements

Les terrassements seront effectués par passes verticales. Le blindage devra être mis en œuvre au fur et à mesure de l'avancement des terrassements. Il conviendra de vérifier à l'avancement l'adéquation entre le modèle géotechnique et les sols réellement rencontrés.

Les éléments de butonnage (bracons) et de tirants d'ancrage seront mis en œuvre suivant le phasage considéré dans les études d'exécution. Idem, pour la phase de retrait des butons. Ce phasage doit être scrupuleusement suivi afin d'assurer la stabilité de la paroi et les déplacements estimés.

Si des différences par rapport aux hypothèses retenues (stratigraphie horizontale, épaisseurs des formations) sont mises en évidence pendant les terrassements, des adaptations du dimensionnement devront être réalisées par l'entreprise dans le cadre de sa mission G3. Ces adaptations seront soumises pour avis au bureau de contrôle et au bureau d'étude géotechnique en charge de la mission G4.

Toute zone paraissant faible ou instable à l'ouverture des fouilles devra être signalée et reconnue par un géotechnicien qualifié qui pourra définir les dispositions spécifiques à adopter.

- Drainage

En tête de talus, pour éviter le lessivage des terrains de couverture, les eaux de ruissellement devront être captées avant la tête de la paroi.

Dans le cas d'un blindage bois, aucune disposition spécifique est à prévoir au niveau du drainage vertical.

Dans le cas d'une solution de type béton projeté, le drainage de la paroi consistera en la mise en place de bandes drainantes (type ENKADRAIN) à l'arrière du parement recouvrant 50% de la surface de la paroi. Les bandes drainantes seront associées à des lits de barbacanes. Le nombre de barbacanes et drains ne sera pas inférieur à 1 pour 10 à 20 m². Il ligne resserrée de barbacanes sera réalisée juste au-dessus de l'assise de la paroi. Il y aura lieu de procéder à un relevé des venues d'eau sur le parement béton et dans les drains, et de suivre leur évolution en fonction des conditions climatiques. Ces examens visuels pourront conduire à renforcer le système de drainage prévu (nombre de barbacane ou réalisation de drains subhorizontaux).

Un système de récupération de l'eau arrivant en pied de voile (cunette) devra être réalisé et raccordé à un exutoire.

- Contrôle sur mortier/coulis et béton

En cours de réalisation des travaux, des essais de contrôle de qualité et de résistance devront être réalisés sur le mortier/coulis des tirants et sur le béton du parement.

9.1.5 Confortement du mur de soutènement existant par clouage

9.1.5.1 Problématique

Le mur de soutènement existant en partie Est du projet présente un retour permettant le maintien du talus existant au Sud du site (cf. photographie suivante). Ce retour empiète sur l'emprise du projet. La fonction stabilisatrice de ce retour par rapport au mur de soutènement n'est pas connue. De manière sécuritaire, nous avons convenu avec l'équipe de conception de prévoir la réalisation de clous permettant de se substituer à l'éventuelle fonction stabilisatrice de ce retour.



Figure 72 : Vue au niveau du retour

9.1.5.2 Principe

Les clous seront réalisés par forage.

Avant tout travaux, il sera indispensable d'obtenir des propriétaires et/ou des exploitants des parcelles voisines les autorisations pour la réalisation des clous (autorisation de tréfonds).

Les clous seront à dimensionner suivant la norme « NF P94-270 Remblais renforcés et massifs en sol clouée » et à réaliser suivant la norme « NF EN 14490 Exécution des travaux géotechniques spéciaux Clouage ». Le dimensionnement de ce confortement devra être réalisé dans le cadre de la mission G3 – Phase Etude géotechnique d'exécution. Les travaux de clouage devront faire l'objet d'une mission G3- Phase Suivi géotechnique d'exécution.

Une étude structurale sera nécessaire pour dimensionner les éventuels renforts de ferrailage du mur pour la répartition des efforts repris par le clouage.

9.1.5.3 Hypothèses géotechniques

Les caractéristiques mécaniques de sols à prendre en compte sont définis au §6.1.

Les valeurs de q_s seront déterminées au moyen d'essais d'arrachement.
Les clous seront à ancrer dans le substratum Stampien.

Nous conseillons de réaliser un sondage géotechnique complémentaire à l'amont du mur afin de préciser le modèle géotechnique (profondeur du substratum).

9.1.5.4 Dispositions constructives et sujétions d'exécutions

- Les études d'exécution et l'exécution des travaux de clouage devront respecter les normes en vigueur.
- Réalisation des clous

La position des lits de clous devra être définie en phase EXE en fonction de la position des réseaux et des fondations des avoisinants.

La technique de réalisation des clous sera à définir par l'entreprise de travaux spéciaux.

La technique de forage prévue devra être adaptée pour assurer la stabilité du forage et éviter un remaniement des terrains.

La méthode d'exécution des clous prévue par l'entreprise devra être adaptée aux conditions de terrains. Elle devra permettre d'obtenir :

- sur toute la longueur du clou, le diamètre nominal défini par les études d'exécution,
- la bonne tenue de la paroi du forage,
- un enrobage continu de l'armature.

Si nécessaire, un tubage à l'avancement devra être prévu et/ou utilisation de fluides de forage adaptés.

La méthode d'exécution devra être validée par des essais sur clous.

Lors du forage des clous, il conviendra d'être particulièrement vigilant sur les éventuels changements de faciès et/ou de nature de terrain.

Des fiches de suivi de l'exécution des clous devront être établis à l'avancement :

- Fiche géologique pour chaque forage,
- Fiche technique pour chaque forage avec entre autres : date et heure de réalisation du forage et de l'injection, inclinaison/verticalité, longueur de l'ancrage réalisé, nature et

quantités de produit de scellement réellement mises en place, toutes autres observations particulières.

Si des différences par rapport aux hypothèses retenues (stratigraphie horizontale, épaisseurs des formations) sont mises en évidence, des adaptations du dimensionnement devront être réalisées par l'entreprise dans le cadre de sa mission G3. Ces adaptations seront soumises pour avis au bureau de contrôle et au bureau d'étude géotechnique en charge de la mission G4.

Toute zone paraissant faible, très fracturé ou instable à l'ouverture des fouilles devra être signalée et reconnue par un géotechnicien qualifié qui pourra définir les dispositions spécifiques à adopter.

- Essais sur clous

Des clous d'essai seront à réaliser conformément à la norme NF P94-270. Les valeurs de q_s seront déterminées au moyen d'essais d'arrachement. Le nombre minimal d'essai par couche sera défini conformément à la norme NF P94-270. Ces essais seront à effectuer avant le démarrage des travaux de paroi clouée. Des essais de contrôle sur clous seront à effectuer au fur et à mesure des travaux.

- Contrôle sur mortier/coulis

En cours de réalisation des travaux, des essais de contrôle de qualité et de résistance devront être réalisés sur le mortier/coulis des clous.

9.1.6 Système de surveillance

La réalisation des soutènements devra être associée à une méthode observationnelle mise en œuvre dès le démarrage des terrassements, en appliquant les recommandations de l'Eurocode 7.

Il conviendra de suivre le déplacement :

- des ouvrages de soutènement,
- des avoisinants situés dans la zone d'influence géotechnique (ZIG).

Un système de surveillance topographique est à prévoir avec la mise en place de cibles relevées en X, Y et Z sur les soutènements et sur les avoisinants. **Un relevé hebdomadaire sera réalisé pendant toute la période de terrassements, avec un relevé « 0 » avant le démarrage des travaux de terrassement.** Des relevés ponctuels complémentaires seront réalisés lors des phases sensibles des terrassements.

Préalablement au démarrage des travaux, des seuils de vigilance et d'alerte devront être définies avec des actions préventives associées ainsi qu'une périodicité du suivi. Les valeurs des seuils de vigilance et d'alerte seront fixées en fonction des déformations limites des ouvrages (à définir conjointement avec le bureau d'études structure, le bureau de contrôle et la MOE).

Voici à titre indicatif les valeurs des seuils :

Niveau de seuil	Mesures	Action préventive
Vigilance	70 % de la valeur de calcul	Les différentes parties devront être averties. Augmentation de fréquence du suivi.
Alerte	100 % de la valeur de calcul	Les différentes parties devront être averties. Mise en place de renforcement Structurel de façon immédiate et suivi quasi journalier jusqu'à stabilisation

Les seuils définis ci-dessus devront être validés préalablement au démarrage des travaux par l'ensemble des parties (Maitre d'Ouvrage, Maitre d'Œuvre, l'ingénieur structure en charge du diagnostic structurel des avoisinants et par le bureau de contrôle dans le cadre de sa mission Av (avoisinants)).

Seuil de vigilance : en deçà duquel les mesures sont jugées normales et au-delà duquel la vigilance doit être renforcée avec une cadence de mesures plus resserrée afin de suivre au plus près l'évolution des différents paramètres. La méthodologie des travaux pourra être adaptée.

Seuil d'alerte : au-delà duquel des dispositifs conservatoires sont mis en œuvre.

En deçà du seuil de vigilance, un suivi hebdomadaire sera mis en place et suivi par un géomètre expert.

Au-delà du seuil de vigilance :

- Les différentes parties devront être averties.
- La périodicité des mesures sera journalière jusqu'à stabilisation ou action.

Au-delà du seuil d'alerte, il conviendra de mettre en place une des solutions palliatives suivantes jusqu'à stabilisation :

- Les différentes parties devront être averties.
- Une densification du butonnage (doublement du nombre de bouton) et/ou un remblaiement devront être mis en œuvre jusqu'à stabilisation.
- Les ouvertures de passes devront être diminuées lors de la reprise des travaux de terrassements.
- La périodicité des mesures est journalière jusqu'à stabilisation.

Le suivi et la surveillance des ouvrages géotechniques effectués devront être pris en compte par l'Entreprise pour toutes les phases du projet et les relevés devront être transmis au Maître d'œuvre. En fonction des résultats de ces relevés, le cas échéant l'Entreprise pourra en tirer les conséquences pour développer les mesures nécessaires permettant d'assurer la stabilité du site.

Un référé préventif des ouvrages situés dans la ZIG devra être fourni par la maîtrise d'ouvrage avant le démarrage des travaux. A défaut, il conviendra de faire réaliser un constat d'huissier des mitoyens.

9.2 PRÉDIMENSIONNEMENT BERLINOISE

La vérification de la stabilité de l'écran de soutènement a été réalisée selon l'EUROCODE 7 et la norme NF P 94-282. L'approche de calcul 2 est appliquée pour vérifier les ELU STR et GEO.

Les déplacements limites considérés sont donnés au paragraphe 9.1.4. (valeurs à confirmer).

9.2.1 Coupes retenues

Pour le prédimensionnement, nous avons considéré :

- Coupe 1 : une coupe sur la berlinoise prévue à proximité de l'ouvrage RTM,
- Coupe 2 : une coupe sur la berlinoise Sud avec une hauteur de terrain à soutenir de 6,3 m ; cf. figure suivante.

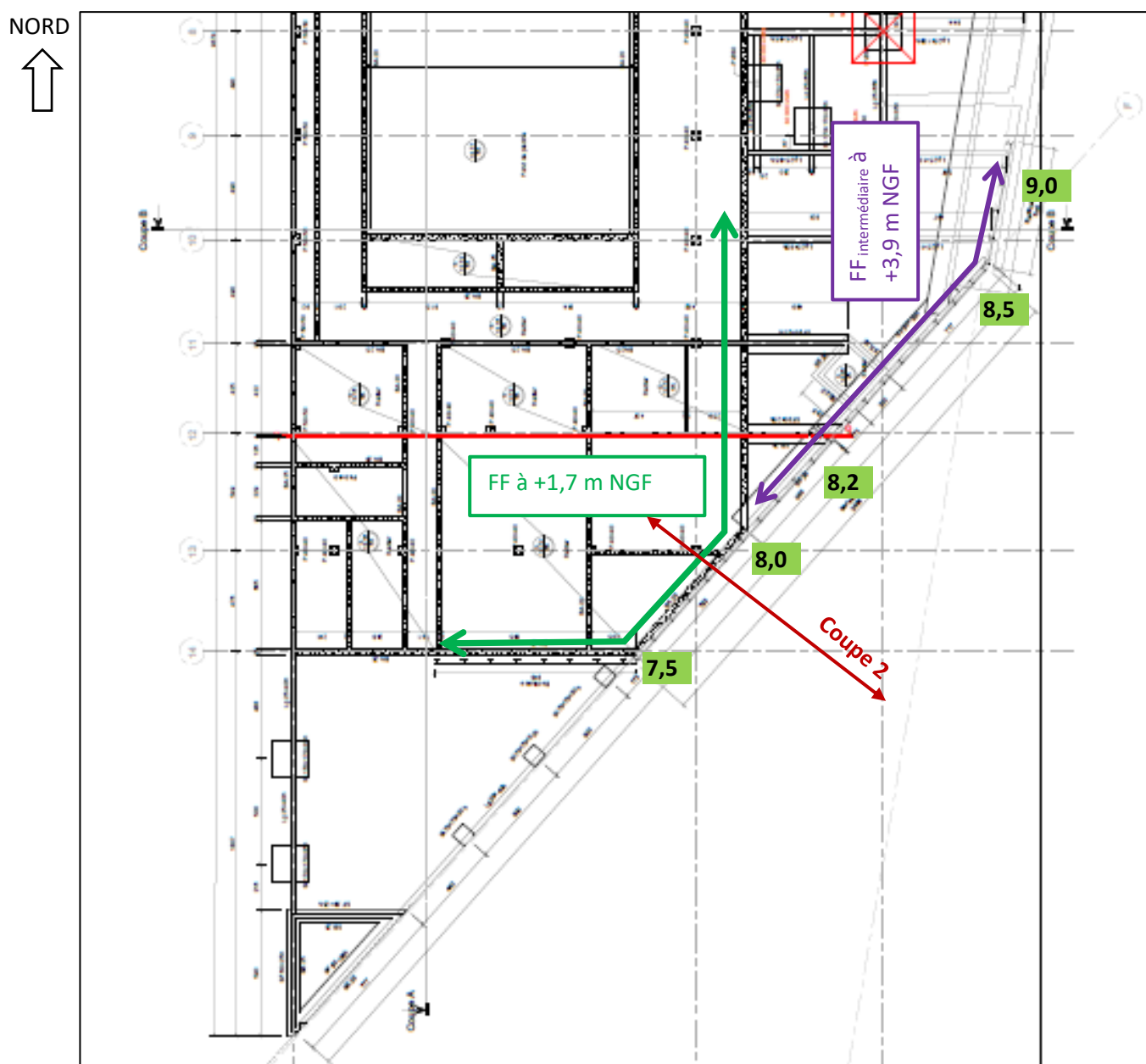


Figure 73 : localisation de la coupe 2 sur plan de fondations n°2101 PRO de Mars 2025

XXX Cote topographique approximative en m NGF en périphérie du site

9.2.2 Logiciel de calculs

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

Les coefficients partiels appliqués pour les calculs aux ELU sont les suivants ; extrait calculs K-REA :

Assistant de définition des coefficients partiels - Approche 2 (EC7 - NF P94-282)

MISSMEL

Actions

Sol - Eau - Ecran

Poussée limite du sol

Ypa

1,00

Pression d'eau

Ypw

1,00

Poids propre de l'écran

YW

1,00

Surcharges sur le sol

Permanente

YG

1,00

Variable

YQ

1,11

Surcharges sur l'écran

Permanente favorable

YG,inf

1,00

Permanente défavorable

YG,sup

1,00

Variable défavorable

YQ,sup

1,11

Méthode de référence pour le recalcul de ka/kp

Kérisel

Effets des actions

Efforts, sollicitations et butée mobilisée

YE

1,35

Paramètres du sol

Cohésion effective

Yc'

1,00

Angle de frottement effectif

Yφ'

1,00

Cohésion non drainée (rés. au cisaillement non drainé)

Yc,u

1,00

Résistances

Butée limite du sol

Phase durable

Ypb,D

1,40

Phase transitoire

Ypb,T

1,10

Ancrages et appuis

Résistance des appuis

Yanc

1,00

Effort d'ancrage déstabilisant

Ykrz

1,10

Valeurs unitaires

Valeurs par défaut

Annuler

OK

Figure 74 : Coefficients partiels – Entrées K-Réa

Assistant de définition des coefficients partiels - Approche 2 (EC7 - NF P94-282)

MISSMEL

Actions

Sol - Eau - Ecran

Poussée limite du sol

Ypa

1,35

Pression d'eau

Ypw

1,35

Poids propre de l'écran

YW

1,35

Surcharges sur le sol

Permanente

YG

1,00

Variable

YQ

1,11

Surcharges sur l'écran

Permanente favorable

YG,inf

1,00

Permanente défavorable

YG,sup

1,35

Variable défavorable

YQ,sup

1,50

Méthode de référence pour le recalcul de ka/kp

Kérisel

Effets des actions

Efforts, sollicitations et butée mobilisée

YE

1,00

Paramètres du sol

Cohésion effective

Yc'

1,00

Angle de frottement effectif

Yφ'

1,00

Cohésion non drainée (rés. au cisaillement non drainé)

Yc,u

1,00

Résistances

Butée limite du sol

Phase durable

Ypb,D

1,40

Phase transitoire

Ypb,T

1,10

Valeurs unitaires

Valeurs par défaut

Annuler

OK

Figure 75 : Coefficients partiels – Entrées K-Réa

Affaire n°2024/0318/G2 PRO/PB

9.2.3 Hypothèses de calculs

9.2.3.1 Hypothèses géotechniques

Les caractéristiques géomécaniques retenues sont celles présentées au §6.1. du rapport.

Sur la base des sondages situés à proximité des zones d'études, nous avons retenu les coupes lithologiques suivantes :

Nature du sol	Coupe Zone 1 (TN à +4,75 m NGF) sur la base de SP103 (+4,4 m NGF)		Coupe Zone 2 (TN à +7,5 m NGF) sur la base de SC101 (+5,0 m NGF)	
	Epaisseur des couches SP103	Altimétrie de la base des couches SP103	Epaisseur des couches SC101	Altimétrie de la base des couches SC101
C1 – Remblais	2,0 m	+2,20 m NGF	1,8 m (soit 4,3 m pour un TN à 7,5 m NGF)	+3,7 m NGF
C2 – Alluvions fines	18,8 m	-16,4 m NGF	1,9 m	+1,3 m NGF
C3 – Substratum Stampien	> 4,2 m	<-20,6 m NGF	> 13,9 m	<-13 m NGF

Les caractéristiques de poussée et de butée des sols (δ_a/δ_p) ont été déterminées à partir des abaques de KERISEL-ABSI et CAQUOT.

Les inclinaisons de poussée et de butée considérées sont les suivantes pour un parement lisse (contact sol/acier ou sol/planche de bois du blindage) :

Couches	δ_a/ϕ	δ_p/ϕ
C1 – Remblais	0	-1/3
C2 – Alluvions fines	0	-1/3
C3 – Substratum Stampien	0	-2/3

Les coefficients de réaction horizontale des couches sont déterminés de la manière suivante :

- Couches C1 et C2 : formule de Schmitt (Annexe F3. NF P94-282),
- Couche C3 : abaques de SHADEISSON (ancrage dans une couche rocheuse) afin de ne pas surévaluer le coefficient de réaction avec la formule de Schmitt.

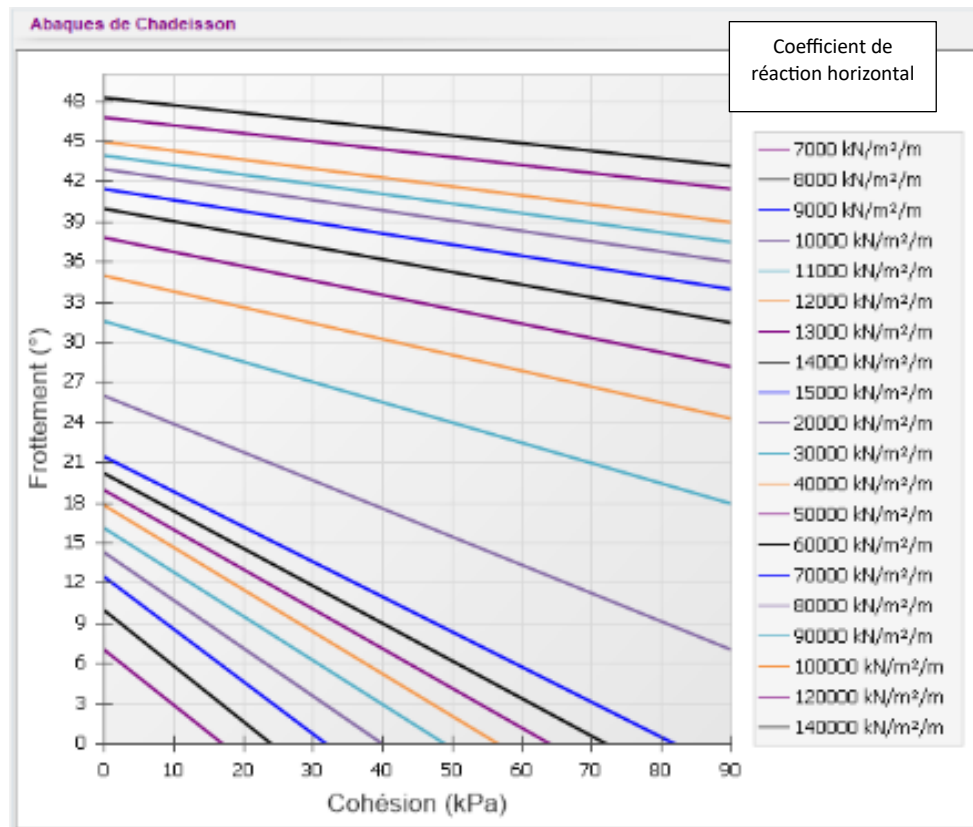


Figure 76 : Abaques de CHADEISSON – Entrées K-Réa

9.2.3.2 Niveaux d'eau en phase chantier

Pour la coupe 1, nous avons considéré un niveau de nappe à +1,6 m NGF (0,5 m sous le niveau fond de fouille avec éventuel rabattement de nappe suivant les niveaux d'eau en phase chantier).

Pour la coupe 2, nous avons considéré un niveau de nappe à +1,2 m NGF (0,5 m sous le niveau fond de fouille avec éventuel rabattement de nappe suivant les niveaux d'eau en phase chantier).

9.2.3.3 Surcharges

Le long des mitoyens, nous avons retenu les hypothèses de calcul suivantes :

- Coupe 1 : pas de surcharge (bande neutralisée par la RTM de 2,51 m de largeur non chargée puis ouvrage de la RTM su pieux).
- Coupe 2 : Surcharge de Graux de 10 kPa à partir de 2 m de la paroi et sur une largeur de 10 m (voirie).

A noter : La définition des surcharges ne fait pas partie de la mission géotechnique. Il conviendra que ces surcharges soient précisées par la maîtrise d'œuvre.

9.2.3.4 Caractéristiques de la paroi

Les caractéristiques mécaniques et géométriques supposées sont les suivantes :

Caractéristiques	Coupe 1 (berlinoise Nord)	Coupe 2 (berlinoise Sud)
Cote en tête de la paroi (m NGF)	+4,75	+8,0
Cote du fond fouille (m NGF)	+2,1	+1,7
Hauteur libre (m)	+2,65	6,3
Base des profilés (m NGF)	-3,0 m NGF (couche C2 – Alluvions fines)	-0,3 m NGF Avec un ancrage minimal de 2 m dans la couche C3 – Substratum Stampien
Profilés	HEB 240 Nuance d'acier $f_y = 355$ MPa	HEB200 Nuance d'acier $f_y = 355$ MPa
Espacement (m)	1,0	1,0
Hauteur minimale des profilés (m)	7,8	6,6
EI profilés phase provisoire ($\text{kN/m}^2/\text{ml}$)	23 646	11 962
Diamètre de forage (mm)	330 (pour HEB240 si préforage dans les remblais)	300 * (pour HEB200)
Blindage	bois	bois

(*) pris en compte dans le calcul ; à adapter par l'entreprise.

En phase provisoire, il n'est pas pris en compte de corrosion sur les profilés aciers.

Le diamètre, la longueur des profilés, ainsi que leur maillage seront adaptées à la suite de l'étude d'exécution spécifique. Des solutions variantes pourront être proposées puis réalisées sous réserve que toutes les justifications dimensionnelles soient apportées et en accord avec le projet.

9.2.3.5 Système de bracons provisoire (coupe 1 - berlinoise Nord)

Dans le cadre de la berlinoise 1, nous avons considéré le système de bracons suivants :

- Tubes métalliques ;
- Dispositif de liaisonnement à la paroi ;
- Massifs d'appuis des bracons en fond de fouille.

Ce système devra faire l'objet d'un dimensionnement par un BET structure (hors cadre géotechnique).

Les caractéristiques des bracons pris en compte dans nos calculs sont indiquées ci-dessous :

- Module d'Young des aciers $E_a = 210$ GPa
- Limite élastique $f_y = 360$ MPa

	Ø Tube	Epaisseur	Section	Longueur de buton	Espace-ment	Inclinaison p/r à l'horizontal	Raideur K-REA (sans inclinaison)	Cote d'application K-REA
	mm	mm	m²	m	m	°	kN/m/m par ml de paroi	NGF
Bracon	139,7	10,5	0,00428	4,5 m	4,0	20	3025 (raideur du sol prise en compte)	4,5

La raideur du système de bracon prend en compte fictivement un massif de butée de $2,5 \times 2,5$ m ancré dans la couche C2 renforcée par inclusions rigides ($E_M \times 3$ pris en compte arbitrairement). En phase Travaux, nous conseillons de prévoir la réalisation du radier à l'avancement afin de butonner les bracons directement dessus. La raideur sera à recalculer en phase exécution en fonction du système de butonnage retenu.

Assistant bouton

Données par bouton

eh m

E kN/m²

S m²

P kN

Lu m

☒ Option bracon

☒ Assistant K_{sem}

B m

L m

EM kN/m²

α_{rheo}

Ac

Ad

K_{sem} 110592 kN/m

α °

Données retenues par longueur d'étude

	K	P
	3037 kN/m/m	0,00 kN/m

Transférer

Figure 77 : Entrées K-REA

Une risberme sera réalisée préalablement à la pose des bracons. La géométrie envisagée est présentée sur la figure suivante. La risberme pourra être terrassée après la mise en place des bracons appuyés sur le radier.

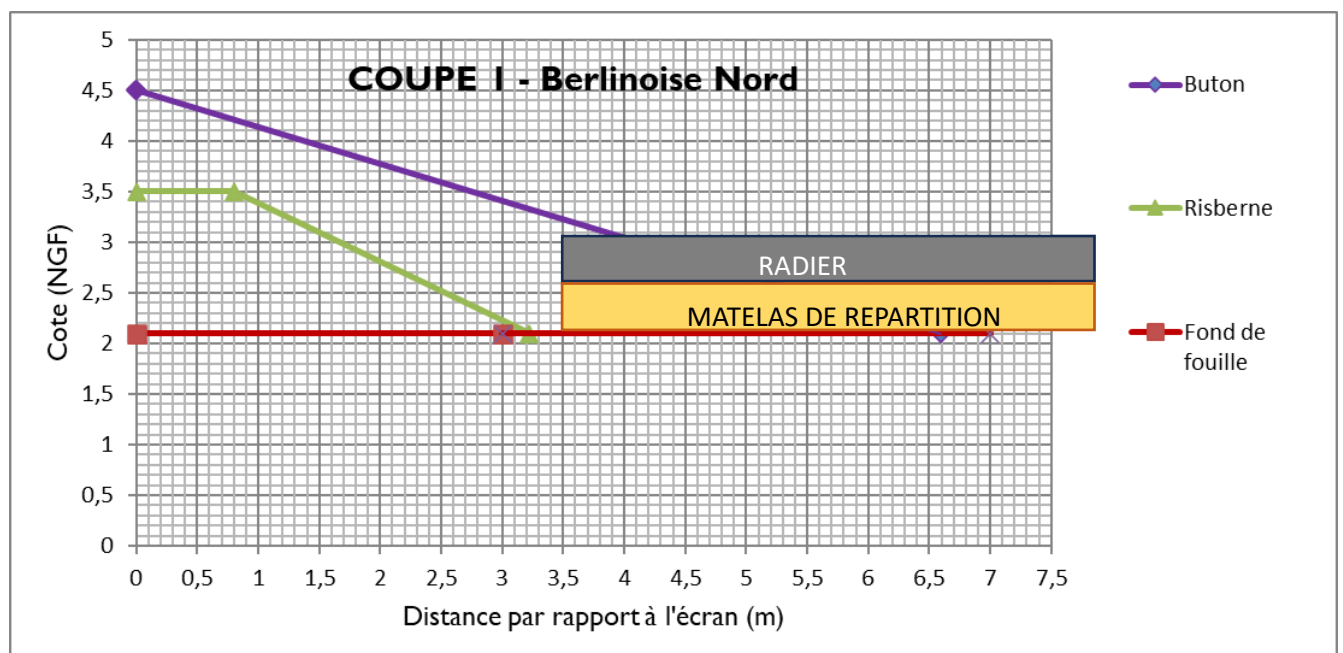


Figure 78 : Principe interaction risberme et bracon – Coupe 1

La raideur sera à recalculer en phase exécution en fonction du système de butonnage retenu.

Les efforts transmis par les boutons seront transmis à la paroi par l'intermédiaire des liernes et/ou de massifs (dispositif de liaisonnement à préciser en G3).

9.2.3.6 Tirants d'ancrage (coupe 2 - berlinoise Sud)

Il a été pris en compte les hypothèses suivantes :

- Barre type GEWI diamètre 40 mm avec les caractéristiques suivantes :
 - Section d'acier minimum = 1257 mm²,
 - Contrainte à la rupture F_t ; $k = 550$ MPa,
 - Contrainte à la limite élastique F_y ; $k = 500$ MPa,
- Diamètre de forage : 180 mm,
- Position, géométrie, longueur et raideur : Cf. tableaux suivants,

	Cote du niveau d'ancrage	Inclinaison du tirant/ horizontal	Longueur totale	Longueur libre	Longueur scellée	Diamètre de forage	Espacement horizontal entre tirants	Précharge	Lu
	NGF	Dégrés	m	m	m	mm	m	KN	m
Tirant 1	6,5	45	9,5	7,4	2,1	180	2,0	0	8,5
Tirant 2	3,7	30	7,0	5,0	2,0	180	2,0	0	6,0

	Raideur axiale d'un tirant	Raideur axiale équivalente par ml d'écran
	kN/m	kN/m/ml
Tirant 1	31230	15615
Tirant 2	43982	21991

Le tirant 1 est fortement incliné à 45° par rapport à l'horizontal afin d'atteindre le substratum plus rapidement et afin de passer bien en dessous de l'ouvrage de la SERAMM (Fe à +5,5 m NGF à une distance de 4 à 5 m du projet ; position exacte à préciser par la SERAMM). Pour une longueur de tirants de 9,5 m incliné à 45°, l'emprise horizontale du tirant est de 6,7 m et devrait rester sous la voirie (9 à 10 m de largeur y compris trottoir au niveau de la rue Edouard Crémieux).

