

ÉTUDE GEOTECHNIQUE DE CONCEPTION (G2 PRO)

Projet de restauration des bâtiments du
domaine de la Fondation des Artistes

14-16 rue Charles VII
NOGENT-SUR-MARNE (94)



© Photo Atelier Ergon



Dossier 9103049 - juillet 2024

OPPIC
30 rue du Château des Rentiers
75013 PARIS

CLIENT

NOM	OPPIC
ADRESSE	30 rue du Château des Rentiers 75013 PARIS
INTERLOCUTEURS	Sarah BEN FREDJ

ECR ENVIRONNEMENT

AGENCE DE	Ile de France
ADRESSE	6, avenue d'Ouessant 91140 VILLEBON-SUR-YVETTE
TELEPHONE	01 60 12 78 80
MAIL	paris@ecr-environnement.com

DATE	INDICE	OBSERVATION / MODIFICATION	REDACTEUR	VERIFICATEUR
19/04/2024	01		Benito FUNGA LUTONDO	Paul GANDILHON
08/07/2024	02	MàJ suite réunion du 24/06/2024 + DDC ind C	Benito FUNGA LUTONDO	Paul GANDILHON

SOMMAIRE

1.	INTRODUCTION.....	5
1.1.	OBJET DE LA MISSION.....	5
1.2.	PROGRAMME D'INVESTIGATIONS.....	5
1.3.	DOCUMENTS REMIS POUR L'ETUDE.....	5
2.	PRESENTATION DU SITE ET DE L'OUVRAGE ETUDIE.....	6
2.1.	LOCALISATION ET DESCRIPTION DU SITE.....	6
2.2.	PRESENTATION DU PROJET.....	8
2.3.	ETAT DES LIEUX.....	9
2.4.	DESCENTE DE CHARGES.....	18
3.	CONTEXTE DU PROJET.....	19
3.1.	CONTEXTE GEOLOGIQUE.....	19
3.2.	CONTEXTE HYDROGEOLOGIQUE.....	20
3.3.	RISQUES NATURELS ET ALEAS GEOTECHNIQUES CONNUS.....	21
4.	SYNTHESE DES INVESTIGATIONS REALISEES PAR SEMOFI.....	23
4.1.	RESULTATS DES SONDAGES PRESSIOMETRIQUES.....	23
4.2.	NIVEAU D'EAU.....	24
4.3.	FOUILLES DE RECONNAISSANCES DE FONDATIONS.....	24
4.4.	RESULTATS DES ANALYSES EN LABORATOIRE.....	25
5.	RESULTATS DES INVESTIGATIONS ECR-ENVIRONNEMENT.....	28
5.1.	NIVELLEMENT DES SONDAGES.....	28
5.2.	SONDAGES PRESSIOMETRIQUES.....	28
5.3.	NIVEAU D'EAU.....	29
5.4.	FOUILLES DE RECONNAISSANCES DE FONDATIONS.....	30
5.4.1.	Première campagne.....	30
5.4.2.	Deuxième campagne.....	33
5.5.	SONDAGES AU PENETROMETRE.....	34
5.6.	RESULTATS DES ESSAIS EN LABORATOIRE.....	35
6.	SYNTHESE GEOTECHNIQUE.....	37
6.1.	SUCCESSION GEOLOGIQUE.....	37
6.2.	HYDROGEOLOGIE.....	37
6.3.	EVALUATION DES ALEAS GEOTECHNIQUES IDENTIFIES.....	38
6.4.	FONDATIONS EXISTANTES.....	38
6.5.	CAPACITE PORTANTE DES FONDATIONS EXISTANTES.....	40
6.6.	ORIGINES DES DESORDRES.....	42

6.6.1.	Bâtiment MABA.....	42
6.6.2.	Mur de clôture	43
6.6.3.	Mur d'angle du bâtiment accueil	43
7.	CONFORTEMENT GEOTECHNIQUE DES OUVRAGES ET AMENAGEMENT DES ABORDS.....	44
7.1.	SOLUTIONS DE CONFORTEMENT RETENUES	44
7.2.	DISPOSITIONS VIS-A-VIS DES EAUX SOUTERRAINES	45
7.3.	DISPOSITIONS VIS-A-VIS DES EAUX DE RUISSELLEMENTS	47
7.4.	DISPOSITIONS VIS-A-VIS DE LA VEGETATION.....	47
7.5.	REPRISES EN SOUS-ŒUVRE DU BATIMENT MABA	49
7.5.1.	Principes et hypothèses géotechniques	49
7.5.2.	Principes d'exécution	50
7.6.	REPRISE EN SOUS-ŒUVRE DU MUR DE CLOTURE	51
7.6.1.	Principes et hypothèses géotechniques	51
7.6.2.	Principes d'exécution	52
7.7.	ALEAS GEOTECHNIQUES RESIDUELS	53

ANNEXES

- Annexe 1 : Plan d'implantation des sondages (1 page)
- Annexe 2 : Coupes des sondages pressiométriques (2 pages)
- Annexe 3 : Fouilles de reconnaissances de fondations (19 pages)
- Annexe 4 : Résultat des essais en laboratoire (4 pages)
- Annexe 5 : Classification des missions géotechniques (1 page)

1. INTRODUCTION

1.1. Objet de la mission

A la demande du bureau d'étude **ERGON** et pour le compte de l'**OPPIC**, **ECR ENVIRONNEMENT ILE DE FRANCE** a réalisé, en avril 2024, une étude géotechnique dans le cadre d'un Projet de restauration des bâtiments du domaine de la Fondation des Artistes sur un terrain situé au 14-16 rue Charles VII à NOGENT-SUR-MARNE (94). L'étude pour laquelle nous avons été missionnée concerne uniquement le bâtiment nommé « MABA » ainsi que la clôture Nord du bâtiment.

Cette étude s'inscrit dans le cadre de la norme NF P 94-500 de Novembre 2013 concernant les missions d'ingénierie géotechnique et correspond à une **étude géotechnique de conception (mission G2PRO)** selon la classification placée en annexe.

Cette étude a fait l'objet d'un accord sur notre devis n° D 9103792 V2 du 30 Août 2023.

1.2. Programme d'investigations

Les investigations suivantes ont été réalisées dans le cadre de cette étude du 11 au 20 Octobre 2023, puis le 09 mars 2024 :

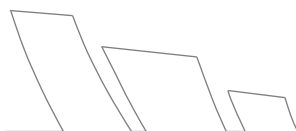
- **2 sondages pressiométriques SP2 et SP3**, à 15,0 m de profondeur avec enregistrement des paramètres de foration et avec essais tous les 1,5 m soit un total de 20 essais. Ces sondages ont permis de mesurer les caractéristiques mécaniques des différentes couches de sol *In situ* ;
- **Installation de trois piézomètres PZ1 à PZ3** ;
- **15 fouilles de reconnaissance** de fondations ;
- Des analyses en laboratoires pour la caractérisation des sols (VBS et argilosité).

La position des sondages et des essais est reportée sur le plan d'implantation en annexe

1.3. Documents remis pour l'étude

Les documents suivants nous ont été fournis dans le cadre de cette étude :

- Rapport d'étude géotechnique G2AVP/G5 Réf : C18-11060-Indice B du 07/08/2018 de SEMOFI ;
- Cahier des charges pour la mission complémentaire G5/G2 de Juillet 2023 de l'ATELIER ERGON INGENIERIE ;
- Plan de géo détection de réseau établis du 31/07/15 par BIR ;



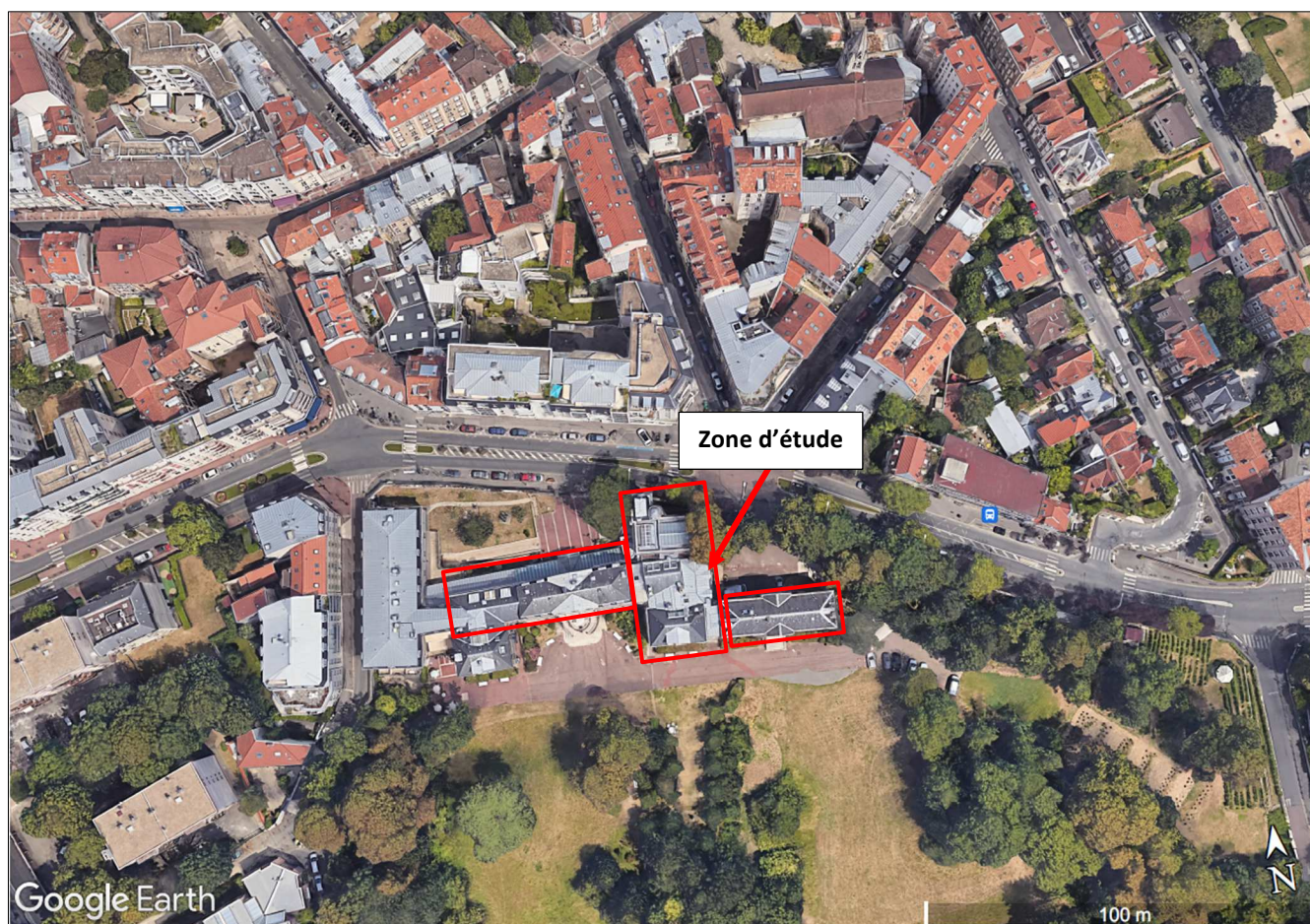
- Plans topographiques du site.
- Descente de charges ERGON ind C d'avril 2024

2. PRESENTATION DU SITE ET DE L'OUVRAGE ETUDIE

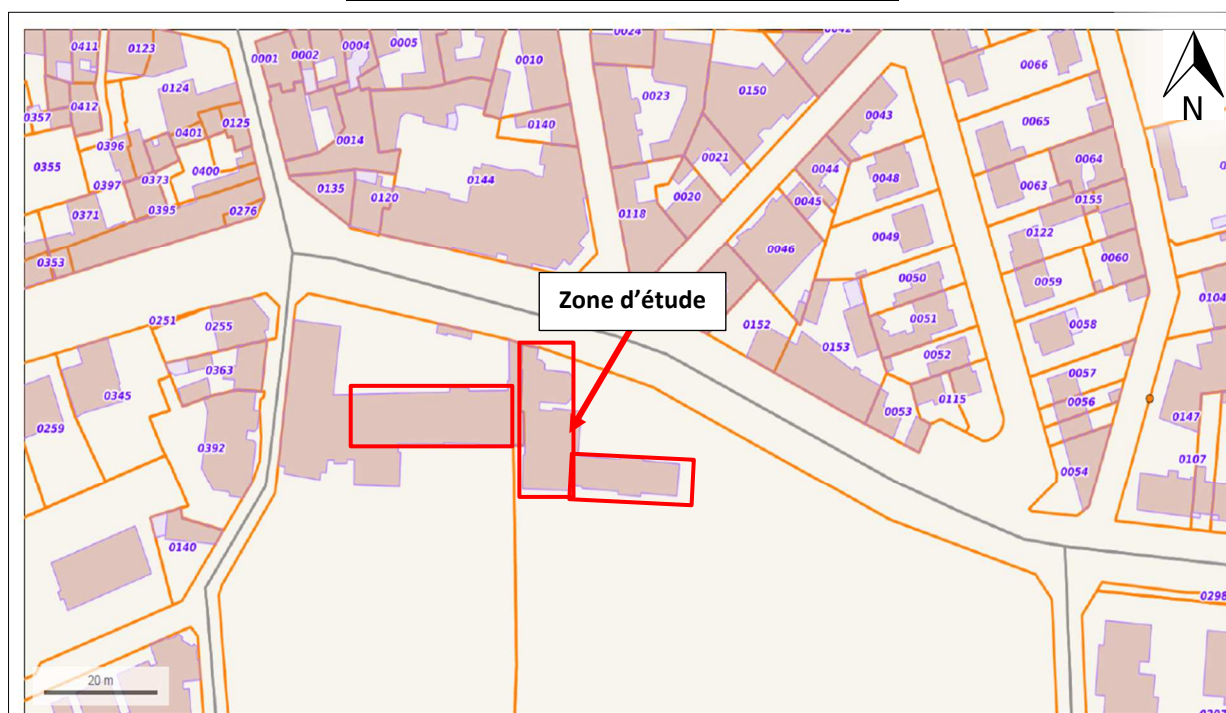
2.1. Localisation et description du site

Le terrain étudié, est situé sur la commune de **NOGENT-SUR-MARNE**, au **14-16 rue Charles VII** sur les parcelles cadastrales n°001 et n°0031 de la section AF. Située dans une zone urbanisée, la parcelle est bordée au Nord par la rue Charles VII, au Sud par une zone d'espace vert (Parc des Artistes), à l'Est par la rue du Port et à l'Ouest par la rue Agnès Sorel.

Topographiquement, la parcelle est située en contexte de coteau orienté de l'Ouest vers l'Est. D'après le plan topographique, elle devrait se situer à côte de ≈ 71.36 NGF (à l'intersection de la rue Agnès Sorel et la rue Charles VII) et 61.35 NGF (à l'intersection de la rue Charles VII et la rue du Port) soit un dénivelé de 10 m. La parcelle est actuellement occupée par des bâtiments qui servent de Maison National des Artistes d'une part et d'autre part de pension de retraite pour personnes âgées.



Photographie aérienne (Source : Google Earth)



Extrait de la carte cadastrale de la zone d'étude (Source : Géoportail)



Photographies 3D du bâtiment existant (Source : Google Earth)

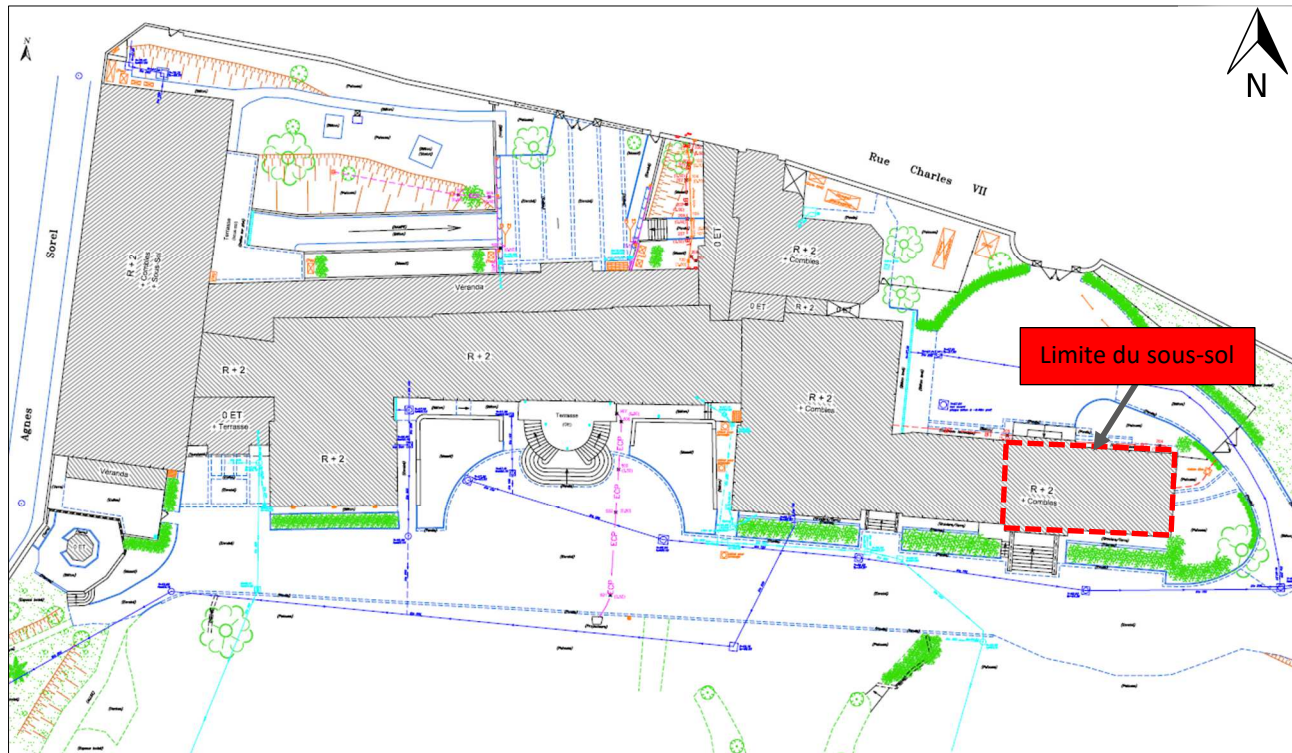
2.2. Présentation du projet

Le bâtiment objet de cette présente étude est de type R+2+ Combles avec un niveau partiel de sous-sol sur sa partie Est. Datant du XVII^e-ème siècle, il présente des désordres, principalement des fissures consécutives à des déplacements. Le diagnostic réalisé par ERGON évoque un mouvement de basculement vers l'Est du noyau du bâtiment. L'origine de ce mouvement semble être lié à une interaction sol structure amplifié probablement par des poussées latérales des voutes en partie basse de l'édifice.

Nous avons donc été missionné par le Maître d'ouvrage suite au besoin de procéder à la restauration de l'édifice. Notre intervention sur la base des documents transmis ainsi que les différents sondages in-situ et essais en laboratoire consistera à :

- Identifier les origines géotechniques possibles des désordres,
- Proposer des mesures confortatives adaptées à la pathologie et à la structure du bâtiment.

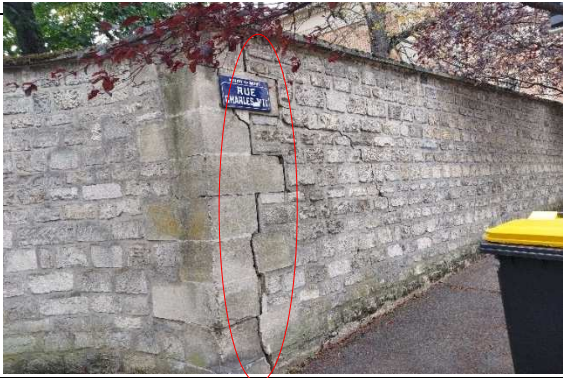


NOTA : Il revient aux responsables de l'opération de nous signaler toutes différences importantes à ces hypothèses afin que nous puissions reconsidérer, si nécessaire, tout ou partie de nos conclusions. Il en est de même si le projet venait à changer dans la phase du projet correspondant à cette étude.





Plan de masse de l'existant


2.3. Etat des lieux


Le 19/09/2023, en présence du maître d'ouvrage, nous avons effectué une visite de site afin de répertorier et de constater visuellement les différents désordres apparus sur le bâtiment. Ils sont présentés dans le tableau ci-dessous.

Mur de clôture sur rue Charles VII	
Photographie	Type de désordre
	Fissure verticale suivant les joints de la maçonnerie
	Fissure verticale en lézarde
	Fissure verticale suivant les joints de la maçonnerie

Façade H10	
Photographie	Type de désordre
	<p>Fissure oblique aux extrémités des parties supérieures de baies vitrées</p>
	<p>Fissuration verticale et horizontale</p>



Façade H11	
Photographie	Type de désordre
	<p>Fissure oblique sur partie inférieure de la baie vitrée</p>
	<p>Fissure verticale sur partie inférieure de la baie vitrée</p>

Façade H12	
Photographie	Type de désordre
	<p>Fissure verticale avec présence d'arbustes à proximité du bâtiment</p>



Façade H13	
Photographie	Type de désordre
	<p>Faïçage avec multiples microfissures</p>

Partie interieur bâtiment MABA	
Photographie	Type de désordre
	Fissurure verticale
	



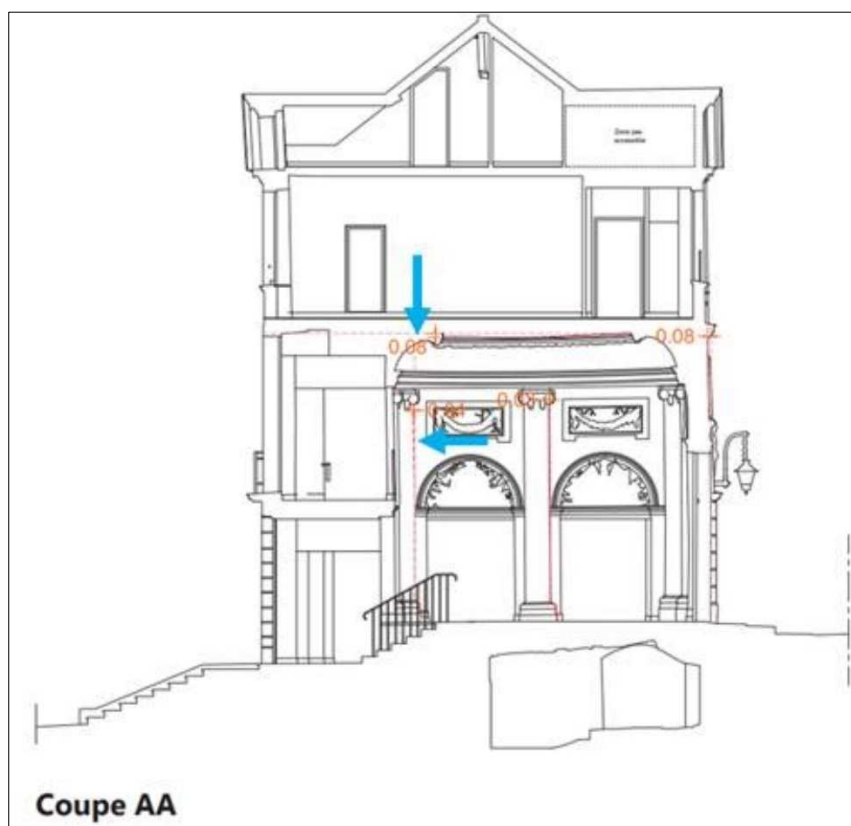
Partie interieur bâtiment MABA	
Photographie	Type de désordre
	Fissuration horizontale du dallage de couloir
	



Voirie autour du bâtiment	
Photographie	Type de désordre
	Affaissement et fainçage
	

Un suivi des déplacements du bâtiment MABA a été mené par le maître d'ouvrage. Ces derniers sont principalement localisés sur toute la partie du bâtiment reposant sur le sous-sol, et situé sur la façade Nord et Sud ainsi que les murs de refends, avec des orientations vers l'Est, le Sud et vers le bas. Les déplacements obtenus des relevés sont de l'ordre de 2 à 15 cm.

	Déplacement	Orientation
Façade Nord	Entre 3 et 7 cm	Vers l'Est
	10 cm	Vers le bas
Façade Sud	Entre 22 et 16 cm	Vers l'Est
	Entre 4 et 7 cm	Vers le Bas
Mur de refend	Entre 5 et 15 cm	Vers le sud
	Entre 2 et 5 cm	Vers le bas
	Entre 2 et 15 cm	Vers l'Est

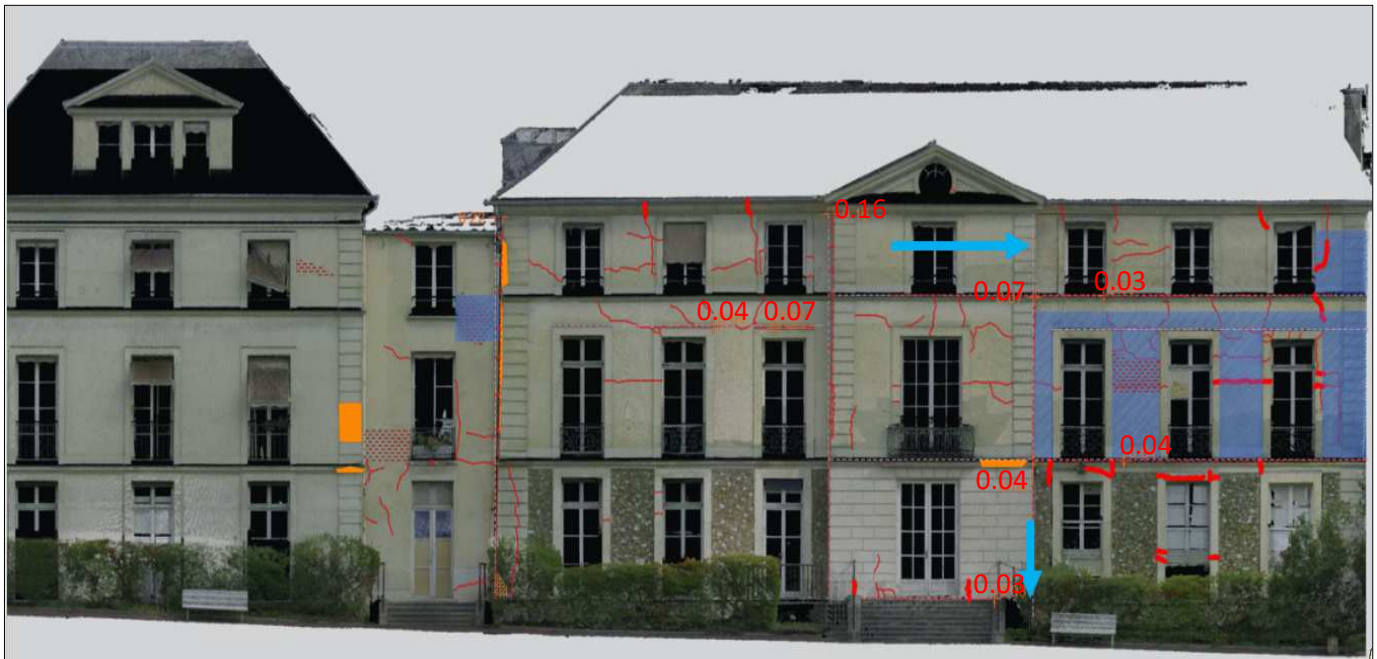


Mur de refend



Mur de refend





Façade Sud

2.4. Descente de charges

D'après la descente de charges Ind C effectuée par Atelier ERGON, les efforts verticaux ELS appliqués aux fondations sont les suivants :

En façade $148 \text{ kN/ml} < G + Q < 243 \text{ kN/ml}$

En refend $142 \text{ kN/ml} < G + Q < 214 \text{ kN/ml}$

Les efforts verticaux transmis aux murs de façade et aux refends sont comparables.

La présence de voûtes asymétriques dans le sous-sol amène également des efforts de poussées latérales d'1 tonne / ml aux murs de refends R1 et R2 entraînant un moment de renversement en pied de mur de plus de 2 t.m/ml.



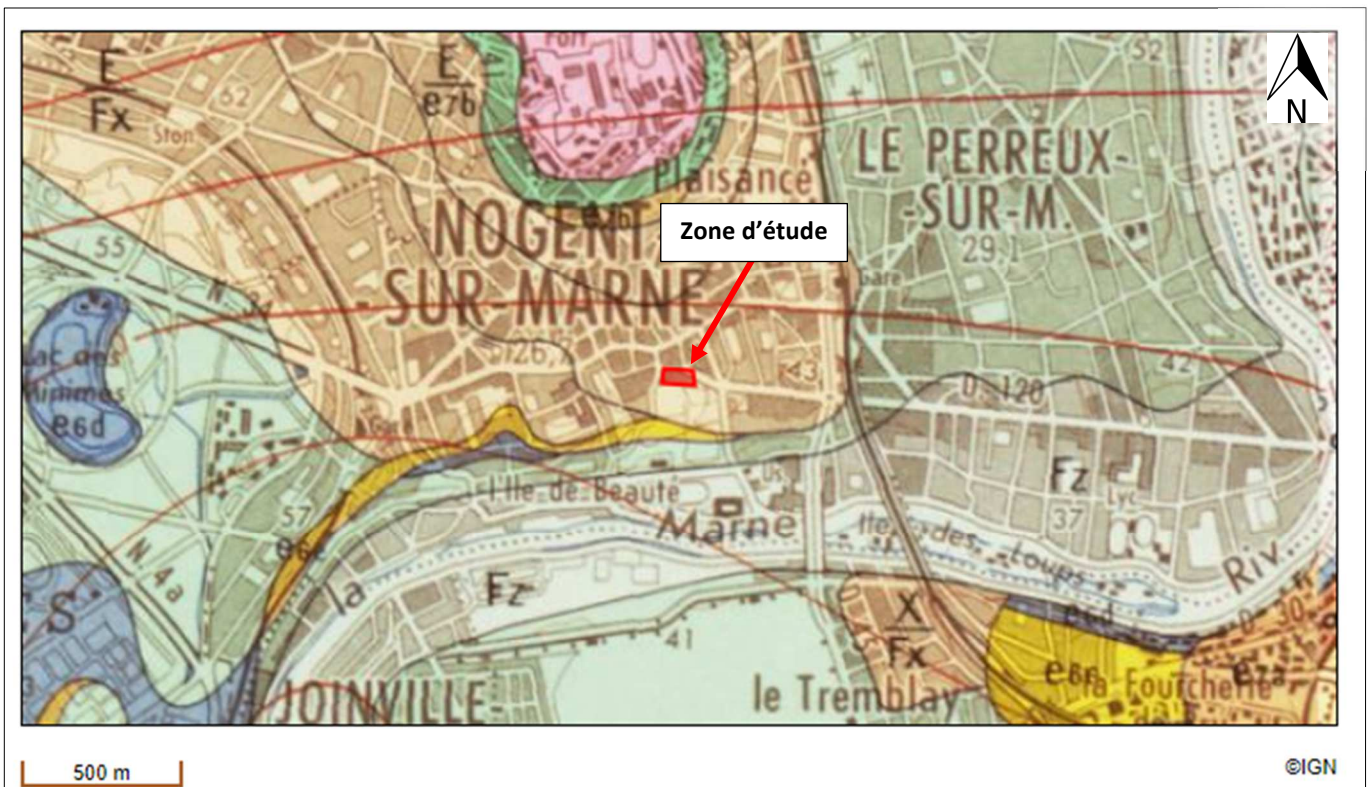
3. CONTEXTE DU PROJET

Les informations présentées dans cette partie du rapport son principalement issues des données bibliographiques et de notre connaissance du secteur. Elles ont permis d'identifier le contexte géotechnique du projet et d'orienter le programme des investigations.

3.1. Contexte géologique

D'après la carte géologique du BRGM n°183 au 50 000^{ème} de PARIS (voir extrait ci-après), la succession des terrains est la suivante au droit du projet sous d'éventuels remblais et à partir du niveau du terrain actuel :

- **Remblais ;**
- **Eboulis ;**
- **Marnes de pantin ;**
- **Les Marnes d'Argenteuil ;**
- **Masses et Marnes du Gypse.**



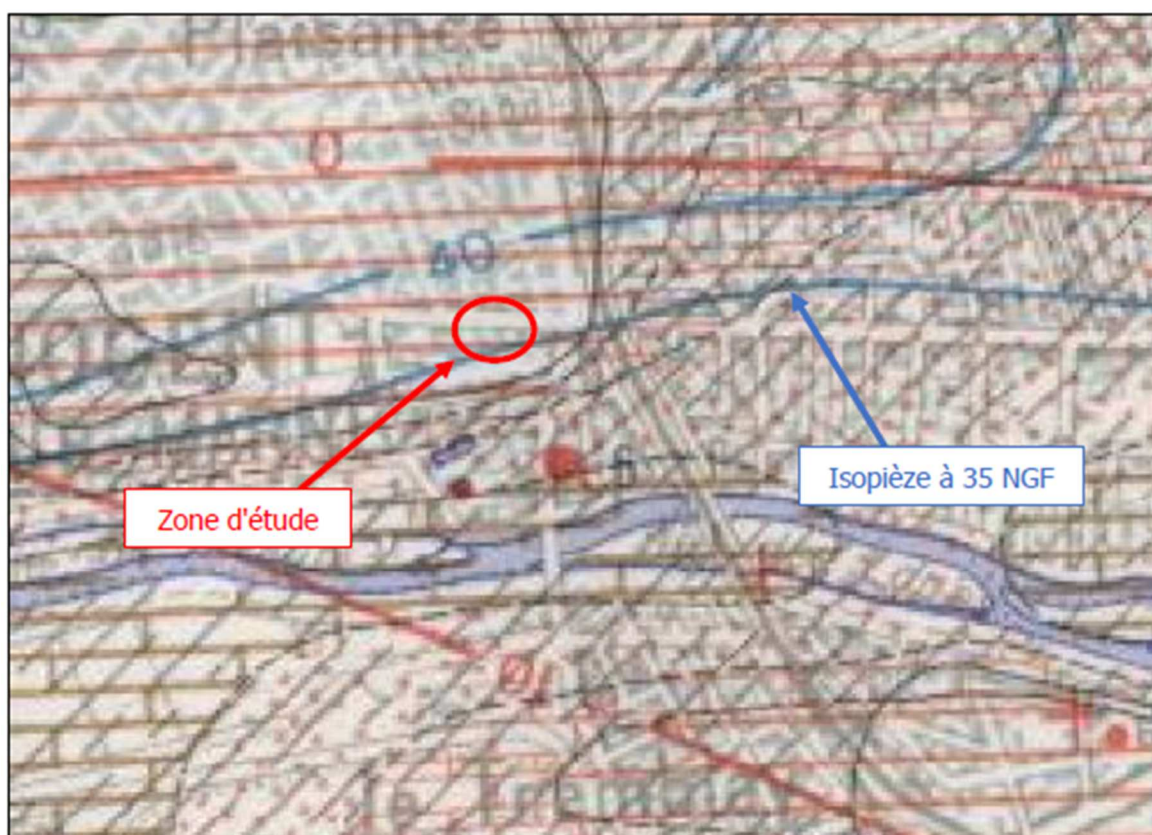
Extrait de la carte géologique du BRGM n°183 au 1 :50 000 de PARIS

3.2. Contexte hydrogéologique

Les différentes nappes et circulations d'eaux superficielles attendues au droit du site et pouvant impacter le projet le projet sont du haut vers le bas :

- Les circulations superficielles : dues à des épisodes pluvieux intenses et/ou prolongés.
- La nappe des Marnes de Pantin : cette nappe captive est située sous l'horizon des Argiles Vertes et est soutenue par les Marnes d'Argenteuil.

D'après la carte hydrogéologique éditée par le BRGM en 1970, la nappe se trouve à une cote d'environ 36 NGF, soit environ 29 m/TN au droit du site.



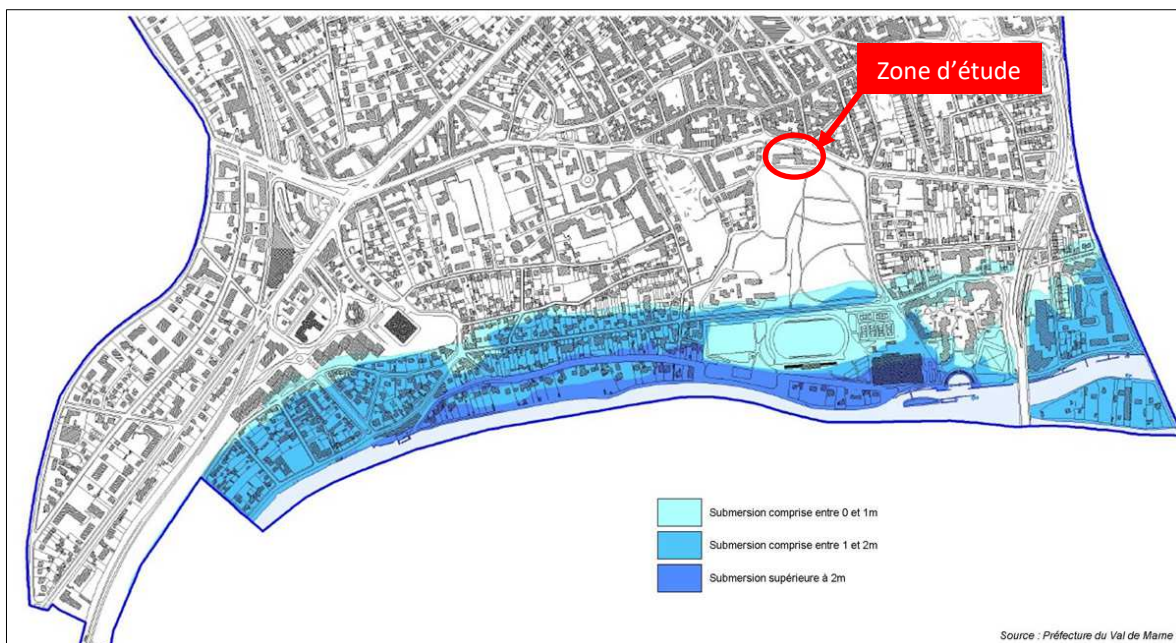
Extrait de la carte hydrogéologique de Paris (BRGM, 1970)



3.3. Risques naturels et aléas géotechniques connus

⇒ Alea Inondation par débordement de cours d'eau

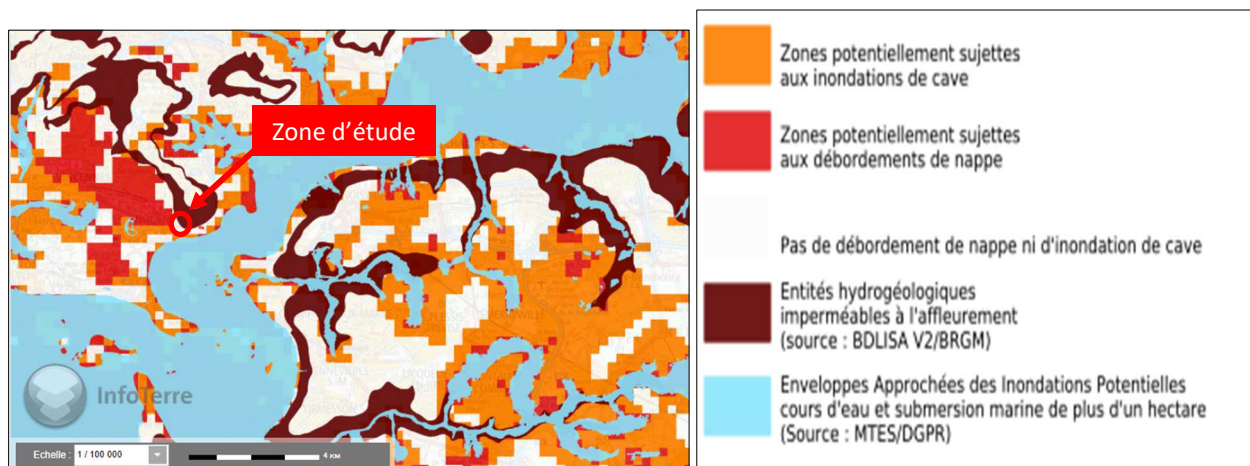
En nous référant aux informations fournies par Géorisques, le site se trouve en dehors de la zone de délimitation de risque important d'inondation.



Extrait de la carte risque d'inondation (Source : Préfecture de Val de Marne)

⇒ Remontée de Nappe

D'après le BRGM, la zone d'étude est en dehors d'une zone potentiellement sujette à un risque d'inondation par remontée de nappe.



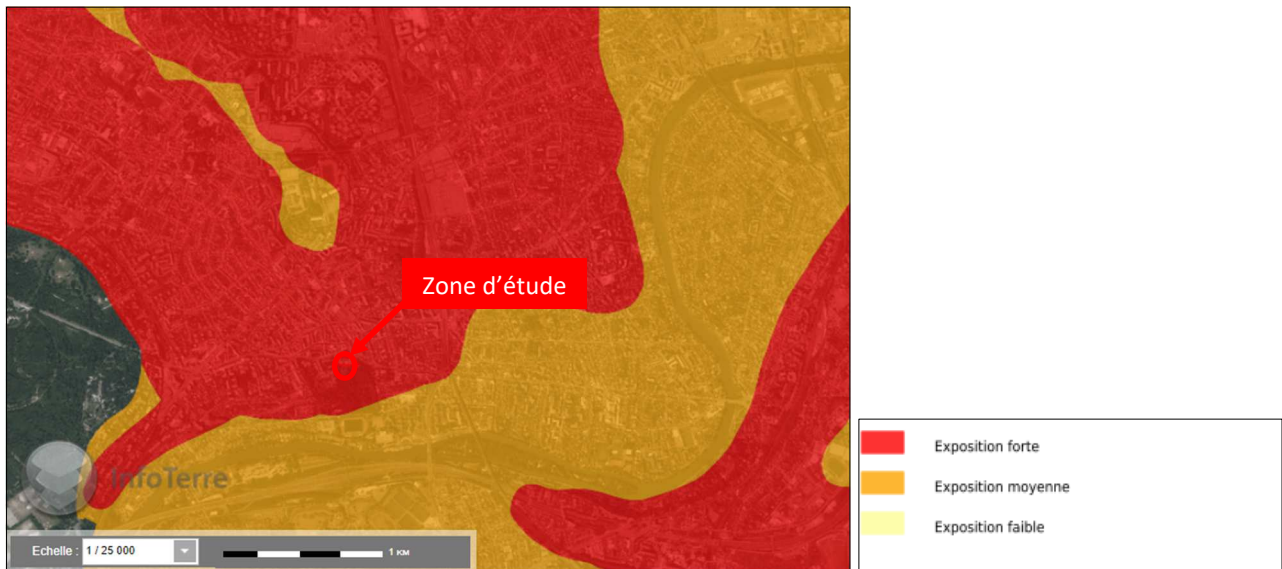
Extrait de la carte zones sensibles aux remontées de nappes – Source : infoterre

⇒ Sismicité

Le projet est situé en zone de **SISMICITE 1** (faible).

⇒ Retrait Gonflement Des Argiles

D'après la cartographie du BRGM (voir extrait ci-dessous), le site est localisé en **zone d'exposition forte** vis-à-vis du retrait et gonflement des argiles.



Extrait de la carte d'exposition au retrait et gonflement des argiles du BRGM

⇒ Anciennes Carrières et Dissolution Du Gypse Anteludien

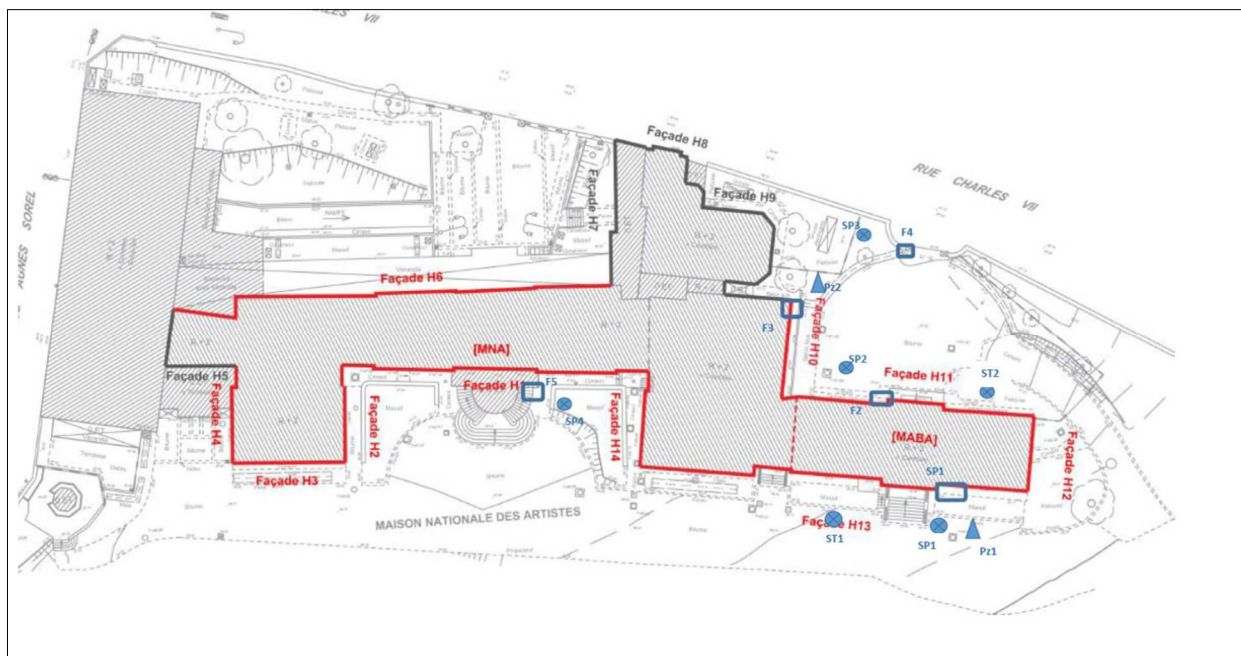
D'après Géorisques, le terrain étudié est hors zone d'anciennes carrières.



4. SYNTHÈSE DES INVESTIGATIONS RÉALISÉES PAR SEMOFI

Dans le cadre du présent projet, la société SEMOFI a réalisée en 2018 une étude géotechnique de type G5 G2AVP. L'étude comprenait une série d'investigation sur site et en laboratoire composés de :

- 4 des sondages pressiométriques à 20 m avec 17 essais dans chaque forage ;
- 2 sondages à la tarière à 6,0 m de profondeur ;
- 2 sondages destructifs équipés de piézomètre ;
- 5 fouilles de fondations ;
- Essais en laboratoires : 2 profils hydriques, 4 limites d'Atterberg, 3 essais d'agressivité des sols sur le béton.



Plan d'implantation des sondages de SEMOFI

4.1. Résultats des Sondages pressiométriques

Les sondages réalisés par SEMOFI ont mis en évidence la présence :

- **Remblais** : caractérisés par des limons sableux marron à cailloutis et graviers, sur une épaisseur variant de 1,70 m (SP3) à 2,5 m (ST1), avec des caractéristiques pressiométriques faibles $PI^*_{moy} = 0,34$ MPa.
- **Eboulis et Marne de Pantin indifférenciés** : sont marqués par la présence de limon argileux marron verdâtre et de marnes blanchâtres jusqu'à 10,70 à 12,80 m/TN avec des caractéristiques pressiométriques moyennes $PI^*_{moy} = 0,94$ MPa.

- **Marnes d'Argenteuil** : caractérisées par des marnes verdâtres à bleuâtres, reconnues jusqu'en base des sondages. Ces horizons présentent de bonnes caractéristiques avec $Pl^*_{moy} = 1,58$ MPa.

4.2. Niveau d'eau

Les niveaux d'eaux ci-dessous, ont été relevés à la fin des investigations en juin 2018.

Caractéristique du piézomètre				Mesure du niveau d'eau stabilisé		
Nom du sondage	Date de mise en œuvre	Profondeur du piézomètre (m/TN)	Longueur de la crépine	Date des mesures	Niveau d'eau	Formation concernée
SD1+Pz1	20/06/2018	4,85	4,00 m	24/07/2018	sec	Eboulis et Marnes de Pantin indifférenciés
SD2+Pz2	20/06/2018	8,79	7,00 m	24/07/2018	8,70 m/TN	Eboulis et Marnes de Pantin indifférenciés

Relevé des niveaux d'eau

4.3. Fouilles de reconnaissances de fondations

Cinq fouilles de reconnaissance de fondations nommées F1 à F5 ont été effectuées par SEMOFI. Dont deux (F1 et F2) au sous-sol, deux (F3 et F5) sur le bâtiment et une (F4) au niveau du mur de clôture.

Dans la cave, il apparaît que le bâtiment est fondé superficiellement par le biais de semelle. Ces semelles sont ancrées dans des Eboulis et Marnes de Pantin indifférenciés à 1,35 m (F1) et 0,70 m (F2) par rapport au niveau zéro de la cave.

La fouille F3 a été arrêtée à 1,3 m de profondeur du fait de la présence de trop nombreuses racines. La fouille F5 n'a pas pu être réalisée du fait de la présence d'un réseau.

La fouille F4 montre que le mur de clôture est ancré superficiellement par le biais de semelles au sein de l'horizon des remblais à environ 0,85 m/TN.



4.4. Résultats des analyses en laboratoire

Des essais en laboratoire ont été réalisés sur les échantillons prélevés au droit des sondages géologiques ST1 et de ST2.