Les valeurs de frottement latérales issues du TA2020 pour une injection IGU sont synthétisées dans le tableau suivant :

Couches	PI* MPa	Courbe	qs abaque kPa	α_s -	qs retenu kPa
C1 – Remblais	0,6	Frottement négligé (longueur libre)			
C2 – Alluvions fines	0,23	Frottement négligé (longueur libre)			
C3 – Substratum Stampien	4,5	Marne ou roche	325	1,1	Limité à 300

p_i : pression limite ; α_s : coefficient de bulbe ; q_s : frottement latéral unitaire

Ces hypothèses devront être confirmées lors des études d'exécution avec la réalisation d'essais en traction de conformité.

9.2.4 Calcul de l'écran de soutènement sous K-Réa

9.2.4.1 Phasage de calculs

Le phasage retenu dans k-Réa est le suivant :

Coupe 1 - Berlinoise Nord

Phases K-REA	Description
P00 – Provisoire	Etat initial ; TN à +4,75 m NGF
P01– Provisoire	Excavation à +3,5 m NGF (plateforme intermédiaire pour réalisation des inclusions) Pose de blindage
P02– Provisoire	Réalisation d'une risberme : <ul style="list-style-type: none"> - Arase supérieure : +3,5 m NGF - Base à +2,1 m NGF (fond de fouille), - Banquette de 1 m de large. - Pente de l'ordre de 30° par rapport à l'horizontal
P03 – Provisoire	Mise en place des bracons à +4,5 m NGF appuyés en fond de fouille sur des massifs de butée Puis excavation de la risberme à +2,1 m NGF Pose de blindage (parement BA)

Coupe 2 - Berlinoise Sud

Phases K-REA	Description
P00 – Provisoire	Etat initial ; TN à +8,0 m NGF jusqu'à 15 m à l'arrière de la paroi Puis TN à +9,6 m NGF
P01– Provisoire	Application de la surcharge de Graux
P02– Provisoire	Excavation à +6,3 m NGF Mise en place du lit de tirant 1 avec pose de blindage
P03 – Provisoire	Excavation à +3,5 m NGF Mise en place du lit de tirant 2 avec pose de blindage (parement BA)
P04– Provisoire	Excavation à +1,7 m NGF (fond de fouille) Pose du blindage

9.2.4.2 Résultats

Les résultats des calculs sont présentés s ci-après **par ml de paroi** :

N° PHASE	Déplacement en tête [mm]	Déplacement maximal [mm]	M,k max écran [kNm/m]	N,k max écran [kN/m]	V,k max écran [kN/m]	Rapport butées	F,k buton n°1 [kN/m]
1	1,49	1,49	3,49	-5,66	3,76	3,760	-
2	3,09	3,09	4,61	-9,34	3,84	2,753	-
3	7,25	7,25	-10,32	-13,30	13,71	2,485	11,87
Extrema	7,25	7,25	-10,32	-13,30	13,71	2,485	11,87

Figure 79 : Coupe 1 - Berlinoise Nord – Résultats ELS – Sorties K-Réa

N° PHASE	Type	M,d max écran [kNm/m]	N,d max écran [kN/m]	V,d maxi écran [kN/m]	F,d buton n°1 [kN/m]	Vérif. Def. Butée	Bilan Vert
1	MISS	4,71	-7,64	5,07	-	OK	-7,64
2	MEL	10,34	-4,81	-6,37	-	OK	0,32
3	MISS	-13,94	-17,96	18,51	16,02	OK	-17,96
Extrema		-13,94	-17,96	18,51	16,02		

Figure 80 : Coupe 1 - Berlinoise Nord – Résultats ELU – Sorties K-Réa

N° PHASE	Déplacement en tête [mm]	Déplacement maximal [mm]	M,k max écran [kNm/m]	N,k max écran [kN/m]	V,k max écran [kN/m]	Rapport butées	F,k tirant n°1 [kN/m]	F,k tirant n°2 [kN/m]
1	-0,02	0,16	-0,65	3,28	1,18	6,902	-	-
2	8,43	8,43	14,72	-11,00	11,12	5,626	0,00	-
3	6,53	14,80	-40,76	53,34	-40,82	3,880	72,20	0,00
4	6,10	16,75	-35,09	87,22	58,12	2,336	73,86	63,74
Extrema	8,43	16,75	-40,76	87,22	58,12	2,336	73,86	63,74

Figure 81 : Coupe 2 – Berlinoise Sud – Résultats ELS – Sorties K-Réa

N° PHASE	Type	M,d max écran [kNm/m]	N,d max écran [kN/m]	V,d maxi écran [kN/m]	F,d tirant n°1 [kN/m]	F,d tirant n°2 [kN/m]	Vérif. Def. Butée	Bilan Vert	Vérif. Kranz
1	MISS	-0,98	4,23	1,77	-	-	OK	4,13	OK
2	MEL	33,51	-1,60	-19,95	0,00	-	OK	1,47	OK
3	MISS	-55,74	72,68	-55,72	98,43	0,00	OK	35,30	OK
4	MISS	-47,91	118,71	79,09	100,67	86,65	OK	54,09	OK
Extrema		-55,74	118,71	79,09	100,67	86,65			

Figure 82 : Coupe 2 – Berlinoise Sud – Résultats ELU – Sorties K-Réa

Les déplacements calculés maximaux sont :

- pour la coupe 1 – berlinoise Nord : de l'ordre de 1 cm
- pour la coupe 2 – berlinoise Sud : de l'ordre de 1 cm en tête et de 1,5 à 1,0 cm en ventre.

Nous rappelons qu'il s'agit de valeurs de déplacements basés sur un modèle géotechnique simplifié et des approches de calculs théoriques.

Ainsi, le déplacement de la paroi devra être suivi par la méthode observationnelle à partir d'un relevé régulier des déplacements de la paroi.

Tout excès de déplacement imposera un arrêt du chantier et un recalage du modèle pour adapter le soutènement, ou la mise en œuvre d'actions correctives de type mise en place de butons complémentaires ou de réalisation de banquettes provisoires.

Il est de la responsabilité du contrôleur technique dans le cadre d'une mission Av relative à la stabilité des avoisinants (décret 99-443 du 28 Mai 1999) de vérifier la cohérence entre les déplacements attendus et la nature de la structure des mitoyens

9.2.4.3 Vérification de la résistance des profilés

La résistance de l'armature est vérifiée suivant l'EN 1993-5.

A noter : Il conviendra qu'une étude structurelle dimensionne le voile BA, les butons et la lierne.

9.2.4.4 Vérification de la résistance des tirants

➤ Résistance au scellement

Le frottement latéral le long du clou est évalué ainsi :

$$R_s = \pi \varnothing \int_0^{L_s} \alpha_s q_s(l) dl$$

Avec :

α_s : coefficient de bulbe

q_s : frottement latéral unitaire

Suivant le TA2020 :

A l'ELU : $R_d = R_k / \gamma_{a:ELU}$ avec $\gamma_{a:ELU} = 1,1$

A l'ELS : $R_{CR;d} = R_d / \gamma_{serv}$ avec $\gamma_{serv} = 1,35$

Avec $R_k = R_s / \gamma_{Rd}$ avec $\gamma_{Rd} = 1,4$

Les valeurs de P_d sont issues de K-Rea en appliquant un facteur égal à l'espacement des tirants.

	ELU		ELS	ELU	ELS	ELS & ELU
	$R_k = R_s / \gamma_{Rd}$	$R_d = R_k / \gamma_{a:ELU}$	$R_{CR;d} = R_d / \gamma_{serv}$	$P_d \text{ ELU}$	$P_d \text{ ELS}$	Vérifications
	KN	KN	KN	KN	KN	$P_d \leq R_{a;d} / \gamma_{Rd}$
Tirant 1 (ancrage de 2,1 m dans C3)	280	254	188	202	148	OK
Tirant 2 (ancrage de 2,0 m dans C3)	267	242	180	173	128	OK

➤ **Résistance de l'armature**

La vérification de la résistance des barres est présentée ci-après pour une traction simple de l'armature suivant le TA2020 dans le cas d'une armature en acier de construction :

Dans la partie filetée $R_{t;d} = k_t \times f_{t;k} \times A_s / \gamma_{M2}$

Dans la partie non filetée : $R_{t;d} = f_{y;k} \times A_g / \gamma_{M0}$

Avec dans le cas d'une armature en acier de construction : $\gamma_{M2} = 1,25$; $\gamma_{M0} = 1,0$ et $k_t = 0,9$ (0,6 dans le cas d'effet de flexion ; pas d'effet de flexion considéré).

Avec A_g la section brute de la partie résistante de la partie non filetée

Soit

Dans la partie filetée $R_{t;d} = 0,9 \times 550\,000 \times 1257 \times 10^{-6} / 1,25 = 498 \text{ kN}$

Dans la partie non filetée : $R_{t;d} = 500\,000 \times 1257 \times 10^{-6} / 1,00 = 628 \text{ kN}$ (à titre indicatif, car la barre GEWI® 40 mm est une barre filetée toute longueur).

Pour une valeur de traction F_{tirant} ELU estimée à 202 kN, la barre proposée convient.

10. DRAINAGE – ETANCHÉITÉ

10.1 DISPOSITIONS VIS-À-VIS DES EAUX MÉTÉORIQUES

Un soin tout particulier devra être accordé au drainage des eaux de ruissellement pluviales, afin qu'elles ne s'infiltrant pas en pied de l'ouvrage.

Dans ce sens, on respectera l'ensemble des éléments suivants :

- Reprise des eaux de toitures par des gouttières reliées à un réseau étanche permettant une évacuation loin des fondations, vers des exutoires non refoulants et pérennes.
- Aménagement des abords des bâtiments (en particulier dans cas de la solution sur renforcement de sol.) avec des surfaces étanches et présentant des pentes dirigées vers l'extérieur du bâtiment pour que l'eau de pluie ne stagne pas et ne s'infiltrer pas au niveau des fondations.

10.2 OUVRAGES ENTERRÉS

Le bâtiment projeté intercepte le niveau de la nappe. Les hauteurs concernées devront être traitées en revêtement étanches (cuvelage selon le DTU 14.1...). Les ouvrages devront être dimensionnées en prenant en compte les pressions hydrostatiques (murs enterrés et niveaux bas (radier/plancher)).

Cf. rapport d'étude hydrogéologique G5 version B du 25/04/2025.

11. INTERACTION DU PROJET AVEC LE MÉTRO DE LA RTM

Une bande de 2,51 m sépare le bâtiment à construire de l'ouvrage cadre.

Avec une solution de renforcement de sol, le tassement attendu au droit du bâtiment est de l'ordre de 1,0 à 2,1 cm :

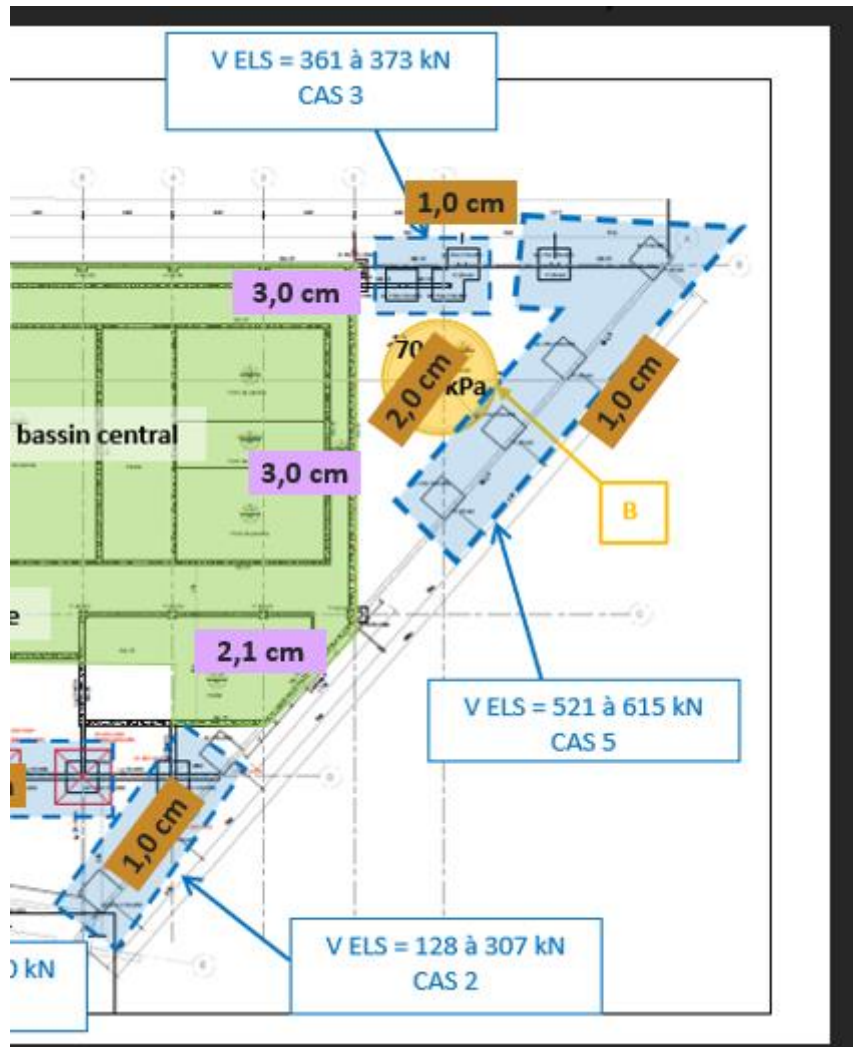


Figure 83 : Rappels des tassements calculés cf. §7.7.4

xxx cm	Tassements calculés via le module TASPIE+ du logiciel FOXTA V4
xxx cm	Tassements calculés via le logiciel PLAXIS 2D

En raison du décaissement de terrain au droit du radier (zone verte sur la figure précédente), le tassement global fini (prenant en compte la décompression puis la recompressions du terrain) du radier est :

- de 1 cm en périphérie,
- puis inférieur ou égal à **0,5 cm au-delà 2 m de distance** (périphérie de l'ouvrage cadre de la RTM).

Pour le cas des semelles isolées et filantes avec renforcement de sol, nous considérons une interception de la diffusion de la contrainte avec l'ouvrage de la RTM à +2,0 m NGF (soit -1,8 m/base de la fondation). A cette cote, le supplément de contrainte dans le sol est de 18 kPa et le **tassement du sol inférieur à 0,5 cm**. Et ce supplément de contrainte s'annule vers 0 m NGF (extrait résultats du cas 5 présentés ci-dessous).

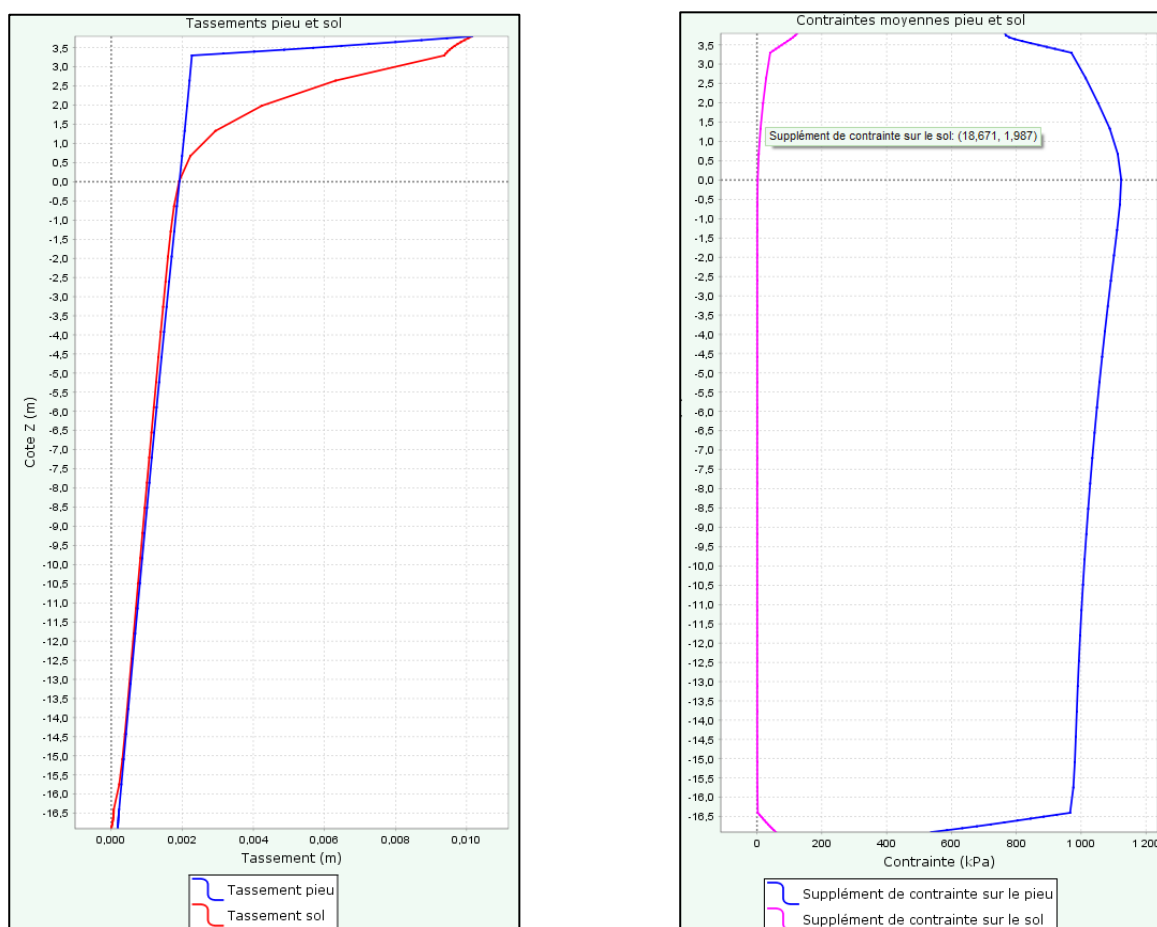


Figure 84 : Extraits Résultats calculs TAPIE+ pour le cas 5

Pour l'écran de soutènement de type berlinoise (cf. §9.2 – Coupe 1), le déplacement maximal calculé vaut 0,7 cm en tête de l'écran pour un TN considéré à +4,75 m NGF et un fond de fouille à +2,1 m NGF. De manière défavorable, il peut être considéré un tassement du même ordre de grandeur en périphérie de l'ouvrage RTM situé à une distance de 2,1 m.

D'après la norme NF P 94-262 – Fondations profondes (§H.2.4 de cette norme), le frottement négatif peut être négligé pour une valeur égale ou inférieure à $B/100$ avec B le diamètre du pieu. D'après la note 15/143 du 28/03/1984 du dossier RTM, les pieux de l'ouvrage cadre ont un diamètre de 1,3 m. Ainsi, pour des pieux de ce diamètre, le frottement négatif peut être négligé jusqu'à une valeur de tassement de 1,3 cm.

Pour synthétiser :

➤ Pour le mode de fondations superficielles avec renforcement de sol et berlinoise

Le tassement provoqué par le déplacement horizontal de l'écran (0,7 cm) cumulé au tassement lié à la construction de l'ouvrage (0,5 cm) devrait rester inférieur au $1/100^{\text{ème}}$ de la largeur du pieu (1,3 cm) en périphérie de l'ouvrage cadre de la RTM. En phase EXE, cette vérification devra être réitérée avec le dimensionnement définitif. Et nous recommandons la réalisation d'un calcul aux éléments finis intégrant les différents ouvrages géotechniques à réaliser.

➤ Pour le mode de fondations profondes de type pieux avec berlinoise

Dans le cas d'un mode de fondations profondes de type pieux, aucun tassement n'est attendu en périphérie du projet par rapport à ce mode de fondations. Seuls les déplacements liés à la berlinoise sont à considérer (tassement < 1 cm). Les tassements engendrés par la berlinoise devraient rester inférieurs au $1/100^{\text{ème}}$ de la largeur du pieu (1,3 cm).

La compatibilité des déplacements calculés avec l'ouvrage RTM devra être validée par la RTM sur la base de l'étude de sensibilité par le BET GINGER qui est en cours.

12. REMARQUES PARTICULIERES ET ALÉAS RÉSIDUELS GÉOTECHNIQUES

Les objectifs de tassements après renforcement de sol seront à adapter si nécessaire dans la zone d'influence géotechnique de l'ouvrage RTM pour lequel une étude de sensibilité par le BET GINGER est en cours.

Compte tenu des résultats des investigations complémentaires de juin 2025, le toit du substratum du Stampien a pu être précisé au droit du projet. Toutefois, comme indiqué au §7, nous recommandons en phase exécution dans le cadre de la mission G3 à la charge de l'Entreprise de réaliser des investigations complémentaires, dans les zones de fort pendage du substratum indiqué ci-dessous, de type sondages destructifs avec enregistrement de paramètres ou CPTu (avec risque de refus/déviations dans les couches anthropiques superficielles nécessitant des purges/préforages). En outre, les essais CPTu permettraient de confirmer le caractère normalement consolidé des alluvions fines en place.

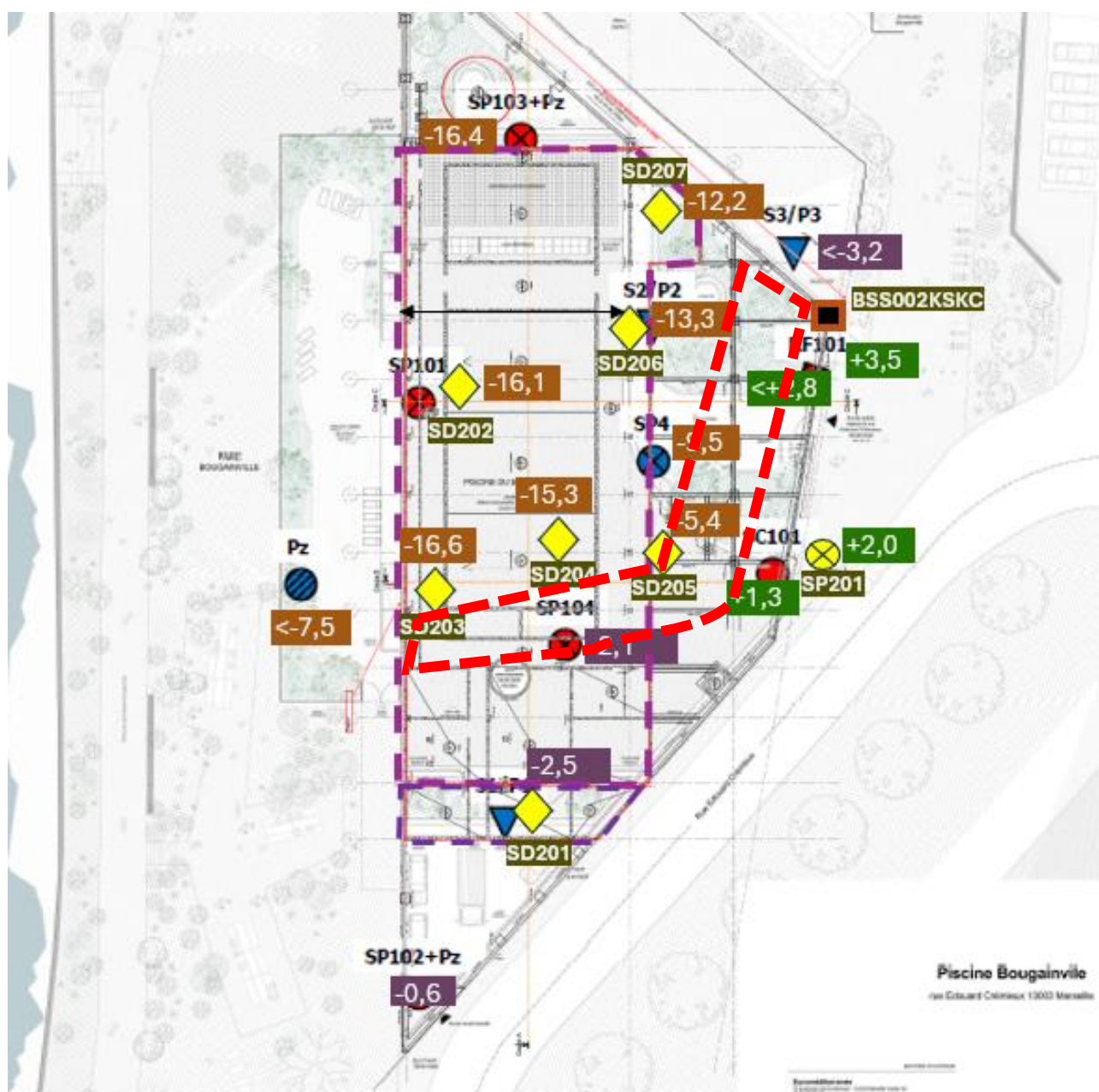


Figure 85 : Zones de préconisations d'investigations complémentaires

Suivant le tableau 2 "Classification des missions types d'ingénierie géotechnique" de la norme NF P94-500 joint en annexe, cette étude doit être complétée par la mission G2 DCE visant notamment à vérifier avant l'envoi du DCE aux entreprises, que les préconisations de l'étude G2 sont bien prises en compte dans éléments techniques du DCE relatifs aux ouvrages géotechniques ; puis par la mission G2 ACT visant à vérifier la conformité des solutions des offres techniques des Entreprises avec la conception des ouvrages géotechniques.

Il est très vivement conseillé, d'adjoindre une mission de type G3 (étude et suivi géotechniques d'exécution) à la charge de l'Entreprise et une mission G4 (supervision géotechnique d'exécution) à la charge de la Maîtrise d'Ouvrage afin notamment d'adapter les dispositions préconisées dans la présente étude G2 PRO compte tenu des éventuels aléas géotechniques résiduels.

GEOTERRIA reste à la disposition des intervenants pour tout complément d'information relatif aux conclusions de la présente étude, dans le respect des conditions d'utilisation du rapport d'étude.

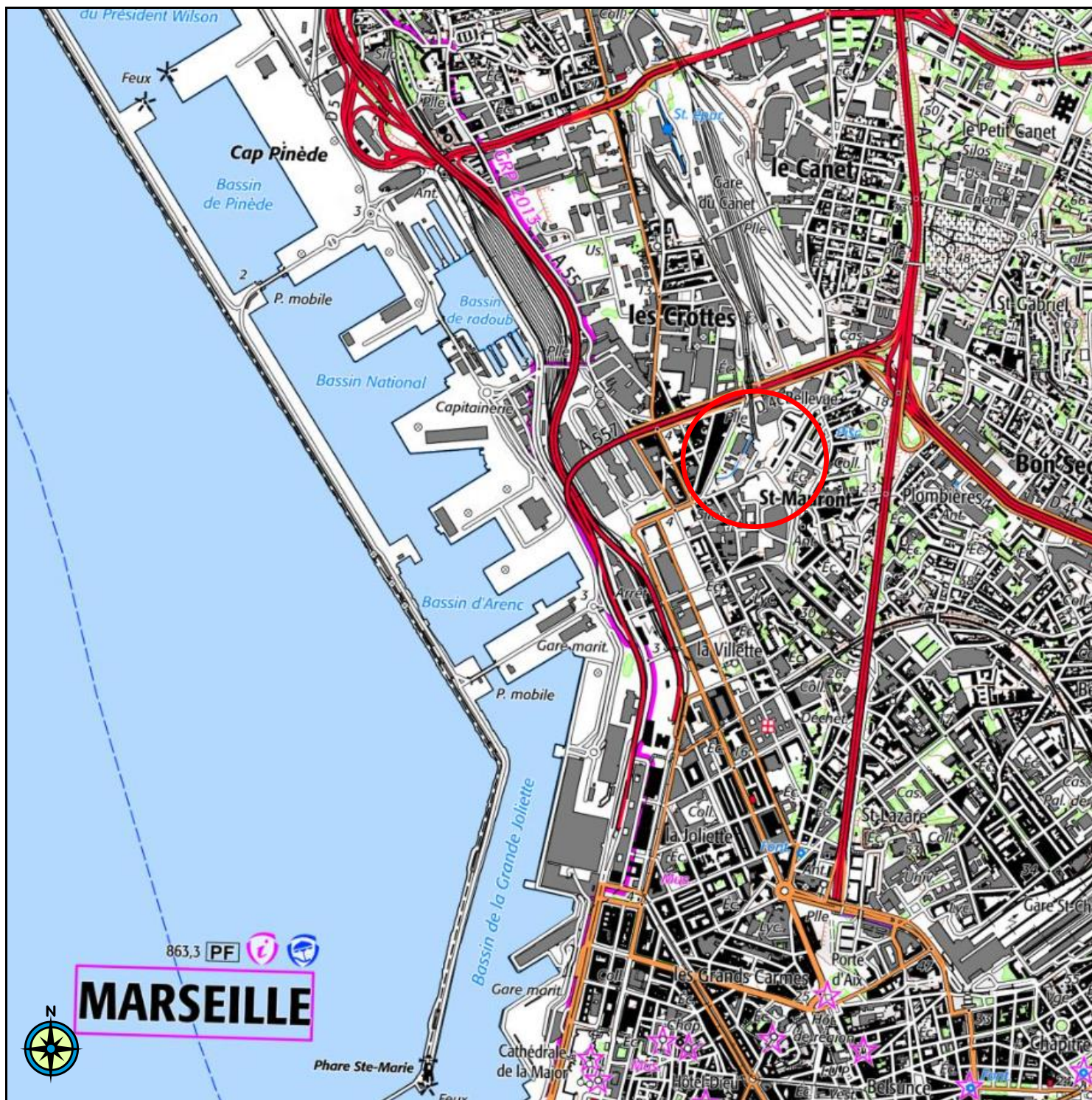
13. UTILISATION DU RAPPORT DE L'ÉTUDE


1. Le présent rapport et ses annexes constituent un ensemble indissociable ; la mauvaise utilisation qui pourrait en être faite lors d'une communication ou à l'issue d'une reproduction partielle sans l'accord écrit de la **SASU GÉOTERRIA** ne saurait en aucun cas engager la responsabilité de celle-ci.
2. Les modifications de conception et d'implantation par rapport aux données de la présente étude seront susceptibles de conduire à modifier les conclusions et prescriptions du rapport et doivent être portées à la connaissance de la **SASU GÉOTERRIA**.
3. Des éléments nouveaux mis en évidence lors de l'exécution des fondations et n'ayant pu être détectés au cours des opérations de reconnaissance (par exemple : venues d'eau importantes, vides de grande taille, hétérogénéité localisée, etc.) peuvent rendre caduques tout ou partie des conclusions du rapport.
4. Ces éléments nouveaux ainsi que tout incident important survenant en cours des travaux (éboulement de fouille, glissement de talus, dégâts occasionnés aux constructions périphériques, etc.) doivent être signalés à la **SASU GÉOTERRIA** pour lui permettre éventuellement de reconsidérer et d'adapter les solutions initialement préconisées.
5. La **SASU GÉOTERRIA** ne saurait être rendue responsable des modifications apportées à son étude que dans la mesure où elle aurait donné, par écrit, son accord sur lesdites modifications.