- Résultat tests d'agressivité sur le béton

Echantillon			Paramètres chimiques				
Sondage	Prof. (m)	Formation	Matière Sèche (% P.B)	Degré d'acidité (mL/kg.MS)	Sulfates (mg/kg.MS)	Soufre S (mg/kg. MS)	Classe d'agressivité de l'eau en fonction de l'agent agressif
ST1	0,0-0,5	Remblais	86,4	4,0	510 = <1%	170 = <1%	HCA*
ST2	2,5-3,0	Eboulis / Marnes de Pantin	91,0	<2,0	540 = <1%	180 = <1%	HCA*
ST3	5,0-5,5	Eboulis / Marnes de Pantin	8,6	<2,0	3000 = <1%	1000 = <1%	XA1

Synthèse des résultats des analyses d'agressivité sur le béton

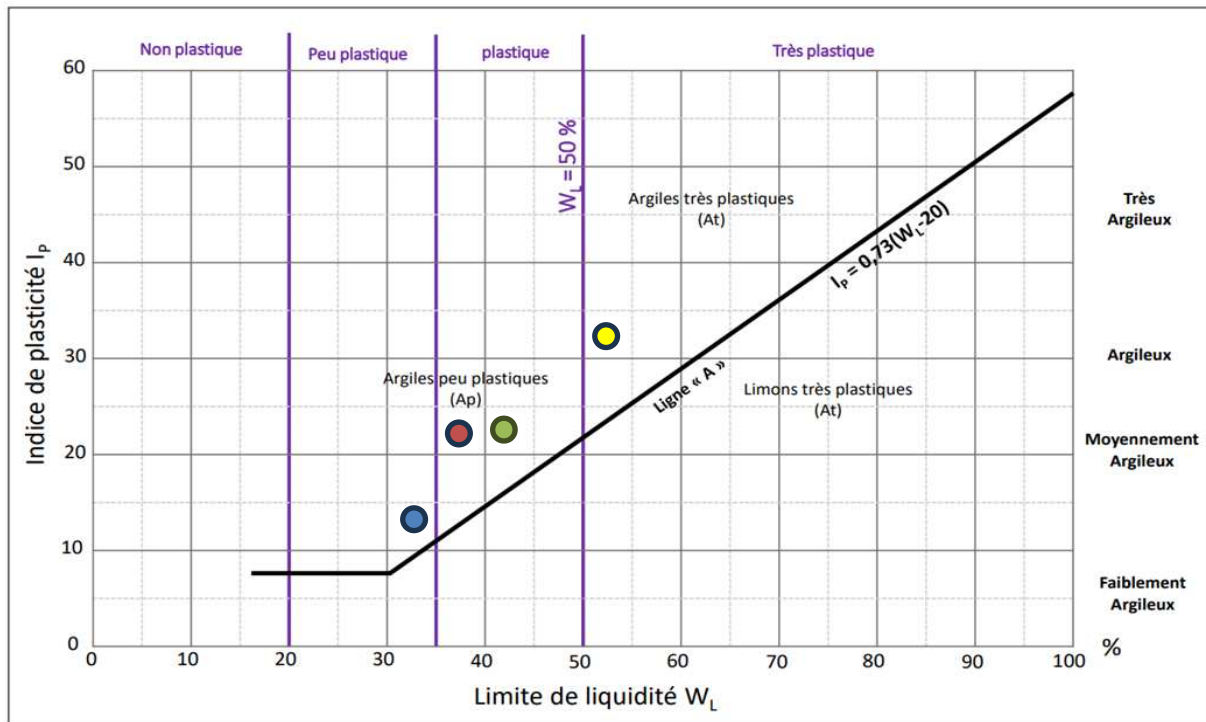
*HCA : Hors Champ D'application : La détermination de la Classe d'agressivité selon NF EN 206-1 en fonction de la concentration en SO_4 — est possible à condition que la concentration minimum en sulfate soit supérieur à 2000 mg/kg de sol séché à 105°C.

Les analyses de sols montrent une agressivité chimique faible vis-à-vis du béton (XA1) pour les échantillons testés. Compte tenu du résultat, il n'y a pas de recommandation particulière pour le choix du ciment en fonction du milieu (cf. Norme FP P18-011).

- Profil hydrique et limites d'Atterberg

Sondages	Profondeur (m/TN)	Stratigraphie	GTR				
			W%	Limite d'Atterberg (étuvage à 50°C)			
				Wp	Wl	Ip	Ic
ST1	0,0 – 0,5	REMBLAIS	19,1	21	33	12	1,16
ST1	0,5 – 1,0	REMBLAIS	12,4	14	36	22	1,07
ST1	1,0 – 1,5	REMBLAIS	13,5	-	-	-	-
ST1	1,5 – 2,0	REMBLAIS	15,1	-	-	-	-
ST1	2,0 – 2,5	REMBLAIS	9,7	-	-	-	-
ST1	2,5 – 3,0	EBOULIS / MARNES DE PANTIN	10,7	-	-	-	-
ST1	3,0 – 3,5	EBOULIS / MARNES DE PANTIN	13,0	-	-	-	-
ST1	3,5 – 4,0	EBOULIS / MARNES DE PANTIN	15,4	-	-	-	-
ST1	4,0 – 4,5	EBOULIS / MARNES DE PANTIN	17,0	-	-	-	-
ST1	4,5 – 5,0	EBOULIS / MARNES DE PANTIN	7,0	-	-	-	-
ST1	5,0 – 5,5	EBOULIS / MARNES DE PANTIN	14,4	-	-	-	-
ST1	5,5 – 6,0	EBOULIS / MARNES DE PANTIN	19,0	-	-	-	-
ST2	0,0 – 0,5	REMBLAIS	10,9	-	-	-	-
ST2	0,5 – 1,0	REMBLAIS	12,8	-	-	-	-
ST2	1,0 – 1,5	REMBLAIS	19,1	20	43	23	1,04
ST2	1,5 – 2,0	REMBLAIS	18,0	-	-	-	-
ST2	2,0 – 2,5	EBOULIS / MARNES DE PANTIN	28,8	-	-	-	-
ST2	2,5 – 3,0	EBOULIS / MARNES DE PANTIN	20,8	-	-	-	-
ST2	3,0 – 3,5	EBOULIS / MARNES DE PANTIN	22,5	-	-	-	-
ST2	3,5 – 4,0	EBOULIS / MARNES DE PANTIN	27,7	-	-	-	-
ST2	4,0 – 4,5	EBOULIS / MARNES DE PANTIN	37,2	-	-	-	-
ST2	4,5 – 5,0	EBOULIS / MARNES DE PANTIN	27,8	-	-	-	-
ST2	5,0 – 5,5	EBOULIS / MARNES DE PANTIN	28,4	19	51	32	0,71
ST2	5,5 – 6,0	EBOULIS / MARNES DE PANTIN	38,4	-	-	-	-

Synthèse des résultats des limites d'Atterberg



Classification des sols fins sur le diagramme de Casagrande

- ST1: 0,0 - 0,5 m
- ST1: 0,5 – 1,0 m
- ST2: 1,0 – 1,5 m
- ST2: 5,0 - 5,5 m

D'après le diagramme de Casagrande de classification des sols fins, les limites d'Atterberg montrent des sols **peu plastiques** en ST1 entre 0,0 - 0,5 m, **plastique** en ST1 et ST2 respectivement à 0,5 - 1,0m et 1,0-1,5 m puis **très plastique** en ST2 entre 5,0-5,5 m.



5. RESULTATS DES INVESTIGATIONS ECR-ENVIRONNEMENT

5.1. Nivellement des sondages

En l'absence des données topographiques précises, les sondages n'ont pas pu être rattachés au système NGF. Les profondeurs sont comptées à partir du niveau du Terrain actuel lors de la reconnaissance.

5.2. Sondages pressiométriques

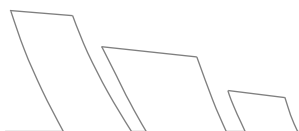
En Octobre 2023, deux sondages pressiométriques, notés **SP2** et **SP3**, ont été réalisés jusqu'à 15 m de profondeur afin de mesurer les caractéristiques mécaniques des terrains. Ils ont comporté un total de 20 essais repartis sur les deux sondages. Les sondages ont été réalisés selon la norme NF EN ISO 22476-4 « Essai au pressiomètre Ménard ». Ils ont été forés à la tarière et au tricône Ø66 mm avec enregistrement des paramètres de foration pour le sondage.

Rappelons que de ces essais sont déterminés :

- La pression limite nette (**PI***) correspondant à la rupture du sol et utilisée dans les calculs de portance,
- Le module pressiométrique (**E_M**) caractérisant la compressibilité du sol et permettant l'estimation des tassements.

La coupe géologique proposée est basée sur les remontées de cuttings de forage et les essais pressiométriques :

- **Remblais** : reconnus jusqu'à 1,5 m (SP3) et 2,5 m (SP2) de profondeur. L'observation des cuttings montrent que la formation est constituée de limons sableux légèrement argileux marron dans le sondage SP2 et beige dans le sondage SP3 avec présence de cailloutis. Les essais pressiométriques et les paramètres de forage montrent une compacité relativement faible dans le SP3 et bonne dans SP2 :
 - ⇒ Pression limite : $0,07 < PI^* < 1,4$ MPa
 - ⇒ Module pressiométrique : $0,70 < E_M < 10,60$ MPa
- **Eboulis et Marnes de Pantin indifférenciés** : reconnus jusqu'à 13 m de profondeur, ces formations seraient constituées de limons argileux marron à verdâtre et de marnes blanchâtres d'après le rapport de SEMOFI. L'observation des cuttings issus de nos forages présentent des remontées de terrain argileux jaune crème dans le SP2, un passage d'argile verte dans le SP3 entre 1,5 et 3 m, puis une remontée de marneuse jaune verdâtre à partir 3,0 m profondeur. Les essais pressiométriques témoignent globalement d'une compacité moyenne avec :
 - ⇒ Pression limite : $0,37 < PI^* < 1,09$ MPa
 - ⇒ Module pressiométrique : $3,5 < E_M < 35,0$ MPa



- **Marnes d'Argenteuil** : reconnues jusqu'à la base des sondages à 15,0 m de profondeur, elles sont présentées comme étant des marnes verdâtres à bleuâtres. Les essais pressiométriques témoignent d'une compacité moyenne à bonne :

⇒ Pression limite : $0,66 < P_l^* < 1,79$ MPa

⇒ Module pressiométrique : $3,90 < E_M < 40,8$ MPa

5.3. Niveau d'eau

Trois piézomètres ont été posés dans le sondage SP1 à SP3 avec les équipements suivants :

- Tube PVC 51/60 lisse de 0 à 2,0 m de profondeur avec bouchon d'argile et cimentation.
- Tube PVC 51/60 crépiné de 2,0 à 15,0 m de profondeur avec massif filtrant en graviers calibrés.

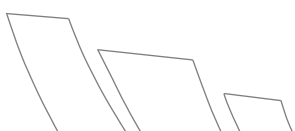
A la fin de notre intervention aucun niveau d'eau n'a été relevé dans nos sondages :

	Le 16/10/2023	Le 17/10/2023	Le 19/10/2023	17/11/2023	20/11/2023
PZ1	-	-	Sec	-	8,30 m/TN
PZ2	-	Sec	-	-	Sec
PZ3	Sec	-	-	-	15,20 m/TN
PZ1-semofi	-	-	-	5,20 m/TN	-
PZ2-semofi	-	-	-	7,20 m/TN	-

Relevé des niveaux d'eau

Ces relevés ne permettent qu'une approche du niveau d'eau, sans possibilité d'apprécier la variation inéluctable des nappes et des circulations qui dépendent des conditions météorologiques et du phénomène des marées. Seule une étude hydrogéologique et un suivi piézométrique permettra de fixer la profondeur réelle de la nappe au droit du projet.

Il n'est pas exclu de rencontrer en phase chantier la présence d'eau superficielle en fond de fouille (infiltrations d'eaux pluviales, écoulements ou rétentions superficielles).



5.4. Fouilles de reconnaissances de fondations

5.4.1. Première campagne

Dix fouilles de reconnaissances des fondations ont été réalisées au cours de notre première intervention dont cinq (RF5, RF6 RF8, RF8bis et RF9) au sous-sol. Les coupes et les photos sont exposées en annexe.

Ces fouilles ont révélé les informations suivantes :

Fouilles	Ouvrage reconnu	Profondeur de la base de la fondation	Débord intérieur	Débord extérieur	Sol d'ancrage
RF1	Semelle/béton grossier très altéré	≈ 1.00 m/TN	Non reconnu	≈0.10	Marne calcaire beige-brun avec présence de racines
RF2	Semelle/béton grossier	≈ 1.10 m/TN	Non reconnu	≈0.25 à 0.70	Sable fin jaunâtre avec présence de radicelles
RF3	Semelle/béton grossier	> 2.20 m/TN (base non reconnue)	Non reconnu	≈0.25	Non reconnu
RF4	Maçonnerie	> 2.00 m/TN (base non reconnue)	Non reconnu	≈0.20	Marne sableuse avec présence de blocs de calcaires et racines
RF5	Massif en béton grossier /poteau(sous-sol)	≈ 0.75 m/SS	≈0.20	Non reconnu	Sable limoneux beige grisâtre avec présence de radicelles
RF6	Maçonnerie (sous-sol)	≈ 1.00 m/SS	Aucun débord	Non reconnu	Argile verte avec cailloutis de calcaire et radicelles
RF7	Maçonnerie	≈ 1.00 m/TN	Non reconnu	Aucun débord	Limon argileux beige grisâtre avec présences de racines
RF8	Maçonnerie (sous-sol)	Présence cuve	Non reconnu	Non reconnu	Non reconnu
RF8 bis	Maçonnerie (sous-sol)	≈ 0,60 m/SS	≈0.20	Non reconnu	Argile verte
RF9	Maçonnerie (sous-sol)	≈ 0,60 m/SS	≈0.20	Non reconnu	Argile verte + eau en fond + radicelles

Synthèse des résultats des reconnaissances des fondations

Nota : La fouille RF8 a été arrêté suite à la découverte d'une fosse de 2,4 m de profondeur dont 1,4 m immergé dans de l'eau d'apparence stagnante.



Photographie fouille RF8

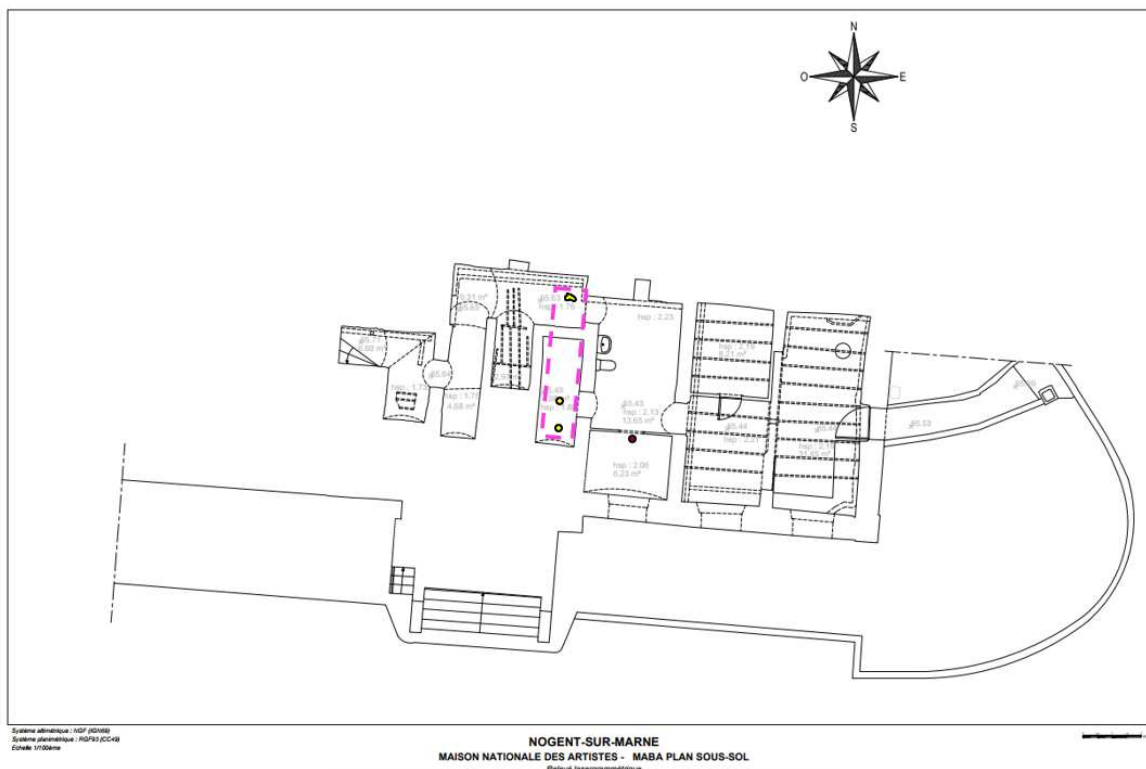
La fosse fait environ 80 cm à 1 m de largeur, 2,40 m de hauteur dont 1,40 m d'eau et environ 4,5 à 5 m de longueur. Le recouvrement au-dessus de l'extrados de la voute est variable de 10 cm au Nord à 40 et 60 cm à l'extrémité Sud. Elle est fermée aux deux extrémités et revêtue d'un mortier de plâtre en voute.

Des petits percements au perforateur ont été réalisés dans le sous-sol et ont permis de vérifier son extension vers la façade arrière du MABA sous la petite pièce voutée sous le hall. Il n'est pas exclu que la fosse puisse se poursuivre au-delà par une série de virages sans que cela n'ait pu être mis en évidence par les percements.

Cet ouvrage pourrait correspondre à une ancienne fosse d'aisance.



Prise de vue de la fosse vers le Sud



Emprise approximative de la fosse sous le sous-sol du MABA

La fouille RF9 a mise en évidence la présence d'eau sous l'arase inférieure de la fondation ainsi que des racines.



Photographie fouille RF9

5.4.2. Deuxième campagne

Cinq reconnaissances des fondations supplémentaires ont été réalisées en mars 2024 dont quatre (RF10, RF11, RF12, RF13) au sous-sol et un dernier (RF14) depuis l'extérieur au droit de la façade Sud de la MABA. Les coupes et les photos sont exposées en annexe.

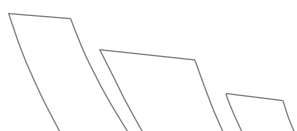
Ces fouilles ont révélé les informations suivantes :

Fouilles	Ouvrage reconnu	Profondeur de la base de la fondation	Débord intérieur	Débord extérieur	Sol d'ancrage
RF10	Maçonnerie (SS)	≈ 0,60 m/SS	Aucun débord	Non reconnu	Argile verte
RF11	Maçonnerie (SS)	≈ 1.05 m/SS	≈0.10	Non reconnu	Argile sableuse + eau en fond + racines
RF12	Maçonnerie (SS)	≈ 1.15 m/SS	Aucun débord	Non reconnu	Argile sableuse + eau en fond
RF13	Maçonnerie (SS)	≈ 0,20 m/SS	Aucun débord	Non reconnu	Marne et caillasse
RF14	Maçonnerie (extérieur)	≈ 1.40 m/TN	Non reconnu	Aucun débord	Argile verte

Synthèse des résultats des reconnaissances des fondations

Nota : les reconnaissances des fondations ont mis en évidence le fait que le bâtiment repose majoritairement, au droit de nos investigations, sur de la maçonnerie correspondant au prolongement de ses murs en profondeur.

Les fouilles ont également en évidence l'existence des débords sur quelques fondations.



5.5. Sondages au pénétromètre

Sept essais au pénétromètre dynamique léger (PDL) nommés PD1 à PD7, ont été réalisés à partir du fond de fouille des reconnaissances de fondation. Ils ont permis de vérifier la compacité des terrains superficiels et d'identifier les variations d'épaisseur.

Les essais ont été réalisés conformément à la norme NF EN ISO 22476-2 avec un appareillage de type «PM10 ». Ils ont consisté à mesurer le nombre de coups de mouton nécessaire pour enfoncer une pointe aux dimensions normalisées, dans le sol. Les résultats exprimés tous les 10 cm en N10 (nombre de coups) ou en Qd (résistance dynamique) traduisent la résistance relative du sol et ont permis de définir des horizons de compacité différentes.

Les sept sondages ont été menés en comptant à partir du fond de fouille, jusqu'au refus. Les résultats sont présentés dans le tableau ci-dessous :

Sondages	Ouvrages	Plastique ou molle	Qd moy (MPa)	Moyennement compact	Qd moy (MPa)	Compact	Qd moy (MPa)
PD1	Fond de fouille FR1	-	-	-	-	1,3 à 1,5 m	13,0
PD2	Fond de fouille FR2	-	-	-	-	1,4 à 1,5 m	14,0
PD3	Fond de fouille FR3	1,3 à 2,3 m	1,8	-	-	2,3 à 2,6 m	9,0
PD4	Fond de fouille FR4	-	-	-	-	1,3 à 1,7 m	11,0
PD5	Fond de fouille FR5	1,0 à 1,3 m	1,9	1,4 à 4,0 m	4,5	4,0 à 4,1 m	8,5
PD6	Fond de fouille FR6	-	-	1,3 à 2,3 m	5,0	-	-
PD7	Fond de fouille FR7	1,3 à 1,4 m	2,0	1,4 à 1,6 m	4,0	1,7 à 2,0 m	12,0

Synthèse des résultats des essais pénétrométriques

Les résultats sont interprétés comme suit dans le cas des sols fins :

- Plastique ou molle : $Qd < 2 \text{ MPa}$
- Moyennement compact : $2 \text{ MPa} < Qd < 5 \text{ MPa}$
- Compact : $Qd > 5 \text{ MPa}$



5.6. Résultats des essais en laboratoire

Les sondages in situ ont été complétés par des essais en laboratoire sur les différents échantillons prélevés dans les fouilles de reconnaissances de fondations.

	Echantillon 1	Echantillon 2	Echantillon 4	Echantillon 5	Echantillon 6	Echantillon 7
Sondage	Fouille RF1	Fouille RF2	Fouille RF4	Fouille RF5	Fouille RF6	Fouille RF7
Profondeur (m/TN)	1,00	1,30	1,30	0,60	1,10	1,00
Faciès (description du laboratoire)	Marne calcaire beige-brun	Sable moyen jaune	Marne sableuse brun-jaune	Sable limoneux beige-brun	Marne sableuse brun-vert	Limon sableux à calcaire brun-marron
Teneur en eau naturelle (%)	15,2	5,7	17,4	16,2	25,3	13,1
VBS						
Valeur au bleu	0,82	0,70	-	2,09	-	-
Limite d'Atterberg						
Limite de liquidité (WL)	-	-	29	-	65	38
Limite de plasticité (Wp)	-	-	18	-	24	20
Indice de plasticité (Ip)	-	-	11	-	41	18
Indice de consistance (Ic)	-	-	1,05	-	0,97	1,40

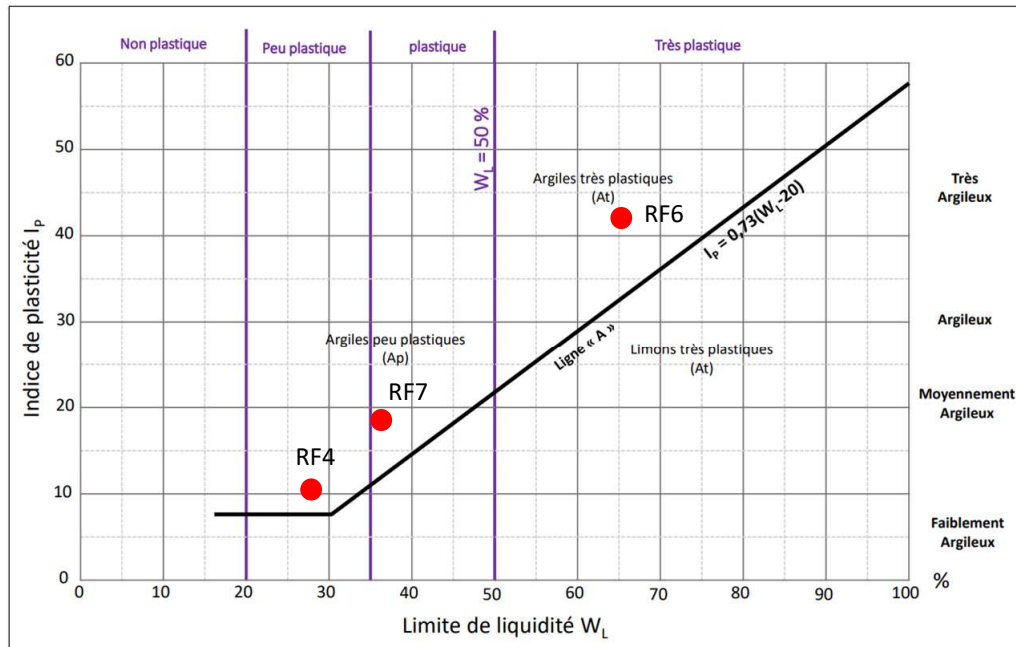
Synthèse des résultats des analyses en laboratoire

D'après la classification proposée par Bigot et Zerhouni (voir tableau ci-dessous), les échantillons 1 et 2 analysés témoignent d'une susceptibilité faible au gonflement tandis que l'échantillon 5 témoigne d'une susceptibilité moyenne.

Paramètres d'identification			Susceptibilité de variation de volume de sol
Indice de Plasticité I_p (%)	Pourcentage de passant au tamis de 80 μ m (%)	Valeur de Bleu Vbs (g/100g de sol)	
> 30	> 90	> 6	Forte
$15 < I_p < 30$	> 40	$2 < Vbs < 6$	Moyenne
< 15	> 50	< 2	Faible

Argilosité des sols en fonction de la VBS

De même, selon le diagramme de Casagrande (ci-dessous), les échantillons testés sont répertoriés **peu plastique** pour l'échantillon 4, **plastique** pour l'échantillon 7 puis **très plastique** pour l'échantillon 6.



Classification des sols fins sur le diagramme de Casagrande

6. SYNTHÈSE GÉOTECHNIQUE

6.1. Succession géologique

La reconnaissance géotechnique réalisée au 14-16 rue Charles VII à NOGENT-SUR-MARNE (94) en Octobre 2023 et avril 2024 a permis d'établir la succession géologique suivante à partir du niveau TN :

- **Formation 1 : Remblais**

Nature : limons sableux légèrement argileux marron et beige avec présence de cailloutis.

Profondeur : jusqu'à 2,5 m de profondeur environ.

Compacité : faible dans SP3 et bonne dans le SP2.

- **Formation 2 : Eboulis et Marnes de Pantin indifférenciés**

Nature : limon argileux marron à verdâtre, argile verte et marnes blanchâtres.

Profondeur : jusqu'à 13,0 m de profondeur environ.

Compacité : globalement moyenne.

- **Formation 3 : Marnes d'Argenteuil**

Nature : marnes verdâtres à bleuâtres.

Profondeur : jusqu'à 15 m de profondeur minimum.

Compacité : moyenne à bonne.

A noter que les limites des formations géologiques peuvent varier sur l'emprise du projet et plus particulièrement dans le cas présent où des écarts non négligeables sont constatés avec la carte géologique et entre les différents sondages réalisés dans le secteur. Il conviendra donc de retenir les hypothèses les plus restrictives dans le choix des épaisseurs de couches suivant les modes de fondations envisagés.

6.2. Hydrogéologie

Des niveaux d'eau ont été mesurés entre 5,20 et 8,30 m de profondeur le 17 et 20 Novembre dans les piézomètres installés au cours de nos interventions et ceux réalisés par SEMOFI.

De plus au cours des reconnaissances de fondations au sous-sol, une présence d'eau a été constatée dans la fouille RF8 bis proche de la fouille RF8 où a été découverte une fosse remplie d'eau. La présence d'eau a également été constatée dans les fouilles RF8 bis, RF11 et RF12.



6.3. Evaluation des aléas géotechniques identifiés

Les aléas géotechniques identifiés au droit du projet sont présentés ci-dessous :

⇒ **Alea Inondation /Remontée de nappe**

Le projet est situé hors d'une zone potentiellement sujette aux inondations par débordement d'un cours d'eau ou remontée de nappe. Cependant compte tenu de la topographie du site, il pourrait être soumis aux inondations et coulées de boue par ruissellement dans le secteur urbain.

Les niveaux d'eau constatés lors de nos reconnaissances sont peu profonds contrairement au niveau de la nappe attendue sur le site du projet soit environ 29 m/TN. Les travaux pourront donc être affecté par la présence d'eau peu profonde.

⇒ **Retrait Gonflement Des Argiles**

D'après la cartographie du BRGM (voir extrait ci-dessous), le site est localisé en **zone d'exposition forte** vis-à-vis du retrait et gonflement des argiles. Les remontées de cuttings dans les forages indiquent la présence de formation argileuse et marneuse jusqu'à 13 m de profondeur sensibles aux phénomènes de retrait-gonflement. De plus les essais de laboratoire réalisés sur ces sols les confèrent un caractère plastique, donc sensible aux variations de teneur en eau.

6.4. Fondations existantes

Les fouilles de reconnaissance ont mis en évidence la présence de soubassements qui prolonge les murs en maçonnerie avec de très faibles débords voire pas du tout. Ces fondations peuvent être assimilés à des fondations superficielle de type de semelle filante. Seul le poteau métallique dans la remise en sous-sol est fondé sur une semelle isolée.

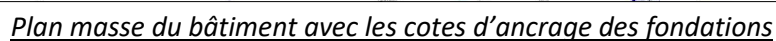
Les façades du bâtiment MABA sont fondées sur des soubassements en maçonneries ancrés vers la cote 64,3 à 64,6 NGF avec un débord compris entre 0 et 0,20 m. La largeur des fondations égale celle des murs de l'ordre de 0,80 à 1,0 m.

Les refends eux semblent fondés moins profondément avec des soubassements qui se poursuivent jusque vers 65,0 à 65,30 NGF soit environ 0,70 m de moins que les façades. Leur largeur est aussi moins importante que les façades avec des épaisseurs de mur de l'ordre de 0,50 m.

Le refend R2 semble correspondre avec le piédroit de la fosse de 2,40 m de profondeur. L'assise de ce mur pourrait donc se poursuivre plus profondément que les autres refends.

Les vues en plan de la page suivante présentent les cotes altimétriques de l'arase inférieure des fondations reconnues.





6.5. Capacité portante des fondations existantes

Les reconnaissances de fondations ont mis en évidence des terrains d'assise majoritairement en place constitués d'argile verte et d'argile sableuse (Eboulis et Marnes de Pantin indifférenciés).

Les contraintes admissibles calculées selon l'Eurocode 7 et la norme NF P 94-261 relative aux fondations superficielles, pour une charge verticale et centrée sont les suivantes :

- $q_{ELS} = 0,3 \text{ MPa (3 bars)}$
- $q_{ELU} = 0,5 \text{ MPa (5 bars)}$

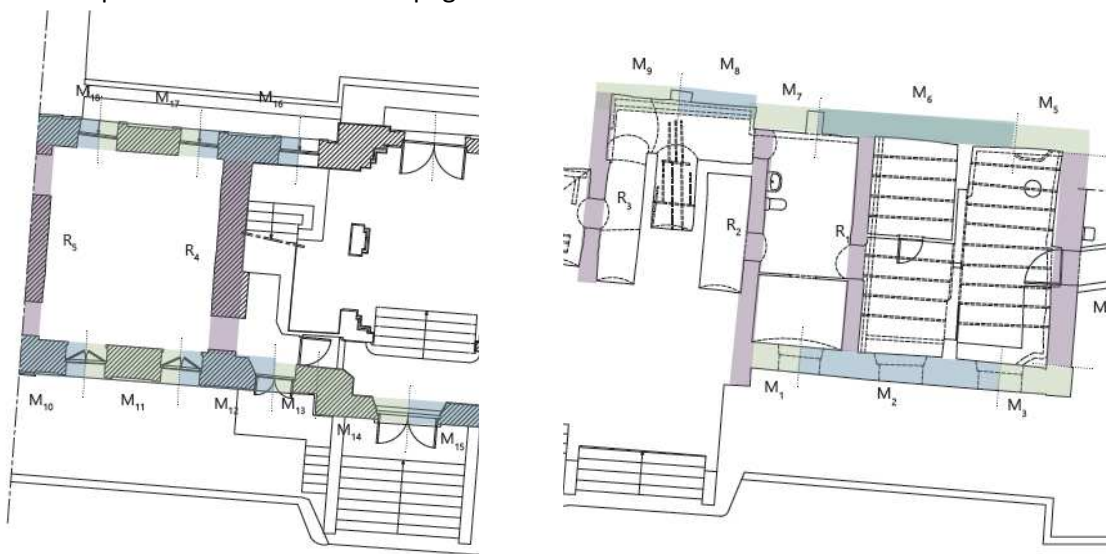
La fouille F13 a mis en évidence un ancrage local des refends R2 et R4 dans des remblais sablo-marneux à cailloutis (R2 et R4). Ces terrains sont remaniés et moins compacts que les sols en place et admettent donc une contrainte plus faible.

Les contraintes admissibles à considérer pour une charge verticale et centrée et un ancrage dans les remblais sont les suivantes :

- $q_{ELS} = 0,10 \text{ MPa (1,0 bar)}$
- $q_{ELU} = 0,15 \text{ MPa (1,5 bar)}$

La vérification de la capacité portante des fondations existantes du bâtiment MABA a été effectuée avec les descentes de charges transmises par l'entreprise ERGON en date du 08 avril 2024 selon les règles de calcul de l'Eurocode 7 et la norme NF P 94 261 relative aux fondations superficielles.

Les résultats sont présentés dans le tableau page suivante.



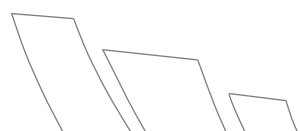
Rappel des numéros appuis au RDC et au SS-1

Appui N°	G (KN/ml)	Q (KN/ml)	Épaisseur du mur (m)	Charge ELSCARA (KN/ml)	Charge ELUFOND (KN/ml)	Résistance Rv,d		Vérification Vd < Rvd+R0		Renversement 1-2°/B
						Els	Elu	ELSCARA	ELU	
M1	209	5	0,9	214	289,65	267,0	438,6	ok	ok	1
M2	187	33	0,9	220	301,95	267,2	438,9	ok	ok	1
M3	144	4	0,9	148	200,4	267,2	438,9	ok	ok	1
M4	158	22	0,83	180	246,3	245,1	402,7	ok	ok	1
M5	164	5	0,84	169	228,9	249,1	409,2	ok	ok	1
M6	169	34	0,84	203	279,15	249,1	409,2	ok	ok	1
M7	222,15	21,1	0,84	243,25	331,5525	248,9	408,9	ok	ok	1
M8	188	1,1	0,64	189,1	255,45	168,6	277,1	ok	ok	1
M9	176	5,1	0,64	181,1	245,25	169,1	277,8	ok	ok	1
R1	107	35	0,53	142	196,95	163,9	269,3	ok	ok	1
R2	206	8	0,56	214	290,1	153,0	251,4	Non vérifié	Non vérifié	0,23
R3	142	17,5	0,5	159,5	217,95	147,6	242,5	Non vérifié	ok	0,62
M10	158	5	0,79	163	220,8	253,5	416,4	ok	ok	1
M11	152	32	0,79	184	253,2	253,5	416,4	ok	ok	1
M12	158	13	0,79	171	232,8	253,5	416,4	ok	ok	1
M13	172	14	0,79	186	253,2	253,5	416,4	ok	ok	1
M14	154	25	0,73	179	245,4	236,8	389,1	ok	ok	1
M15	181	5	0,7	186	251,85	230,4	378,5	ok	ok	1
M16	144	19	0,75	163	222,9	236,9	389,2	ok	ok	1
M17	129	32	0,75	161	222,15	236,9	389,2	ok	ok	1
M18	156	5	0,75	161	218,1	236,9	389,2	ok	ok	1
R4	178	33	0,79	211	289,8	245,0	402,4	ok	ok	1
R5	171	39	0,79	210	289,35	248,4	408,1	ok	ok	1

Ces calculs mettent en évidence que la majorité des fondations peuvent théoriquement reprendre les charges verticales du bâtiment en restant sous la contrainte admissible du sol.

En revanche, d'après les calculs, cette contrainte serait dépassée à l'ELS pour les murs de refends R2 et R3 en ne considérant que les charges verticales.

Les efforts de poussée des voutes entraînent aussi un excentrement excessif sous la fondation des refends R1 et R2 qui peut entraîner un défaut de portance et un renversement de l'appui. La présence du vide de la fosse d'un coté du refend R2 ne participe pas à sa stabilisation comme un encastrement en pleine terre l'aurait fait.



Néanmoins pour les murs M8 et M9, les calculs ont été réalisés avec des épaisseur de fondation de 0,58 m en l'absence de donnée précise. Cette épaisseur semble faible et peu vraisemblable comparé aux autres façades. En envisageant une épaisseur de 0,7 m (épaisseur minimale des murs des façades), la capacité portante de ces deux fondations serait alors vérifiée pour les états limites de service (ELS) et les états limites ultimes (ELU).

Notons que les calculs effectués ci-haut reposent sur l'hypothèse d'une charge verticale et centrée. Un excentrement des charges aurait pour effet d'accentuer la contrainte au sol et de réduire la capacité portante des fondations. **Compte tenu des efforts latéraux de la voute sur le mur R2 évoquée par ERGON, un excentrement de la charge verticale sur sa fondation est probable et accentuerait le défaut de portance déjà mis en évidence avec une charge centrée.**

6.6. Origines des désordres

6.6.1. Bâtiment MABA

L'analyse des reconnaissances géotechniques a permis de montrer que le bâtiment MABA était fondé superficiellement dans les terrains en place et compacts (Éboulis et marnes de Pantin). Il ressort que les murs de refend sont fondés moins profondément que les façades (environ 70 cm) et avec des largeurs de mur plus petites.

Les terrains d'assise du bâtiment sont principalement argileux et marneux et sont sensibles aux variations hydriques. Des eaux souterraines ont été mises en évidence dans les sols et peuvent correspondre à des écoulements souterrains naturels mais aussi à des eaux canalisées comme le montre la présence d'un bassin enterré au sous-sol. Les terrains d'assise pourraient donc avoir été altérés localement en présence d'eau même si cela n'a pas été mis en évidence par les sondages pressiométriques.

L'assise des façades est encastree à environ 1,4 m de profondeur minimum par rapport au niveau du sol extérieur ce qui les protège au moins en partie du phénomène de dessiccation l'exception peut-être du pignon Est, qui est localement moins enterré.

Le diagnostic ERGON évoque des **poussées latérales** au niveau d'une voute du plancher haut du sous-sol qui pourraient engendrer des efforts horizontaux dans les murs de refend. Les fondations de ces murs étant relativement étroites et peu encastrees, leur capacité à reprendre des efforts latéraux est faible et pourrait donner lieu à un **excentrement de charge** important en pied et à un dépassement local de la capacité portante du sol.

En plus des problèmes structurels évoqués par ERGON, le basculement du noyau du bâtiment MABA décrit par le bureau d'étude pourrait avoir été initié ou amplifié par des mouvements des fondations des refends dû à une mauvaise répartition des charges et à des fondations inadaptées. Des circulations d'eaux souterraines dans les sols d'assise argileux ont pu aussi amplifier ce phénomène par dégradation localisée de la portance.

Le **phénomène de retrait gonflement** des sols d'assise reconnus argileux et plastique pourrait aussi avoir joué un rôle amplificateur des mouvements de sol et des fondations en concomitance avec les écoulements d'eaux souterraines. Des petites racines et radicules ont été mises en évidence dans plusieurs fouilles à l'intérieur du sous-sol et pourraient avoir entrainer des variations de la teneur hydrique des sols sous les fondations.



6.6.2. Mur de clôture

Le mur de clôture Nord est fondé dans des remblais compacts et peu à moyennement sensibles au phénomène de retrait gonflement. De nombreuses racines ont été mises en évidence sous ses fondations et même dans la maçonnerie qui les constitue. Rappelons que la présence des racines au pied des fondations est source potentielle de désordres. Elles peuvent aussi entraîner une accélération de la dessication du sol même peu argileux et une dégradation mécanique des maçonneries faiblement liées qui sont probablement à l'origine des désordres constatés sur le mur de clôture Nord.

6.6.3. Mur d'angle du bâtiment accueil

L'assise fondations du bâtiment accueil n'ont pas pu être reconnues. Elles se poursuivent au-delà de 2 m de profondeur et sont probablement ancrées dans la formation des Éboulis / marnes supragypseuses.

Par ailleurs, de très nombreuses racines ont été mises en évidence dans la fouille réalisée au pied de l'angle. Elles sont certainement liées à la présence de gros arbres et de la haie de thuya à seulement 2-3 mètres du bâtiment.

Leurs racines ont pu provoquer une dégradation des maçonneries et également entraîner un phénomène de retrait des sols argileux à une profondeur importante. Néanmoins, en l'absence d'observation directe d'une dégradation de l'assise de ce mur, il est possible que les fissures qui l'affectent aient une origine structurelle et non géotechnique.

On notera également des traces d'humidité importantes en pied du mur pignon qui pourrait être à l'origine d'une dégradation de la maçonnerie de l'ouvrage visible sur la première assise.



Assise du pignon du bâtiment accueil



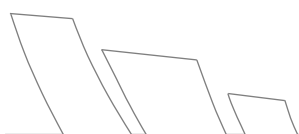
7. CONFORTEMENT GEOTECHNIQUE DES OUVRAGES ET AMENAGEMENT DES ABORDS

7.1. Solutions de confortement retenues

D'après le diagnostic ERGON, des mesures confortatives sont à engager au niveau de la structure du bâtiment MABA. Ces travaux devront permettre de rigidifier la structure du bâtiment et contreventer les éléments qui tendent à basculer de façon à ramener des charges les plus verticales possible et à les répartir le plus uniformément possible sur les fondations.

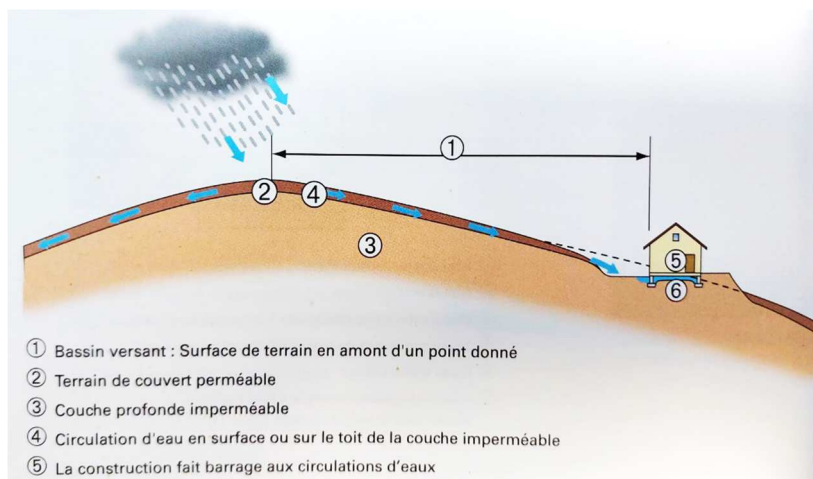
Dans les conditions décrites au chapitre précédent, des mesures confortatives seront également à prévoir au niveau des sols et des fondations des bâtiments :

- Les écoulements d'eaux souterraines qui ont lieu au-dessus des formations argileuses devront être captées en amont des constructions et rejetées si possible au milieu naturel dans le parc en aval du bâtiment MABA ;
- Les constructions devront être protégées de l'action des racines des arbres, arbustes et des haies soit par un abatage des individus nuisibles à la construction soit par la mise en place d'écrans anti-racines et par un approfondissement de certaines fondations ;
- Les fondations du bâtiment MABA devront être rigidifiées et rendues plus homogènes par une reprise en sous-œuvre de ses refends et ses façades au moins dans l'Aile Est et le noyau du Hall. Les nouvelles fondations seront conçues et dimensionnées pour reprendre les charges verticales en tenant compte du contreventement. Elles devront également permettre de reprendre les efforts horizontaux amenées par la poussée des voutes au sous-sol qui créés un excentrement.
- Les fondations des murs de clôture et le portail en demi-lune du bâtiment MABA rue Charles VII devront être rigidifiées par une structure en béton armé pour leur redonner une assise stable et au comportement monolithique. Les murs d'enceinte du parc ne sont pas traités dans ce rapport. Compte tenu du contexte géotechnique mis en évidence, leurs fondations sont probablement soumises localement en plus à des phénomènes de retrait gonflement des sols argileux si leurs fondations n'ont pas été approfondies suffisamment et s'ils sont voisins de végétation dense.
- En l'absence d'élément démontrant l'origine géotechnique des désordres affectant le bâtiment accueil, le renforcement de cette partie de l'ouvrage se dirigera en priorité sur le traitement de l'humidité et le renforcement de sa structure en maçonnerie. Ces travaux devront faire l'objet d'une étude d'ordre structurelle.



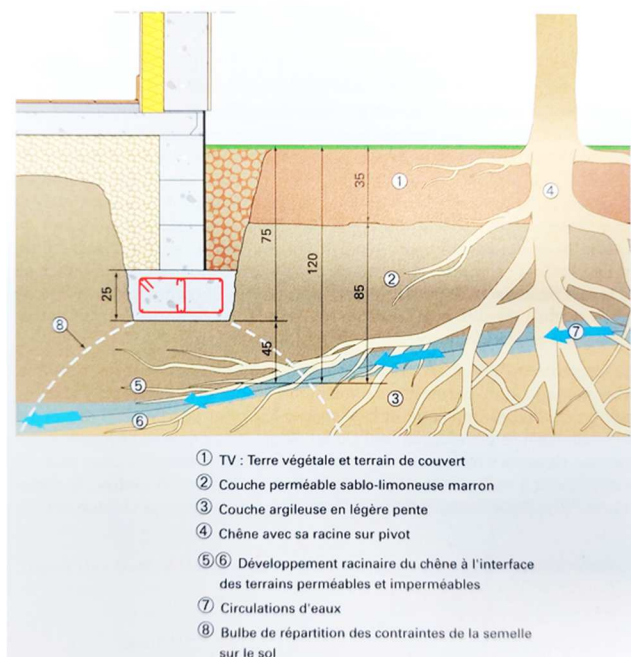
7.2. Dispositions vis-à-vis des eaux souterraines

Pour rappel, le terrain se place en contexte de versant et semble soumis à des circulations d'eaux de versant qui coulent à la surface des sols argileux très peu perméables qui viennent buter contre les constructions enterrées comme l'illustre la figure ci-dessous.



Écoulements de versant sur couche imperméable – source Pathologie des fondations superficielles CSTB

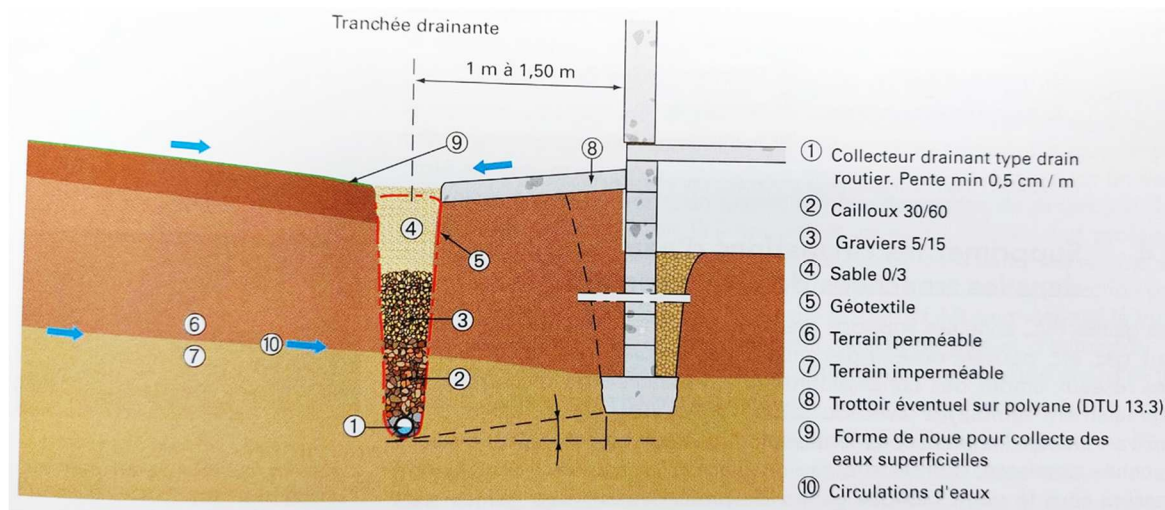
La présence d'eau dans les sols argileux entraîne des pertes de portance localisées et amplifie le développement des réseaux racinaires à proximité et sous les fondations dans le sens des écoulements.



Développement des racines et écoulements souterrains – source Pathologie des fondations superficielles CSTB

Ces eaux devront donc être captées à l'amont des constructions puis rejetées soit au réseau soit idéalement au milieu naturel si cela ne consiste pas un risque vis-à-vis d'autres constructions en aval.

Les eaux pourront être captées par une **tranchée drainante disposée à 3 m de profondeur**. Elle sera composée d'un drain semi crépiné dans un massif filtrant en graviers calibrés protégé par un géotextile filtrant (voir coupe schématique ci-dessous).



Coupe schématique d'une tranchée drainante aux abords d'une construction

La tranchée devra être implantée de manière à drainer les eaux dans la cour amont du bâtiment MABA. Les eaux pourront être rejetées par un système d'épandage dans le parc en aval du bâtiment.

La conception du drain devra prendre en compte le risque d'invasion du collecteur par les racines qui seront attirés par la concentration d'eau et d'humidité. L'ouvrage devra donc pouvoir être inspecté et devra donc disposer de regards réguliers et à chaque changement de direction.



7.3. Dispositions vis-à-vis des eaux de ruissellements

Les eaux de ruissellements devront également être maîtrisées afin d'éviter qu'elles ne s'infiltrent près des fondations et des terrains d'assise argileux. Certains abords des bâtiments sont déjà équipés d'aménagements de protection vis-à-vis des eaux de ruissellements. Ils devront être maintenus à condition qu'ils soient bien fonctionnels, qu'ils soient protégés de l'action des racines et qu'ils ne comportent pas de fuite au niveau du conduit et au niveau du revêtement de surface (béton, pavés jointoyés...).



Equipement de drainage devant le bâtiment accueil

Les abords du bâtiment devront tous disposés d'un dispositif permettant d'éviter l'infiltration directe des eaux de ruissellements le long des soubassements. Il pourra être composé d'un trottoir étanche (béton, pavés) avec forme de pente et évacuation par une canalisation étanche et protégée des invasions de racines.

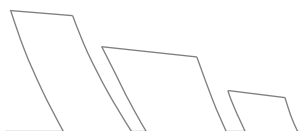
Les eaux seront évacuées au réseau ou au milieu naturel de préférence à la condition que cela n'ait pas d'impact sur les constructions existantes.

7.4. Dispositions vis-à-vis de la végétation

La présence de nombreuses racines le long des fondations jusque dans le sous-sol du bâtiment MABA à près de 4 m de profondeur par rapport au niveau de la cour, montre que les végétaux du site ont eu un développement particulièrement intense et exceptionnellement profond.