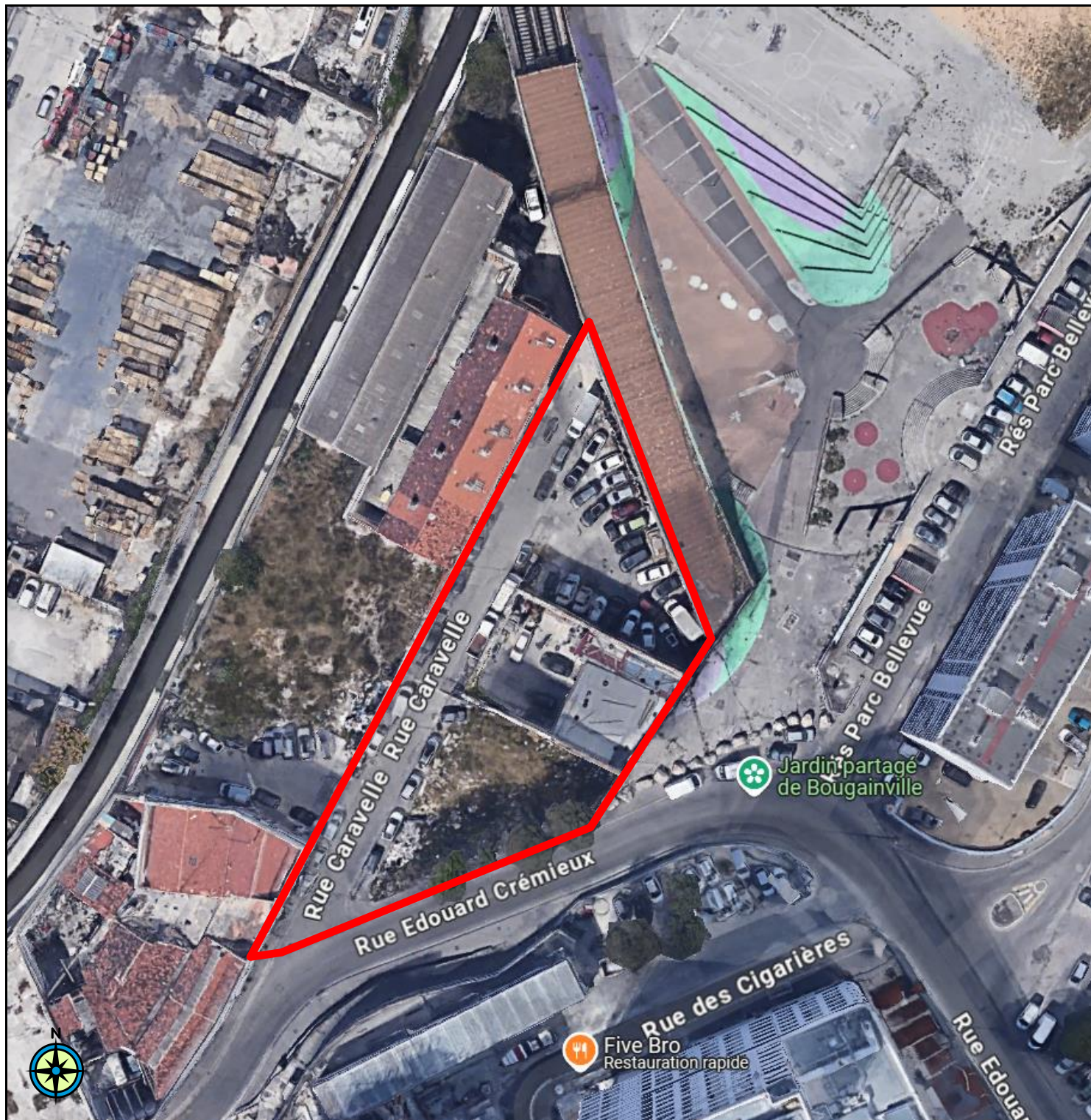
Nous précisons que cette étude géotechnique bénéficie d'une responsabilité civile par notre police souscrite auprès de SMABTP, sous réserve de l'application des recommandations faites et en fonction des données qui nous ont été transmises.


GÉOTERRIA
Directeur technique
Géotechnique et Assainissement
B.P. 540 - 83041 TOULON Cedex 9
Tél. 04 94 27 87 40 - Fax 04 94 27 89 98
S.A.R.L. au capital de 40 000 €
RCS Toulon B 420 586 547 APE 742C

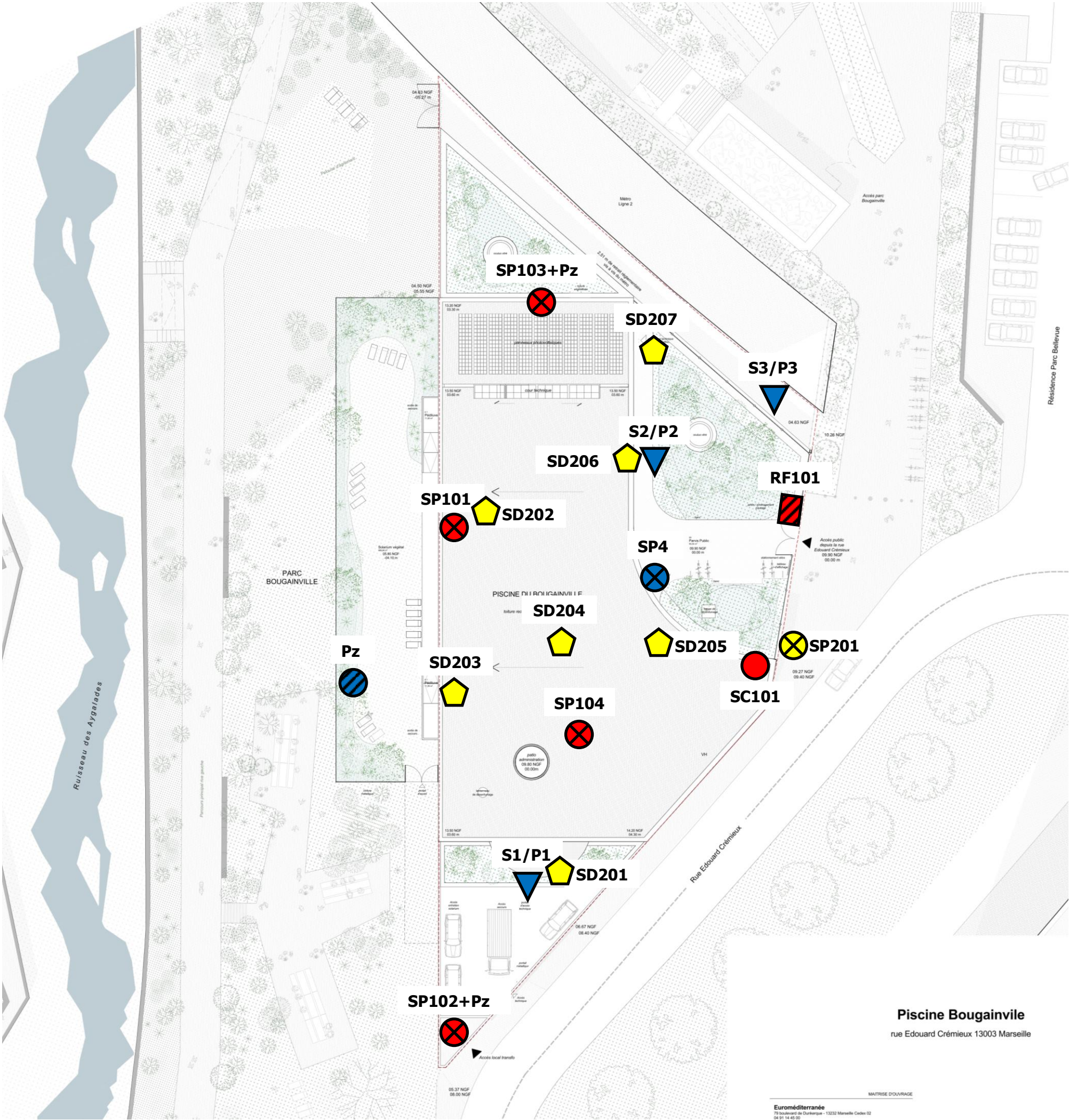
ANNEXES



	<p>EUROMEDITERRANEE</p> <p>Construction d'une piscine</p> <p>Rue Caravelle</p> <p>MARSEILLE (13)</p>		
	<p>SITUATION GEOGRAPHIQUE</p>		
	<p>Dossier N : A24.0318</p>	<p>Date : 03/06/2025</p>	<p>-</p>



	<p>EUROMEDITERRANEE</p> <p>Construction d'une piscine</p> <p>Rue Caravelle</p> <p>MARSEILLE (13)</p>		
	<p>PLAN DE SITUATION</p>		
	<p>Dossier N : A24.0318</p>	<p>Date : 03/06/2025</p>	<p>-</p>



Piscine Bougainville
rue Edouard Crémieux 13003 Marseille

MAÎTRISE D'OUVRAGE
Euroméditerranée
73 boulevard de Curatier - 13032 Marseille Cedex 02
04 91 14 45 00



EUROMEDITERRANEE Construction d'une piscine Rue Caravelle MARSEILLE (13)		
PLAN D'IMPLANTATION DES SONDAGES		
Dossier N : A24.0318	Date : 03/06/2025	1/400 ^{ème}



Géoterra

Bureau d'études géotechniques

MARSEILLE (13)

Type: Destructif

Sondage : SP201

Date début : 28/05/2025

Date fin : 28/05/2025

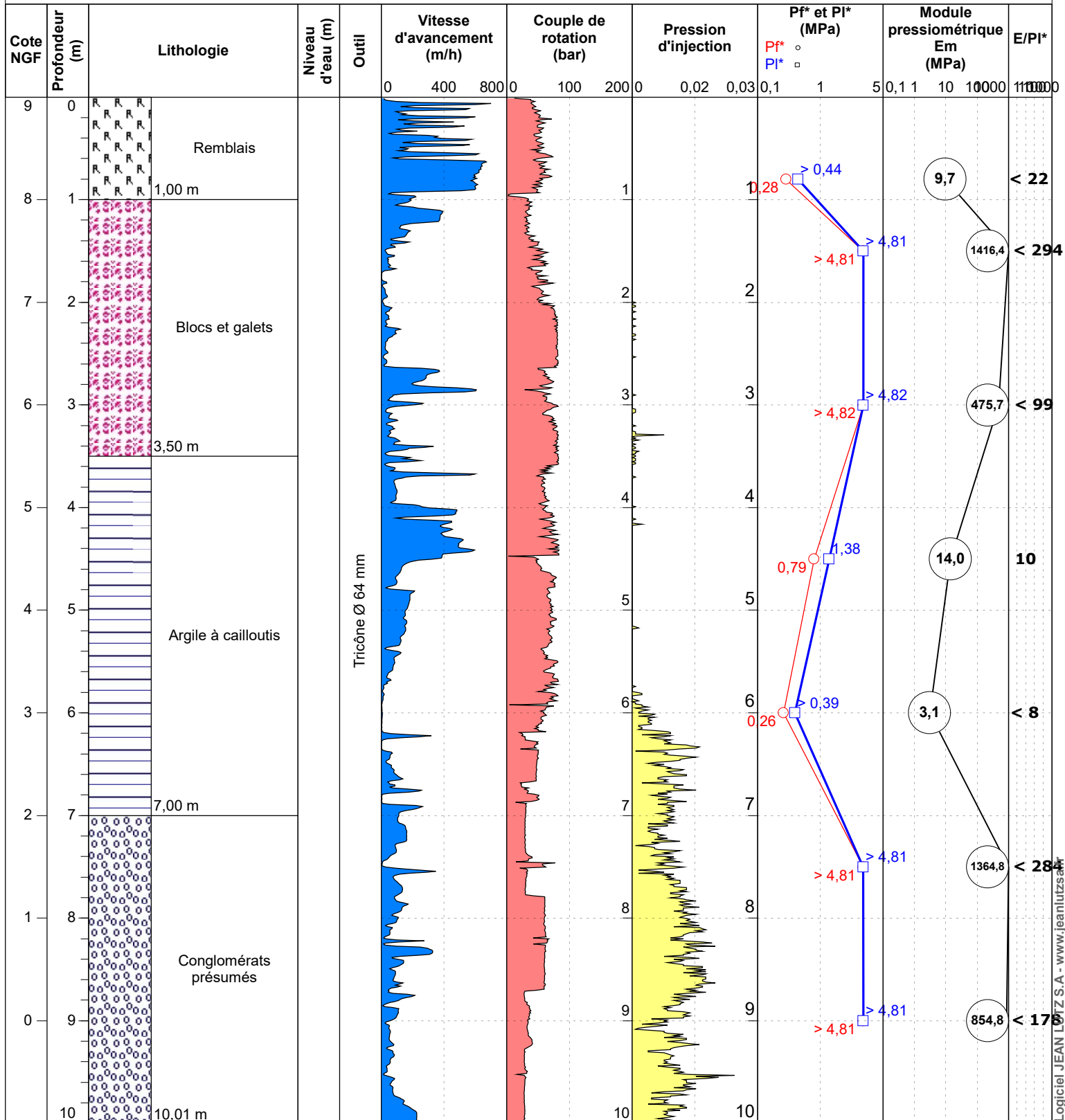
Profondeur : 10,01 m

Cote NGF : 9.00 NGF

Machine : EMCI E 4.50

Remarques : Forage avec injection d'eau

Numéro de dossier : 24.0318





Géoterra

Bureau d'études géotechniques

MARSEILLE (13)

Type: Destructif

Sondage : SD201

Date début : 05/06/2025

Date fin : 05/06/2025

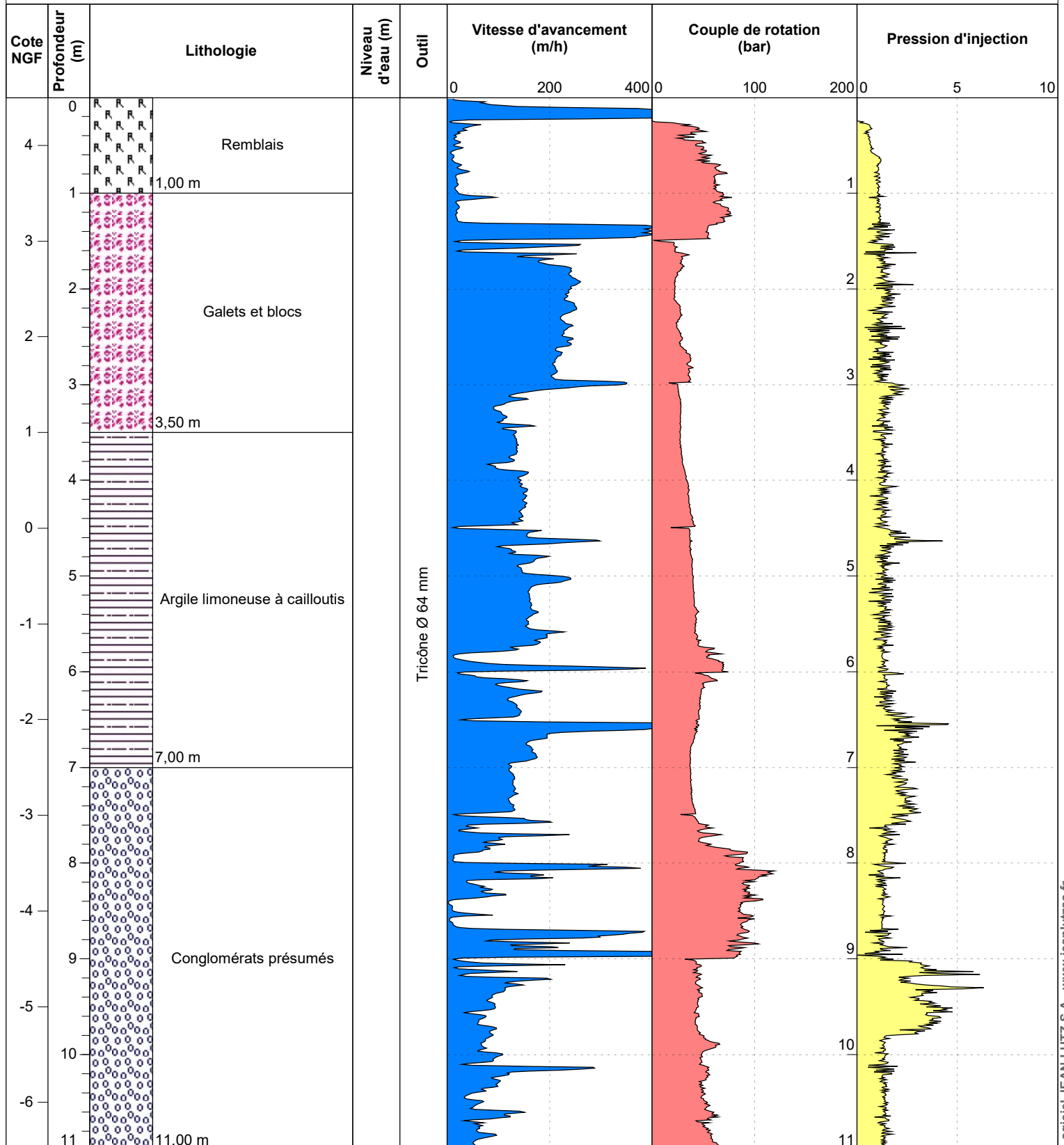
Profondeur : 11,00 m

Cote NGF : 4.50 NGF

Machine : EMCI E 4.50

Remarques : Forage avec injection d'eau

Numéro de dossier : 24.0318





Géoterra

Bureau d'études géotechniques

MARSEILLE (13)

Type: Destructif

Sondage : SD202

Date début : 04/06/2025

Date fin : 04/06/2025

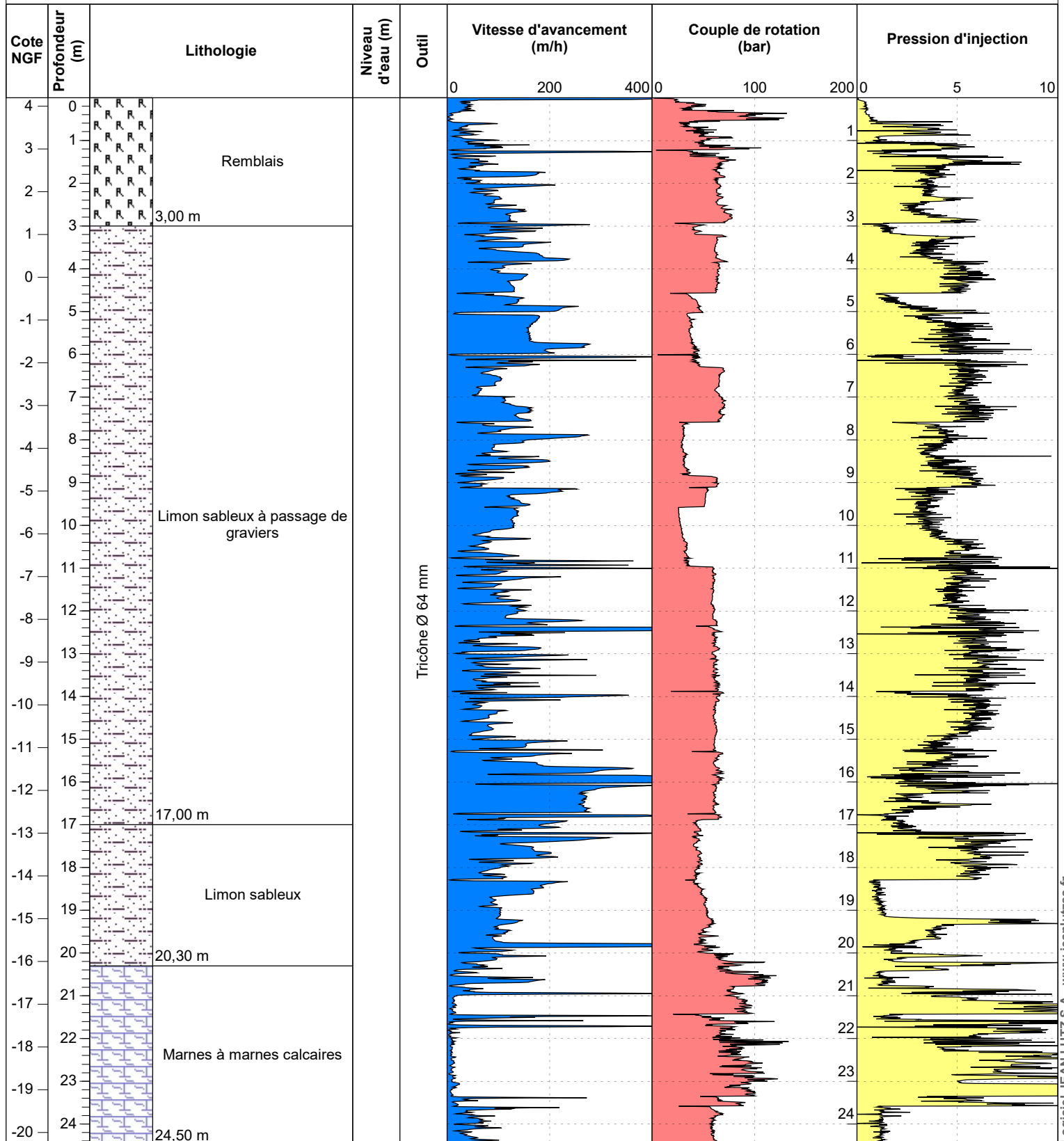
Profondeur : 24,51 m

Cote NGF : 4.20 NGF

Machine : EMCI E 4.50

Remarques : Forage avec injection d'eau

Numéro de dossier : 24.0318



EXGTE 3.23/LB2EPF587FR



Géoterra

Bureau d'études géotechniques

MARSEILLE (13)

Type: Destructif

Sondage : SD203

Date début : 03/06/2025

Date fin : 03/06/2025

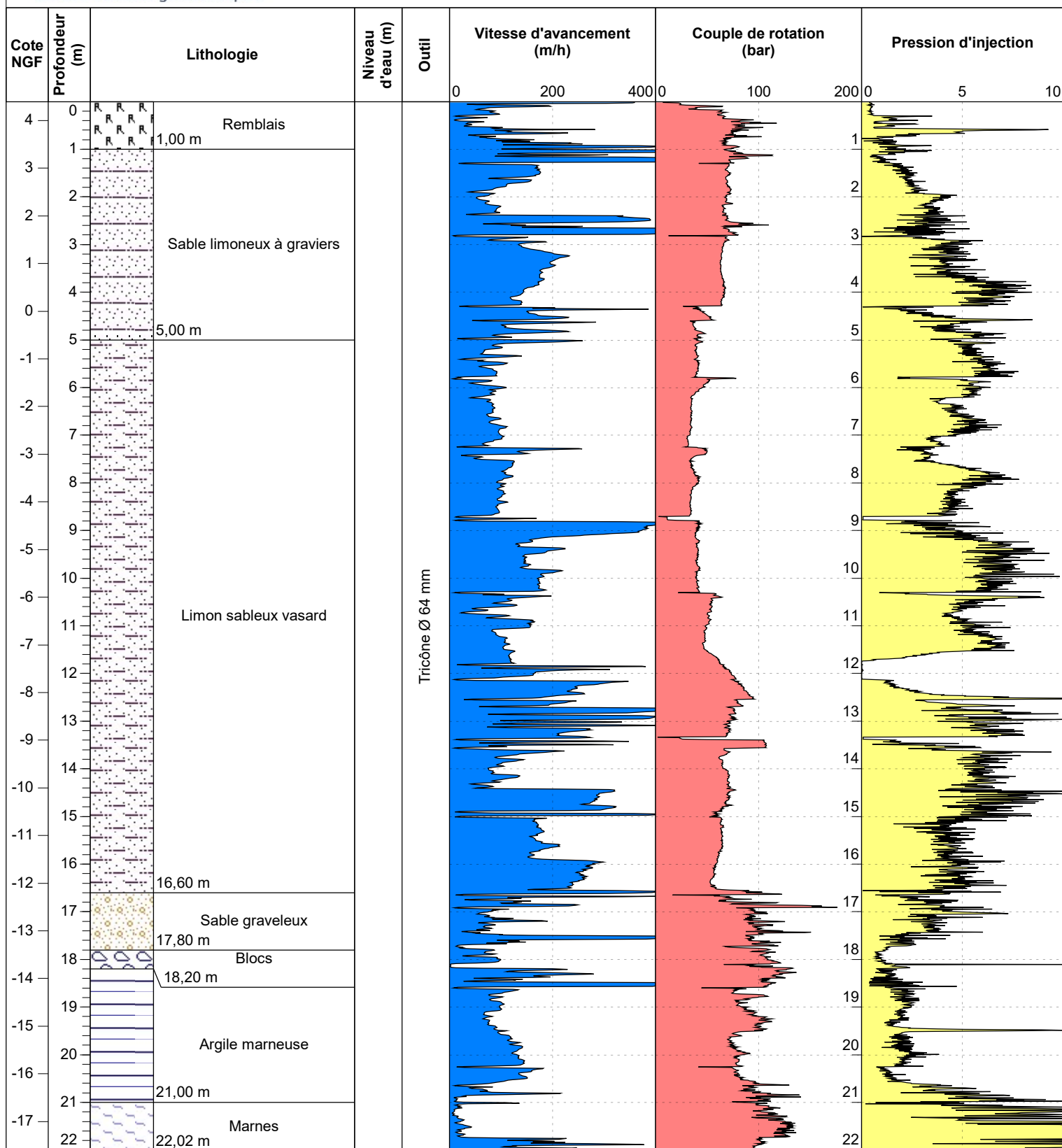
Profondeur : 22,02 m

Cote NGF : 4.40 NGF

Machine : EMCI E 4.50

Remarques : Forage avec injection d'eau

Numéro de dossier : 24.0318



EXGTE 3.23/LB2EPF587FR



Géoterra

Bureau d'études géotechniques

MARSEILLE (13)

Type: Destructif

Sondage : SD204

Date début : 03/06/2025

Date fin : 03/06/2025

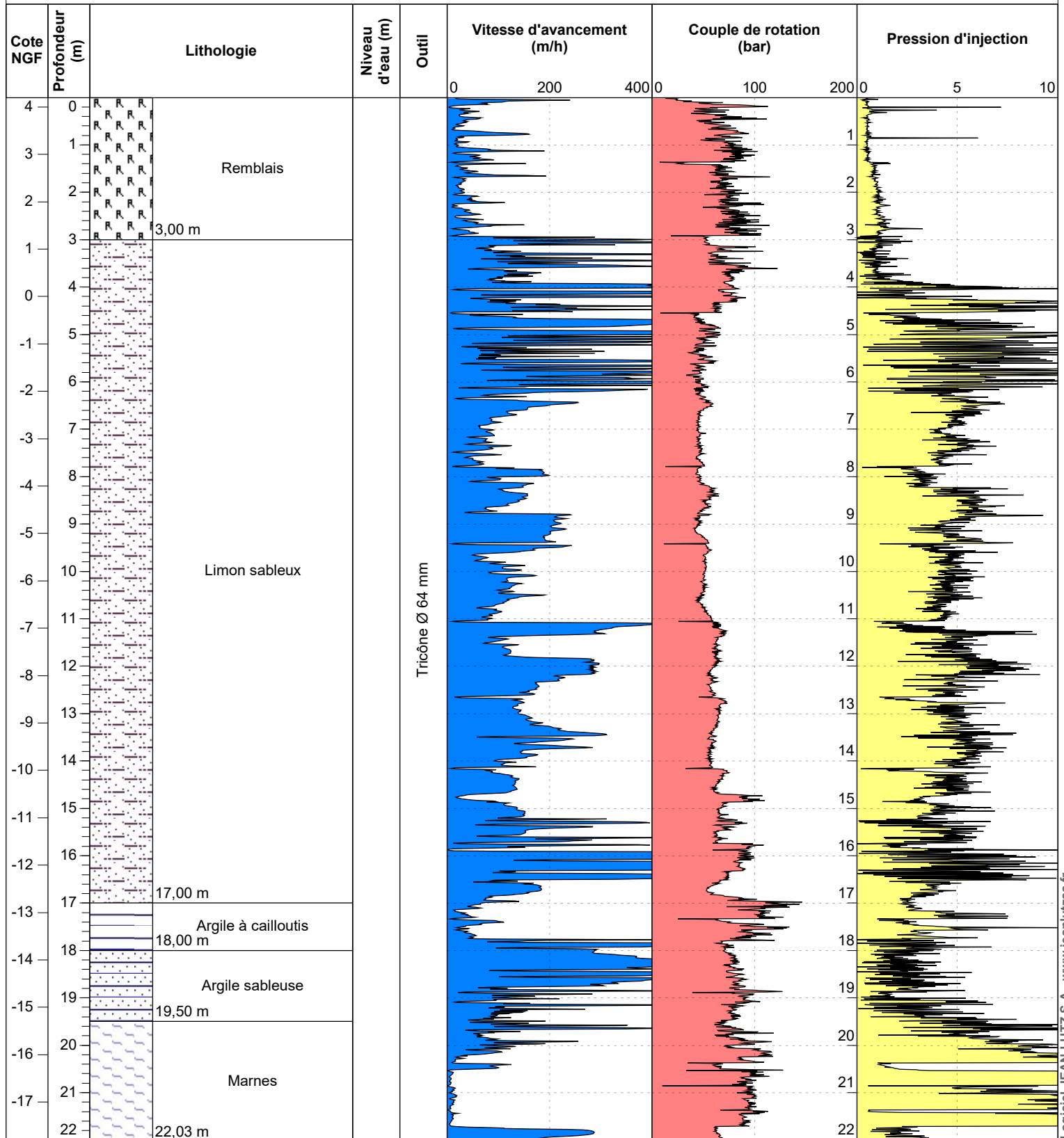
Profondeur : 22,03 m

Cote NGF : 4.20 NGF

Machine : EMCI E 4.50

Remarques : Forage avec injection d'eau

Numéro de dossier : 24.0318



EXGTE 3.23/LB2EPF587FR



Géoterra

Bureau d'études géotechniques

MARSEILLE (13)