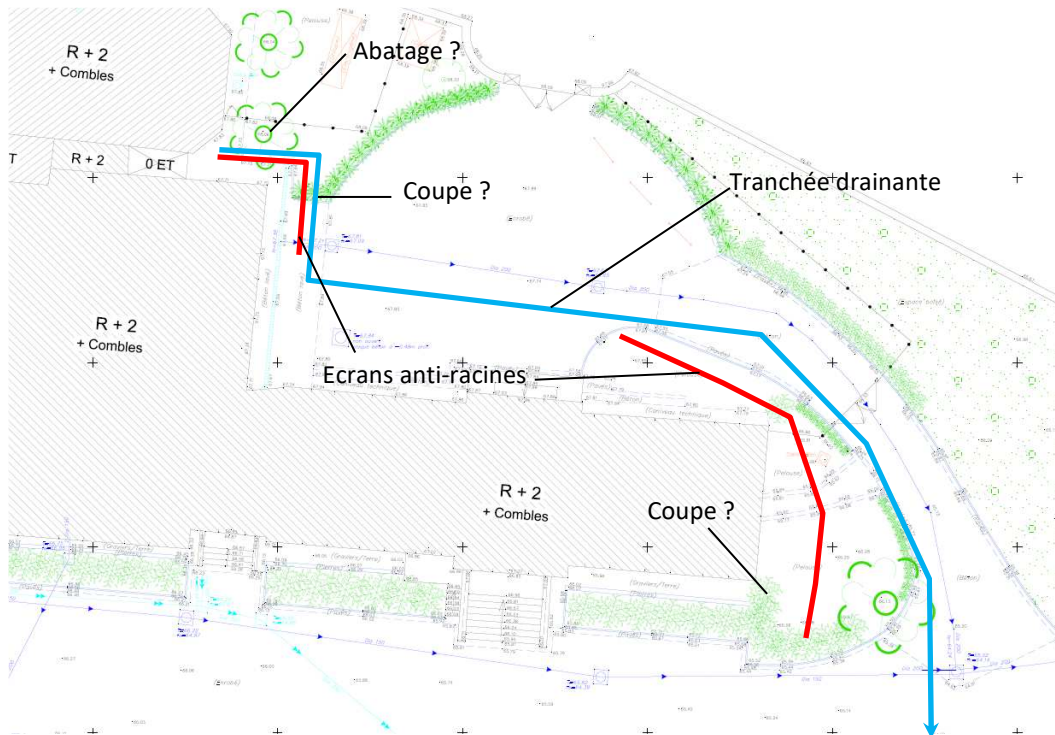
Une action doit être entreprise afin de stopper le développement des racines près des fondations. On pourra prévoir la coupe des arbres et arbustes situés à une distance de moins de 1,5 fois leur hauteur. Cette solution reste néanmoins sévère d'un point de vue écologique et esthétique. On pourra alors sélectionner seulement les individus qui présentent le plus de risque notamment près de l'angle de l'accueil et près du pignon du bâtiment MABA.

On mettra également en place des écrans anti-racines à 3 m de profondeur minimum. Ils pourront être constitués soit de gros béton soit d'un film polyester et d'un géosynthétique.



Les écrans seront disposés entre la construction à protéger et l'individu ou le groupe d'individus d'arbres.

Etant donné la configuration des lieux, nous proposons les aménagements suivants :



Proposition d'aménagement de protection du MABA vis-à-vis des végétaux

A long terme, un élagage régulier des végétaux devra être programmé afin de réguler leur hauteur et leur système racinaire. Cette recommandation est également valable pour le mur de clôture.

7.5. Reprises en sous-œuvre du bâtiment MABA

7.5.1. Principes et hypothèses géotechniques

D'après le contexte géotechnique reconnu, des renforcements de fondations devront compléter les aménagements hydrauliques aux abords du bâtiment présentés précédemment.

Les calculs et l'analyse des déformations ont mis en évidence des fondations dont la largeur et la profondeur sont inadéquates aux charges qu'elles reprennent actuellement notamment au niveau des refends.

Les façades du bâtiment MABA ont pu elles aussi être soumises à des mouvements par leur liaison avec les refends et par mouvement des terrains d'assise soumis aux écoulements et à l'action de racines profondes.

Par soucis d'homogénéité de la structure, la reprise en sous-œuvre des fondations concernera donc les façades et les refends du bâtiment MABA au moins dans toute sa partie accessible c'est-à-dire l'aile Est et le noyau central du Hall.

Ces fondations devront être renforcées par la création en sous-œuvre de nouvelles **semelles filantes en béton armé rigides** et dimensionnées pour reprendre les charges actuelles sans dépasser la contrainte admissible du sol et en tenant compte d'éventuels excentrement de charges.

Les nouvelles fondations devront respecter les conditions d'ancrage et d'encastrement suivantes :

- Ancrage d'au moins 30 cm dans la couche des Éboulis / marnes supragypseuses en place et compacts reconnus à des profondeurs variables entre 0 et 1,1 m à partir du sous-sol.
- Ancrage au moins à la même cote que les fondations des façades ;
- Encastrement de 2,0 m minimum par rapport au niveau du sol extérieur

Leur dimensionnement s'effectuera selon la norme NF-P 94-261 selon les contraintes admissibles suivantes pour une charge verticale et centrée :

- $q_{ELS} = 0,3 \text{ MPa (3 bars)}$
- $q_{ELU} = 0,5 \text{ MPa (5 bars)}$

Dans le cas où la charge serait excentrée ou inclinée, la géométrie de la fondation devra être vérifiée et sa résistance sera diminuée conformément à la norme NF P 94-261.

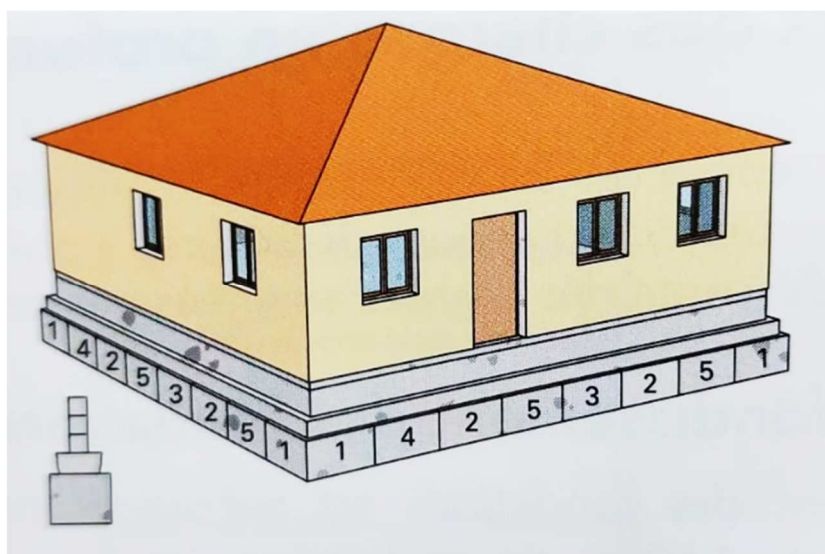
La largeur des fondations sera d'au moins 0,70 m quelle que soit la charge à reprendre.

Les fonds de fouilles devront être contrôlés par un géotechnicien afin de vérifier que l'on atteint bien partout les terrains d'assise en place et compacts. Toute poche de terrain jugée douteuse (argile décomprimée compressible, remblais, matériaux anthropiques...) devra être purgée et remplacée par du gros béton.



7.5.2. Principes d'exécution

Les nouvelles semelles filantes en béton armé seront réalisées en sous œuvre des fondations actuelles en maçonnerie par plots continus coulés par phases alternées dites « touches de piano » dont le principe est illustré ci-dessous.



Principe de plots continus

Les longueurs des plots n'excéderont pas 2,0 m et devront être réévaluées en fonction de l'état et de la tenue des maçonneries.

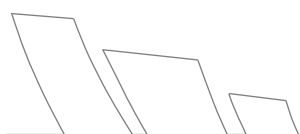
Les fouilles dépassant 1,30 m de profondeur devront être blindées afin de limiter le risque d'éboulement.

Des venues d'eau sont possible en fond de fouille et devront être immédiatement recueillies et évacuées par une pompe d'épuisement afin d'éviter l'altération du fond de fouille argileux et sensible à l'eau.

On veillera à garantir un bon contact entre la base de l'ancienne fondation et la nouvelle en purgeant les éventuels moellons et le liant altéré et en réalisant un matage de la RSO soit au moyen d'un mortier sec rentré en force soit par un coulage du béton à refus à l'aide d'un coffrage débordant.

La partie supérieure de la RSO devra avoir une largeur au moins égale à celle de la fondation actuelle et pourra s'élargir par un débord en béton armé à la base.

Les fouilles seront remblayées avec les terres du site par couche de 20 cm d'épaisseur maximum et soigneusement compactées. Une attention particulière doit être donnée à ce prescription afin d'éviter de créer des zones préférentielles de stagnation d'eau.



7.6.

7.6. Reprise en sous-œuvre du mur de clôture

7.6.1. Principes et hypothèses géotechniques

Les zones où les murs de clôture présente des désordres pourront être renforcées par une longrine et semelle en béton armé rigides.

Les nouvelles fondations devront respecter les conditions d'ancrage et d'encastrement suivantes :

- Ancrage d'au moins 30 cm dans les remblais compacts ou dans les éboulis / marnes supragypseuses compacts
- Encastrement de 1,2 m minimum par rapport au niveau du sol extérieur

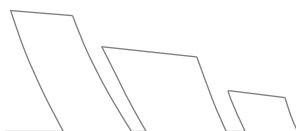
Leur dimensionnement s'effectuera selon la norme NF-P 94-261 selon les contraintes admissibles suivantes pour une charge verticale et centrée :

- $q_{ELS} = 0,2 \text{ MPa (2 bars)}$
- $q_{ELU} = 0,3 \text{ MPa (3 bars)}$

Dans le cas où la charge serait excentrée ou inclinée, la géométrie de la fondation devra être vérifiée et sa résistance sera diminuée conformément à la norme NF P 94-261.

La largeur des fondations sera au moins égale aux fondations existantes et 0,80 m au minimum.

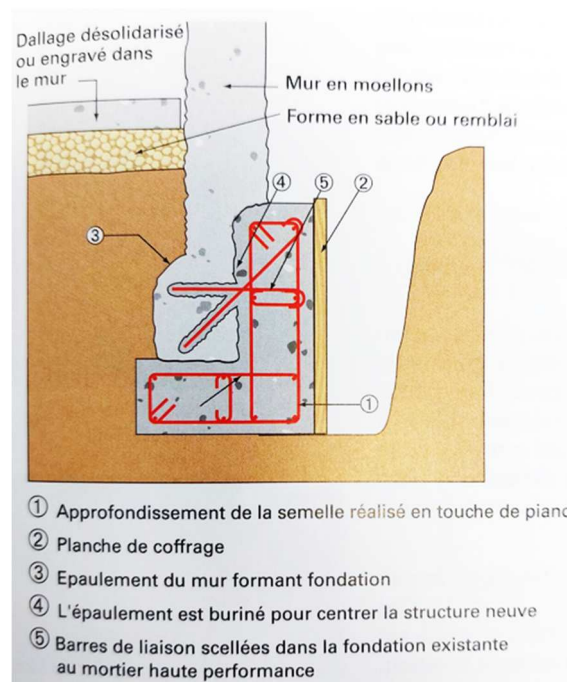
Les fonds de fouilles devront être contrôlés par un géotechnicien afin de vérifier que l'on atteint bien partout les terrains d'assise en place et compacts. Toute poche de terrain jugée douteuse (argile décomprimée compressible, remblais, matériaux anthropiques...) devra être purgée et remplacée par du gros béton.



7.6.2.Principes d'exécution

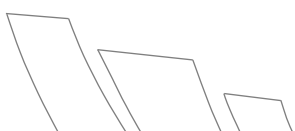
La semelle filante en béton armé sera réalisée en sous œuvre des fondations actuelles en maçonnerie par plots continus coulés par phases alternées dites « touches de piano ». Les longrines pourront être réalisées en contre œuvre en une phase. Elles seront liaisonnées à la maçonnerie par des barres scellées au coulis de ciment.

Les éventuelles zones où la maçonnerie serait trop désolidarisée seront soit purgées et remplacées par du béton soit elles seront reconstituées avant leur reprise en sous-œuvre.



Exemple de renforcement par semelle et longrine

Les fouilles seront remblayées avec les terres du site par couche de 20 cm d'épaisseur maximum et soigneusement compactées. Une attention particulière doit être donnée à ce prescription afin d'éviter de créer des zones préférentielles de stagnation d'eau.



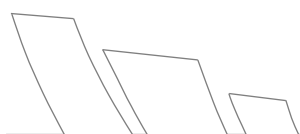
7.7. Aléas géotechniques résiduels

On retiendra les aléas résiduels suivants au terme de l'étude G2PRO et qui pourront nécessiter des investigations complémentaires avant l'exécution des travaux :

- La circulation des eaux souterraines dans le terrain ne sont pas localisées précisément. La présence d'ouvrage de drainage (canalisation, galerie, drains...) n'est pas exclue et même probable compte tenu des aménagements du site. Leur présence et leur localisation peuvent avoir des conséquences sur la conception des travaux de renforcement et de drainage (venues d'eaux dans les fouilles, interception d'ouvrage lors des travaux de tranchée...). Des adaptations en cours de chantier sont à prévoir.
- L'origine géotechnique des désordres du bâtiment accueil n'a pas été reconnue même si le contexte géotechnique est favorable à des mouvements de sol. La protection de la structure vis-à-vis de l'humidité est une piste à suivre dans le cadre du diagnostic structurel de cet ouvrage.
- L'emprise de l'ancienne fosse reconnue au sous-sol n'a pas été précisément identifiée. Des ramifications ne sont pas exclues. Une inspection plus détaillée de l'intérieur pourrait permettre d'en déterminer les limites précise et de réaliser un diagnostic de l'état de l'ouvrage.
- L'assise des murs de refends situés de part et d'autre de la fosse n'a pas été reconnue. Elle pourrait avoir été descendue au niveau de l'ouvrage enterré soit plus de 2,40 m plus bas que le sous-sol -1.

En phase exécution, il conviendra de prévoir la réalisation de missions d'ingénierie géotechnique de type G3 (étude et suivi géotechnique d'exécution) à la charge du maître d'œuvre. De même, le maître d'ouvrage devra prévoir la réalisation d'une mission G4 (supervision géotechnique d'exécution) conformément à la norme NF P 94-500 de novembre 2013.

Conformément à la commande passée, le présent rapport géotechnique constitue le compte rendu et fixe la fin de la mission d'étude géotechnique de conception de type G2 phase PRO selon la norme NFP 94-500 (cf. annexe : schéma d'enchaînement des missions géotechniques). Ce rapport a permis de définir le modèle géotechnique à prendre en compte et de donner une identification des risques géologiques, avec les principes généraux d'adaptation du projet au site et les caractéristiques géotechniques à prendre en compte en phase projet, compte tenu des connaissances acquises du sous-sol à partir des investigations réalisées et des données fournies sur le projet.



ANNEXES :

- Annexe 1 : Plan d'implantation des sondages (1 page)
- Annexe 2 : Coupes des sondages pressiométriques (2 pages)
- Annexe 3 : Fouilles de reconnaissances de fondations (19 pages)
- Annexe 4 : Résultat des essais en laboratoire
- Annexe 5 : Classification des missions géotechniques (1 page)

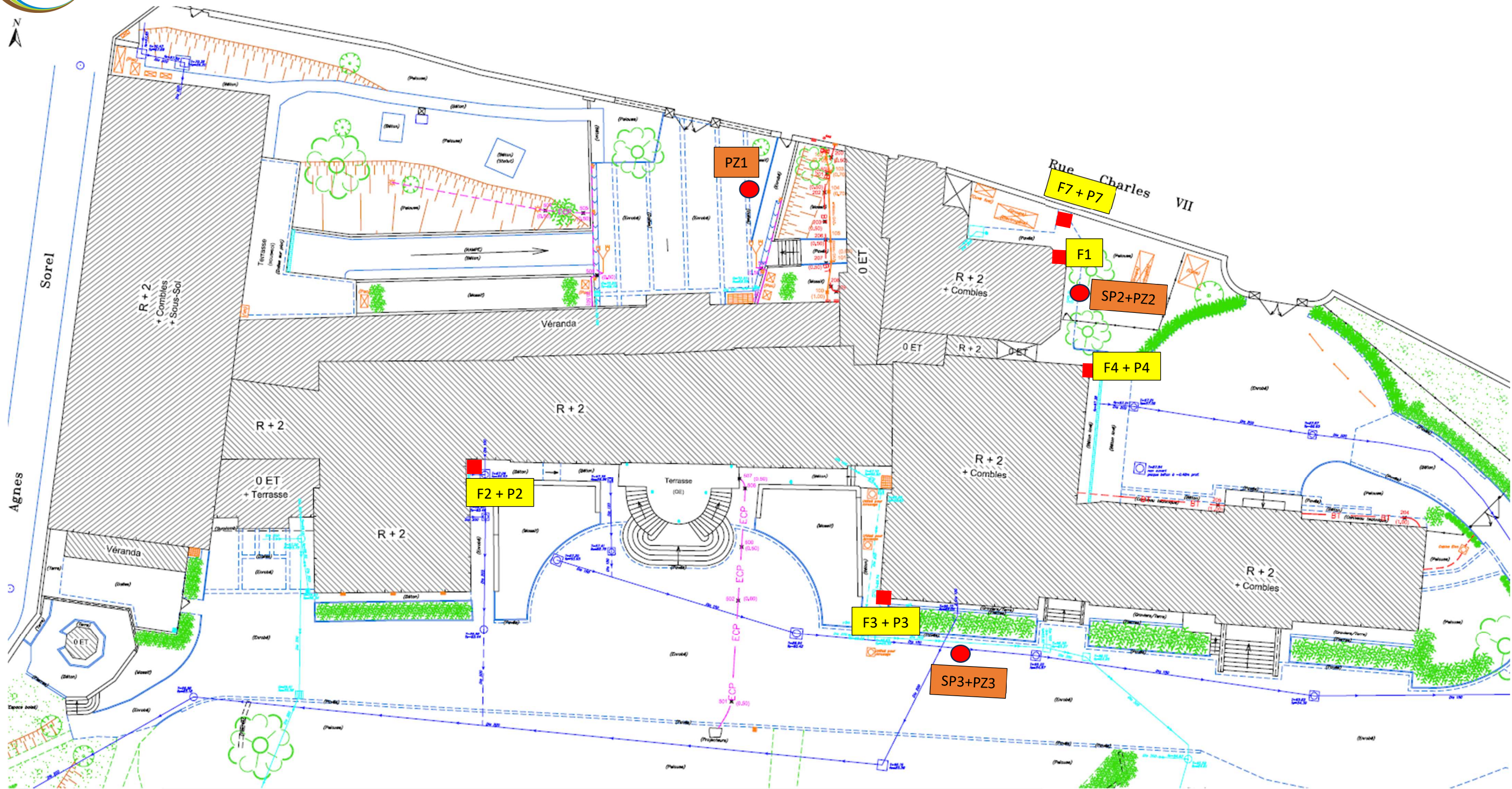


Annexe 1

Plan d'implantation des sondages



Plan d'implantation des sondages ECR ENVIRONNEMENT - Plan masse



LEGENDE

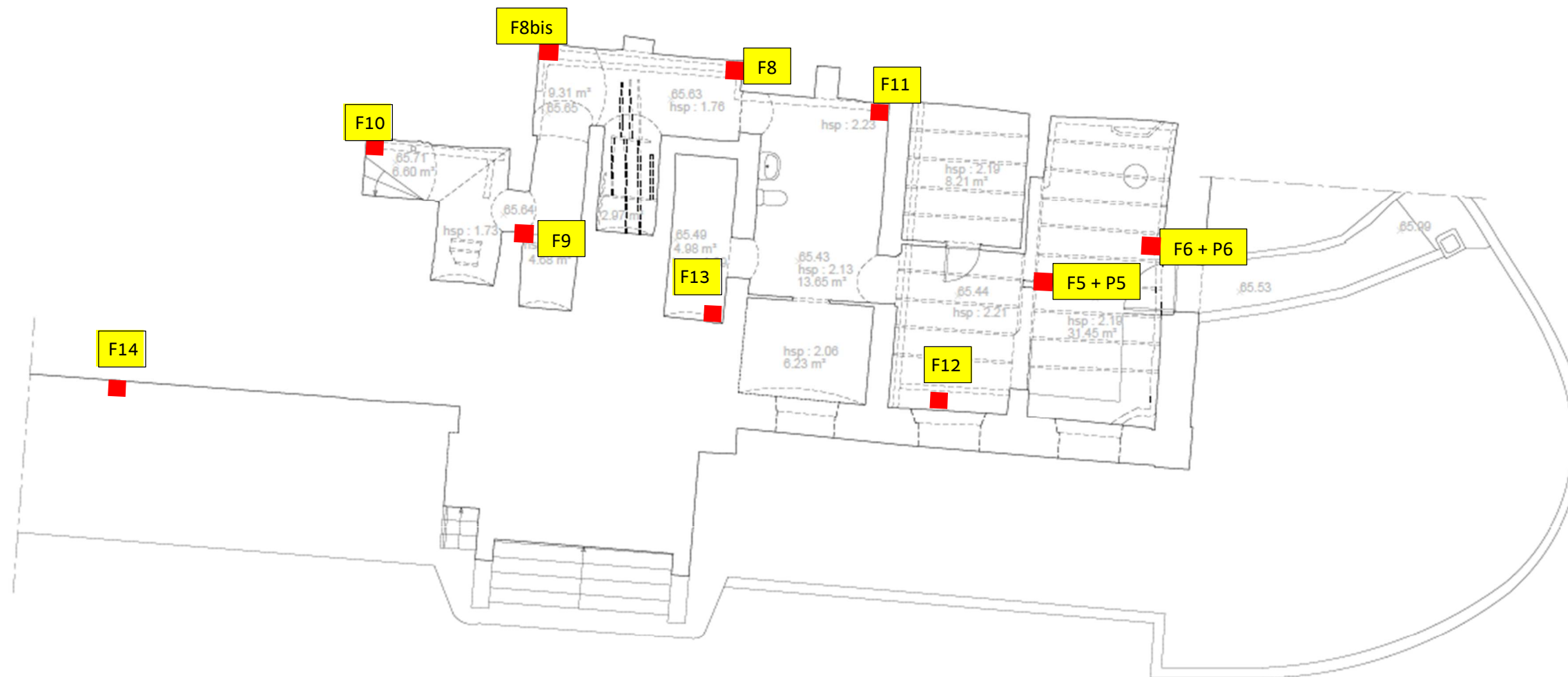
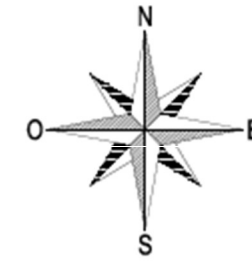
SP : sondage pressiométrique