Type: Destructif

Sondage : SD205

Date début : 05/06/2025

Date fin : 05/06/2025

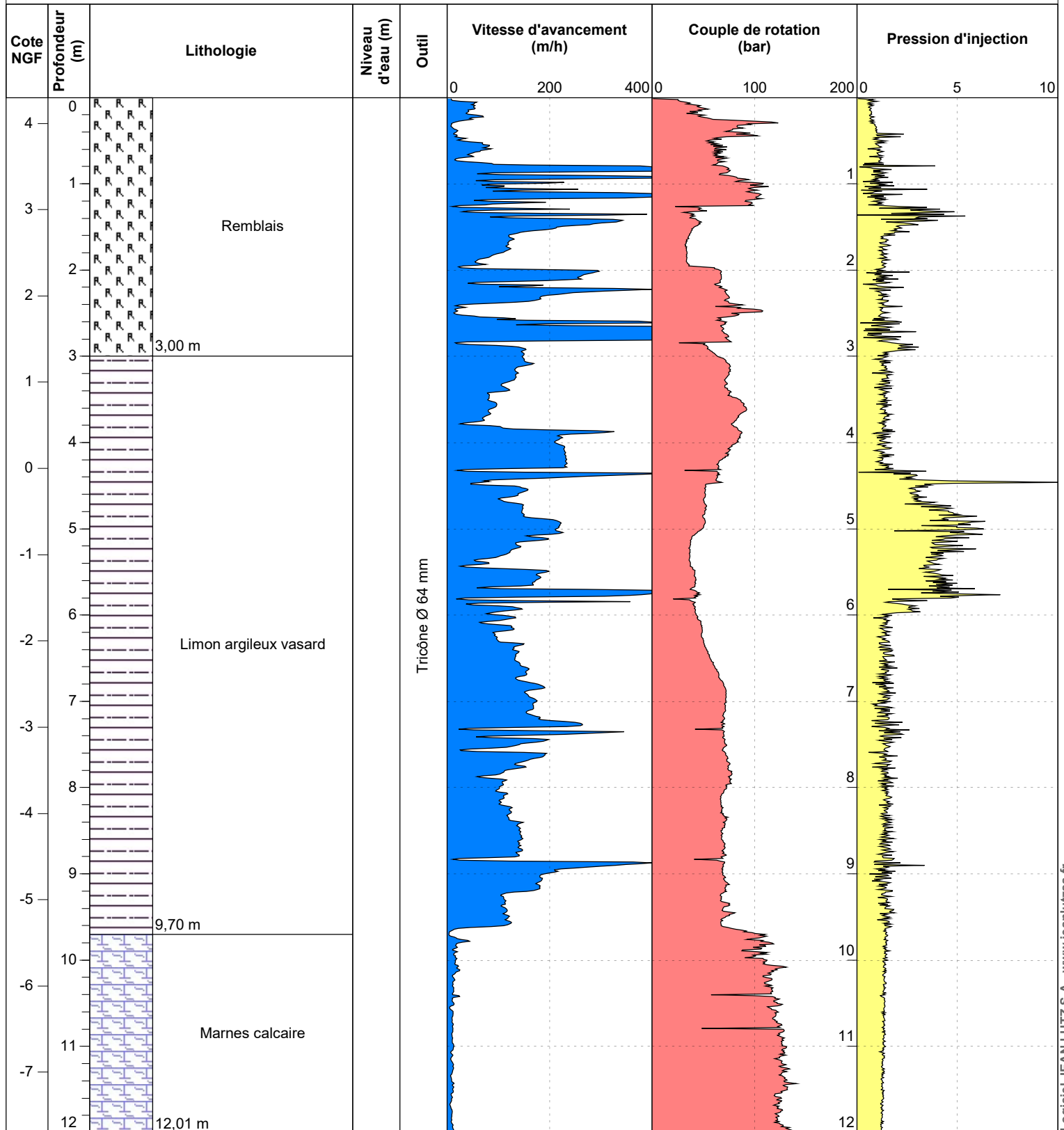
Profondeur : 12,01 m

Cote NGF : 4.30 NGF

Machine : EMCI E 4.50

Remarques : Forage avec injection d'eau

Numéro de dossier : 24.0318





Géoterra

Bureau d'études géotechniques

MARSEILLE (13)

Type: Destructif

Sondage : SD206

Date début : 04/06/2025

Date fin : 04/06/2025

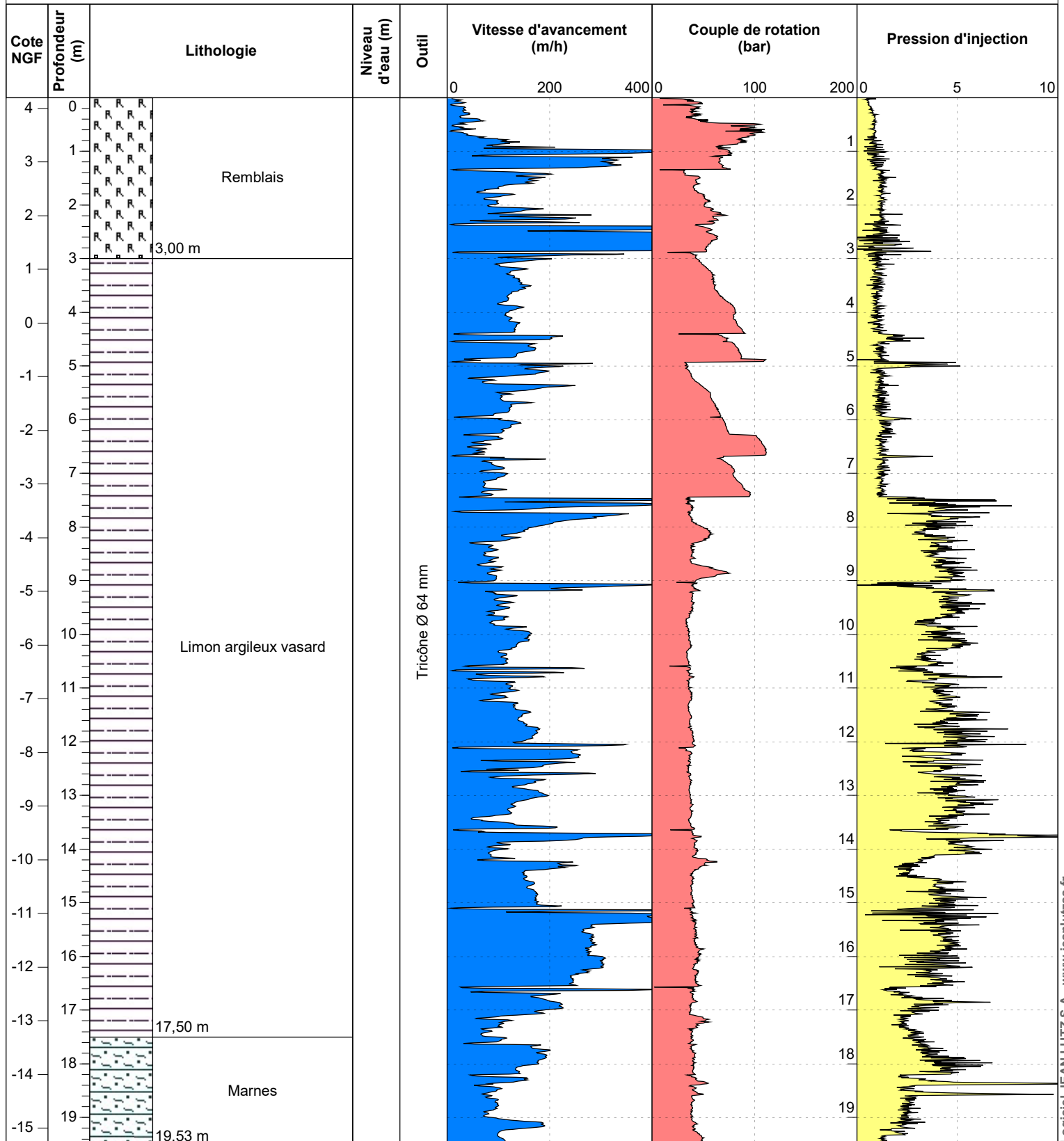
Profondeur : 19,53 m

Cote NGF : 4.20 NGF

Machine : EMCI E 4.50

Remarques : Forage avec injection d'eau

Numéro de dossier : 24.0318



EXGTE 3.23/LB2EPF587FR





Géoterra

Bureau d'Études géotechniques

MARSEILLE (13)

Type: Destructif

Sondage : SP101

Date début : 21/10/2024

Date fin : 22/10/2024

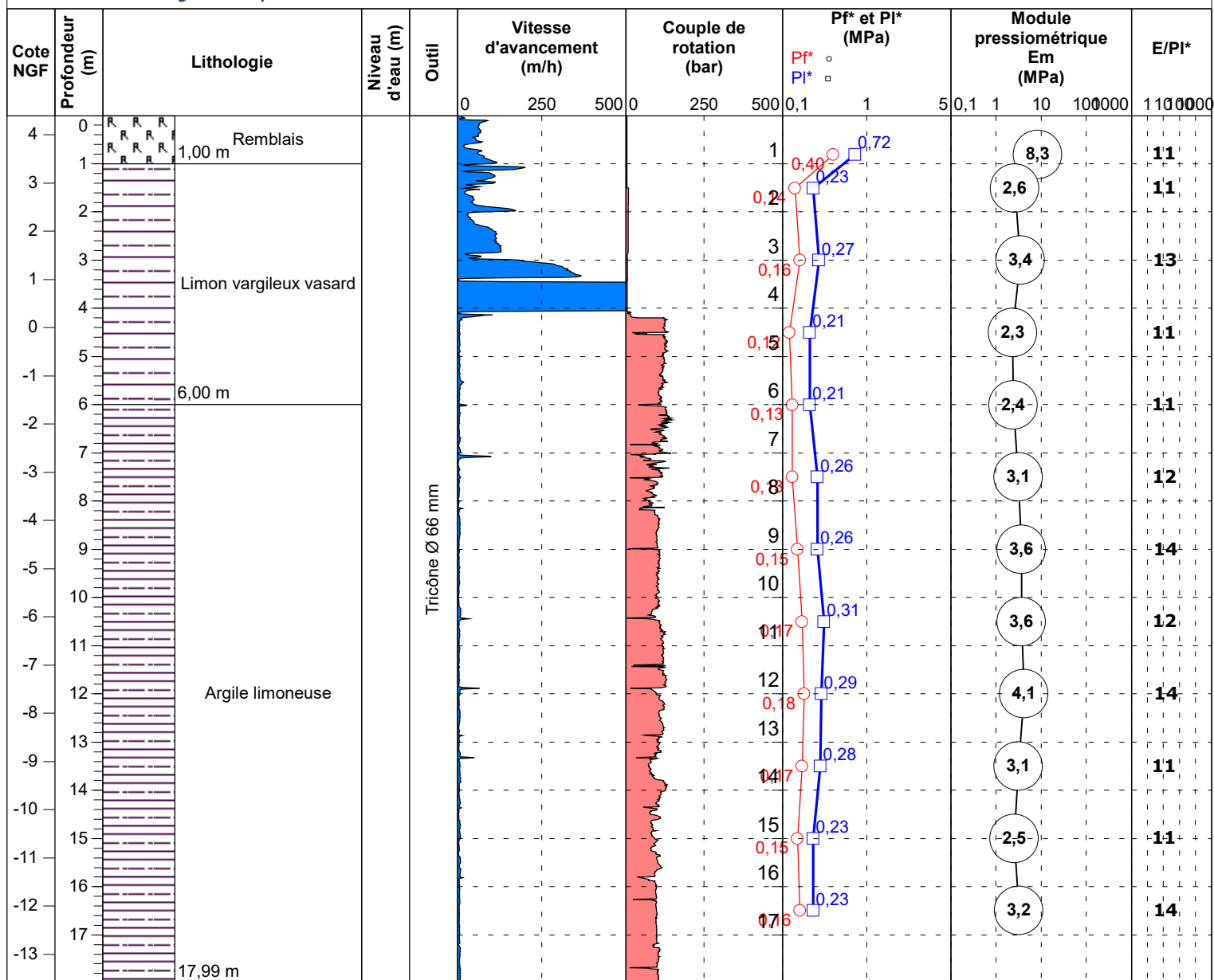
Profondeur : 17,99 m

Cote NGF : 4.40 NGF

Machine : EMCI E 4.50

Remarques : Forage avec injection d'eau

Numéro de dossier : 24.0318



EXGTE 3.22/LB2GEO115FR



Géoterra

Bureau d'Études géotechniques

MARSEILLE (13)

Type: Destructif

Sondage : SP102+Pz

Date début : 23/10/2024

Date fin : 24/10/2024

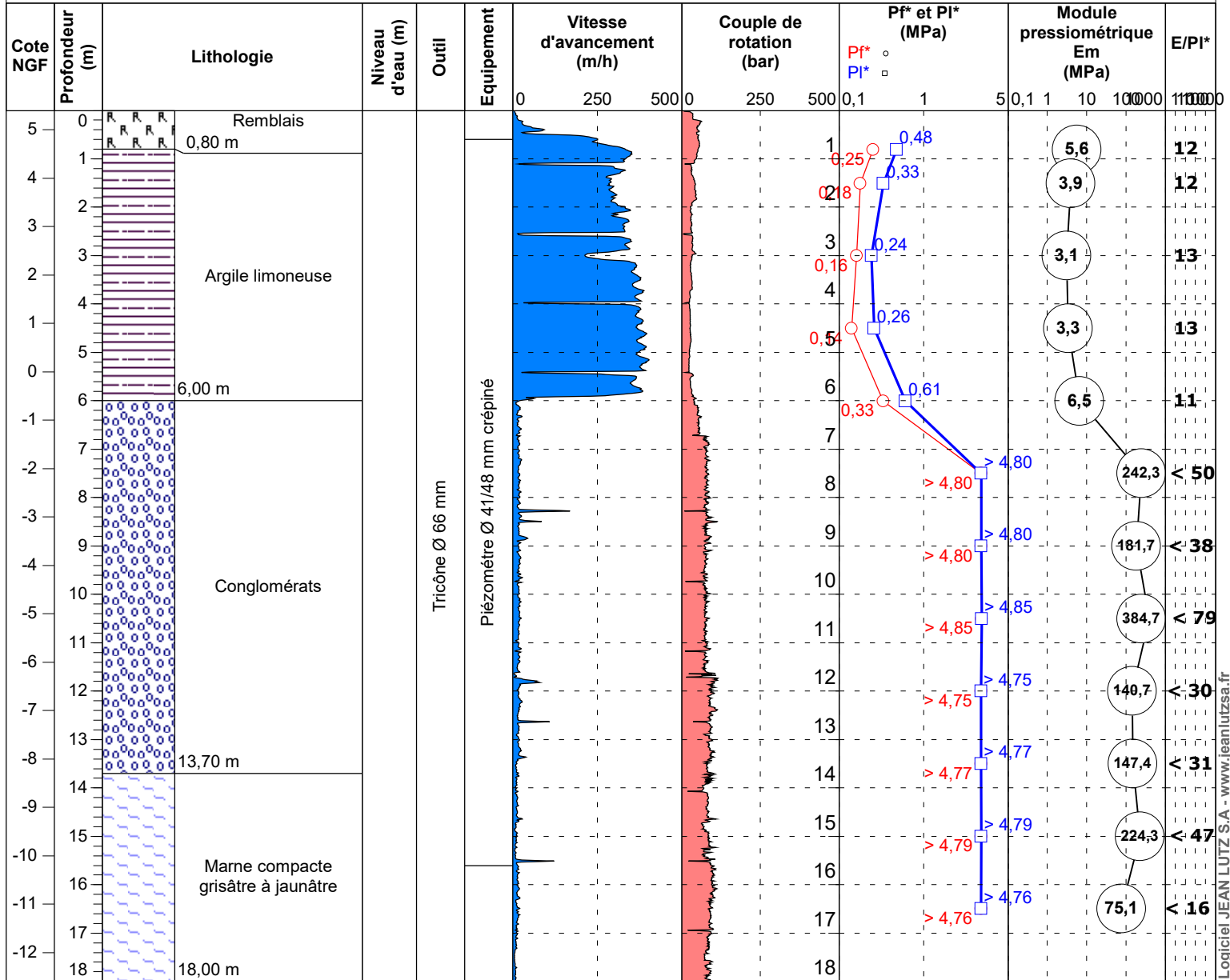
Profondeur : 18,00 m

Cote NGF : 5.40 NGF

Machine : EMCI E 4.50

Remarques : Forage avec injection d'eau

Numéro de dossier : 24.0318



EXGTE 3.22/LB2GEO115FR



Géoterra

Bureau d'Études géotechniques

MARSEILLE (13)

Type: Destructif

Sondage : SP103+Pz

Date début : 16/10/2024

Date fin : 18/10/2024

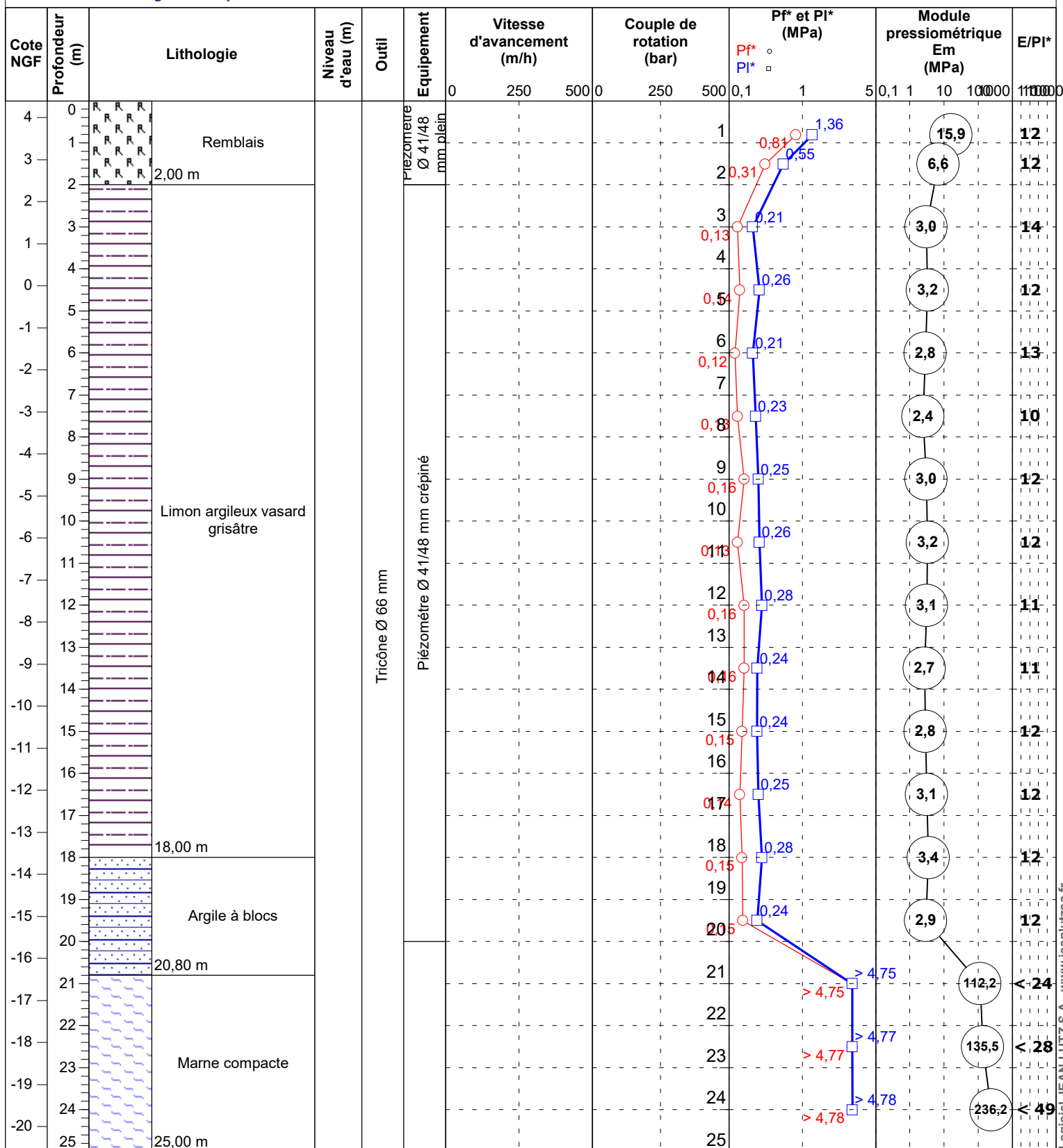
Profondeur : **25,00 m**

Cote NGF : **4.40 NGF**

Machine : **EMCI E 4.50**

Remarques : **Forage avec injection d'eau**

Numéro de dossier : **24.0318**





Géoterra

Bureau d'Études géotechniques

MARSEILLE (13)

Type: Destructif

Sondage : SP104

Date début : 25/10/2024

Date fin : 25/10/2024

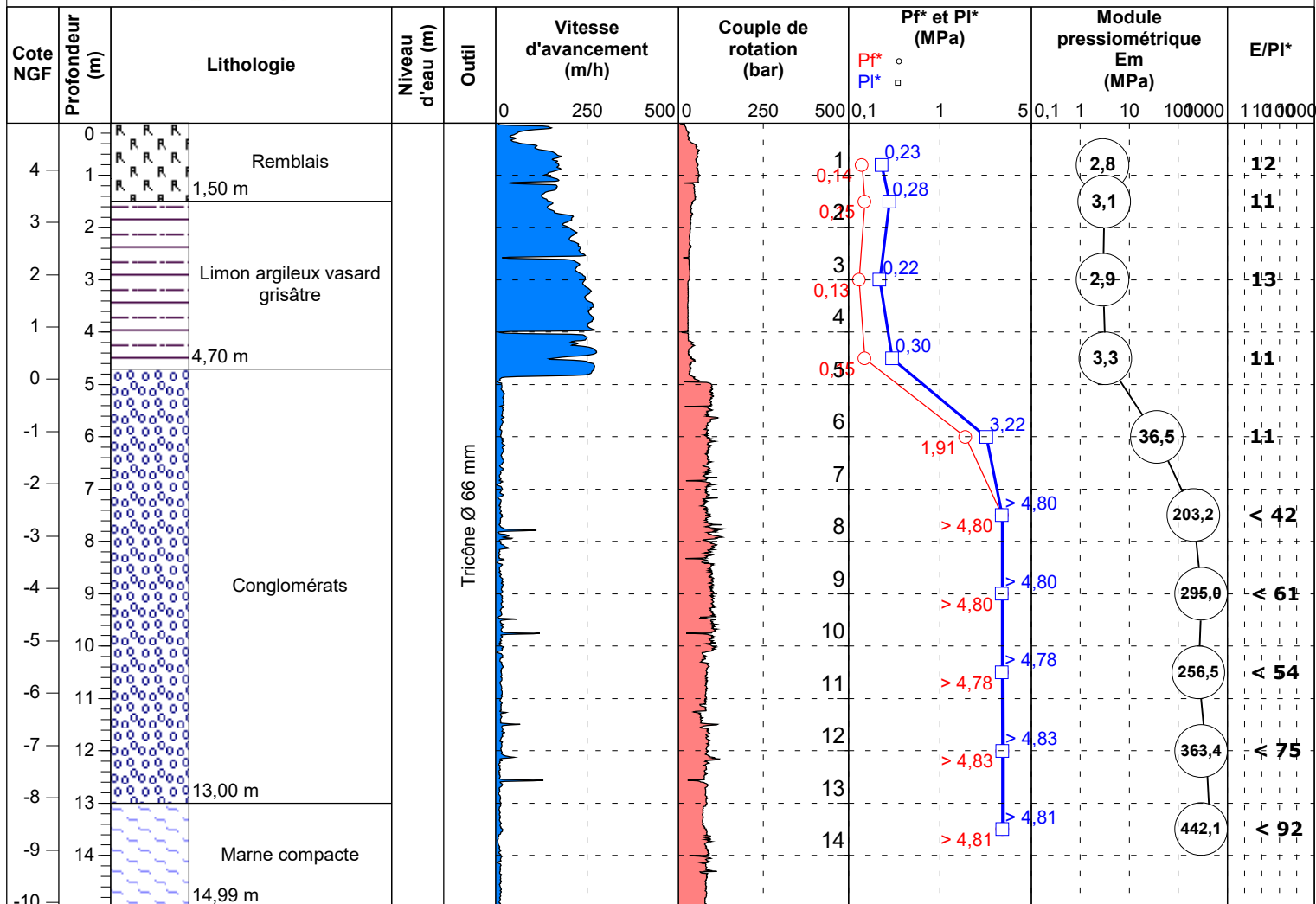
Profondeur : **14,99 m**

Cote NGF : **4.90 NGF**

Machine : **EMCI E 4.50**

Remarques : **Forage avec injection d'eau**

Numéro de dossier : **24.0318**



EXGTE 3.22/LB2GEO115FR

Profondeur (m)	Cote NGF	Lithologie	Equipement	Outil	Tubage	Echantillons	Carottage			RQD		
							(%)			(%)		
0	5						0	50	100	0	50	100
1	4	Remblais graveleux (dmax≥30 mm)		LS Ø 114 mm	PW Ø 126/140 mm	El n°1	100,00					
						C1						
2	3	Limon argileux marron à grisâtre		LS Ø 114 mm	PW Ø 126/140 mm	C1	100,00					
						C1	100,00			53,00		
4	1	Marne compacte		T6 Ø 116 mm		C2	100,00					
						El n°2	100,00					
6	-1	Poudingues plus ou moins fracturés à passages désagrégés constitués d'éléments émoussés hétérogènes (dmax ≥ 30 mm)		T6 Ø 116 mm		C2	100,00			70,00		
						C2	100,00			50,00		
8	-3					C3	100,00			55,00		

Logiciel JEAN LUTZ S.A - www.jeanlutzsa.fr





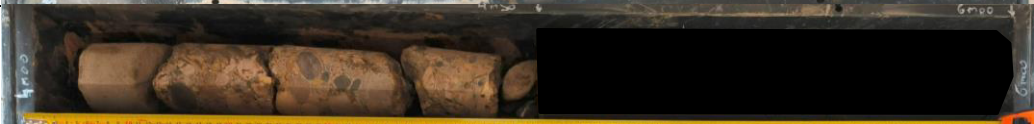






EXGTE 3.23

Observations :

Profondeur (m)	Cote NGF	Lithologie	Equipement	Outil	Tubage	Echantillons	Carottage			RQD		
							0			0		
							(%)			(%)		
							0	50	100	0	50	100
9	-4	Poudingues plus ou moins fracturés à passages désagrégés constitués d'éléments émoussés hétérogènes (dmax ≥ 30 mm)		T6 Ø 116 mm		C3	100,00			55,00		
10	-5					C3	100,00			90,00		
11	-6					C3						
						C4	100,00			100,00		
12	-7	11,80 m Marne gréseuse partiellement indurée à grès marneux beige				El n°3	100,00					
13	-8	13,00 m Marne blanchâtre à rougeâtre partiellement indurée				C4	100,00					
14	-9	14,50 m Marne gréseuse indurée à grès marneux beige				C4						
15	-10	16,00 m Marne blanchâtre à rougeâtre partiellement indurée				El n°4	100,00					
16	-11	17,50 m Marne gréseuse partiellement indurée à grès marneux beige				C5	100,00					
17	-12	18,00 m				C5						
18						El n°5	100,00					

CHANTIER	Construction d'une piscine
Ville	MARSEILLE (13)
Client	EUROMEDITERRANEE
N° DOSSIER	A24.0318



0,00 m		1,50 m
1,50 m		2,00 m
2,00 m		3,00 m
3,00 m		4,00 m
4,00 m		4,50 m
4,50 m		6,00 m
6,00 m		7,00 m
7,00 m		8,00 m
8,00 m		9,00 m
9,00 m		10,00 m
10,00 m		11,00 m

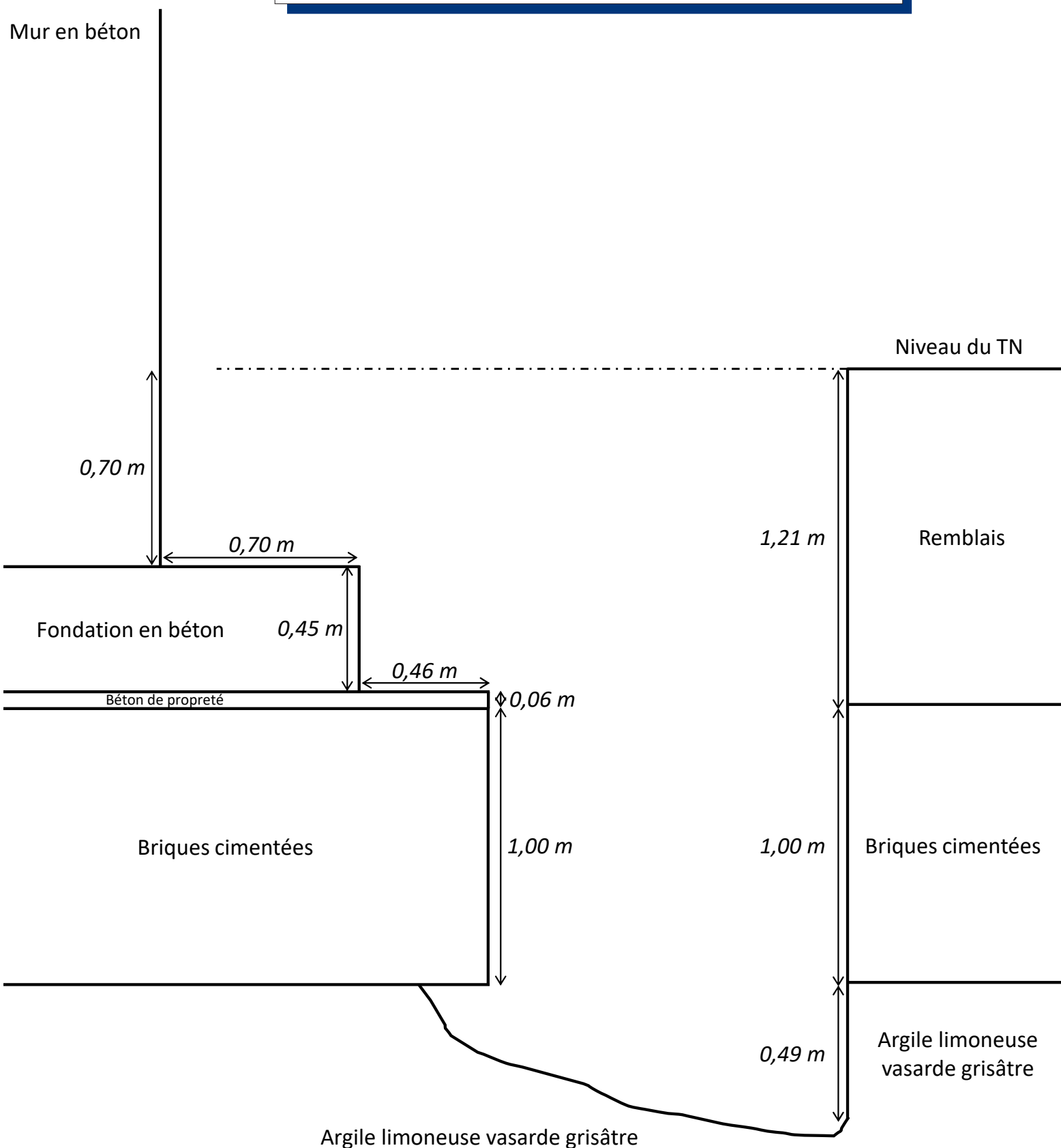
CHANTIER	Construction d'une piscine
Ville	MARSEILLE (13)
Client	EUROMEDITERRANEE
N° DOSSIER	A24.0318



11,00 m		11,50 m
11,50 m		13,00 m
13,00 m		14,00 m
14,00 m		14,50 m
14,50 m		16,00 m
16,00 m		17,00 m
17,00 m		18,00 m

Étude géotechnique G2 AVP pour la construction d'une piscine

Coupe schématique au 1/20^{ème} de la fouille de reconnaissance de fondation RF101



RAPPORT D'ESSAI

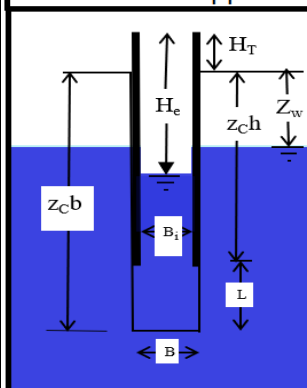
Essai Lefranc
Essai Nasberg
NF EN ISO 22282-2

Dossier : A24.0318

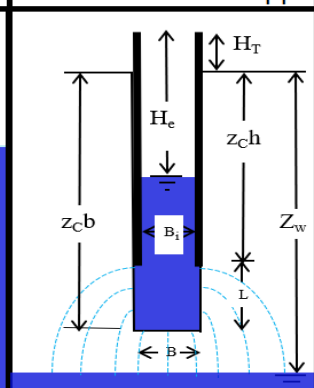
Chantier : MARSEILLE (13)

Equipe / Operateur : NM

Essai Lefranc Sous la nappe



Essai Nasberg Au dessus de la nappe



Date : 25/10/2024

Sondage n° : SP4

Profondeur de l'essai : 2 m à 3,5 m

Nature du sol : Limon argileux vasard

Longueur de la cavité d'essai: L = 1,5 m

Diamètre de la cavité: B = 0,066 m

Elancement de la cavité : L/B = 22,73 m

Profondeur de la nappe : z_w = 2,35 m

Facteur de forme : m = 30,04 m

Type d'essai : Lefranc

Mode opératoire : injection

Débit de l'essai : 2,24 l/min
3,7E-05 m³/s

Commentaire :

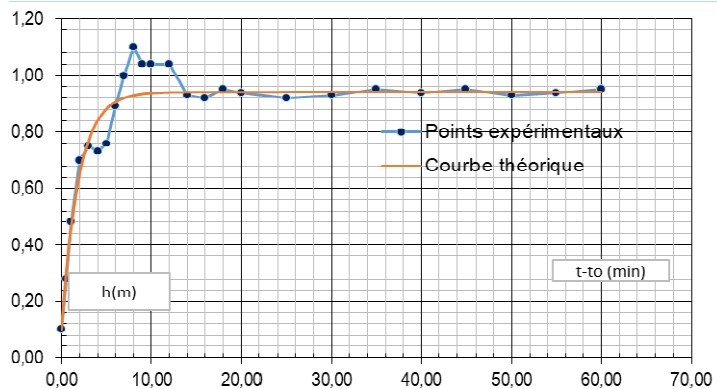
PHASE DEBIT

durée (min)	charge h (m)	durée (min)	charge h (m)
0,00	0,10	25,00	0,92
0,50	0,28	30,00	0,93
1,00	0,48	35,00	0,95
2,00	0,70	40,00	0,94
3,00	0,75	45,00	0,95
4,00	0,73	50,00	0,93
5,00	0,76	55,00	0,94
6,00	0,89	60,00	0,95
7,00	1,00		
8,00	1,10		
9,00	1,04		
10,00	1,04		
12,00	1,04		
14,00	0,93		
16,00	0,92		
18,00	0,95		
20,00	0,94		

RETOUR A L'EQUILIBRE

durée (min)	charge h (m)	durée (min)	charge h (m)
0,00	0,95	25,00	0,22
0,50	0,45	30,00	0,22
1,00	0,35	35,00	0,20
2,00	0,30	40,00	0,20
3,00	0,30	45,00	0,20
4,00	0,30	50,00	0,20
5,00	0,28	55,00	0,20
6,00	0,28	60,00	0,20
7,00	0,27		
8,00	0,26		
9,00	0,26		
10,00	0,25		
12,00	0,25		
14,00	0,24		
16,00	0,23		
18,00	0,23		
20,00	0,22		

Variation de la charge hydraulique



La perméabilité retenue :

K_L (m/s) (equation différentielle)

K_L (m/s) (solution de equation différentielle)

K_L (m/s) (regime permanent)

2,0E-05

SUIVI PIÉZOMÉTRIQUE



PROJET	Construction d'une piscine
ADRESSE :	Rue Caravelle - MARSEILLE (13)
CLIENT :	EUROMEDITERRANEE
N° D'AFFAIRE :	A24.0318

Durée du suivi	6 mois
Nbre de relevés prévus	6
Début suivi	06/11/2024

En mètres/TN						COTE NGF				
Point (s)	Date	Pz	SP102	SP103			4.30 Pz	5.40 SP102	4.40 SP103	
1	06/11/2024	3,12	3,42	2,48			1.18	1.98	1.92	
2										
3										
4										
5										
6										
7										
8										
9										
10										
11										
12										
13										
14										
15										
16										
17										
18										
19										
20										
21										
22										
23										
24										

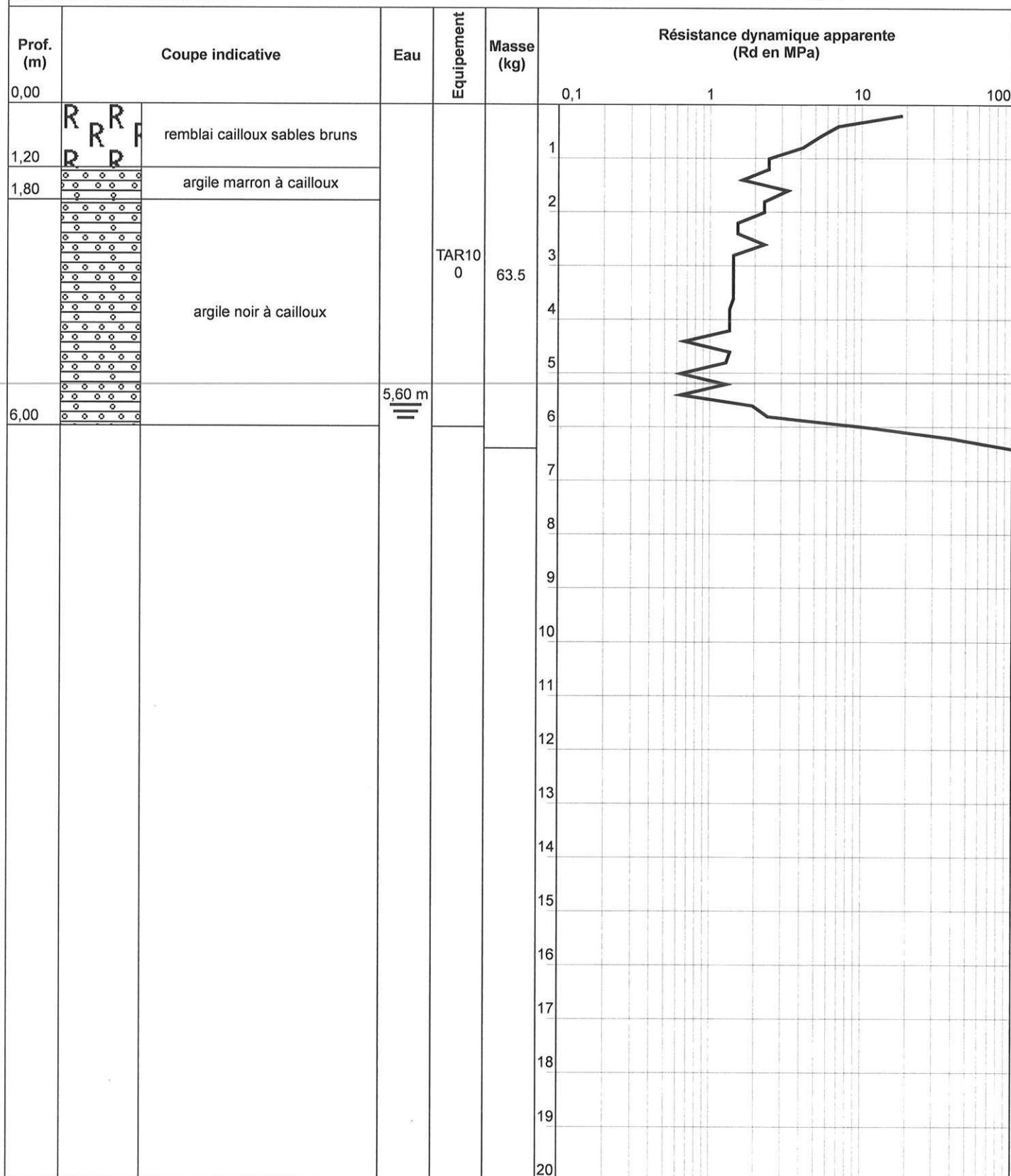
Prolonger de :	6 mois, 1 an, jusqu'à demolition
Accès	Libre, contact client
Type	Bouche à clé (BC), capot (CP) + clé
etat	Détruit, bouché

Remarque:(code, clé, contact...)

Adresse postale : BP 540 – 83041 TOULON Cedex 9 – Tél. : 04 94 27 87 40 – contact@geoterrria.com

Adresse géographique : 42, avenue Irène et Jean-Frédéric Joliot Curie – Z.I. Toulon Est – 83130 LA GARDE
E.U.R.L au capital de 10 000 € - RCS Toulon B 420 586 547 – Siret 420 586 547 00036 – APE 7112B – TVA intracommunautaire FR46 420 586 547

Affaire : 18/03993/MARSE

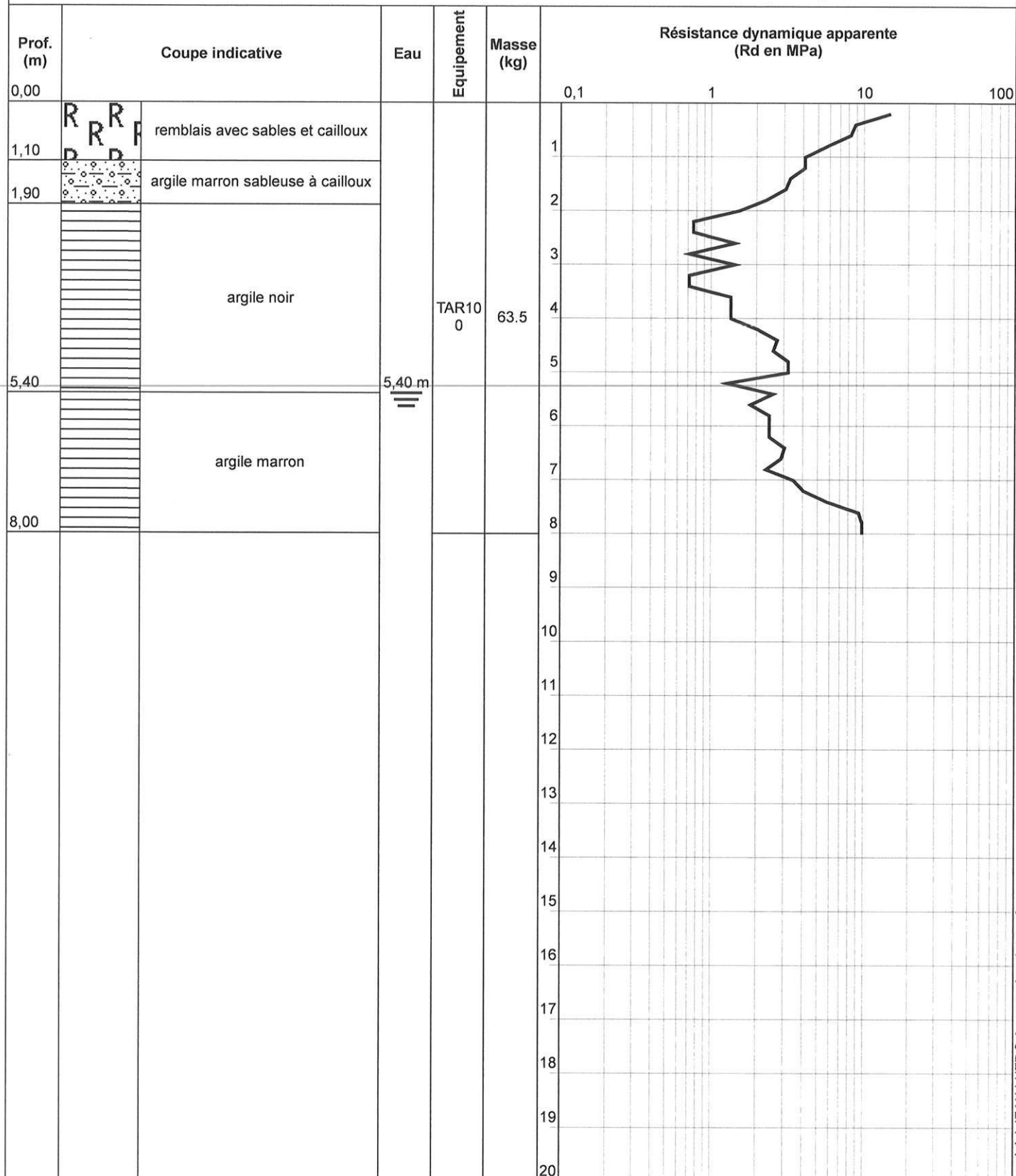
Logiciel JEAN LUTZ S.A - www.jeanlutzsa.fr

EXGTE 2.30

Observations :

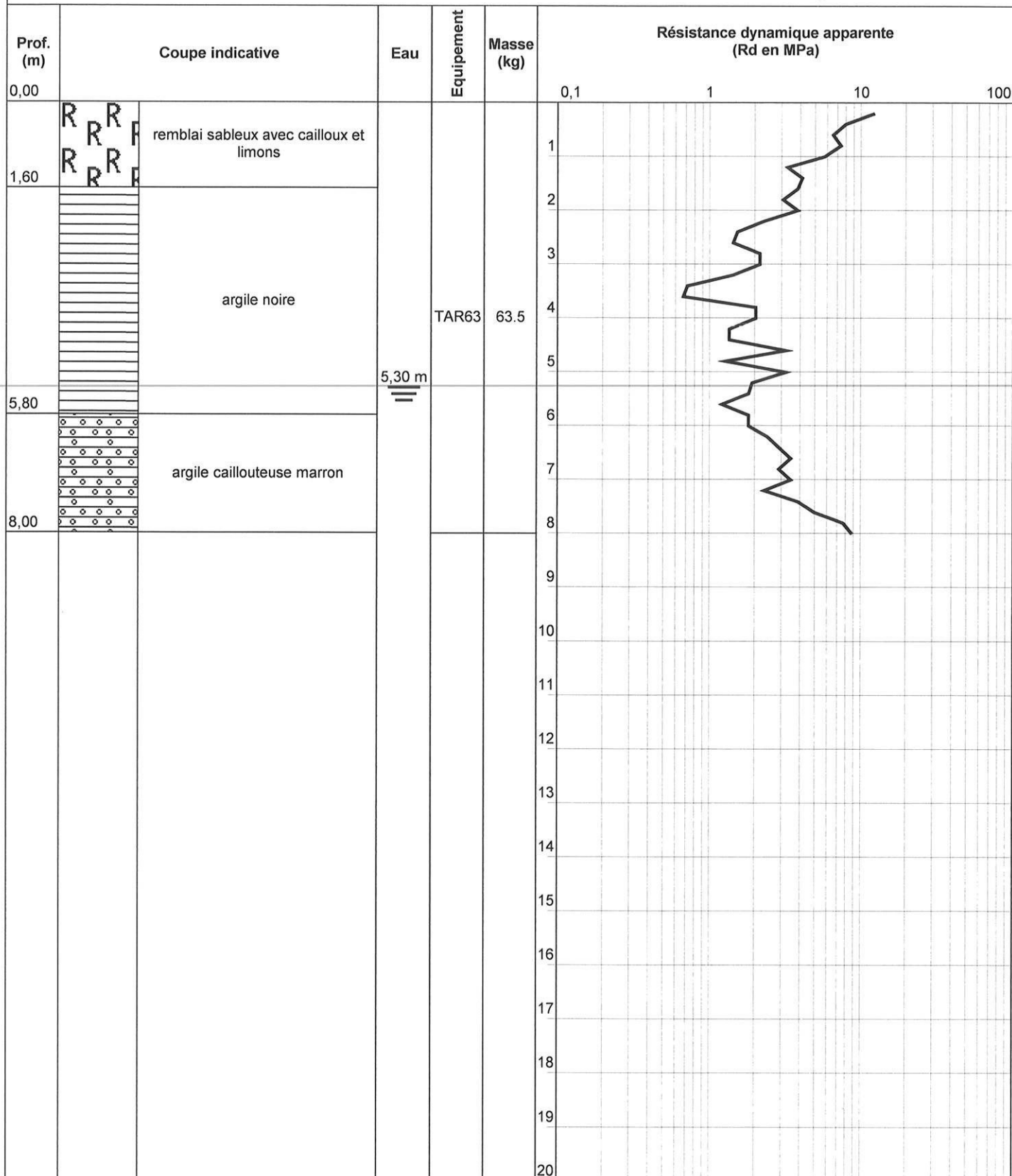
Arrêt du sondage à 6 m

Refus pénétrométrique à 6,40 m, $R_d > 100$ MPa


Observations :

Arrêt du sondage à 8 m.

Arrêt pénétrométrique à 8 m, Rd = 9.77 MPa

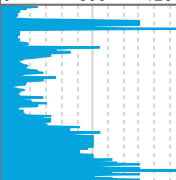

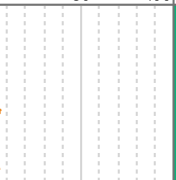














































Observations :

Arrêt du sondage à 8 m.

Arrêt pénétrométrique à 8 m, Rd = 8.7 MPa

Sondage PZ

Longitude		Latitude		Système de coordonnées		Précision des relevés	
5,3714		43,3178		WGS 84		Plurimétrique	
Élévation		Prof. atteinte		Angle	Nivellement	Précision des nivellements	
Non renseigné		12,09 m		-		Non renseigné	
Données	Type			Début	Fin	Machine	Opérateur
SD1+Pz	Paramètres destructifs			24/01/2024	24/01/2024	175	Non renseigné

Prof.	Lithologie	Descriptions	Outils	Fluides	Tubages	Equipements	Niveau d'eau (calcul)	Prof.	Vitesse d'avancement [m/h]	Pression de poussée [bar]	Pression d'injection [bar]	Couple de rotation [bar]
0	RRR	Remblai : argile graveleuse marron	ROT 90	Eau claire	HQ 88,9	Piézomètre 51/60mm, avec tête de protection : Capot hors sol	<div>1</div>	0				
1	RRR							1				
2	RRR							2				
3	RRR							3				
4	RRR							4				
5	RRR	Argile sableuse grisâtre						5				
6	RRR							6				
7	RRR							7				
8	RRR							8				
9	RRR							9				
10	RRR							10				
11	RRR							11				
		12 m	12 m	12 m	12 m							

1 24/01/2024 - Eau en fin de sondage 2,3m

Longitude		Latitude		Système de coordonnées		Précision des relevés						
5,3717		43,3179		WGS 84		Plurimétrique						
Élévation		Prof. atteinte		Angle		Précision des nivellements						
Non renseigné		20,0 m		0,0 °		Non renseigné						
Début	Fin			Machine		Opérateur						
24/01/2024	24/01/2024			175		Non renseigné						
Prof.	Lithologie	Descriptions	Outils	Fluides	Tubages	Prof.	Em	Couple de rotation	Em [MPa]	pM* [MPa]	PLM* [MPa]	Em/pLM*
0						0	6,1			0,50	0,88	7
1	Remblai argilo-graveleux marron (gravier brique rouge)	5,5 m	TAR 63	néant	14,4 m	1	2,7			0,26	0,38	7
2						5,7			0,16	0,37	15	
3						5,5			0,26	0,78	7	
4						5,1			0,27	0,57	9	
5						3,8			0,14	0,69	6	
6	Argile sableuse grisâtre					6	3,0			0,19	0,28	11
7						1,5			> 0,11	> 0,11	13	
8						1,6			0,04	0,08	21	
9						0,9			0,05	0,12	7	
10						1,9			0,07	0,43	4	
11						2,1			0,10	0,61	3	
12						5,0			0,42	0,90	6	
13						8,1			1,09	1,09	7	
14						218,8			> 4,74	> 4,74	46	
15						104,3			2,69	2,69	39	
16	Marne graveleuse beige	20 m				16	65,1			2,73	3,71	18
17						70,2			3,71	4,81	15	
18												
19												
20												

*= Essai inexploitable

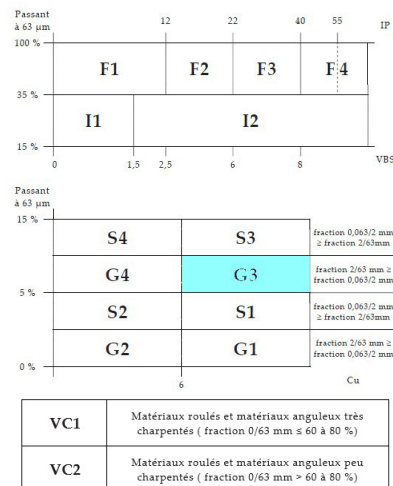
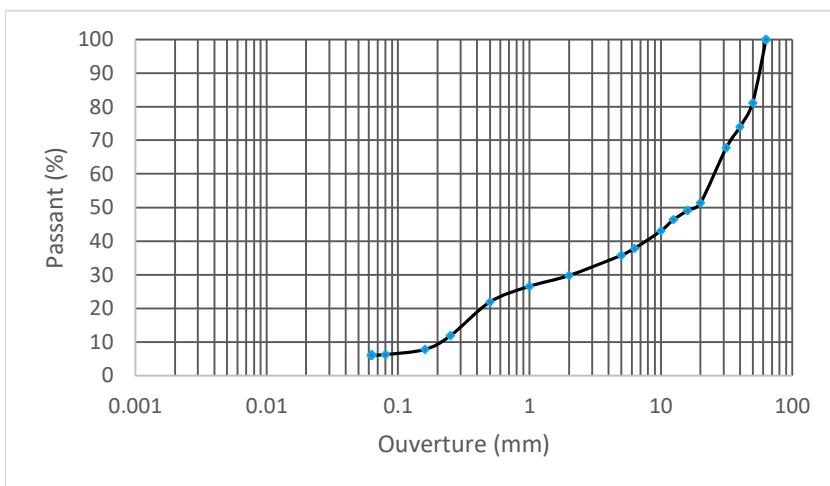
Classification des matériaux

Norme NF P 11-300

<u>Dossier :</u>	A24.0318	<u>Sondage :</u>	SC1
<u>Affaire :</u>	Marseille	<u>Profondeur (m) :</u>	0.0 - 1.5 m
<u>Chargé d'Affaire :</u>	Sarah TEXIER	<u>Date prélèvement :</u>	23/10/2024
<u>Demandeur/Client :</u>	Euroméditerranée	<u>Date essais :</u>	14/11/2024
		<u>Nature :</u>	GRAVES sableuses sèches (Remblai)

Observations: Présence de verre

PARAMETRES DU MATERIAU



Granularité	Dmax (mm)	Analyse granulométrique - NF EN ISO 17892-4					
		Tamis (mm)	63	2 (sur 0/63)	0,063 (sur 0/63)	0,002 (sur 0/63)	C _u
	63	Passant (%)	100.0	29.8	6.1		125

Argilosité	Limites d'Atterberg - NF EN ISO 17892-12			NFP90-060-1	NF P94-068
	W_L (%)	W_p (%)	I_p (%)	W_R (%)	VBS (g/100g)
					0.14

Etat hydrique	EN ISO 17892-1	EN ISO 17892-2	NF P94-078	NF P94-093
	W_N	Ic	IPI	W_N/W_{OPN}
	16.1%			

CLASSIFICATION GTR 2023	G3
CLASSIFICATION GTR 2000	C1 B3

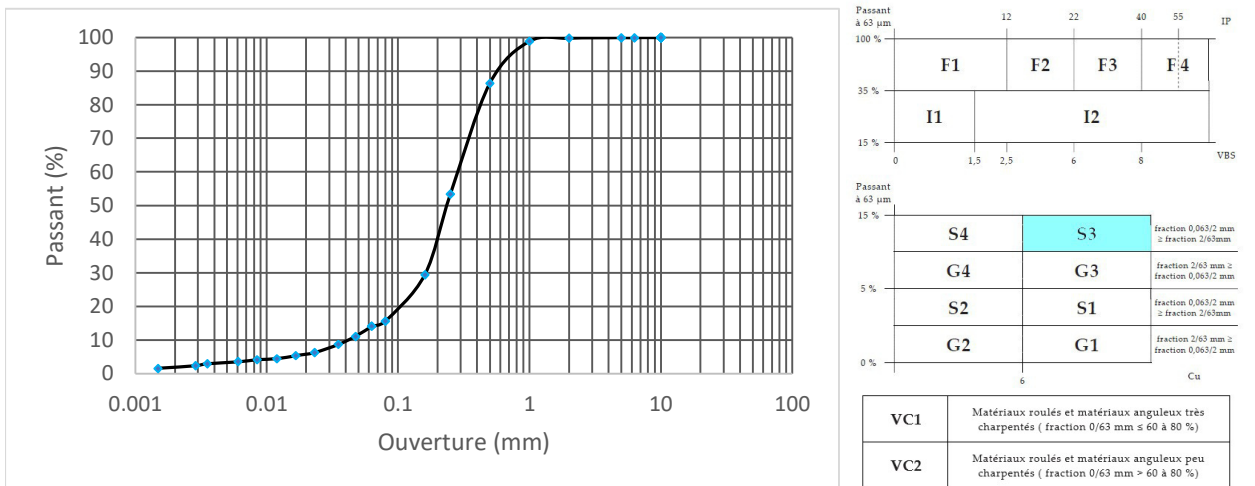
Classification des matériaux

Norme NF P 11-300

Dossier :	A24.0318	Sondage :	SP2
Affaire :	Marseille	Profondeur (m) :	6.0 - 13.7 m
Chargé d'Affaire :	Sarah TEXIER	Date prélèvement :	23/10/2024
Demandeur/Client :	Euroméditerranée	Date essais :	15/11/2024
		Nature :	SABLE limoneux beige humide

Observations: Réagit au HCl

PARAMETRES DU MATERIAU



Granularité	Dmax (mm)	Analyse granulométrique - NF EN ISO 17892-4				
		Tamis (mm)	63	2 (sur 0/63)	0,063 (sur 0/63)	0,002 (sur 0/63)
	10	Passant (%)	100.0	99.7	14.1	2
						C _u
						7

Argilosité	Limites d'Atterberg - NF EN ISO 17892-12			NFP90-060-1	NF P94-068
	W _L (%)	W _P (%)	I _p (%)	W _R (%)	VBS (g/100g)
					0.21

Etat hydrique	F EN ISO 17892	EN ISO 17892	NF P94-078	NF P94-093
	W _N	I _c	IPI	W _N /W _{OPN}
	23.5%			

CLASSIFICATION GTR 2023	S3
CLASSIFICATION GTR 2000	B5

Analyse Granulométrique

Normes NF EN ISO 17892-4

Dossier :	A24.0318	Sondage :	SP2
Affaire :	Marseille	Profondeur (m) :	6.0 - 13.7 m
Chargé d'Affaire :	Sarah TEXIER	Date prélèvement :	23/10/2024
Demandeur/Client :	Euroméditerranée	Date essais :	15/11/2024
		Nature :	SABLE limoneux beige humide

Observations:

RESULTATS

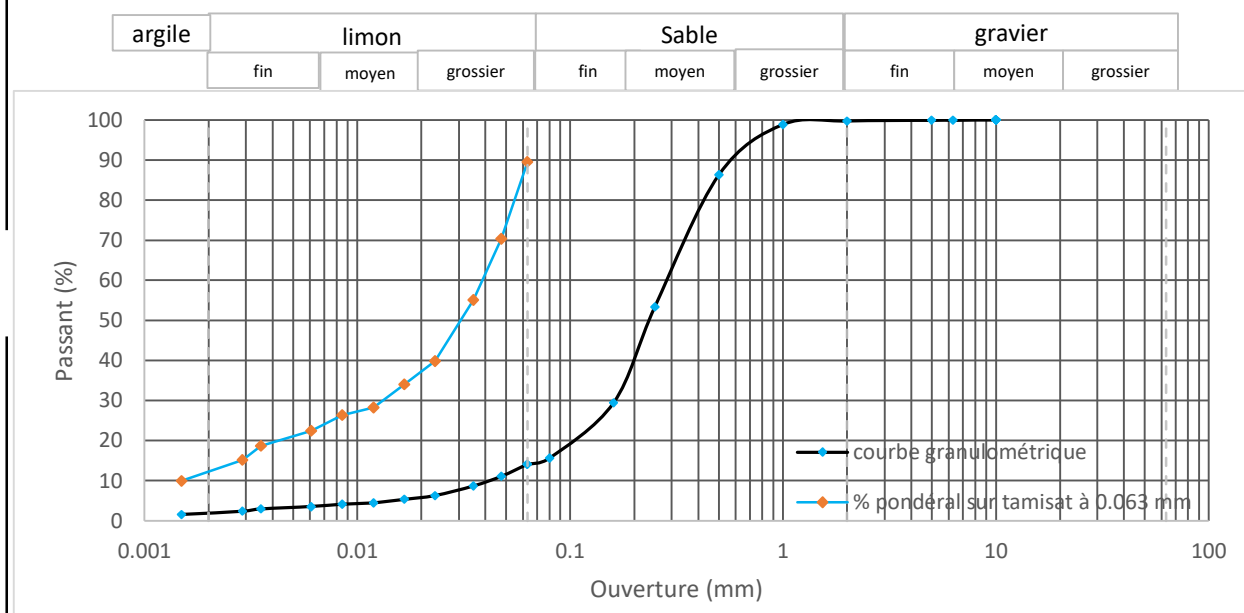
Dm:	10	% d'éléments > Dm:	0.0%	ps:	2.7 t/m3	estimé
-----	----	--------------------	------	-----	----------	--------

Analyse par tamisage - NF EN ISO 17892-4

Tamis (mm)	50	20	10	5	2	1	0.25	0.063
Passant (%)	100.0	100.0	100.0	99.9	99.7	98.8	53.4	14.1

Analyse par sédimentation - NF EN ISO 17892-4

D (μm)	63.0	35.1	16.6	11.9	8.5	6.1	3.5	1.5
Passant (%)	89.5	55.1	34.1	28.3	26.4	22.5	18.7	10.0



D ₁₀ (mm)	D ₁₅ (mm)	D ₃₀ (mm)	D ₅₀ (mm)	D ₆₀ (mm)
0.0419	0.0730	0.1622	0.2373	0.3002

C _c	C _u
2.1	7

L'Ingénieur responsable :
APC INGENIERIE
 P.A. de la Biliais Deniaud - 3, Rue Albert de Dion
 44360 VIGNEUX DE BRETAGNE
 Tél. : 02.40.86.80.01
 Fax : 02.40.85.29.77
 S. TURLE

Analyse Granulométrique

Normes NF EN ISO 17892-4

Dossier :	A24.0318	Sondage :	SC1
Affaire :	Marseille	Profondeur (m) :	0.0 - 1.5 m
Chargé d'Affaire :	Sarah TEXIER	Date prélèvement :	23/10/2024
Demandeur/Client :	Euroméditerranée	Date essais :	14/11/2024
		Nature :	GRAVES sableuses sèches (Remblai)

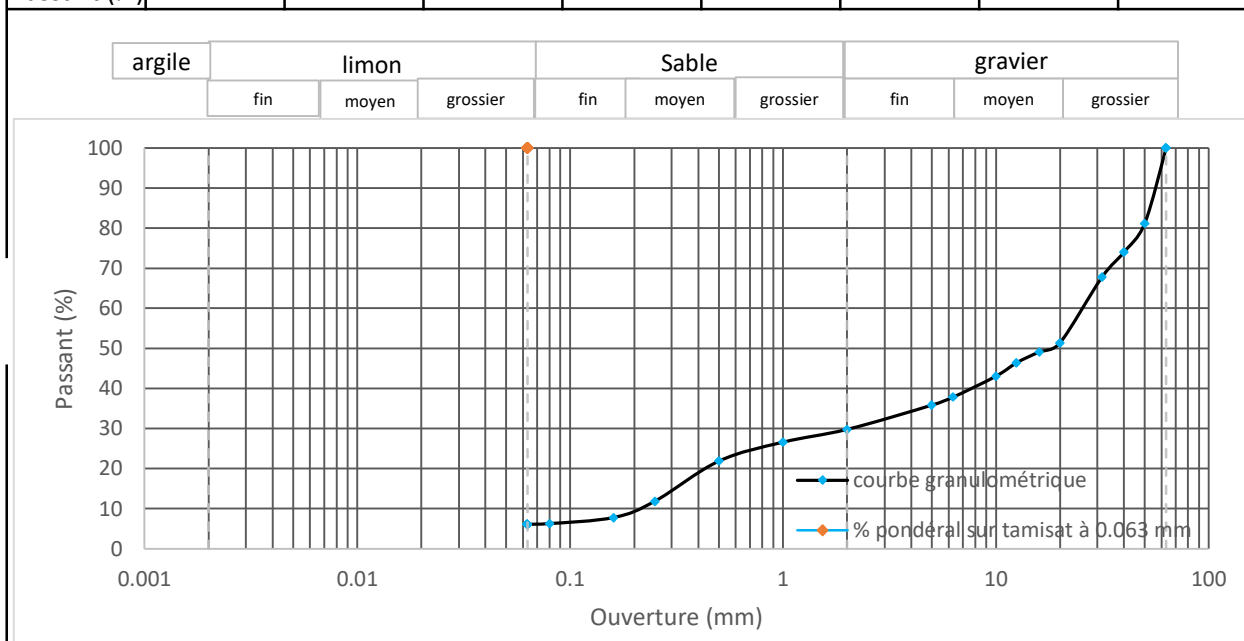
Observations:

RESULTATS

Dm:	63	% d'éléments > Dm:	0.0%
-----	----	--------------------	------

Analyse par tamisage - NF EN ISO 17892-4								
Tamis (mm)	50	20	10	5	2	1	0.25	0.063
Passant (%)	81.1	51.3	43.0	35.8	29.8	26.6	11.8	6.1

Analyse par sédimentation - NF EN ISO 17892-4								
D (μm)								
Passant (%)								

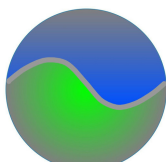


D ₁₀ (mm)	D ₁₅ (mm)	D ₃₀ (mm)	D ₅₀ (mm)	D ₆₀ (mm)
0.2092	0.3285	2.1155	17.6360	26.0596

C _c	C _u
0.8	125

L'Ingénieur responsable :
APC INGENIERIE
P.A. de la Biliais Deniaud - 3, Rue Albert de Dion
44360 VIGNEUX DE BRETAGNE
Tél. : 02.40.86.80.01
Fax : 02.40.85.29.77

[Signature] S. TURLE



Rapport d'essai	Rapport N°
	R2025-0027
	en date du
	10/01/2025

RÉFÉRENCE DU CHANTIER			
Demandeur	GEOTERRIA	N° Dossier	A24.318
Chantier	A24.318 MARSEILLE	Type d'intervention	Contrôle
Partie	2.4 - 3	-	-

Référence de l'échantillonnage

E2024-0987 - NON RENSEIGNÉ	
Analyse granulométrique des sols	NF P94-056
Teneur en eau pondérale des matériaux - méthode par étuvage	NF P 94-050
Valeur de bleu de méthylène d'un sol	NF EN 17542-3

Classement GTR de sol NF P11-300
NON RENSEIGNÉ

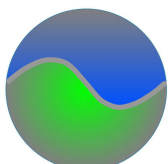
vendredi 10 janvier 2025

Directrice technique

GRANGIER Aurore

AVERTISSEMENT : La reproduction de ce rapport d'essai(s) n'est autorisée que sous forme de fac-similé intégral.
INTERPRETATION DES RESULTATS : Les portée(s) et conclusion(s) à tirer des résultats font l'objet d'un document séparé si le donneur d'ordre en a fait la demande.
REPRESENTATIVITE : Ce rapport d'essai(s) atteste uniquement des caractéristiques de l'échantillon soumis à essai(s) et ne préjuge pas des caractéristiques de produits similaires. Il ne constitue pas un certificat de qualification d'un ensemble de matériaux ou produits.
Lorsque la déclaration de conformité ou non est donnée, il n'a pas été tenu compte de l'incertitude associé aux résultats.