PZ : piézomètre

P : essai au pénétromètre dynamique

F : Fouille de reconnaissance de fondation

Plan d'implantation des sondages - Niveau sous-sol MABA



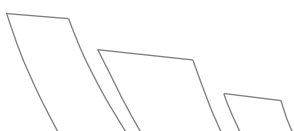
LEGENDE

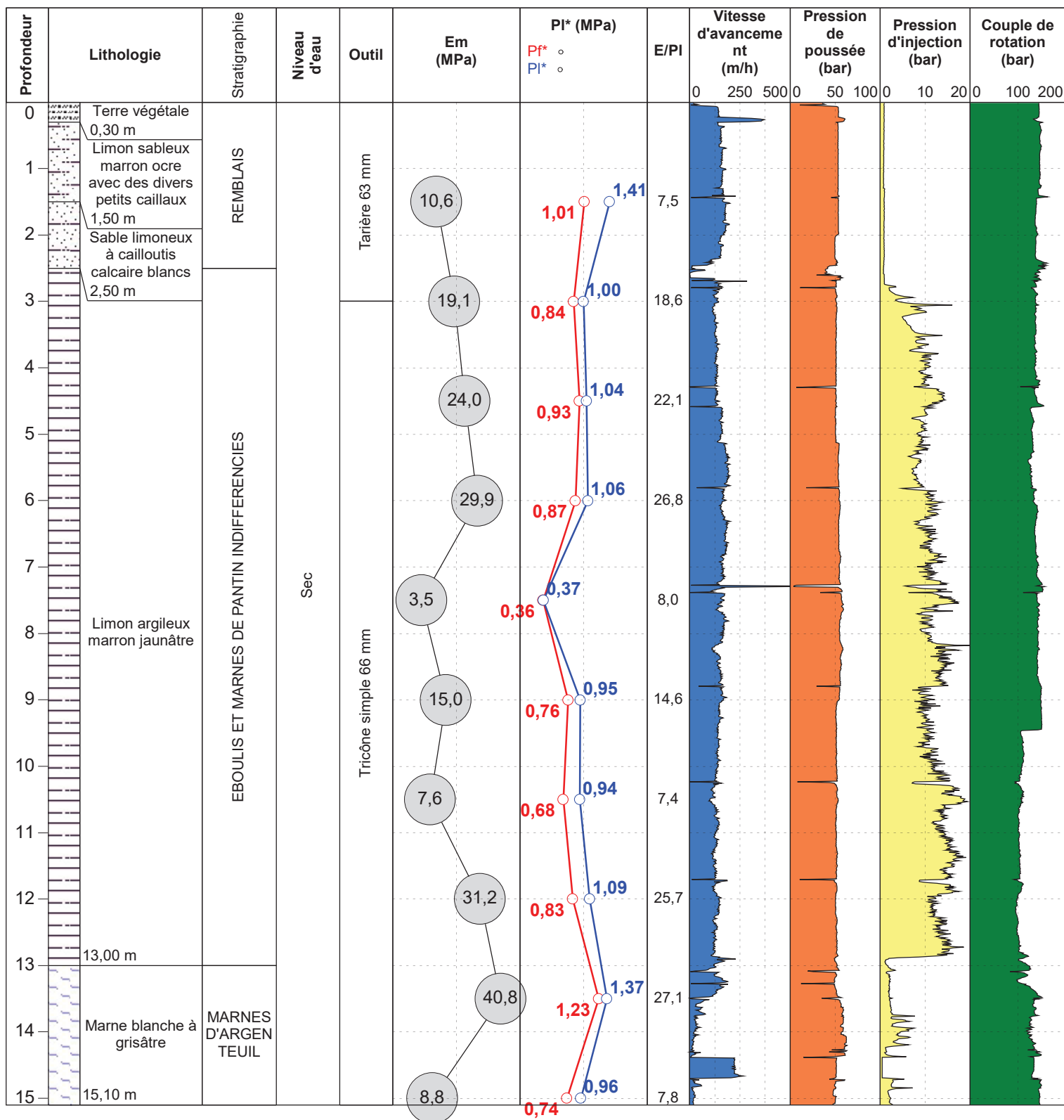
P : essai au pénétromètre dynamique

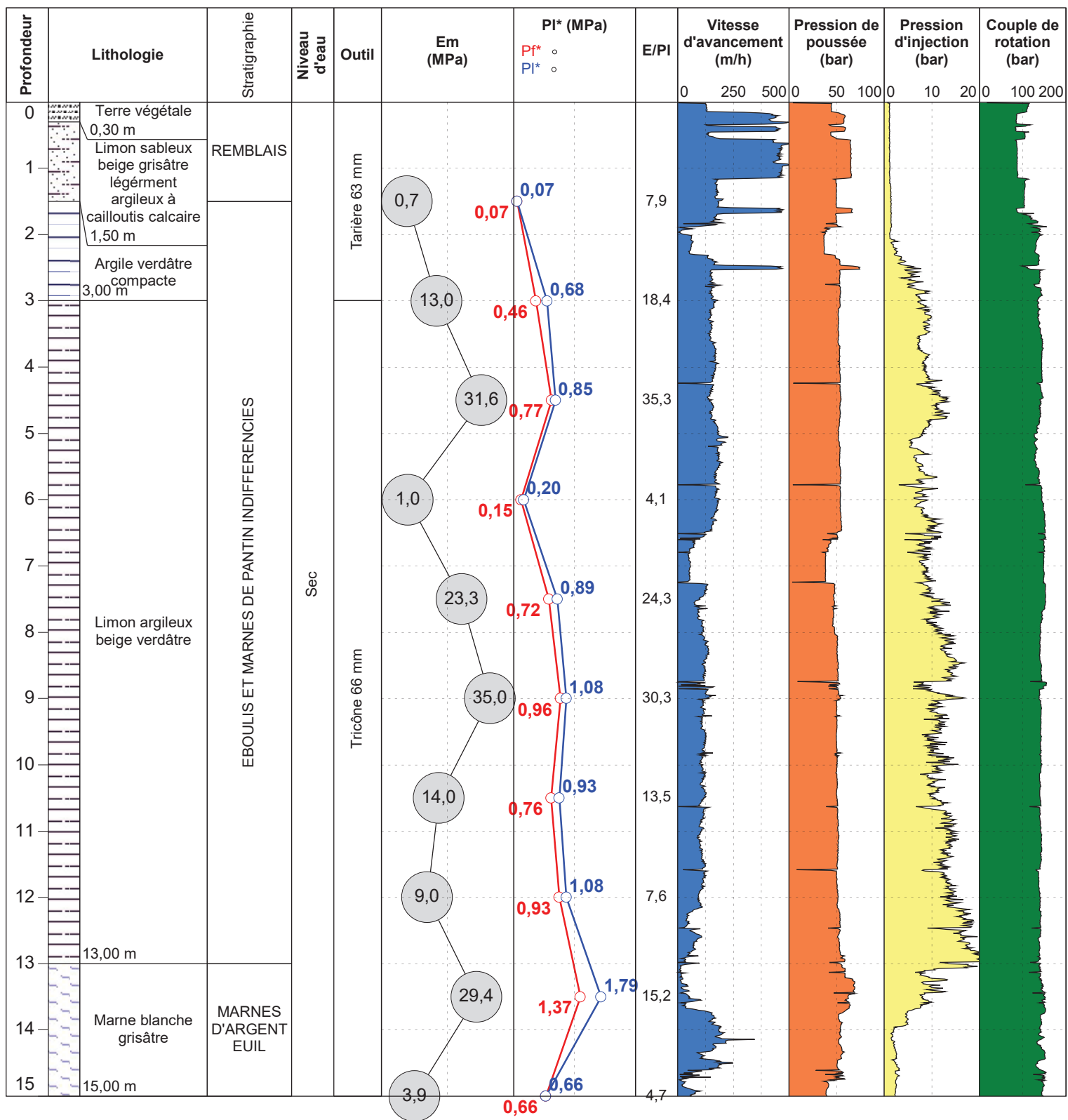
F : Fouille de reconnaissance de fondation

Annexe 2

Coupes des sondages pressiométriques





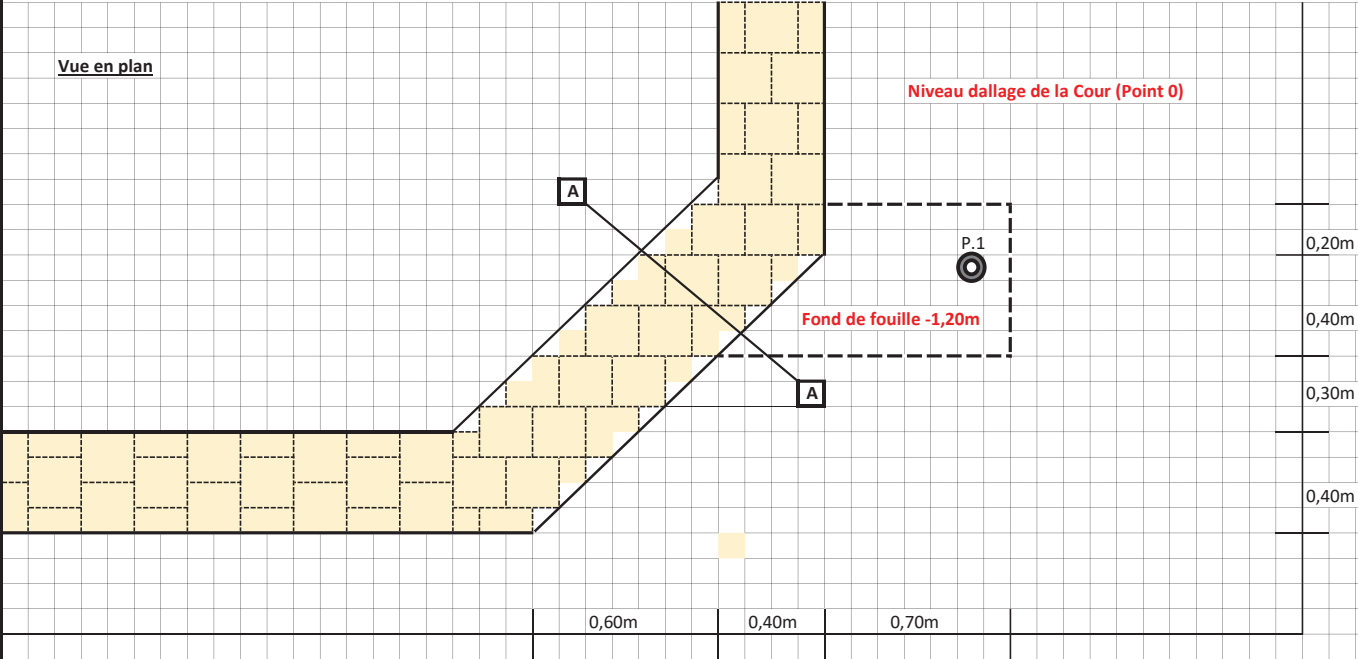


Annexe 3

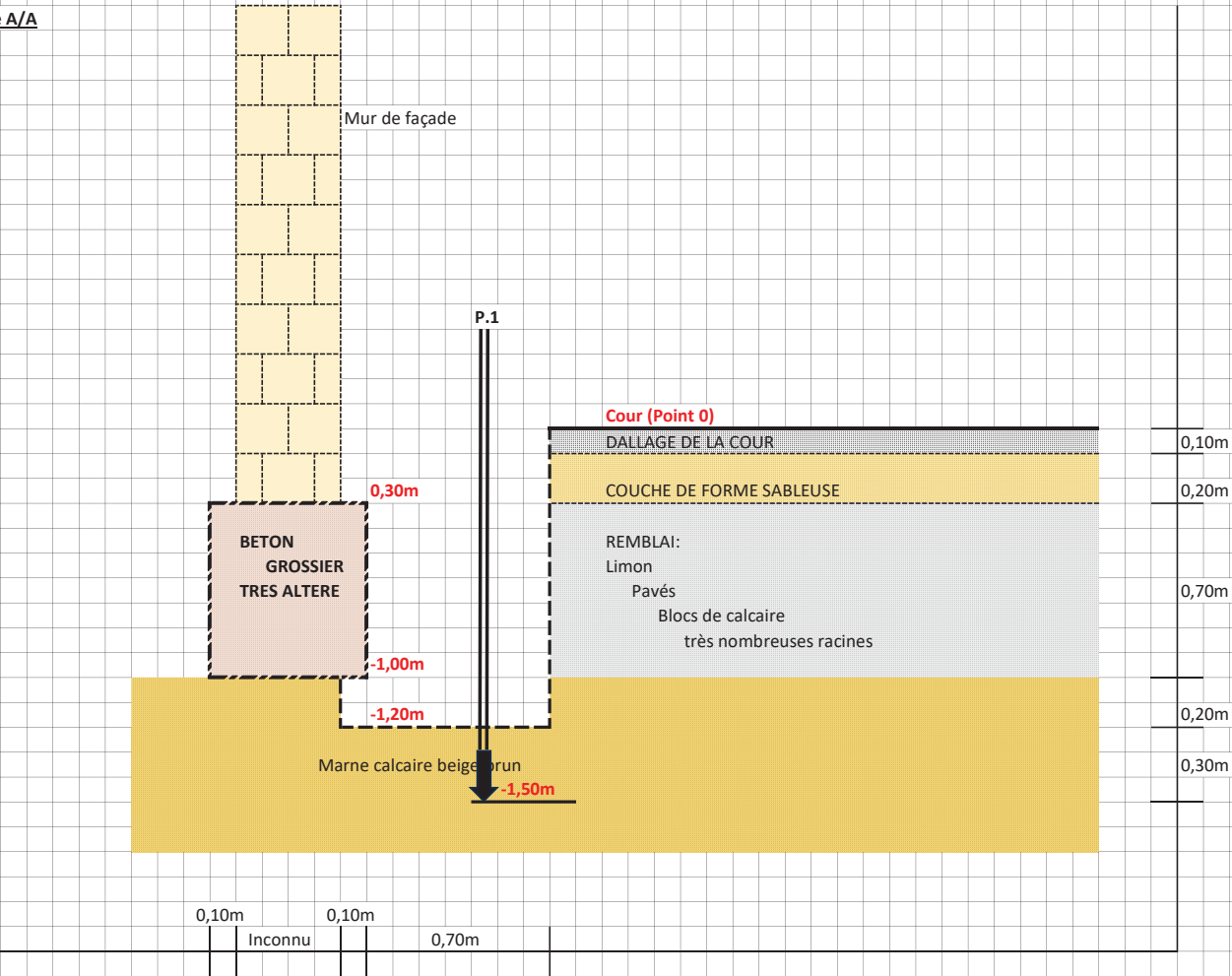
Fouilles de reconnaissance de fondations