**RÉSULTATS D'ESSAIS**

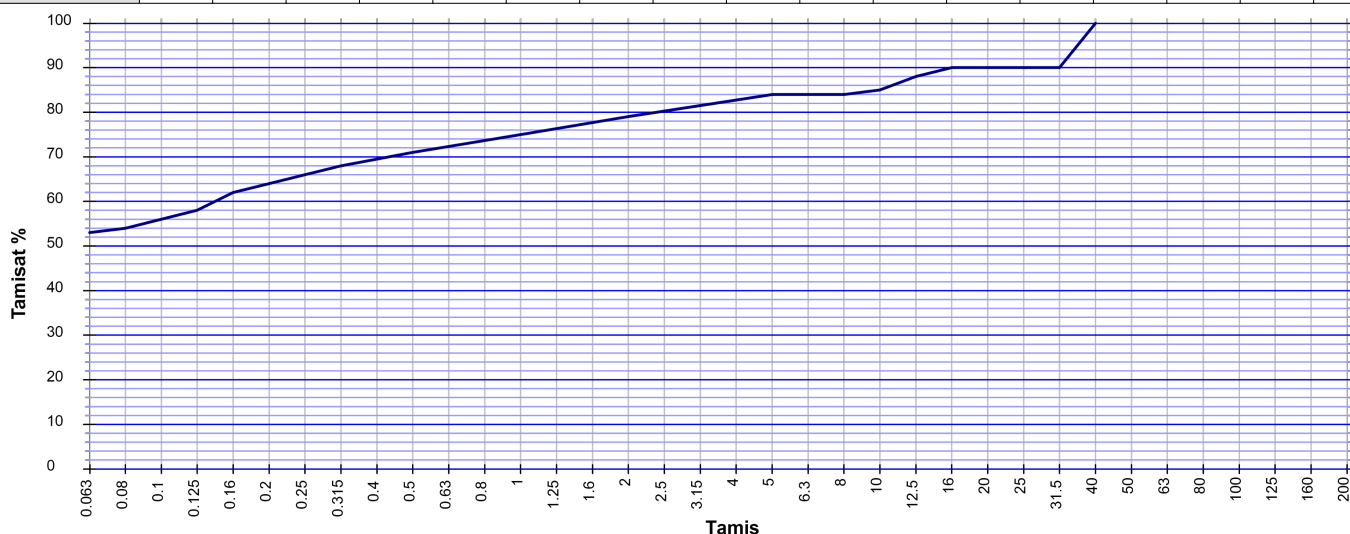
ÉCHANTILLON		E2024-0987		Réceptionné le 27/11/2024	
SOL		0 / 31		PROVENANCE	NON RENSEIGNÉ
Prélevé par		le demandeur		-	

L'échantillon n'ayant pas été prélevé par notre unité technique, celle-ci n'assure pas la responsabilité de la représentativité du prélèvement.

ANALYSE GRANULOMÉTRIQUE DES SOLS NF P94-056

Essai réalisé le 28/11/2024 à 08:46 par VOISIN LAURA, validé par GRANGIER Aurore

Fraction pour W		0/31.5 mm				Temp. étuvage			110 °C			W			21.0 %		
Procédé		Lavage et tamisage				-			-			-			-		
Tamis (mm)	0.063	0.08	0.125	0.16	0.2	0.25	0.315	0.5	1	2	5	8	10	12.5	16	31.5	40
% Passant	53.0	54	58	62	64	66	68	71	75	79	84	84	85	88	90	90	100

**TENEUR EN EAU PONDÉRALE DES MATÉRIAUX - MÉTHODE PAR ÉTUVAGE** NF P 94-050

Essai réalisé le 28/11/2024 à 08:45 par VOISIN LAURA, validé par GRANGIER Aurore

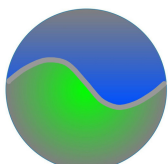
Mode de prélèvement	-	Température d'étuvage	110 °C	Teneur en eau W (%)	21,0
---------------------	---	-----------------------	--------	---------------------	------

VALEUR DE BLEU DE MÉTHYLÈNE D'UN SOL NF EN 17542-3

Essai réalisé le 28/11/2024 à 08:45 par VOISIN LAURA, validé par GRANGIER Aurore

Proportion de la fraction 0/5 mm dans la fraction 0/50 mm du sol sec C	84 %
VBS (g/100g du sol)	2.19





Classement GTR de matériau NF P 11-300

Origine	NON RENSEIGNÉ	Matériau	0/31 Sol
Filtre	Echantillon : E2024-0987		

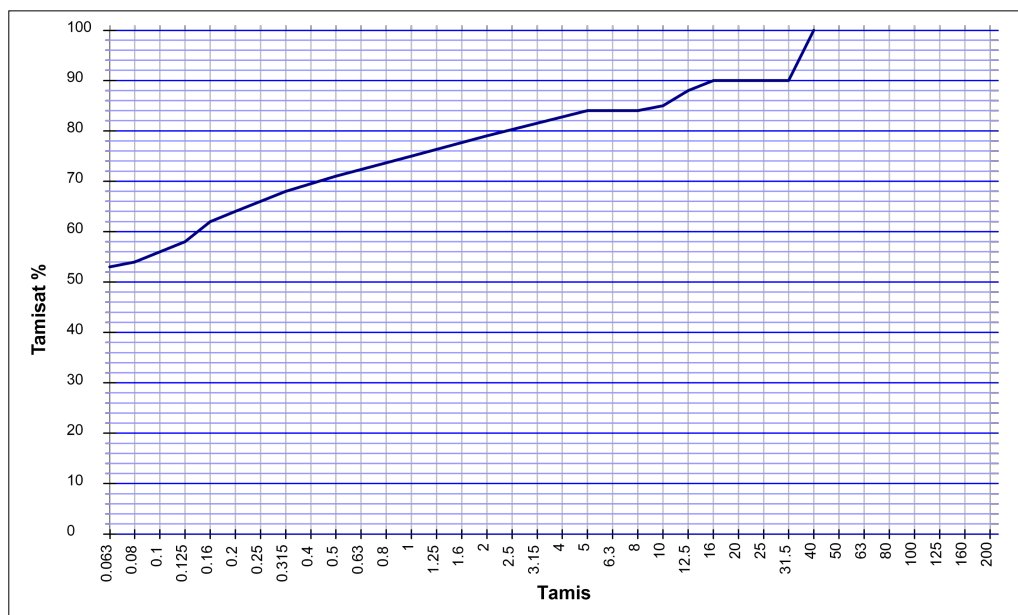
RÉFÉRENCE DU CHANTIER

Demandeur	GEOTERRIA	N° Dossier	A24.318
Chantier	A24.318 MARSEILLE	Type d'intervention	Contrôle
Partie	2.4 - 3	-	-

Type de matériau	Sol
------------------	-----

Analyse granulométrique

Tamis	0,063	0,08	0,125	0,16	0,2	0,25	0,315	0,5	1	2	5	8	10	12,5	16	31,5	40
% Tamisât	53	54	58	62	64	66	68	71	75	79	84	84	85	88	90	90	100



D maxi

31 <= 50 mm

Passant à 80 microns

54 %

Passant à 2mm

79 %

	Tamis 0.08 mm	54
VBS	VBS	2,19

	W	21%
--	---	-----

Classe

A

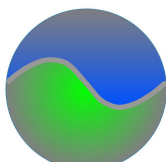
Sous-Classe

1

Etat hydrique

Classement selon la NF P 11-300


A1



Image

987



 GEOLABO TOPOGRAPHIE ET LABORATOIR Assistance, suivi et contrôle de tous vos chantiers	Procès Verbal Essai de cisaillement rectiligne à la boîte - cisaillement direct - conforme à la norme NF EN ISO 17892-10 -	Date du PV 18/12/2024
	Client: GEOTERRIA	DA 2024-1723

Référence de l'échantillon :	A24.01318 MARSEILLE	Chantier:	MARSEILLE
Nature de matériau:	0/31mm sol	Lieu:	Entre 1.8 et 2.4m
Forage:	E2024-1000		
Date de prélèvement:	N-C	Prélèvement:	Client <input checked="" type="checkbox"/> Geolabo <input type="checkbox"/>

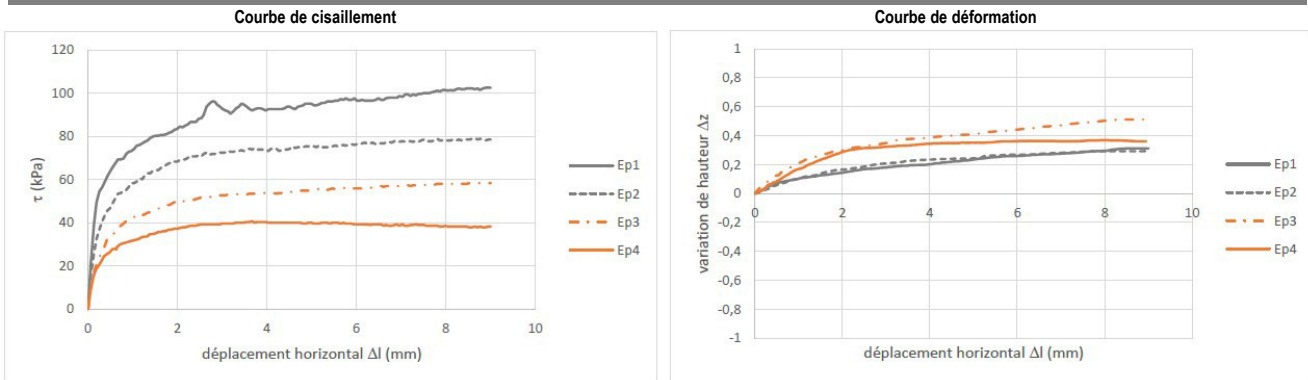
Caractéristiques physiques et géométriques des éprouvettes

Mode de confection:	Taillage <input type="text"/>	Carottage <input type="text"/>	Spatule <input type="text" value="x"/>	Compactage <input type="text"/>
---------------------	-------------------------------	--------------------------------	--	---------------------------------

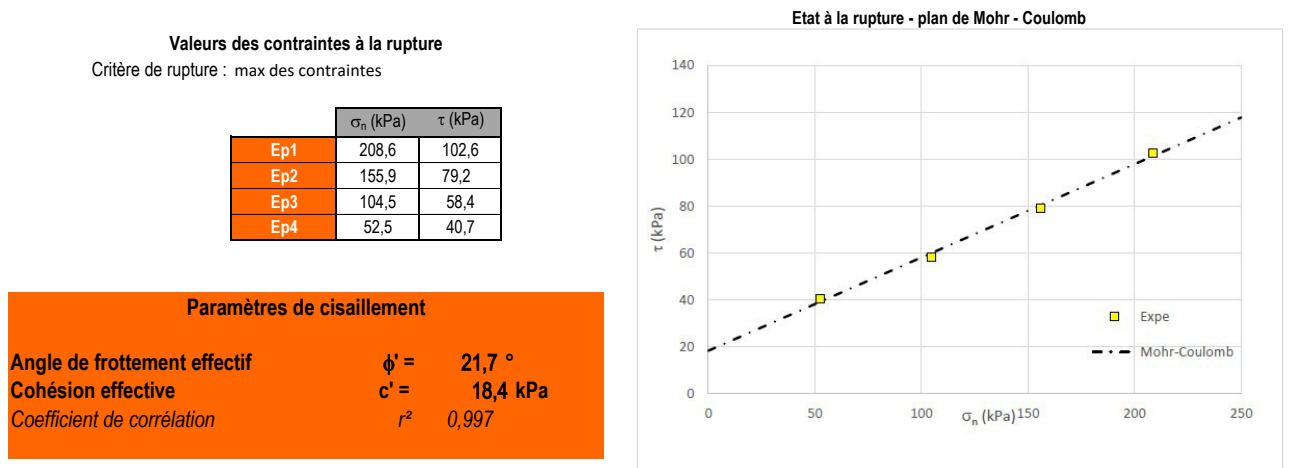
			Ep1		Ep2		Ep3		Ep4	
			Initial	Final	Initial	Final	Initial	Final	Initial	Final
Hauteur	(mm)		20,0	17,0	20,0	16,9	20,0	17,5	20,0	19,3
Diamètre	(mm)		60	60	60	60	60	60	60	60
Teneur en eau	w	(%)	19,4	19,8	19,4	19,6	19,4	20,3	19,4	21,9
Masse vol. apparente	ρ	(kg/m ³)	1991,2	2462,8	2000,0	2506,3	1989,4	2401,3	1994,7	2196,3
Masse vol. sèche	ρ_d	(kg/m ³)	1668,2	2056,4	1675,6	2095,4	1666,7	1996,2	1671,2	1802,1
Masse volumique des grains estimé	ρ_s	kg/m3	2700	2700	2700	2700	2700	2700	2700	2700
Indice des vides	e	-	0,62	0,31	0,61	0,29	0,62	0,35	0,62	0,50
Degré de saturation	Sr	-	0,85	1,00	0,86	1,00	0,84	1,00	0,85	1,00

Consolidation	t_{100}	(min)	79,6	79,6	79,6	79,6
Vitesse de cisaillement	v	(μ m/min)	36			

Résultats des essais



Exploitation des résultats



Remarques :

1/1	Jean-Elie NONORGUES Chargé(e) d'essais	Jean-Elie NONORGUES Responsable secteur laboratoire
Page	Rédigé par	Validé par

AL-West B.V.

Dortmundstraat 16B, 7418 BH Deventer, the Netherlands
Tel. +31(0)570 788110
e-Mail: info@al-west.nl, www.al-west.nl



AGROLAB GROUP

Your labs. Your service.

GEOTERRIA
42 Av Irène et JF Joliot Curie
83130 LA GARDE
FRANCE

Date 14.11.2024
N° Client 35010250

RAPPORT D'ANALYSES

Cde 1481213 A24.0318 - SC1
N° échant. 466040 Eau
Date de validation 08.11.2024
Prélèvement 25.10.2024
Prélèvement par: Client
Spécification des échantillons A24.0318 - SC1

Unité Résultat Méthode

Analyses Physico-chimiques

Conductivité électrique à 20 °C (Laboratoire)	µS/cm	428			Conforme à ISO 7888
Conductivité à 25°C (Lab)	µS/cm	478			Conforme à ISO 7888
pH (Lab.)		8,0			Conforme à ISO 10523
Température	°C	21,1			Conforme à ISO 10523
Sulfures solubles *)	mg/l	<0,1			NEN 6608
Titre alcalimétrique complet (pH 4,3)	mmole/l	3,3			Conforme NEN-EN-ISO 9963-1
Chlorures (Cl)	mg/l	120			Conforme à ISO 15923-1
Sulfates (SO4)	mg/l	280			Conforme à ISO 15923-1

Métaux

Calcium (Ca)	mg/l	2500			Conforme à EN-ISO17294-2
Magnésium (Mg)	mg/l	49			Conforme à EN-ISO17294-2

Autres analyses

Dureté Carbonatée *)	mg/l CaO	91			Conforme NEN-EN-ISO 9963-1
Dureté (non issu des carbonates) *)	°dH	350			calculée à partir de analyse conform NEN-EN-ISO 17294-2
Dureté (non issu des carbonates) *)	mg/l CaO	3500			calculée à partir de analyse conform NEN-EN-ISO 17294-2
Dureté totale *)	mg/l CaO	3600			calculée à partir de analyse conform NEN-EN-ISO 17294-2
Grade d'agressivité sur béton *)		XA1: Agressivité chimique faib			DIN 4030
Indice permanganate (mg O2/L)	mg/l	0,4			Conforme à EN-ISO 8467
Dureté totale *)	°dH	360			calculée à partir de analyse conform NEN-EN-ISO 17294-2
Dureté totale *)	mmole/l	64,4			calculée à partir de analyse conform NEN-EN-ISO 17294-2
Couleur		18			NF EN-ISO 7887-C (410 nm)
Oxydabilité au KMnO4	mg/l	1,5			Conforme à EN-ISO 8467
Turbidité *)	NTU	>1000			Méthode interne
TAC après dissolution de marbre *)	mmole/l	2,9			Conforme NEN-EN-ISO 9963-1
Ammonium (NH4)	mg/l	7,3			Conforme à ISO 15923-1
Nitrates	mg/l	<0,50			Conforme à ISO 15923-1
acide carbonique agressif *)	mg/l	<1,0			DIN 4030

Les paramètres réalisés par AL-West BV sont accrédités selon la norme EN ISO/IEC 17025:2017. Seuls les paramètres non accrédités et/ou externalisés sont marqués du symbole "*)".

Kamer van Koophandel
Nr. 08110898
VAT/BTW-ID-Nr.:
NL 811132559 B01

Directeur
ppa. Marc van Gelder
Dr. Paul Wimmer

AL-West B.V.

Dortmundstraat 16B, 7418 BH Deventer, the Netherlands
Tel. +31(0)570 788110
e-Mail: info@al-west.nl, www.al-west.nl



AGROLAB GROUP

Your labs. Your service.

Date 14.11.2024

N° Client 35010250

RAPPORT D'ANALYSES

Cde 1481213 A24.0318 - SC1

N° échant. 466040 Eau

	Unité	Résultat	Méthode
Dureté Carbonatée *)	°dH	9,10	Méthode interne
Odeur (Lab) *)		sans odeur	DEV B1/2

Explication: dans la colonne de résultats "<" signifie inférieur à la limite de quantification; n.d. signifie non déterminé.

Note d'information:

Au dessus d'une valeur de 50 mg/l en chlorures, l'acier d'armature risque d'être corrodé si l'armature n'est pas suffisamment recouverte par du béton, selon la DIN 1045 concernant les bétons armés le taux en chlorure se situe dans une plage qui exige une couverture de béton suffisante de l'armature. Le béton armé selon la norme DIN 1045 répond cette exigence.

Analyse des nitrates: une teneur en chlorure supérieure à 100 mg / l peut avoir un effet négatif sur la teneur en nitrates.

Date de prise en charge: 08.11.2024

Fin des analyses: 14.11.2024

Les résultats portent exclusivement sur les échantillons analysés. Si le laboratoire n'est pas responsable de l'échantillonnage, les résultats correspondent à l'échantillon tel qu'il a été reçu. Le laboratoire n'est pas responsable des informations fournies par le client. Les informations du client, le cas échéant, présentées dans le présent rapport d'essai ne sont pas soumises à l'accréditation du laboratoire et peuvent affecter la validité des résultats d'essai. La reproduction d'extraits de ce rapport sans notre autorisation écrite n'est pas autorisée. En cas de déclaration de conformité, l'approche discrète est utilisée comme règle de décision. Cela signifie que l'incertitude de mesure n'est pas prise en compte pour l'établissement de la déclaration de conformité à une spécification ou à une norme.

AL-West B.V. Mme Carine De Brito, Tel. +33/380680382
Chargée relation clientèle

Les paramètres réalisés par AL-West BV sont accrédités selon la norme EN ISO/IEC 17025:2017. Seuls les paramètres non accrédités et/ou externalisés sont marqués du symbole "*)".

Kamer van Koophandel
Nr. 08110898
VAT/BTW-ID-Nr.:
NL 811132559 B01

Directeur
ppa. Marc van Gelder
Dr. Paul Wimmer

page 2 de 2



AL-West B.V.

Dortmundstraat 16B, 7418 BH Deventer, the Netherlands
Tel. +31(0)570 788110
e-Mail: info@al-west.nl, www.al-west.nl



AGROLAB GROUP

Your labs. Your service.

Annexe de N° commande 1481213

CONSERVATION, TEMPS DE CONSERVATION ET FLACONNAGE

Le délai de conservation des échantillons est expiré pour les analyses suivantes :

Température	466040
Sulfures solubles	466040
Titre alcalimétrique complet (pH 4,3)	466040
Turbidité	466040
Conductivité électrique à 20 °C (Laboratoire)	466040
TAC après dissolution de marbre	466040
Couleur	466040
Conductivité à 25°C (Lab)	466040
pH (Lab.)	466040

Les paramètres réalisés par AL-West BV sont accrédités selon la norme EN ISO/IEC 17025:2017. Seuls les paramètres non accrédités et/ou externalisés sont marqués du symbole " (*) " .

Kamer van Koophandel Directeur
Nr. 08110898 ppa. Marc van Gelder
VAT/BTW-ID-Nr.: Dr. Paul Wimmer
NL 811132559 B01

AL-West B.V.

Dortmundstraat 16B, 7418 BH Deventer, the Netherlands
Tel. +31(0)570 788110
e-Mail: info@al-west.nl, www.al-west.nl



AGROLAB GROUP

Your labs. Your service.

GEOTERRIA
42 Av Irène et JF Joliot Curie
83130 LA GARDE
FRANCE

Date 15.11.2024
N° Client 35010250

RAPPORT D'ANALYSES

Cde 1481214 A24.0318 - SP4 (4,5 - 15 m)
N° échant. 466041 Solide / Eluat
Date de validation 08.11.2024
Prélèvement 25.10.2024
Prélèvement par: Client
Spécification des échantillons A24.0318 - SP4 (4,5 - 15 m)

Unité Résultat Limite Méthode

Prétraitement des échantillons

Matière sèche	%	°	75,6			NEN-EN 15934
Prétraitement de l'échantillon		°				Conforme à NEN-EN 16179

Analyses Physico-chimiques

Sulfures solubles	*)	mg/kg Ms	<0,20			DIN 4030
Acidité selon Baumann-Gully	*)	ml/kg Ms	<1,00			EN 16502
Chlorures	*)	mg/kg Ms	<20			DIN 4030
Sulfates - extraction acide (SO4)	*)	mg/kg Ms	939,5			EN 196-2

Agressivité chimique sur béton

Grade d'agressivité sur béton	*)		<XA1			EN 206+A2/CN
-------------------------------	----	--	------	--	--	--------------

Explication: dans la colonne de résultats "<" signifie inférieur à la limite de quantification; n.d. signifie non déterminé.

Les analyses réalisées sur solide sont calculées sur la matière sèche. Les analyses marquées ° sont quantifiées par rapport à l'échantillon original.

Date de prise en charge: 08.11.2024
Fin des analyses: 15.11.2024

Les résultats portent exclusivement sur les échantillons analysés. Si le laboratoire n'est pas responsable de l'échantillonnage, les résultats correspondent à l'échantillon tel qu'il a été reçu. Le laboratoire n'est pas responsable des informations fournies par le client. Les informations du client, le cas échéant, présentées dans le présent rapport d'essai ne sont pas soumises à l'accréditation du laboratoire et peuvent affecter la validité des résultats d'essai. La reproduction d'extraits de ce rapport sans notre autorisation écrite n'est pas autorisée. En cas de déclaration de conformité, l'approche discrète est utilisée comme règle de décision. Cela signifie que l'incertitude de mesure n'est pas prise en compte pour l'établissement de la déclaration de conformité à une spécification ou à une norme.

AL-West B.V. Mme Carine De Brito, Tel. +33/380680382
Chargée relation clientèle

Kamer van Koophandel Directeur
Nr. 08110898 ppa. Marc van Gelder
VAT/BTW-ID-Nr.: Dr. Paul Wimmer
NL 811132559 B01

AL-West B.V.

Dortmundstraat 16B, 7418 BH Deventer, the Netherlands
Tel. +31(0)570 788110
e-Mail: info@al-west.nl, www.al-west.nl



Annexe de N° commande 1481214

CONSERVATION, TEMPS DE CONSERVATION ET FLACONNAGE

Le délai de conservation des échantillons est expiré pour les analyses suivantes :

Sulfures solubles 466041

Les paramètres réalisés par AL-West BV sont accrédités selon la norme EN ISO/IEC 17025:2017. Seuls les paramètres non accrédités et/ou externalisés sont marqués du symbole " *) " .