Vue en plan



Coupe A/A







Contrat 9102898

NOGENT-SUR-MARNE (94) - 14-16 rue Charles VII

Date : 04/06/2021

Machine : Pénétromètre dynamique léger

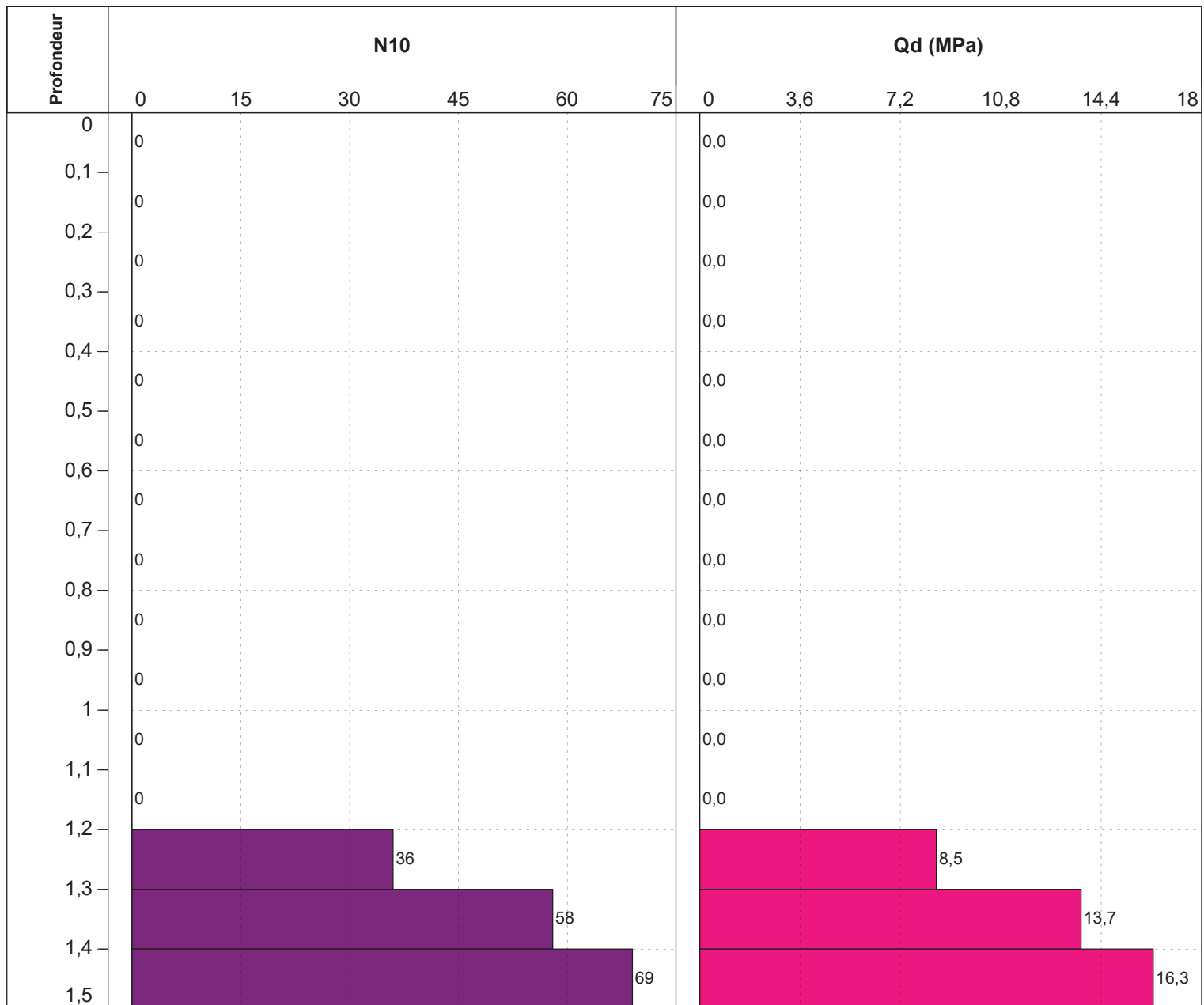
Profondeur : 0,00 - 1,50 m

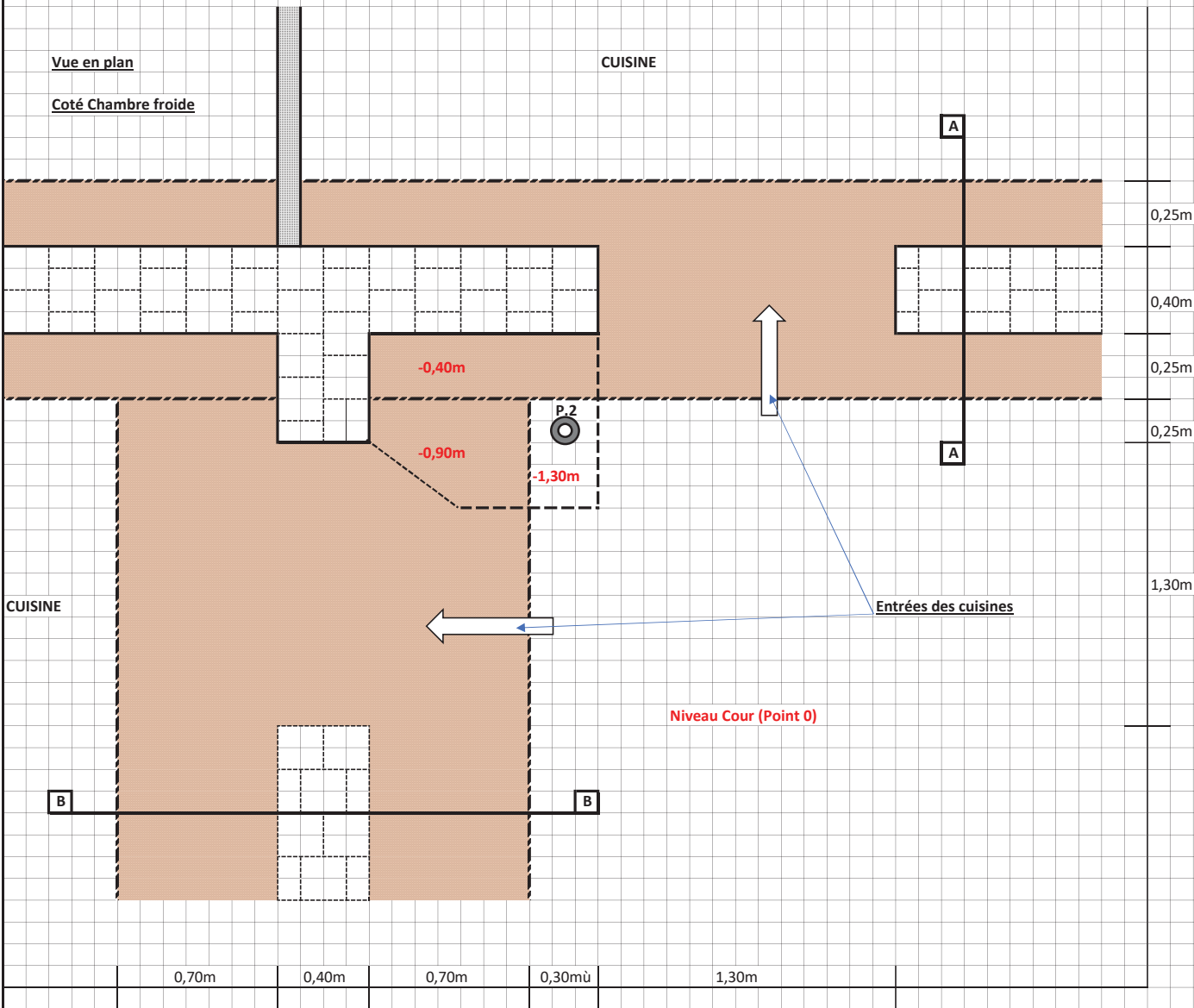
Outil : Battage manuel masse 10 kg

1/10

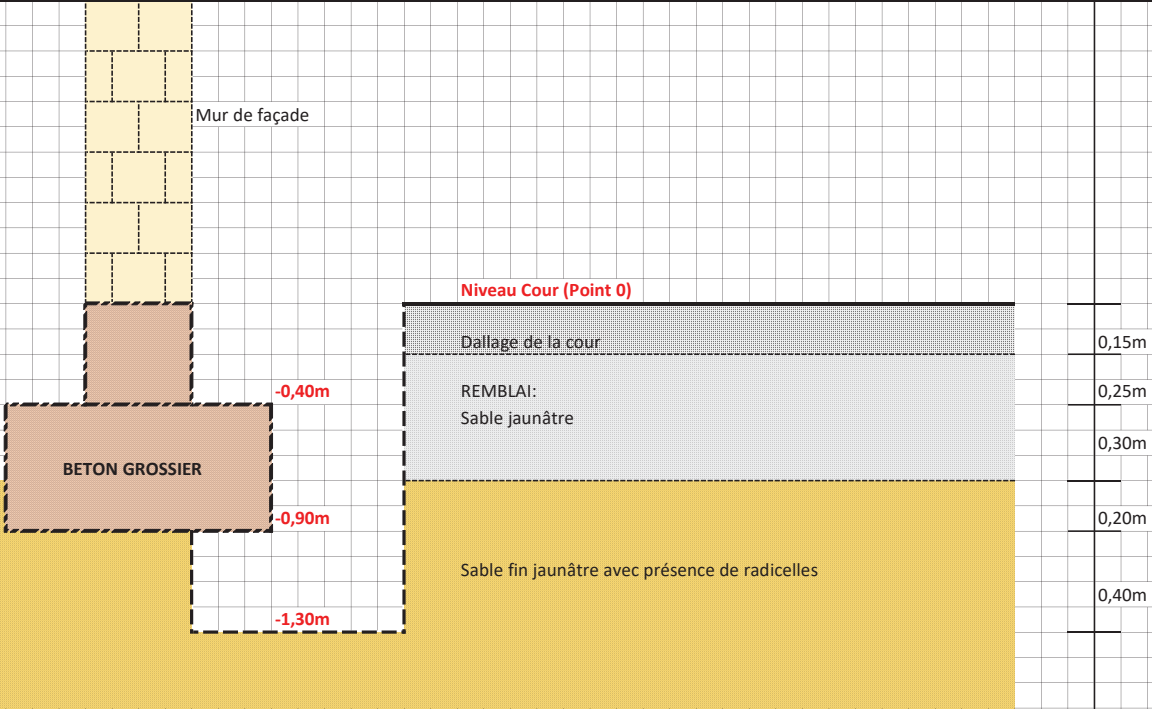
Essai : PD1

EXGTE 3.20/GTE

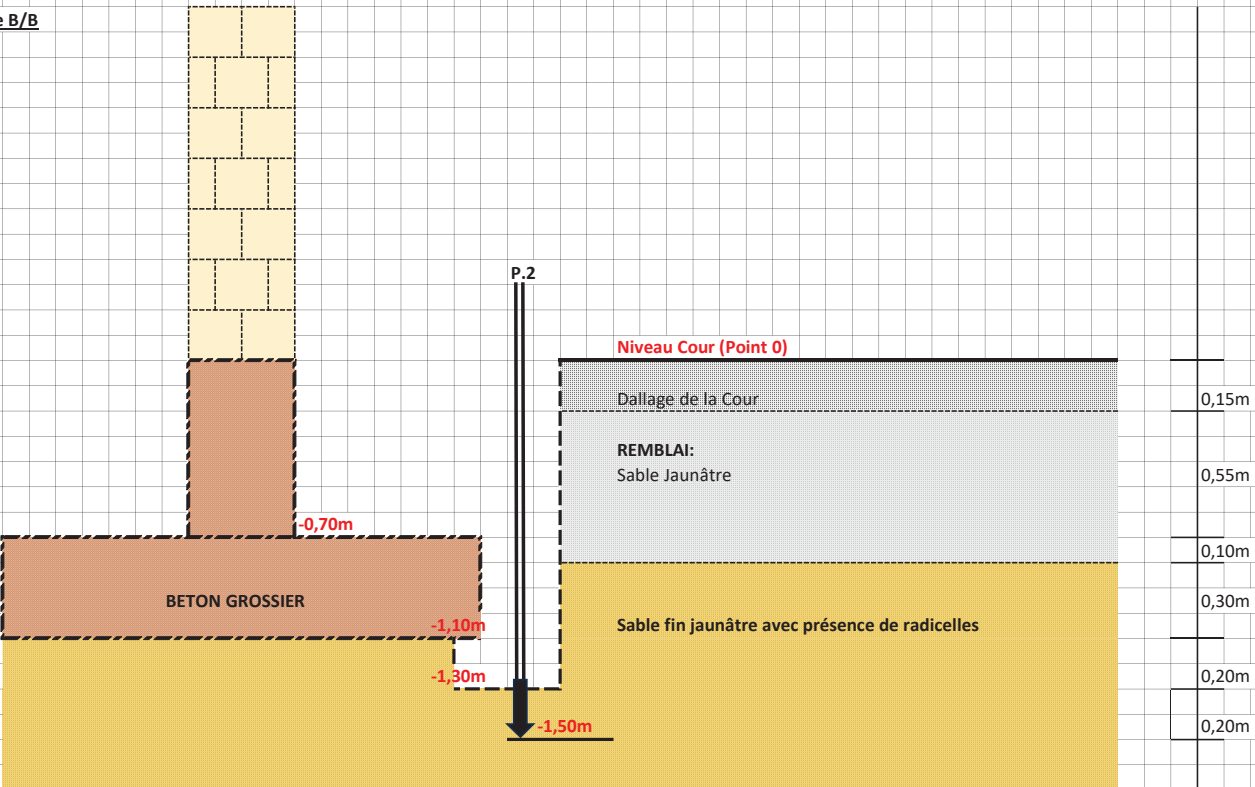




Coupe A/A



Coupe B/B







Contrat 9102898

NOGENT-SUR-MARNE (94) - 14-16 rue Charles VII

Date : 04/06/2021

Machine : Pénétromètre dynamique léger

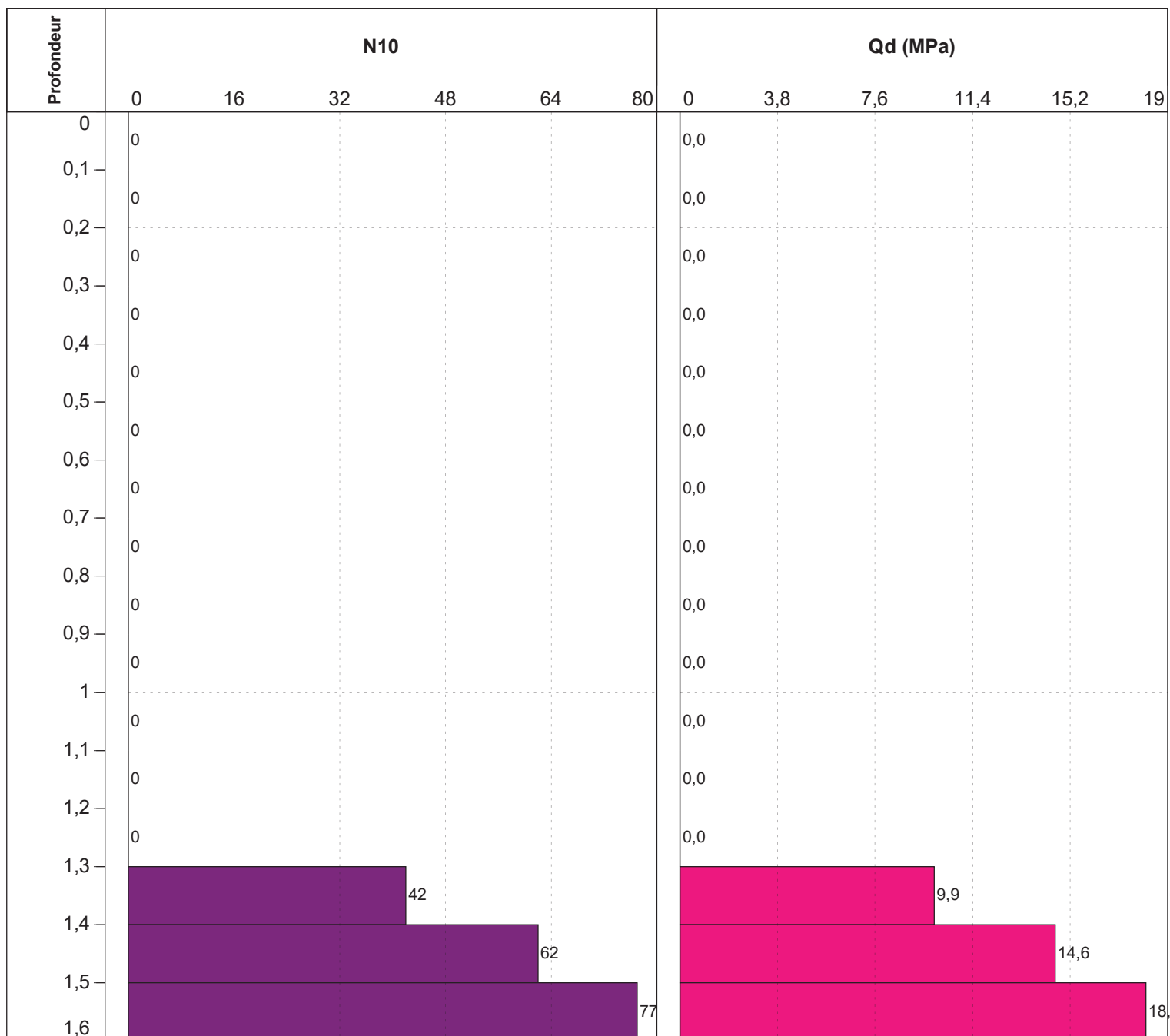
Profondeur : 0,00 - 1,60 m

Outil : Battage manuel masse 10 kg

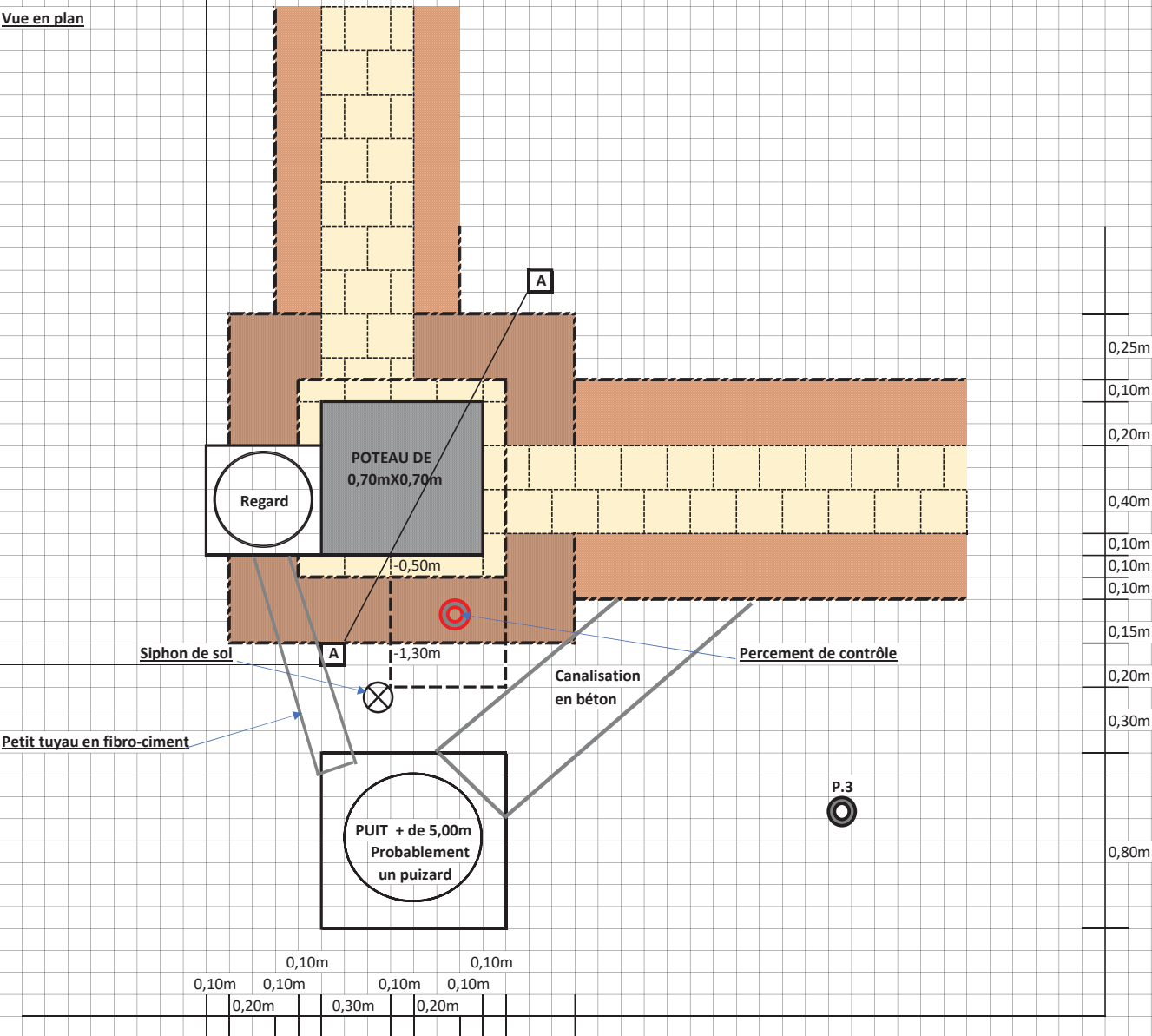
1/10

Essai : PD2

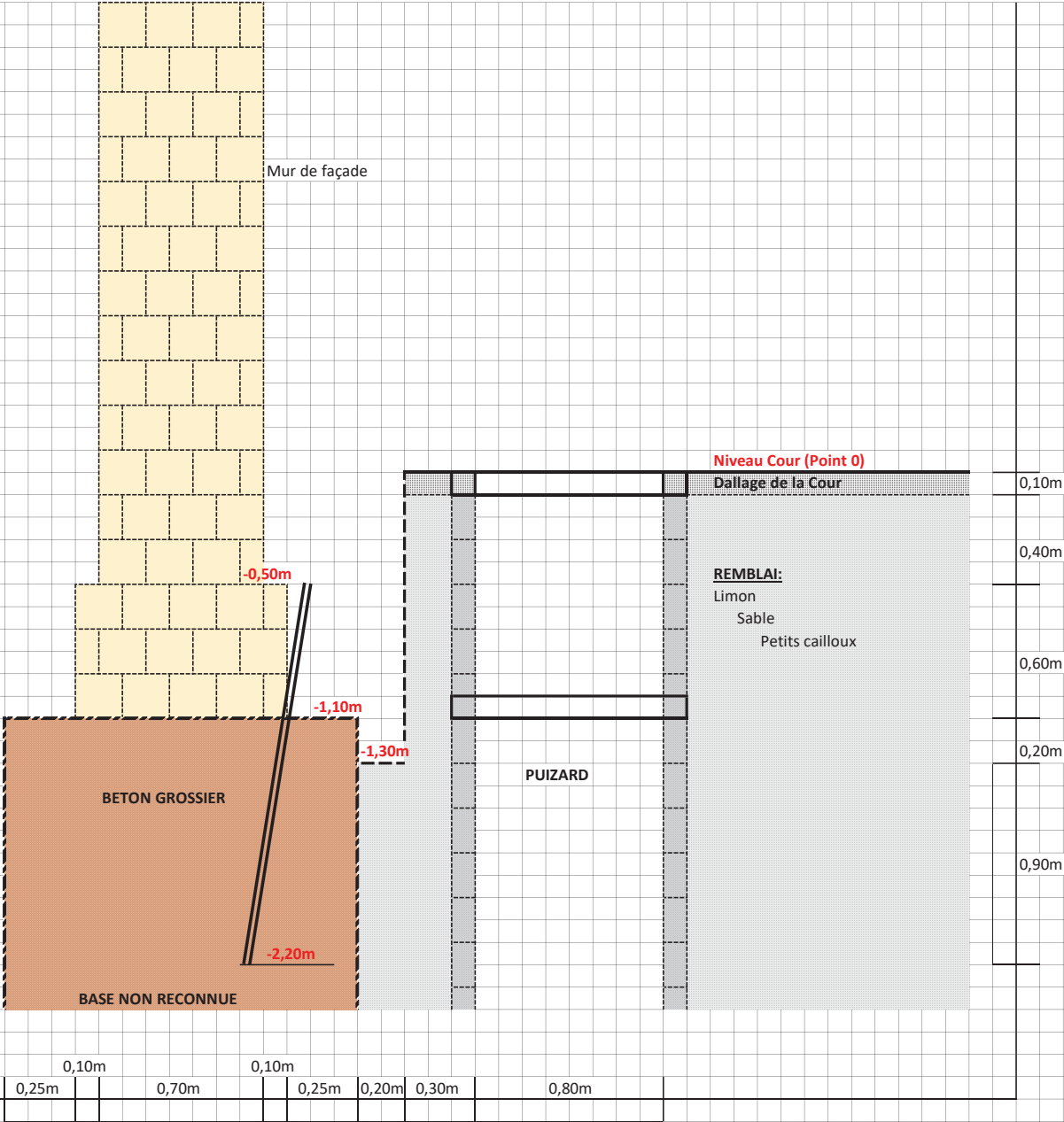
EXGTE 3.20/GTE

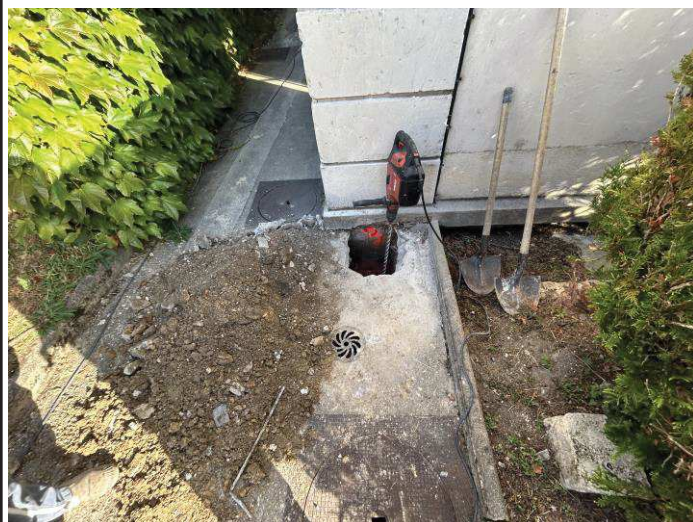


Vue en plan



Coupe A/A





NOGENT-SUR-MARNE (94) - 14-16 rue Charles VII

Date : 04/06/2021

Machine : Pénétromètre dynamique léger

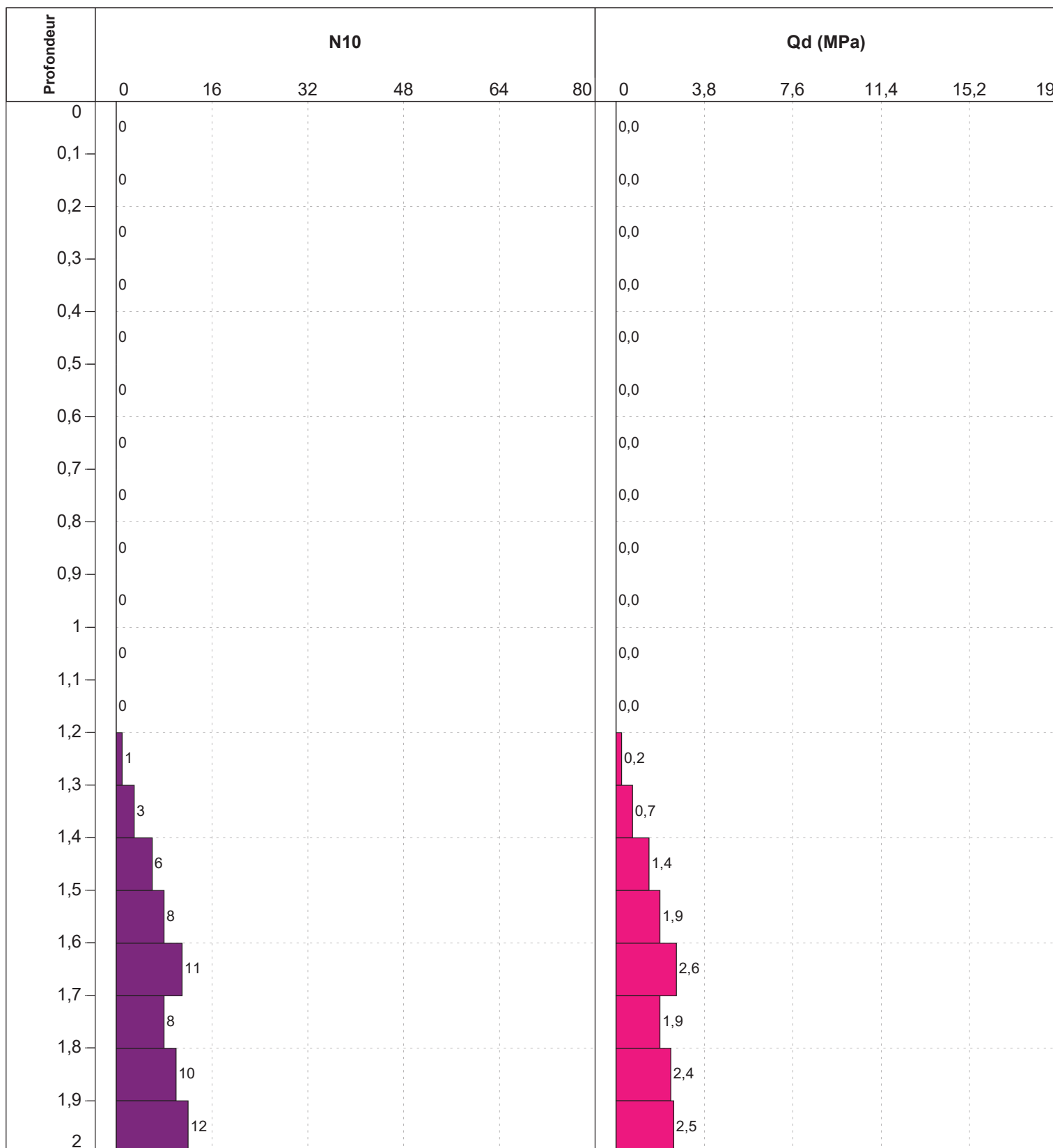
Profondeur : 0,00 - 2,60 m

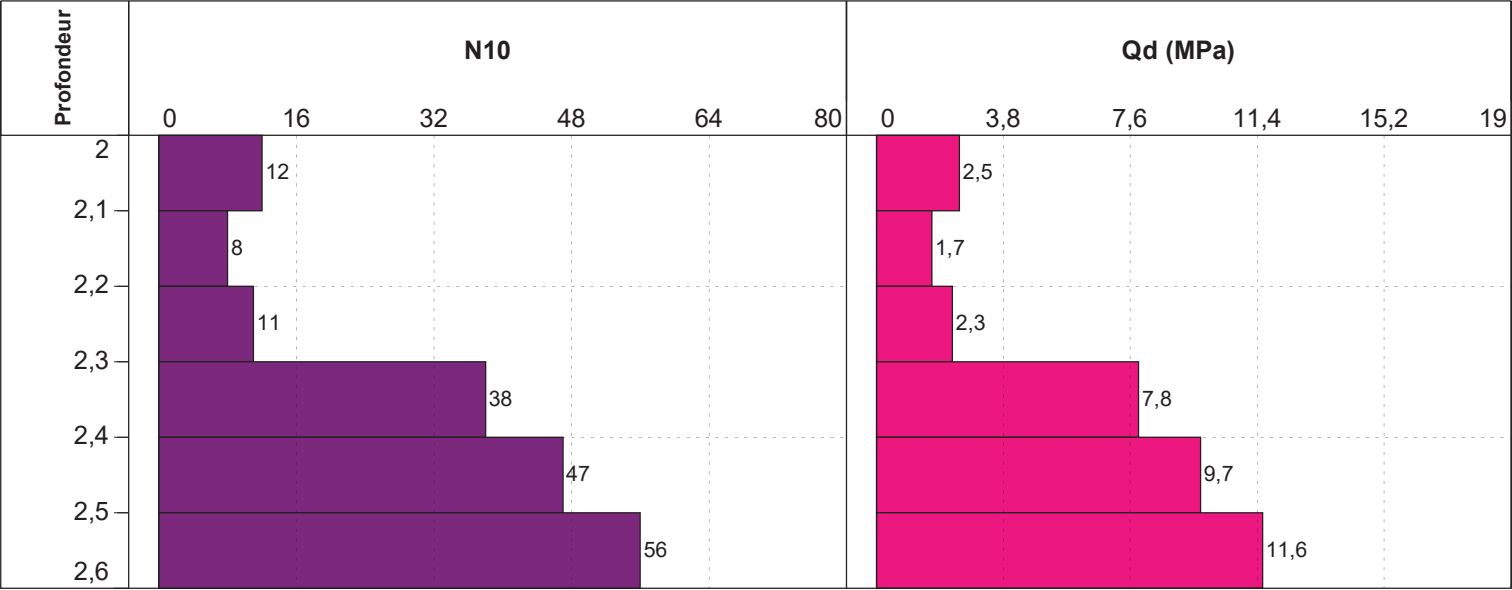
Outil : Battage manuel masse 10 kg

1/10

Essai : PD3

EXGTE 3.20/GTE

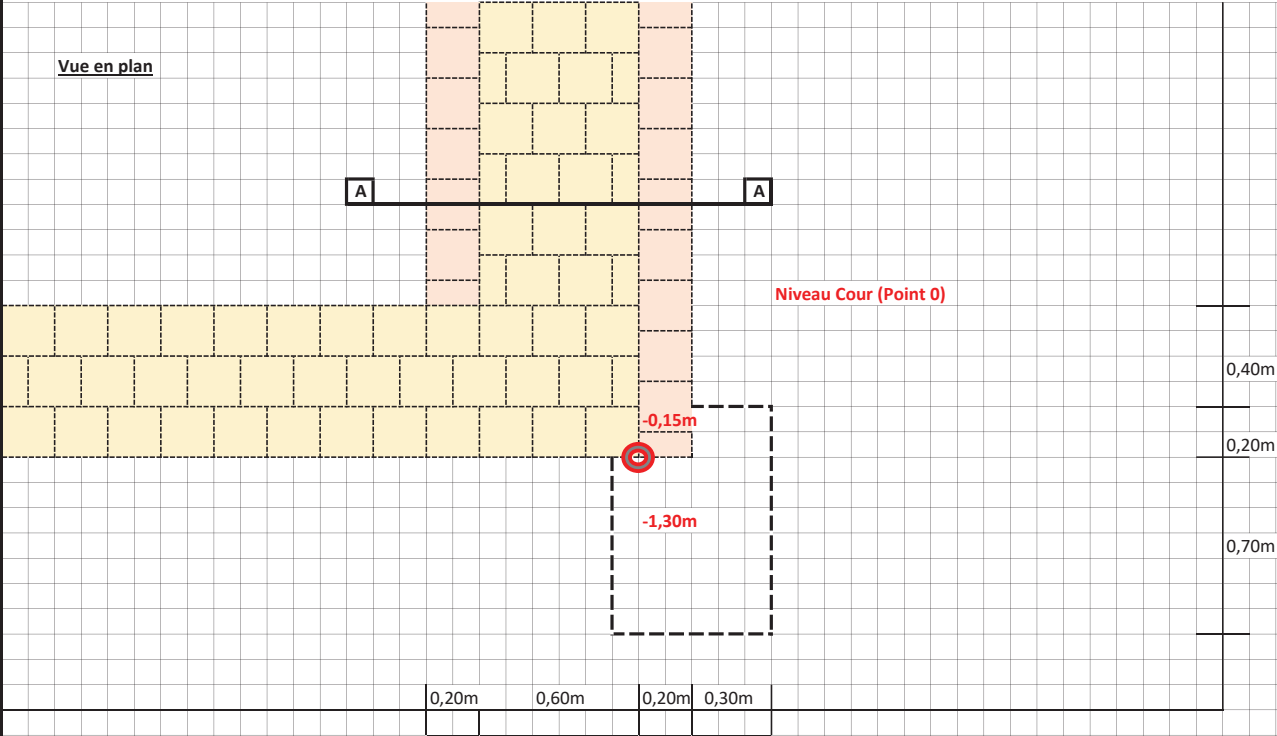




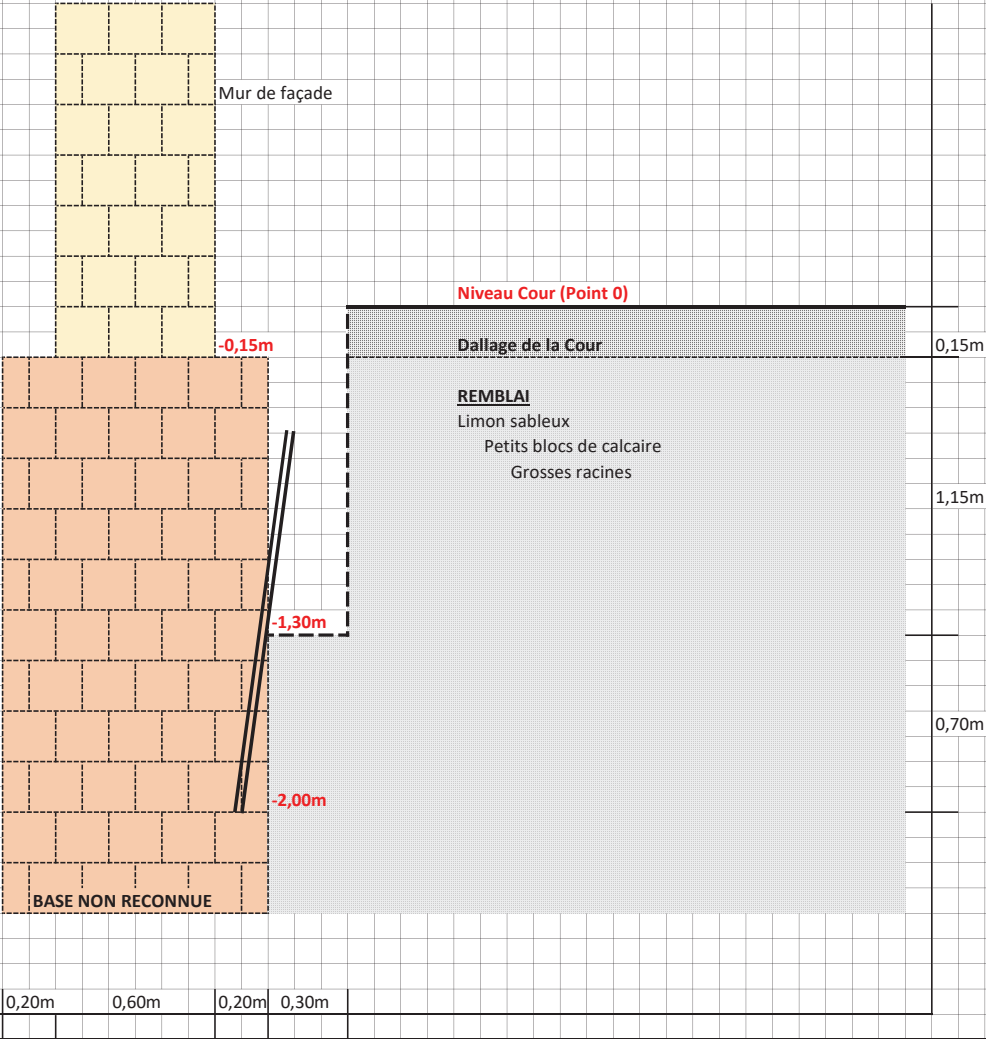
Logiciel JEAN LUTZ S.A - www.jeanlutzsa.fr

REFUS (> 50 coups)