Données

Paramètres principaux

Titre du projet : Piscine BOUGAINVILLE

Numéro d'affaire : A24.0318

Commentaires : N/A

Titre du calcul : CAS 1 - 0.75*0.75 m - ELS (Cas 1)

Type de calcul : Semelle sur réseau fini

Cote de référence (m) : 5,00

Limitier le cisaillement extérieur : Non

Définition des couches de sol

N°	Nom	Couleur	Zbase	n	Comportement	Esol	v	Cs/(1+e0)	Cc/(1+e0)	tc	γ	État
1	Matelas		4,50	10	Élastique	4,00E04	0,300	0,000	0,000	0,00	10,00	C. existante
2	C2		-0,60	30	Élastique	4,60E03	0,350	0,000	0,000	0,00	9,00	C. existante
3	C3		-1,10	10	Élastique	1,50E05	0,300	0,000	0,000	0,00	12,00	C. existante

Mode de mise en oeuvre du pieu : sans refoulement

Type de section du pieu : circulaire

Définition du pieu dans chaque couche

Nom	Zbase	Epieu	D
Matelas	4,50	4,00E04	0,38
C2	-0,60	1,00E07	0,38
C3	-1,10	1,00E07	0,38

Type de loi de mobilisation : A partir des valeurs pressiométriques (Loi de Frank & Zhao)

Définition du frottement dans le sol

Nom	Z	EM	qsl	Type de sol	kt1
Matelas	4,50	1,00E04	88,00	Sol granulaire	21052,63
C2	-0,60	2,60E03	33,75	Sol fin	13684,21
C3	-1,10	1,00E05	185,60	Sol fin	526315,79

Définition de la contrainte en pointe

Contrainte limite en pointe (kPa) : 5445,0

Type de loi : Sol fin

Coefficient de réaction en pointe du palier 1 – kq,1 (kPa/m) : 2894736,84

Frottements négatifs

Nom	Z	Approche de calcul	qsn	Ktanδ
Matelas	4,50	qsn = Ktanδ x σ'v	-	1,00
C2	-0,60	qsn = Ktanδ x σ'v	-	0,15
C3	-1,10	qsn = qsl	185,60	-

Chargement

Aire de la semelle S (m²) : 0,56

Périmètre de la semelle P (m) : 3,00

Nombre total de pieux sous la semelle : 1

Charge verticale sur la semelle Q (kN) : 125,00

Paramètres avancés

Tolérance (m) : 1,00E-04

Nombre de pas : 20

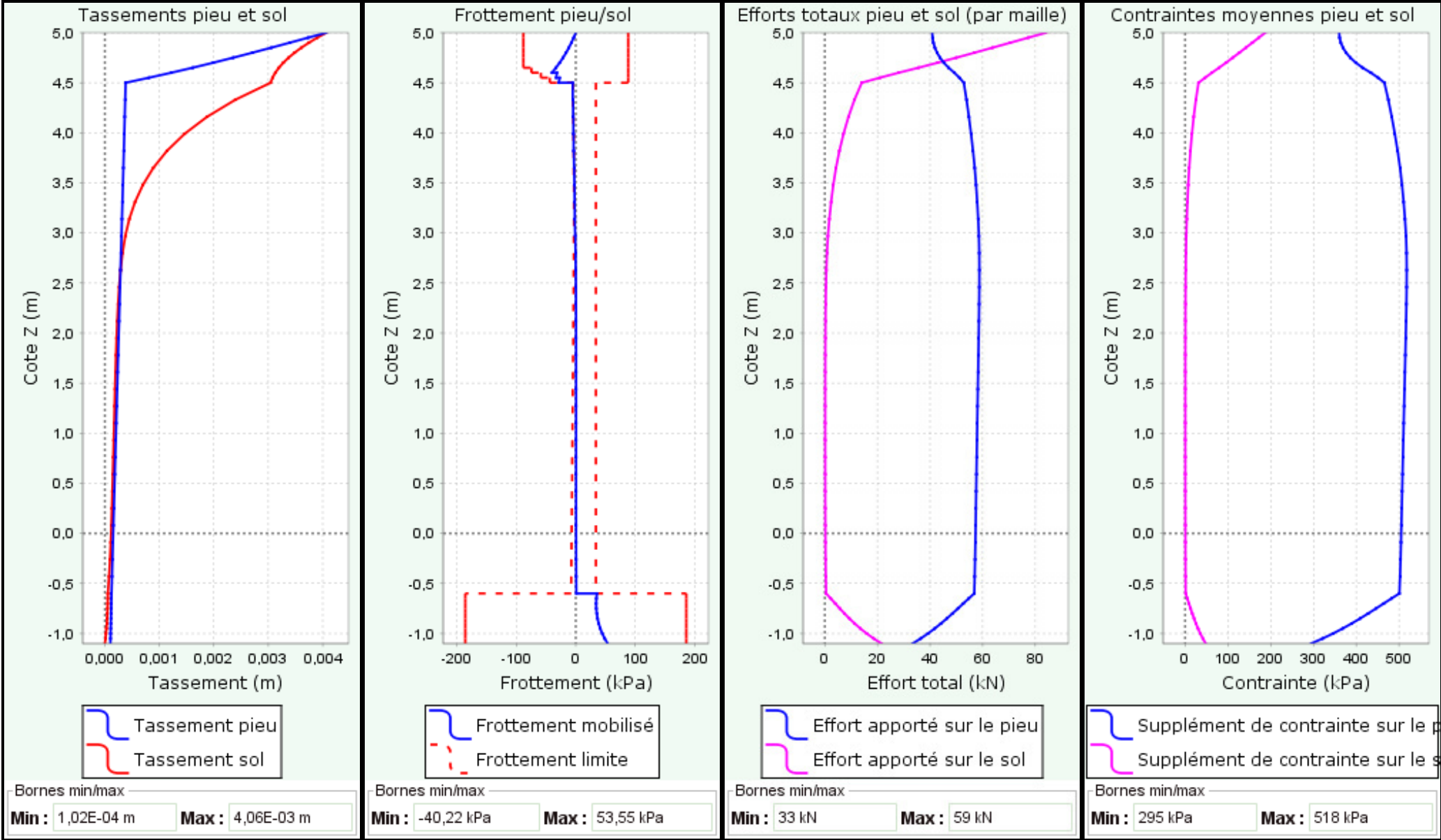


FoXta v4
v4.1.17

Imprimé le : 07/05/2025 - 15:08:17
Calcul réalisé par : GEOSUP

Projet : Inclusions rigides
Module : Taspie+ (Cas 1/16)
Titre du calcul : CAS 1 - 0.75*0.75 m - ELS

Courbes principales



Données

Paramètres principaux

Titre du projet : Piscine BOUGAINVILLE

Numéro d'affaire : A24.0318

Commentaires : N/A

Titre du calcul : CAS 2 - 1.3*1.3 m - ELS (Cas 3)

Type de calcul : Semelle sur réseau fini

Cote de référence (m) : 4,10

Limiter le cisaillement extérieur : Non

Définition des couches de sol

N°	Nom	Couleur	Zbase	n	Comportement	Esol	v	Cs/(1+e0)	Cc/(1+e0)	tc	γ	État
1	Matelas		3,60	10	Élastique	4,00E04	0,300	0,000	0,000	0,00	10,00	C. existante
2	C2		1,30	30	Élastique	4,60E03	0,350	0,000	0,000	0,00	9,00	C. existante
3	C3		0,80	10	Élastique	1,50E05	0,300	0,000	0,000	0,00	12,00	C. existante

Mode de mise en oeuvre du pieu : sans refoulement

Type de section du pieu : circulaire

Définition du pieu dans chaque couche

Nom	Zbase	Epieu	D
Matelas	3,60	4,00E04	0,38
C2	1,30	1,00E07	0,38
C3	0,80	1,00E07	0,38

Type de loi de mobilisation : A partir des valeurs pressiométriques (Loi de Frank & Zhao)

Définition du frottement dans le sol

Nom	Z	EM	qsl	Type de sol	kt1
Matelas	3,60	1,00E04	88,00	Sol granulaire	21052,63
C2	1,30	2,60E03	33,75	Sol fin	13684,21
C3	0,80	1,00E05	185,60	Sol fin	526315,79

Définition de la contrainte en pointe

Contrainte limite en pointe (kPa) : 5445,0

Type de loi : Sol fin

Coefficient de réaction en pointe du palier 1 – kq,1 (kPa/m) : 2894736,84

Frottements négatifs

Nom	Z	Approche de calcul	qsn	Ktanδ
Matelas	3,60	qsn = Ktanδ x σ'v	-	1,00
C2	1,30	qsn = Ktanδ x σ'v	-	0,15
C3	0,80	qsn = qsl	185,60	-

Chargement

Aire de la semelle S (m²) : 1,69

Périmètre de la semelle P (m) : 5,20

Nombre total de pieux sous la semelle : 2

Charge verticale sur la semelle Q (kN) : 338,00

Paramètres avancés

Tolérance (m) : 1,00E-04

Nombre de pas : 20

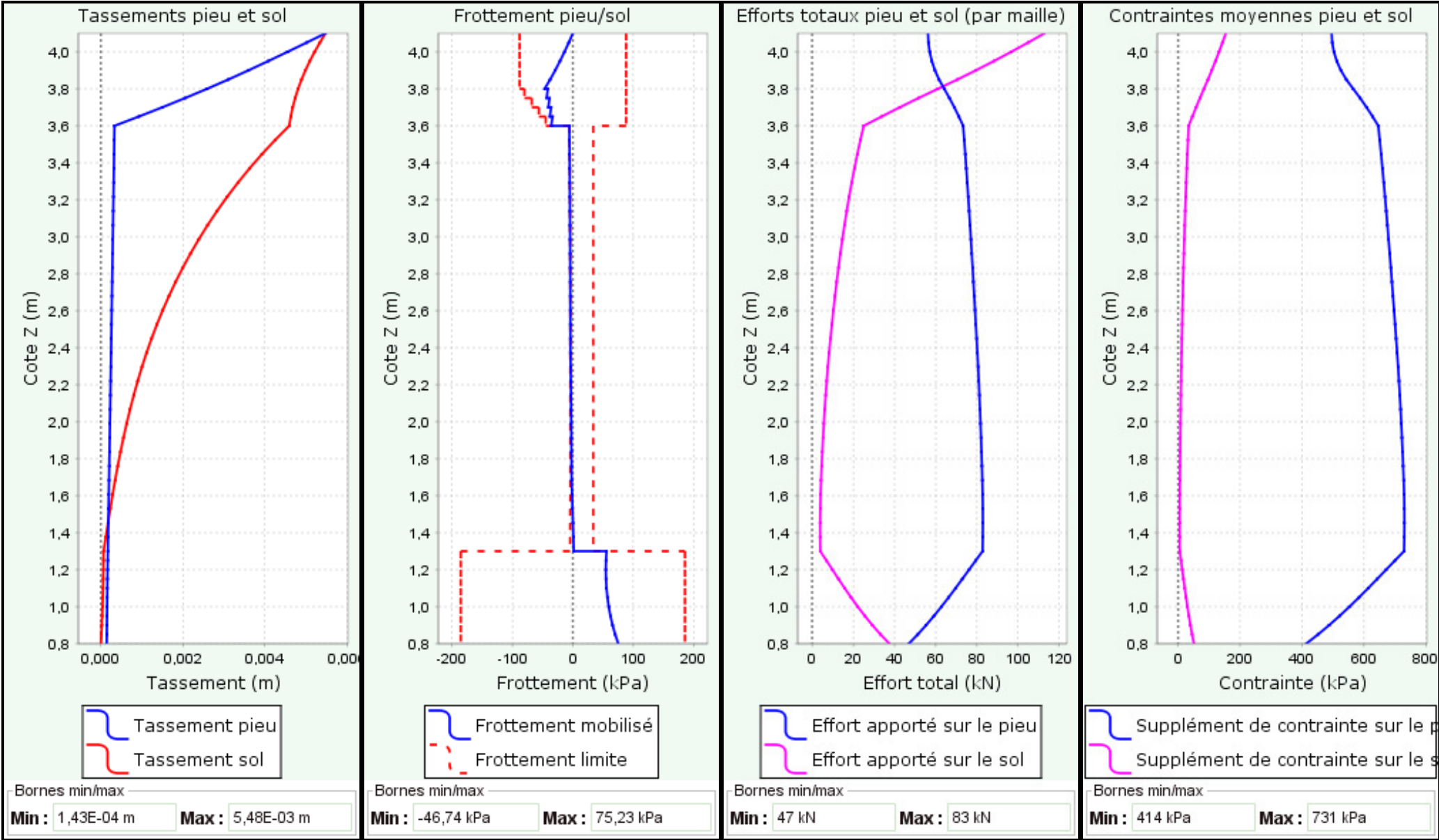


FoXta v4
v4.1.17

Imprimé le : 07/05/2025 - 15:08:54
Calcul réalisé par : GEOSUP

Projet : Inclusions rigides
Module : Taspie+ (Cas 3/16)
Titre du calcul : CAS 2 - 1.3*1.3 m - ELS

Courbes principales



Données

Paramètres principaux

Titre du projet : Piscine BOUGAINVILLE

Numéro d'affaire : A24.0318

Commentaires : N/A

Titre du calcul : CAS 3 - 1.4*1.4 m - ELS (Cas 5)

Type de calcul : Semelle sur réseau fini

Cote de référence (m) : 3,80

Limiter le cisaillement extérieur : Non

Définition des couches de sol

N°	Nom	Couleur	Zbase	n	Comportement	Esol	v	Cs/(1+e0)	Cc/(1+e0)	tc	γ	État
1	Matelas		3,30	10	Élastique	4,00E04	0,300	0,000	0,000	0,00	10,00	C. existante
2	C2		-16,40	30	Élastique	4,60E03	0,350	0,000	0,000	0,00	9,00	C. existante
3	C3		-16,90	10	Élastique	1,50E05	0,300	0,000	0,000	0,00	12,00	C. existante

Mode de mise en oeuvre du pieu : sans refoulement

Type de section du pieu : circulaire

Définition du pieu dans chaque couche

Nom	Zbase	Epieu	D
Matelas	3,30	4,00E04	0,38
C2	-16,40	1,00E07	0,38
C3	-16,90	1,00E07	0,38

Type de loi de mobilisation : A partir des valeurs pressiométriques (Loi de Frank & Zhao)

Définition du frottement dans le sol

Nom	Z	EM	qsl	Type de sol	kt1
Matelas	3,30	1,00E04	88,00	Sol granulaire	21052,63
C2	-16,40	2,60E03	33,75	Sol fin	13684,21
C3	-16,90	1,00E05	185,60	Sol fin	526315,79

Définition de la contrainte en pointe

Contrainte limite en pointe (kPa) : 5445,0

Type de loi : Sol fin

Coefficient de réaction en pointe du palier 1 – kq,1 (kPa/m) : 2894736,84

Frottements négatifs

Nom	Z	Approche de calcul	qsn	Ktanδ
Matelas	3,30	qsn = Ktanδ x σ'v	-	1,00
C2	-16,40	qsn = Ktanδ x σ'v	-	0,15
C3	-16,90	qsn = qsl	185,60	-

Chargement

Aire de la semelle S (m²) : 1,96

Périmètre de la semelle P (m) : 5,60

Nombre total de pieux sous la semelle : 2

Charge verticale sur la semelle Q (kN) : 392,00

Paramètres avancés

Tolérance (m) : 1,00E-04

Nombre de pas : 20

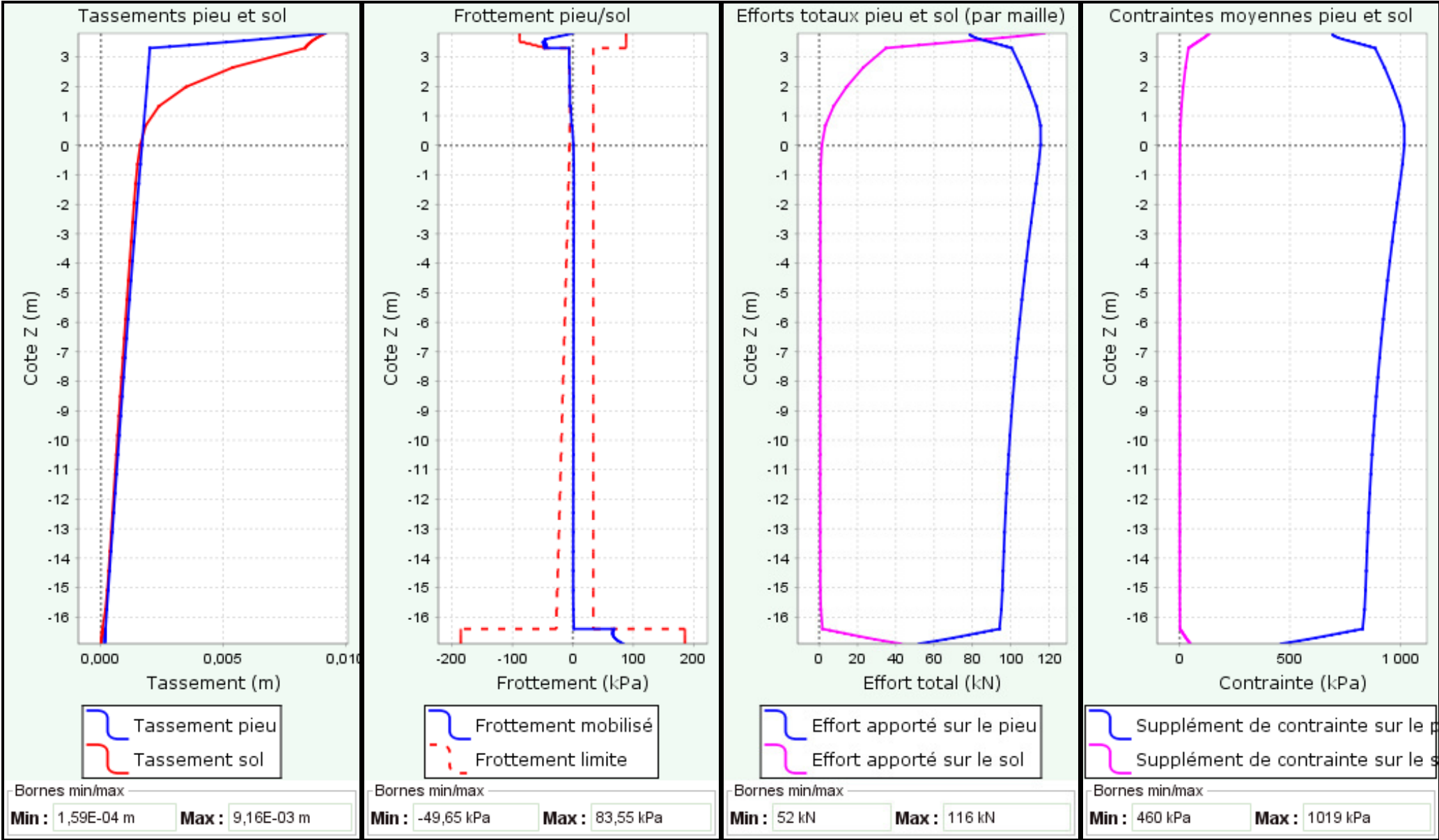


FoXta v4
v4.1.17

Imprimé le : 07/05/2025 - 15:09:29
Calcul réalisé par : GEOSUP

Projet : Inclusions rigides
Module : Taspie+ (Cas 5/16)
Titre du calcul : CAS 3 - 1.4*1.4 m - ELS

Courbes principales



Données

Paramètres principaux

Titre du projet : Piscine BOUGAINVILLE

Numéro d'affaire : A24.0318

Commentaires : N/A

Titre du calcul : CAS 4 - 1.4*1.4 m - ELS (Cas 7)

Type de calcul : Semelle sur réseau fini

Cote de référence (m) : 4,10

Limitier le cisaillement extérieur : Non

Définition des couches de sol

N°	Nom	Couleur	Zbase	n	Comportement	Esol	v	Cs/(1+e0)	Cc/(1+e0)	tc	γ	État
1	Matelas		3,60	10	Élastique	4,00E04	0,300	0,000	0,000	0,00	10,00	C. existante
2	C2		-6,00	30	Élastique	4,60E03	0,350	0,000	0,000	0,00	9,00	C. existante
3	C3		-6,50	10	Élastique	1,50E05	0,300	0,000	0,000	0,00	12,00	C. existante

Mode de mise en oeuvre du pieu : sans refoulement

Type de section du pieu : circulaire

Définition du pieu dans chaque couche

Nom	Zbase	Epieu	D
Matelas	3,60	4,00E04	0,38
C2	-6,00	1,00E07	0,38
C3	-6,50	1,00E07	0,38

Type de loi de mobilisation : A partir des valeurs pressiométriques (Loi de Frank & Zhao)

Définition du frottement dans le sol

Nom	Z	EM	qsl	Type de sol	kt1
Matelas	3,60	1,00E04	88,00	Sol granulaire	21052,63
C2	-6,00	2,60E03	33,75	Sol fin	13684,21
C3	-6,50	1,00E05	185,60	Sol fin	526315,79

Définition de la contrainte en pointe

Contrainte limite en pointe (kPa) : 5445,0

Type de loi : Sol fin

Coefficient de réaction en pointe du palier 1 – kq,1 (kPa/m) : 2894736,84

Frottements négatifs

Nom	Z	Approche de calcul	qsn	Ktanδ
Matelas	3,60	qsn = Ktanδ x σ'v	-	1,00
C2	-6,00	qsn = Ktanδ x σ'v	-	0,15
C3	-6,50	qsn = qsl	185,60	-

Chargement

Aire de la semelle S (m²) : 1,96

Périmètre de la semelle P (m) : 5,60

Nombre total de pieux sous la semelle : 2

Charge verticale sur la semelle Q (kN) : 392,00

Paramètres avancés

Tolérance (m) : 1,00E-04

Nombre de pas : 20

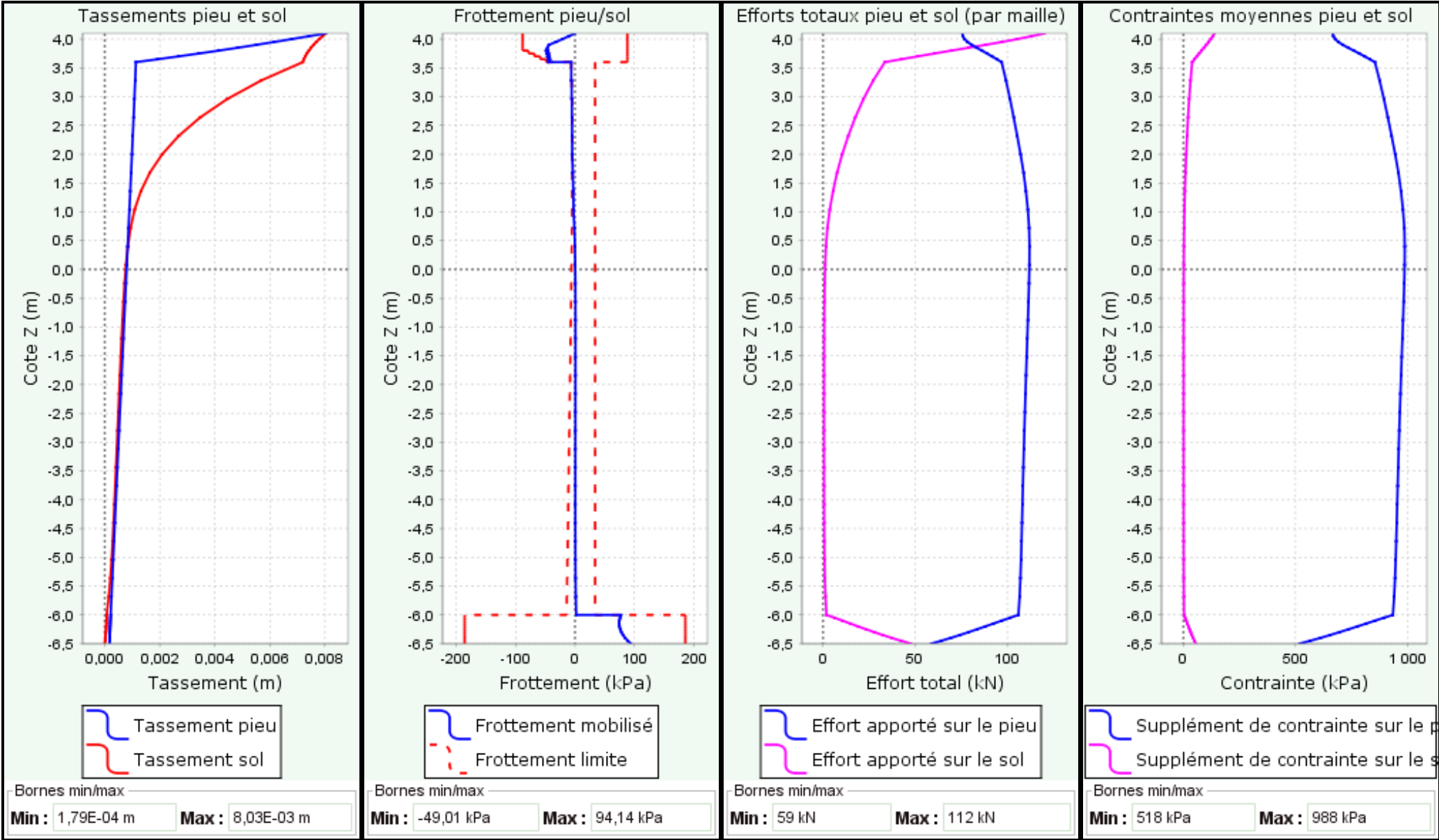


FoXta v4
v4.1.17

Imprimé le : 07/05/2025 - 15:10:33
Calcul réalisé par : GEOSUP

Projet : Inclusions rigides
Module : Taspie+ (Cas 7/16)
Titre du calcul : CAS 4 - 1.4*1.4 m - ELS

Courbes principales



Données

Paramètres principaux

Titre du projet : Piscine BOUGAINVILLE

Numéro d'affaire : A24.0318

Commentaires : N/A

Titre du calcul : CAS 5 - 1.4*1.4 m - ELS (Cas 9)

Type de calcul : Semelle sur réseau fini

Cote de référence (m) : 3,80

Limiter le cisaillement extérieur : Non

Définition des couches de sol

N°	Nom	Couleur	Zbase	n	Comportement	Esol	v	Cs/(1+e0)	Cc/(1+e0)	tc	γ	État
1	Matelas		3,30	10	Élastique	4,00E04	0,300	0,000	0,000	0,00	10,00	C. existante
2	C2		-16,40	30	Élastique	4,60E03	0,350	0,000	0,000	0,00	9,00	C. existante
3	C3		-16,90	10	Élastique	1,50E05	0,300	0,000	0,000	0,00	12,00	C. existante

Mode de mise en oeuvre du pieu : sans refoulement

Type de section du pieu : circulaire

Définition du pieu dans chaque couche

Nom	Zbase	Epieu	D
Matelas	3,30	4,00E04	0,38
C2	-16,40	1,00E07	0,38
C3	-16,90	1,00E07	0,38

Type de loi de mobilisation : A partir des valeurs pressiométriques (Loi de Frank & Zhao)

Définition du frottement dans le sol

Nom	Z	EM	qsl	Type de sol	kt1
Matelas	3,30	1,00E04	88,00	Sol granulaire	21052,63
C2	-16,40	2,60E03	33,75	Sol fin	13684,21
C3	-16,90	1,00E05	185,60	Sol fin	526315,79

Définition de la contrainte en pointe

Contrainte limite en pointe (kPa) : 5445,0

Type de loi : Sol fin

Coefficient de réaction en pointe du palier 1 – kq,1 (kPa/m) : 2894736,84

Frottements négatifs

Nom	Z	Approche de calcul	qsn	Ktanδ
Matelas	3,30	qsn = Ktanδ x σ'v	-	1,00
C2	-16,40	qsn = Ktanδ x σ'v	-	0,15
C3	-16,90	qsn = qsl	185,60	-

Chargement

Aire de la semelle S (m²) : 2,89

Périmètre de la semelle P (m) : 6,80

Nombre total de pieux sous la semelle : 3

Charge verticale sur la semelle Q (kN) : 578,00

Paramètres avancés

Tolérance (m) : 1,00E-04

Nombre de pas : 20

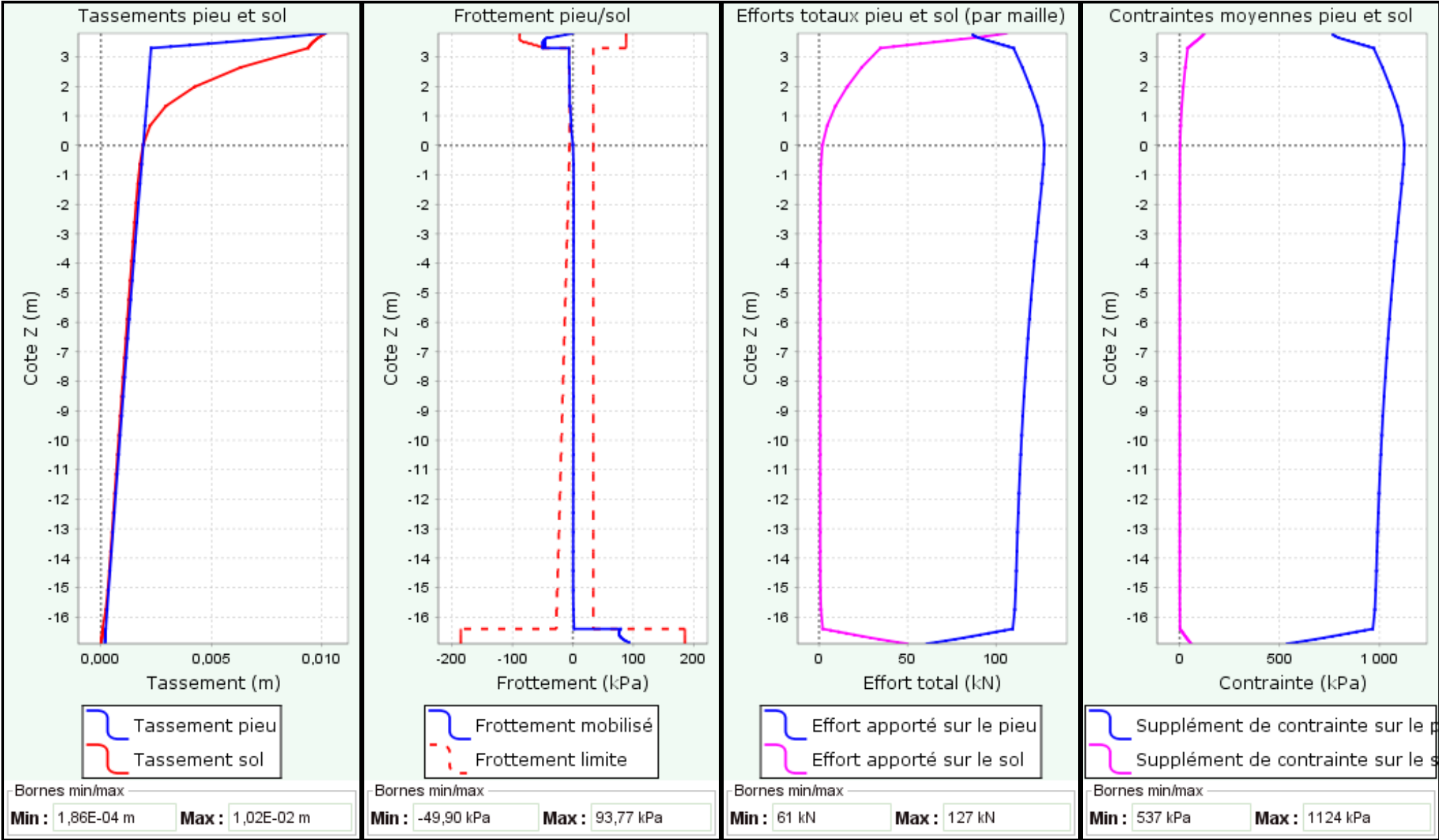


FoXta v4
v4.1.17

Imprimé le : 07/05/2025 - 15:11:12
Calcul réalisé par : GEOSUP

Projet : Inclusions rigides
Module : Taspie+ (Cas 9/16)
Titre du calcul : CAS 5 - 1.4*1.4 m - ELS

Courbes principales



Données

Paramètres principaux

Titre du projet : Piscine BOUGAINVILLE

Numéro d'affaire : A24.0318

Commentaires : N/A

Titre du calcul : CAS 6 - 3.0*3.0 m - ELS (Cas 11)

Type de calcul : Semelle sur réseau fini

Cote de référence (m) : 4,10

Limiter le cisaillement extérieur : Non

Définition des couches de sol

N°	Nom	Couleur	Zbase	n	Comportement	Esol	v	Cs/(1+e0)	Cc/(1+e0)	tc	γ	État
1	Matelas		3,60	10	Élastique	4,00E04	0,300	0,000	0,000	0,00	10,00	C. existante
2	C2		-6,00	30	Élastique	4,60E03	0,350	0,000	0,000	0,00	9,00	C. existante
3	C3		-6,50	10	Élastique	1,50E05	0,300	0,000	0,000	0,00	12,00	C. existante

Mode de mise en oeuvre du pieu : sans refoulement

Type de section du pieu : circulaire

Définition du pieu dans chaque couche

Nom	Zbase	Epieu	D
Matelas	3,60	4,00E04	0,38
C2	-6,00	1,00E07	0,38
C3	-6,50	1,00E07	0,38

Type de loi de mobilisation : A partir des valeurs pressiométriques (Loi de Frank & Zhao)

Définition du frottement dans le sol

Nom	Z	EM	qsl	Type de sol	kt1
Matelas	3,60	1,00E04	88,00	Sol granulaire	21052,63
C2	-6,00	2,60E03	33,75	Sol fin	13684,21
C3	-6,50	1,00E05	185,60	Sol fin	526315,79

Définition de la contrainte en pointe

Contrainte limite en pointe (kPa) : 5445,0

Type de loi : Sol fin

Coefficient de réaction en pointe du palier 1 – kq,1 (kPa/m) : 2894736,84

Frottements négatifs

Nom	Z	Approche de calcul	qsn	Ktanδ
Matelas	3,60	qsn = Ktanδ x σ'v	-	1,00
C2	-6,00	qsn = Ktanδ x σ'v	-	0,15
C3	-6,50	qsn = qsl	185,60	-

Chargement

Aire de la semelle S (m²) : 9,00

Périmètre de la semelle P (m) : 12,00

Nombre total de pieux sous la semelle : 5

Charge verticale sur la semelle Q (kN) : 1680,00

Paramètres avancés

Tolérance (m) : 1,00E-04

Nombre de pas : 20

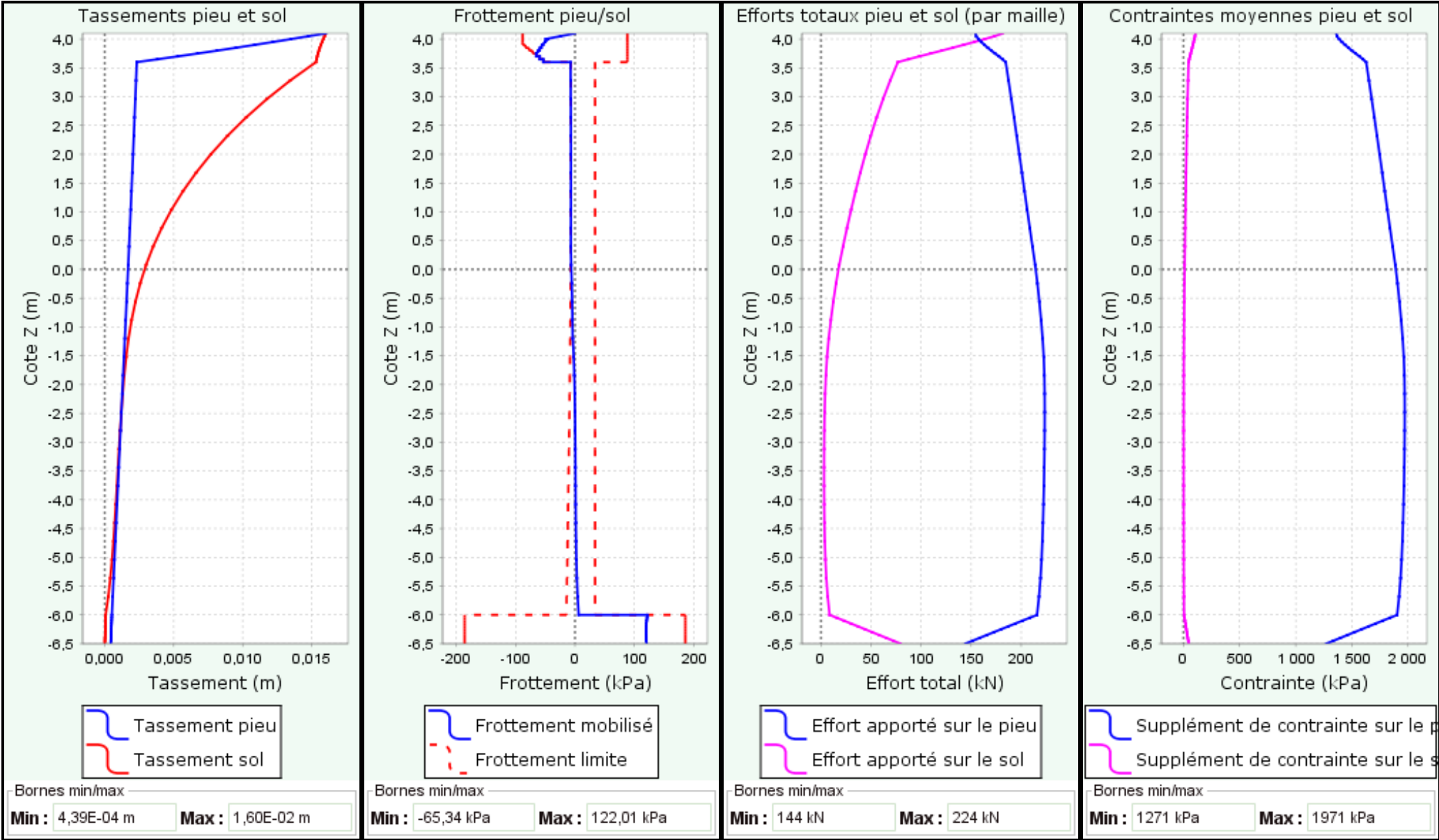


FoXta v4
v4.1.17

Imprimé le : 07/05/2025 - 15:12:04
Calcul réalisé par : GEOSUP

Projet : Inclusions rigides
Module : Taspie+ (Cas 11/16)
Titre du calcul : CAS 6 - 3.0*3.0 m - ELS

Courbes principales



Données

Paramètres principaux

Titre du projet : Piscine BOUGAINVILLE

Numéro d'affaire : A24.0318

Commentaires : N/A

Titre du calcul : CAS 7 - SF 0,6 m - ELS (Cas 13)

Type de calcul : Semelle sur réseau fini

Cote de référence (m) : 4,80

Limiter le cisaillement extérieur : Non

Définition des couches de sol

N°	Nom	Couleur	Zbase	n	Comportement	Esol	v	Cs/(1+e0)	Cc/(1+e0)	tc	γ	État
1	Matelas		4,30	10	Élastique	4,00E04	0,300	0,000	0,000	0,00	10,00	C. existante
2	C2		-0,60	30	Élastique	4,60E03	0,350	0,000	0,000	0,00	9,00	C. existante
3	C3		-0,90	10	Élastique	1,50E05	0,300	0,000	0,000	0,00	12,00	C. existante

Mode de mise en oeuvre du pieu : sans refoulement

Type de section du pieu : circulaire

Définition du pieu dans chaque couche

Nom	Zbase	Epieu	D
Matelas	4,30	4,00E04	0,38
C2	-0,60	1,00E07	0,38
C3	-0,90	1,00E07	0,38

Type de loi de mobilisation : A partir des valeurs pressiométriques (Loi de Frank & Zhao)

Définition du frottement dans le sol

Nom	Z	EM	qsl	Type de sol	kt1
Matelas	4,30	1,00E04	88,00	Sol granulaire	21052,63
C2	-0,60	2,60E03	33,75	Sol fin	13684,21
C3	-0,90	1,00E05	185,60	Sol fin	526315,79

Définition de la contrainte en pointe

Contrainte limite en pointe (kPa) : 5445,0

Type de loi : Sol fin

Coefficient de réaction en pointe du palier 1 – kq,1 (kPa/m) : 2894736,84

Frottements négatifs

Nom	Z	Approche de calcul	qsn	Ktanδ
Matelas	4,30	qsn = Ktanδ x σ'v	-	1,00
C2	-0,60	qsn = Ktanδ x σ'v	-	0,15
C3	-0,90	qsn = qsl	185,60	-

Chargement

Aire de la semelle S (m²) : 4,68

Périmètre de la semelle P (m) : 16,80

Nombre total de pieux sous la semelle : 5

Charge verticale sur la semelle Q (kN) : 936,00

Paramètres avancés

Tolérance (m) : 1,00E-04

Nombre de pas : 20

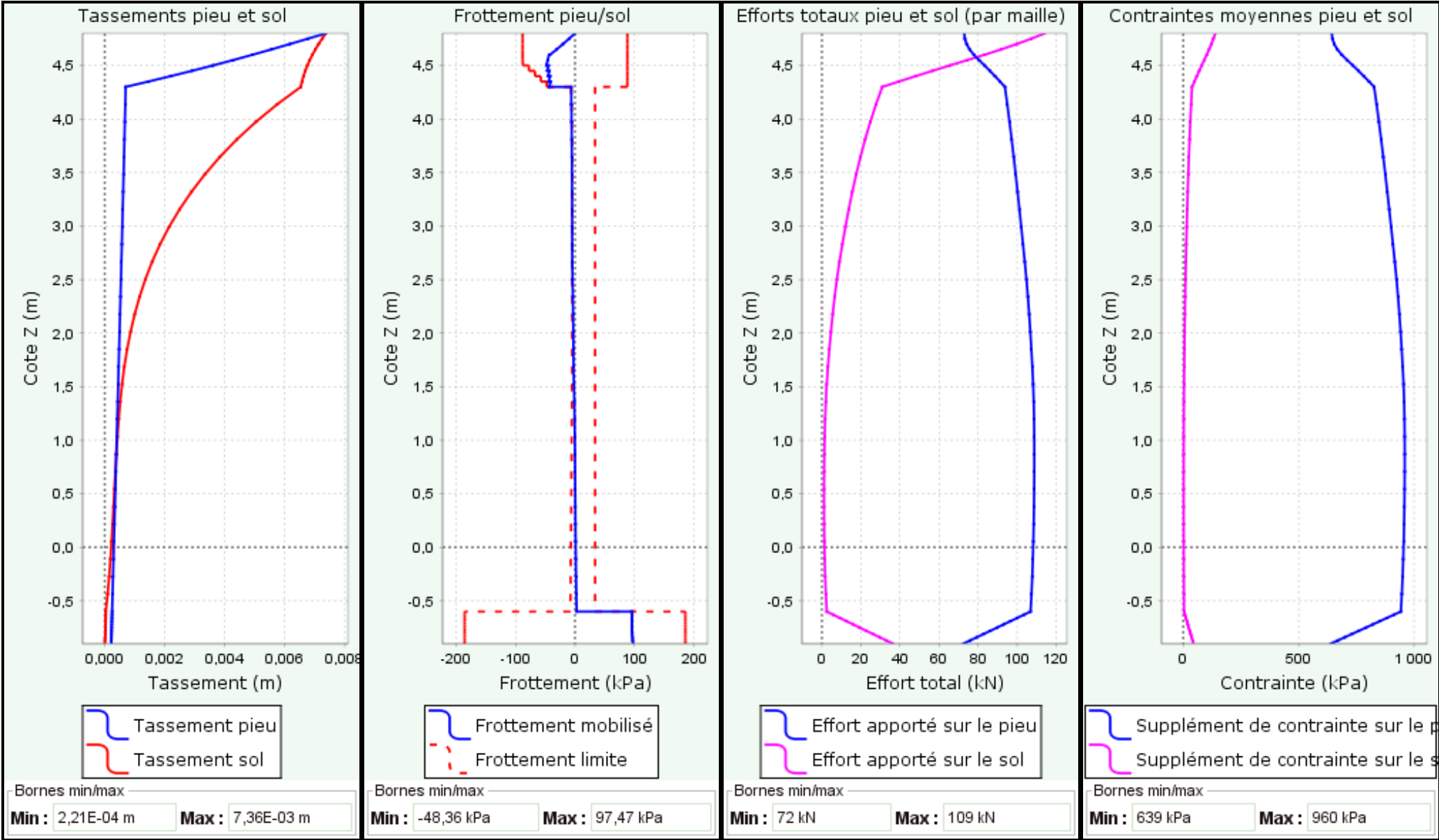


FoXta v4
v4.1.17

Imprimé le : 07/05/2025 - 15:13:51
Calcul réalisé par : GEOSUP

Projet : Inclusions rigides
Module : Taspie+ (Cas 13/16)
Titre du calcul : CAS 7 - SF 0,6 m - ELS

Courbes principales



DONNEES

GENERALITES :

Système d'unités :	Métrique, kN, kN/m²	Niveau phréatique :	1,70 m
Poids volumique de l'eau :	10,00 kN/m³	Nombre d'itérations par phase de calcul :	100
Pas de calcul :	0,20 m	Prise en compte moments 2 ordre :	non
Définition du projet :	Cotes		

CARACTERISTIQUES DES COUCHES DE SOL :

Couche	z [m]	γ [kN/m³]	γ' [kN/m³]	φ [°]	c [kN/m²]	dc [kN/m²/m]	k0	kay	kpy	kd	kr	kac	kpc	kh [kN/m²/m]	dkh [kN/m²/m/m]	δa/φ	δp/φ	kay,min	P,max [kN/m/m]
C1 - Remblais	4,75	19,00	10,00	27,00	0,00	0,000	0,546	0,377	3,417	0,546	0,546	0,000	0,000	15012	0	0,000	-0,333	0,100	10000,00
C2 - Alluvions fines	2,20	18,00	9,00	22,00	5,00	0,000	0,625	0,456	2,658	0,625	0,625	1,349	3,918	6277	0	0,000	-0,333	0,100	10000,00
C3 - Stampien	-16,40	21,00	12,00	30,00	15,00	0,000	0,500	0,333	4,977	0,500	0,500	1,155	6,290	31716	0	0,000	-0,666	0,100	10000,00

CARACTERISTIQUES DE L'ECRAN :

Section	z,base [m]	EI [kNm²/m]	W [kN/m/m]
1	-3,00	23646	0,00

Cote de la tête de l'écran : z0 = 4,75 m



v.4.0.28

AFFAIRE A24.0318

PISCINE BOUGAINVILLE - ZONE 1

DONNEES

BUTON	Phase	za [m]	K [kN/m/m]	P [kN/m]	α [°]
1	3	4,50	3037	0,00	20,00



Calcul réalisé par : GEOSUP

ASSISTANTS

Assistant K0 :

Action	Nom Couche	φ [°]	β [°]	Roc	K0
Sol initial	C1 - Remblais	27,00	0,00	1,000	0,546
Sol initial	C2 - Alluvions fines	22,00	0,00	1,000	0,625
Sol initial	C3 - Stampien	30,00	0,00	1,000	0,500

Assistant Kerisel & Absi, milieu pesant :

Action	Nom Couche	Coefficient	λ [°]	φ [°]	δ/φ	β/φ	Valeur
Sol initial	C1 - Remblais	kay	0,00	27,00	0,000	0,000	0,377
Sol initial	C1 - Remblais	kpy	0,00	27,00	-0,333	0,000	3,417
Sol initial	C2 - Alluvions fines	kay	0,00	22,00	0,000	0,000	0,456
Sol initial	C2 - Alluvions fines	kpy	0,00	22,00	-0,333	0,000	2,658
Sol initial	C3 - Stampien	kay	0,00	30,00	0,000	0,000	0,333
Sol initial	C3 - Stampien	kpy	0,00	30,00	-0,666	0,000	4,977

Assistant kac/kpc :

Action	Nom Couche	Coefficient	φ [°]	δ/φ	Valeur
Sol initial	C2 - Alluvions fines	kac	22,00	0,000	1,349
Sol initial	C2 - Alluvions fines	kpc	22,00	-0,333	3,918
Sol initial	C3 - Stampien	kac	30,00	0,000	1,155
Sol initial	C3 - Stampien	kpc	30,00	-0,666	6,290

Assistant kh, Schmitt :

Action	Nom Couche	Em [kN/m ²]	α	EI [kNm ² /m]	kh [kN/m ² /m]
Sol initial	C1 - Remblais	5000	0,500	23646	15012
Sol initial	C2 - Alluvions fines	2600	0,500	23646	6277

Assistant kh, Chadeisson :

Action	Nom Couche	c [kN/m ²]	φ [°]	kh [kN/m ² /m]
Sol initial	C3 - Stampien	15,00	30,00	31716



v.4.0.28

AFFAIRE A24.0318

PISCINE BOUGAINVILLE - ZONE 1

ASSISTANTS

Assistant paroi composite, Profilé Métallique :

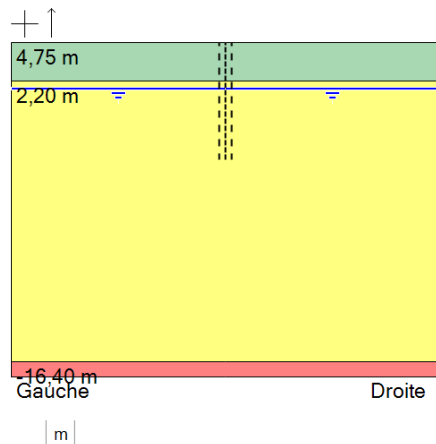
Action	Profilé	[1],E [kN/m²]	[1],eh [m]	[1],d [mm]	[1],e [mm]	[1],I [cm⁴]	[2],E [kN/m²]	[2],e [mm]	EI [kNm²/m]
Ecran initial	HE 240 B	2,1E+008	1,00	-	-	11260	-	-	23646



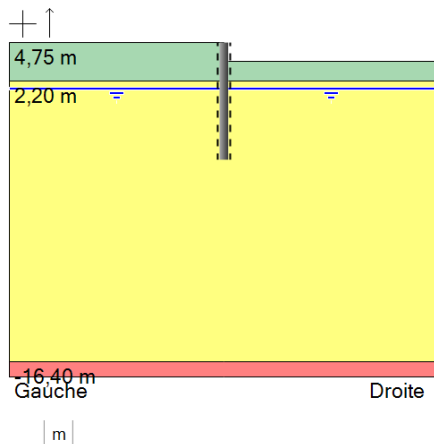
Calcul réalisé par : GEOSUP

SYNTHESE PHASAGE

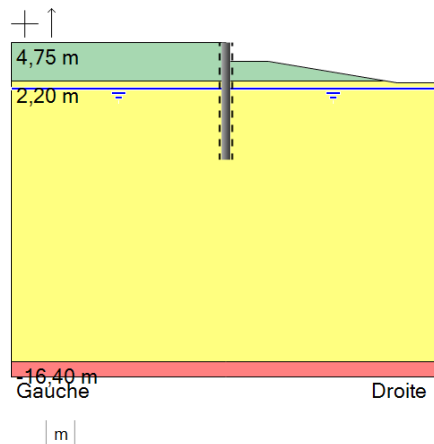
Phase initiale



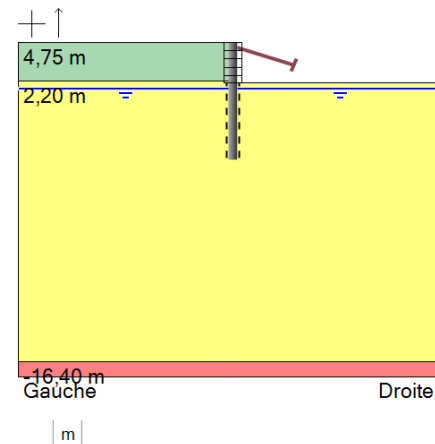
Phase 1 : Phase transitoire



Phase 2 : Phase transitoire



Phase 3 : Phase transitoire



- Poussée réduite :
zt [m] = 4,75
zb [m] = -3,00
R = 0,600
C = 1,000

- Excavation (côté droit) :
zh [m] = 3,50

- Excavation (côté droit) :
zh [m] = 2,10
Mise en place d'une risberme :
zt [m] = 3,50 a [m] = 0,80
zh [m] = 2,10b [m] = 3,20
ae = 1,000

- Mise en place du buton (côté droit) : n°1
za [m] = 4,50
K [kN/m/m] = 3037
 α [°] = 20,00
P [kN/m] = 0,00

- Excavation (côté droit) :
zh [m] = 2,10

- Pose de blindage (Berlinoise) :
z [m] = 2,10

RESULTATS (Synthèse)

PHASE	Déplac. en tête mm	Déplac. max mm	Moment max kNm/m	Tranch. max kN/m	Rapport butées	Buton 1 kN/m
1	1,49	1,49	3,49	3,76	3,760	-
2	3,09	3,09	4,61	3,84	2,753	-
3	7,25	7,25	-10,32	13,71	2,485	11,87
Extrema	7,25	7,25	-10,32	13,71	2,485	11,87



v.4.0.28

AFFAIRE A24.0318

PISCINE BOUGAINVILLE - ZONE 1

RESULTATS (Synthèse)

PHASE	Type Vérif.	M,d max kNm/m	V,d max kN/m	Buton 1 kN/m	Vérif. Def. Butée	Vérif. Equ. Vert. kN/m	Vérif. Kranz
1	MISS	4,71	5,07	-	OK	-7,64	OK
2	MEL	10,34	-6,37	-	OK	0,32	-
3	MISS	-13,94	18,51	16,02	OK	-17,96	OK
Extrema	-	-13,94	18,51	16,02	-	-	-



Calcul réalisé par : GEOSUP

DONNEES

GENERALITES :

Système d'unités :	Métrique, kN, kN/m ²	Niveau phréatique :	1,20 m
Poids volumique de l'eau :	10,00 kN/m ³	Nombre d'itérations par phase de calcul :	100
Pas de calcul :	0,20 m	Prise en compte moments 2 ordre :	non
Définition du projet :	Cotes		

CARACTERISTIQUES DES COUCHES DE SOL :

Couche	z [m]	γ [kN/m ³]	γ' [kN/m ³]	φ [°]	c [kN/m ²]	dc [kN/m ² /m]	k0	kay	kpy	kd	kr	kac	kpc	kh [kN/m ² /m]	dkh [kN/m ² /m/m]	δa/φ	δp/φ	kay,min	P,max [kN/m/m]
C1 - Remblais	9,60	19,00	10,00	27,00	0,00	0,000	0,546	0,377	3,417	0,546	0,546	0,000	0,000	18841	0	0,000	-0,333	0,100	10000,00
C2 - Alluvions fines	3,70	18,00	9,00	22,00	5,00	0,000	0,625	0,456	2,658	0,625	0,625	1,349	3,918	7878	0	0,000	-0,333	0,100	10000,00
C3 - Stampien	1,30	21,00	12,00	30,00	15,00	0,000	0,500	0,333	4,977	0,500	0,500	1,155	6,290	31716	0	0,000	-0,666	0,100	10000,00

CARACTERISTIQUES DE L'ECRAN :

Section	z,base [m]	EI [kNm ² /m]	W [kN/m/m]
1	-0,70	11962	0,61

Cote de la tête de l'écran : z0 = 8,00 m

DONNEES

TIRANT	Phase	za [m]	K [kN/m/m]	P [kN/m]	α [°]	Lu [m]	Ls [m]
1	2	6,50	15615	0,00	45,00	9,00	2,00
2	3	3,70	21991	0,00	30,00	6,00	2,00

SURCHARGE DE GRAUX	Phase	Côté	z [m]	x [m]	L [m]	m []	n []	q [kN/m/m]
1	1	Gauche	8,00	2,00	10,00	1,00	0,00	10,00

ASSISTANTS

Assistant K0 :

Action	Nom Couche	φ [°]	β [°]	Roc	K0
Sol initial	C1 - Remblais	27,00	0,00	1,000	0,546
Sol initial	C2 - Alluvions fines	22,00	0,00	1,000	0,625
Sol initial	C3 - Stampien	30,00	0,00	1,000	0,500

Assistant Kerisel & Absi, milieu pesant :

Action	Nom Couche	Coefficient	λ [°]	φ [°]	δ/φ	β/φ	Valeur
Sol initial	C1 - Remblais	kay	0,00	27,00	0,000	0,000	0,377
Sol initial	C1 - Remblais	kpy	0,00	27,00	-0,333	0,000	3,417
Sol initial	C2 - Alluvions fines	kay	0,00	22,00	0,000	0,000	0,456
Sol initial	C2 - Alluvions fines	kpy	0,00	22,00	-0,333	0,000	2,658
Sol initial	C3 - Stampien	kay	0,00	30,00	0,000	0,000	0,333
Sol initial	C3 - Stampien	kpy	0,00	30,00	-0,666	0,000	4,977

Assistant kac/kpc :

Action	Nom Couche	Coefficient	φ [°]	δ/φ	Valeur
Sol initial	C2 - Alluvions fines	kac	22,00	0,000	1,349
Sol initial	C2 - Alluvions fines	kpc	22,00	-0,333	3,918
Sol initial	C3 - Stampien	kac	30,00	0,000	1,155
Sol initial	C3 - Stampien	kpc	30,00	-0,666	6,290

Assistant kh, Schmitt :

Action	Nom Couche	Em [kN/m ²]	α	EI [kNm ² /m]	kh [kN/m ² /m]
Sol initial	C1 - Remblais	5000	0,500	11962	18841
Sol initial	C2 - Alluvions fines	2600	0,500	11962	7878

Assistant kh, Chadeisson :

Action	Nom Couche	c [kN/m ²]	φ [°]	kh [kN/m ² /m]
Sol initial	C3 - Stampien	15,00	30,00	31716

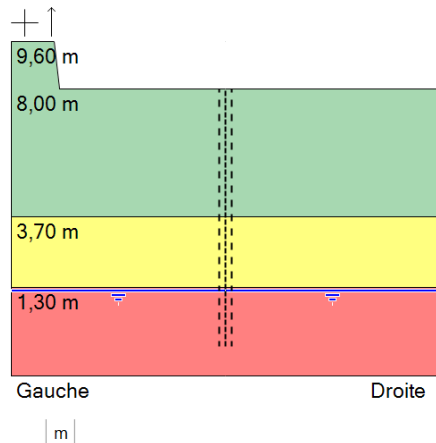
ASSISTANTS

Assistant paroi composite, Profilé Métallique :

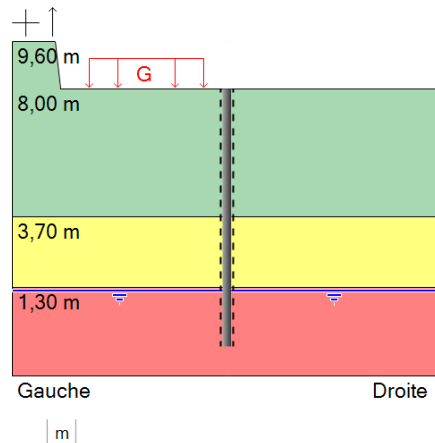
Action	Profilé	[1],E [kN/m²]	[1],eh [m]	[1],d [mm]	[1],e [mm]	[1],I [cm⁴]	[2],E [kN/m²]	[2],e [mm]	EI [kNm²/m]
Ecran initial	HE 200 B	2,1E+008	1,00	-	-	5696	2E+007	0,00	11962

SYNTHESE PHASAGE

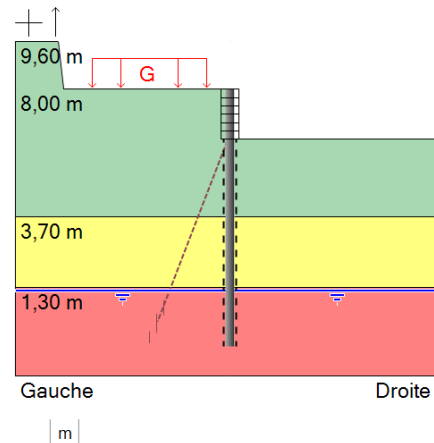
Phase initiale



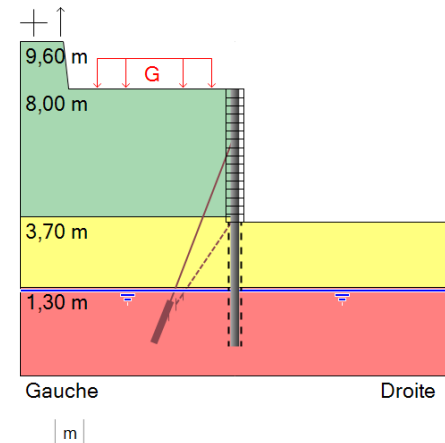
Phase 1 : Phase transitoire



Phase 2 : Phase transitoire



Phase 3 : Phase transitoire



- Poussée réduite :
zt [m] = 1,30
zb [m] = -0,70
R = 0,900
C = 1,000

- Poussée réduite :
zt [m] = 8,00
zb [m] = 1,30
R = 0,600
C = 1,000

- Excavation (côté gauche) :
zh [m] = 8,00
Mise en place d'un talus :
zt [m] = 9,60 a [m] = 15,00
zh [m] = 8,00b [m] = 14,50
ae = 1,000

- Excavation (côté droit) :
zh [m] = 8,00

- Surcharge de Gaux (côté gauche) :
z [m] = 8,00
x [m] = 2,00
L [m] = 10,00
m = 1,00
n = 0,00
q [kN/m/m] = 10,00

- Excavation (côté droit) :
zh [m] = 6,30
- Pose de blindage (Berlinoise) :
z [m] = 6,30

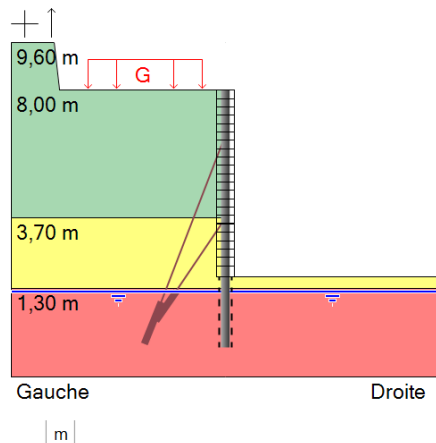
- Mise en place du tirant (côté gauche) : n°1
za [m] = 6,50
K [kN/m/m] = 15615
P [kN/m] = 0,00
 α [°] = 45,00

- Excavation (côté droit) :
zh [m] = 3,50
- Pose de blindage (Berlinoise) :
z [m] = 3,50

- Mise en place du tirant (côté gauche) : n°2
za [m] = 3,70
K [kN/m/m] = 21991
P [kN/m] = 0,00
 α [°] = 30,00

SYNTHESE PHASAGE

Phase 4 : Phase transitoire



- Excavation (côté droit) :
zh [m] = 1,70
- Pose de blindage (Berlinoise) :
z [m] = 1,70

RESULTATS (Synthèse)

PHASE	Déplac. en tête mm	Déplac. max mm	Moment max kNm/m	Tranch. max kN/m	Rapport butées	Tirant 1 kN/m	Tirant 2 kN/m
1	-0,02	0,16	-0,65	1,18	6,902	-	-
2	8,43	8,43	14,72	11,12	5,626	0,00	-
3	6,53	14,80	-40,76	-40,82	3,880	72,20	0,00
4	6,10	16,75	-35,09	58,12	2,336	73,86	63,74
Extrema	8,43	16,75	-40,76	58,12	2,336	73,86	63,74

RESULTATS (Synthèse)

PHASE	Type Vérif.	M,d max kNm/m	V,d max kN/m	Tirant 1 kN/m	Tirant 2 kN/m	Vérif. Def. Butée	Vérif. Equ. Vert. kN/m	Vérif. Kranz
1	MISS	-0,98	1,77	-	-	OK	4,13	OK
2	MEL	33,51	-19,95	0,00	-	OK	1,47	-
3	MISS	-55,74	-55,72	98,43	0,00	OK	35,30	OK
4	MISS	-47,91	79,09	100,67	86,65	OK	54,09	OK
Extrema	-	-55,74	79,09	100,67	86,65	-	-	-

4.2.4 - Tableaux synthétiques

Tableau 1 – Enchaînement des missions d'ingénierie géotechnique

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

Tableau 2 – Classification des missions d'ingénierie géotechnique

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

ÉTAPE 1 : ÉTUDE GÉOTECHNIQUE PRÉALABLE (G1)

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

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).

ÉTAPE 2 : ÉTUDE GÉOTECHNIQUE DE CONCEPTION (G2)

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

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.

Tableau 2 – Classification des missions d'ingénierie géotechnique**ÉTAPE 3 : ÉTUDES GÉOTECHNIQUES DE RÉALISATION (G3 et G 4, distinctes et simultanées) ÉTUDE ET SUIVI GÉOTECHNIQUES D'EXECUTION (G3)**

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

Phase Étude

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

Phase Suivi

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

SUPERVISION GÉOTECHNIQUE D'EXECUTION (G4)

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

Phase Supervision de l'étude d'exécution

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

Phase Supervision du suivi d'exécution

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

DIAGNOSTIC GÉOTECHNIQUE (G5)

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

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