Vue en plan



Coupe A/A





NOGENT-SUR-MARNE (94) - 14-16 rue Charles VII

Date : 04/06/2021

Machine : Pénétromètre dynamique léger

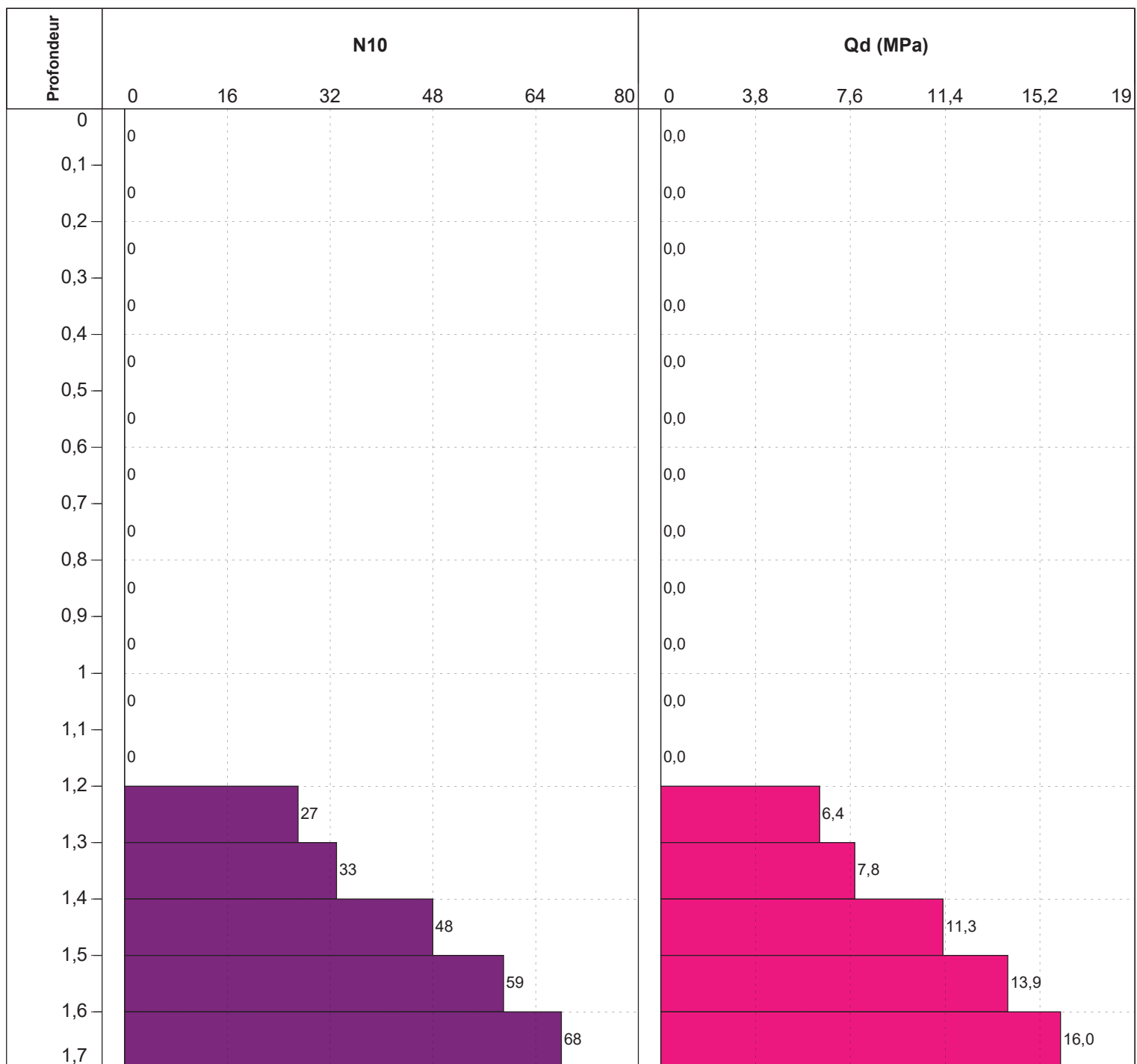
Profondeur : 0,00 - 1,70 m

Outil : Battage manuel masse 10 kg

1/10

Essai : PD4

EXGTE 3.20/GTE



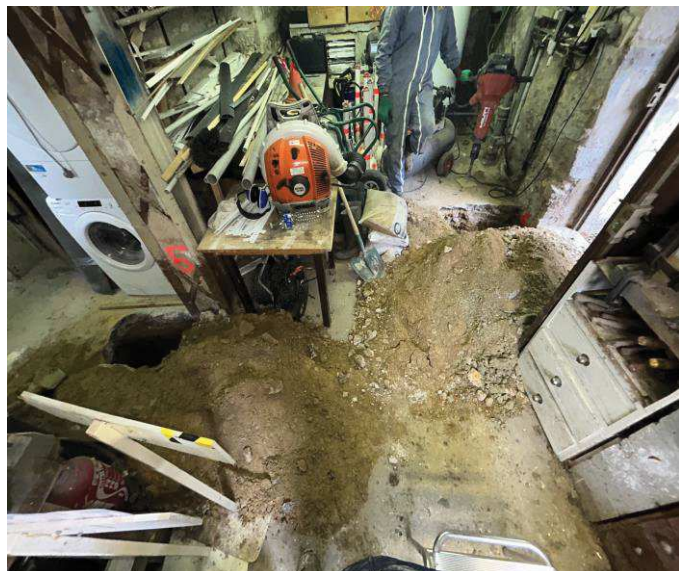
 -4,10m

0,20m

0m	
----	--

Sous-sol		

0m



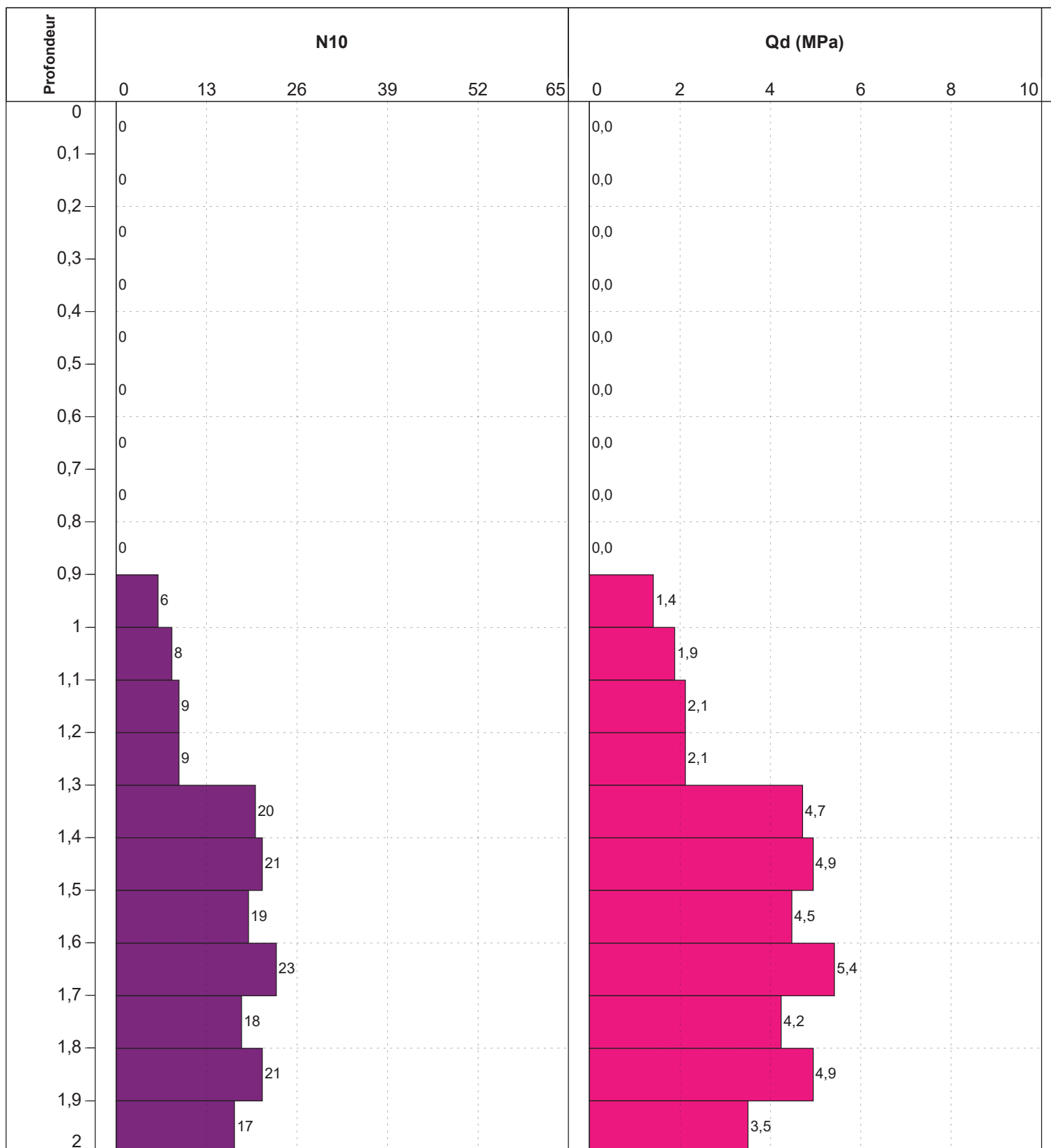
NOGENT-SUR-MARNE (94) - 14-16 rue Charles VII

Date : **04/06/2021** Machine : **Pénétromètre dynamique léger** Profondeur : **0,00 - 4,10 m**
Outil : **Battage manuel masse 10 kg**

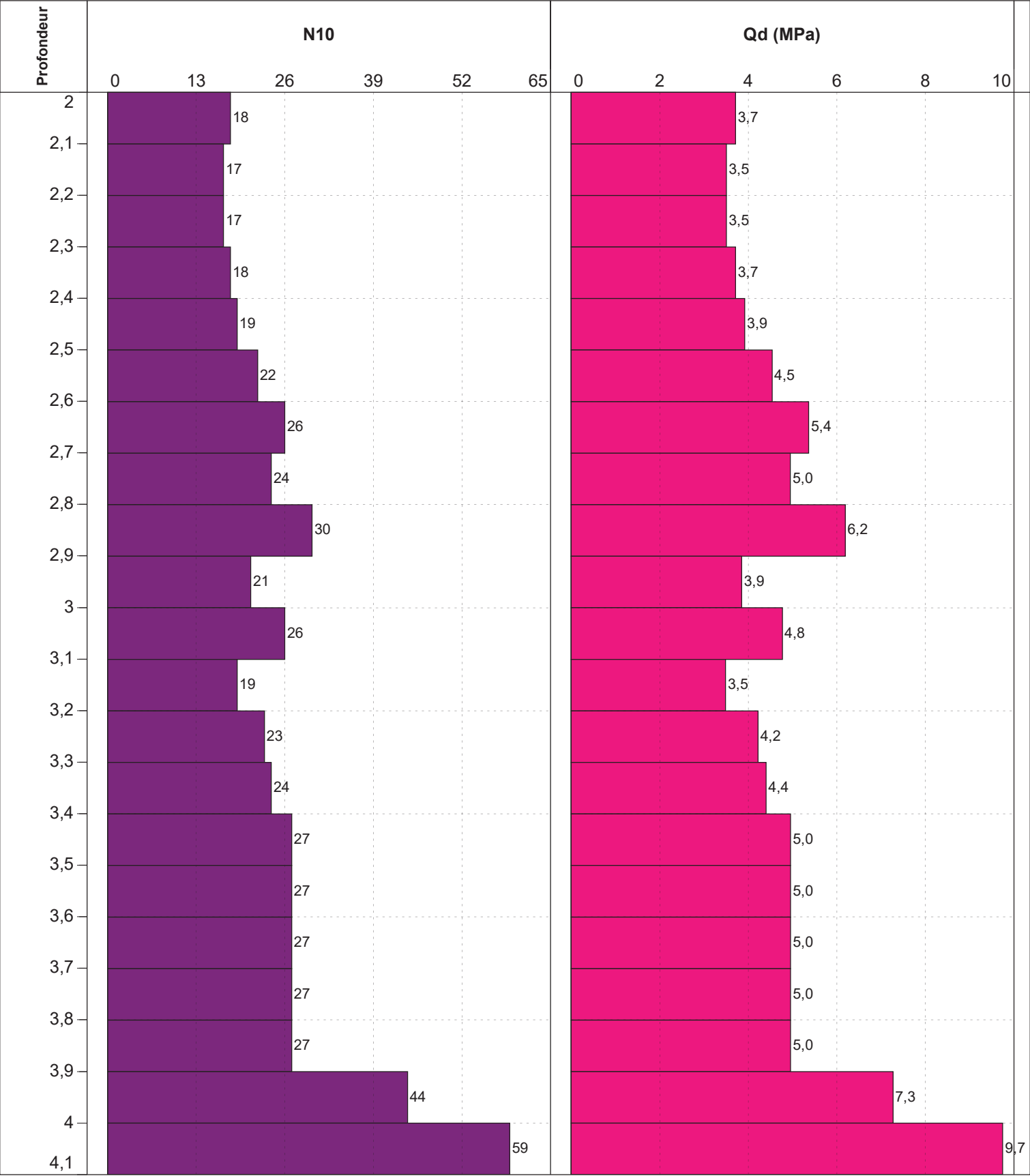
1/10

Essai : PD5

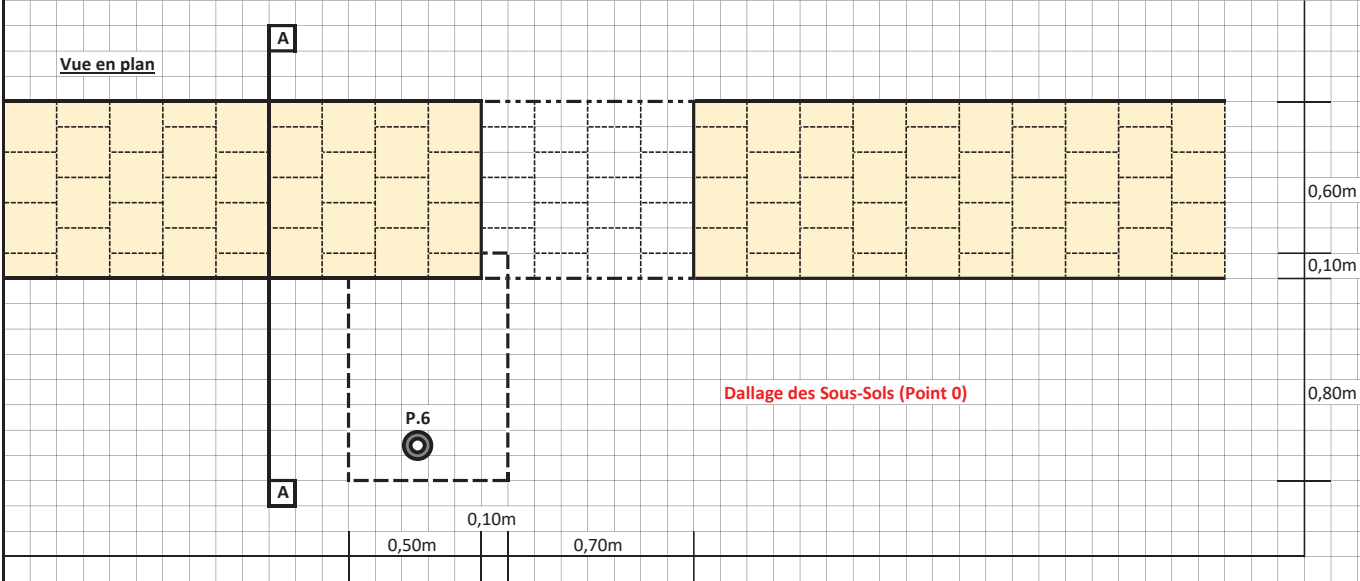
EXGTE 3.20/GTE



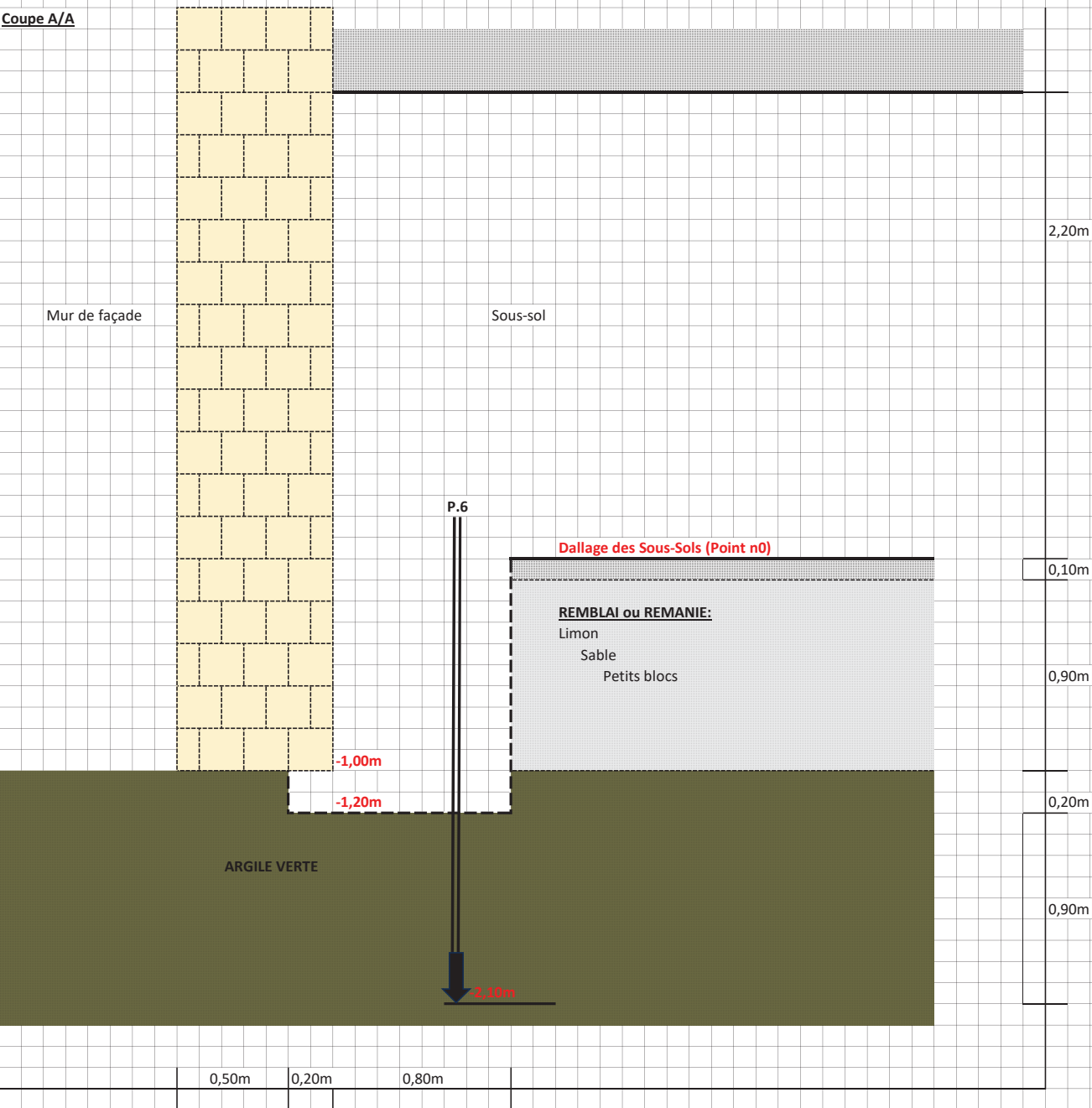
PD5

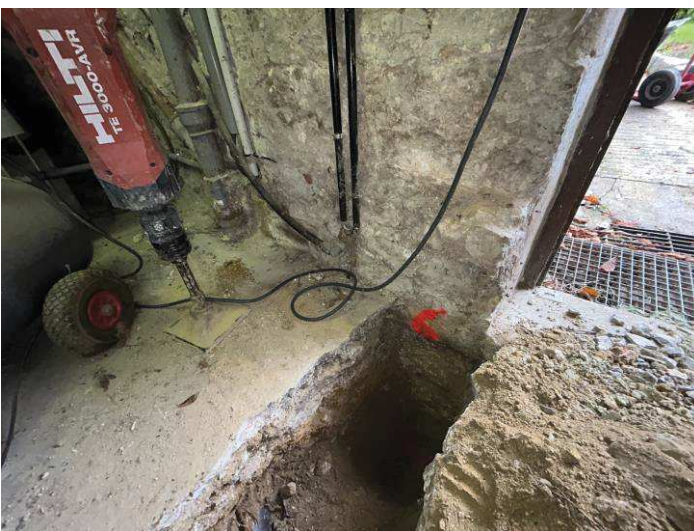
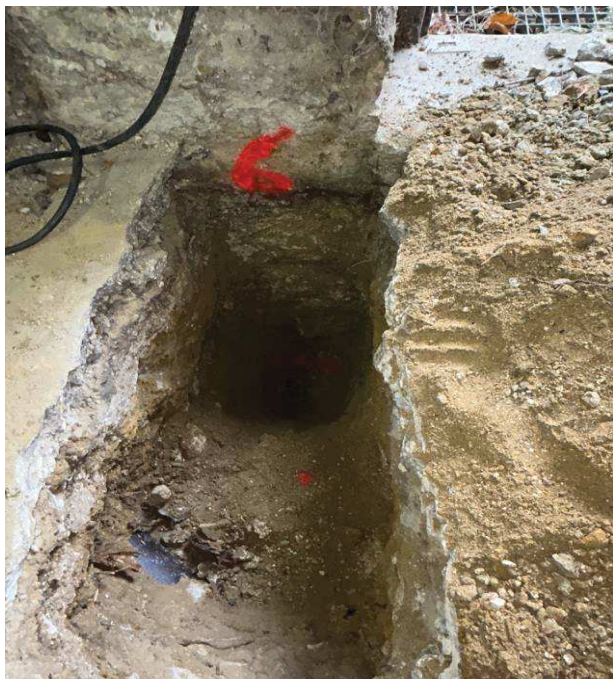


Vue en plan



Coupe A/A

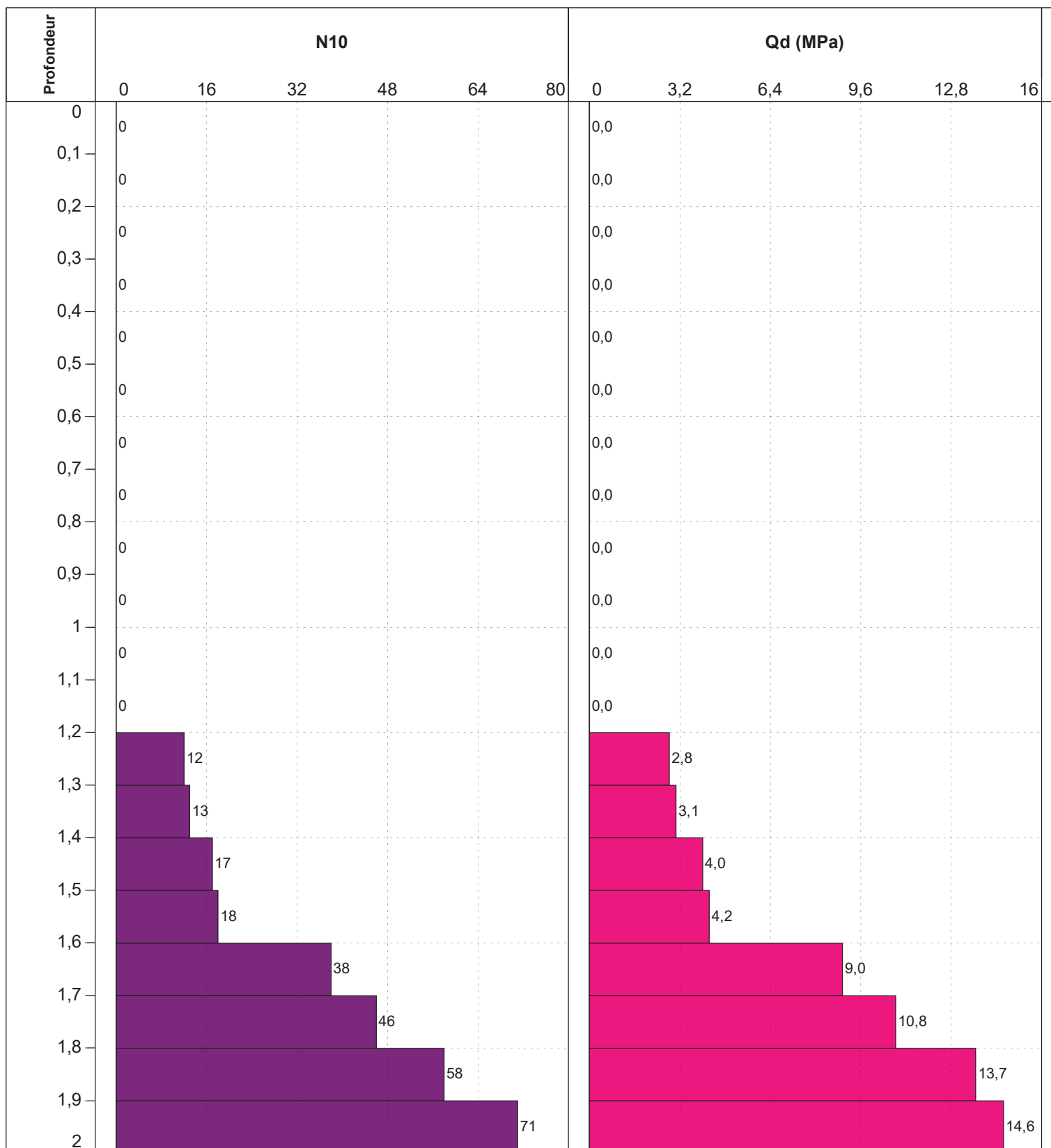




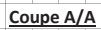
NOGENT-SUR-MARNE (94) - 14-16 rue Charles VII

Date : **04/06/2021** Machine : **Pénétromètre dynamique léger** Profondeur : **0,00 - 2,00 m**
Outil : **Battage manuel masse 10 kg**

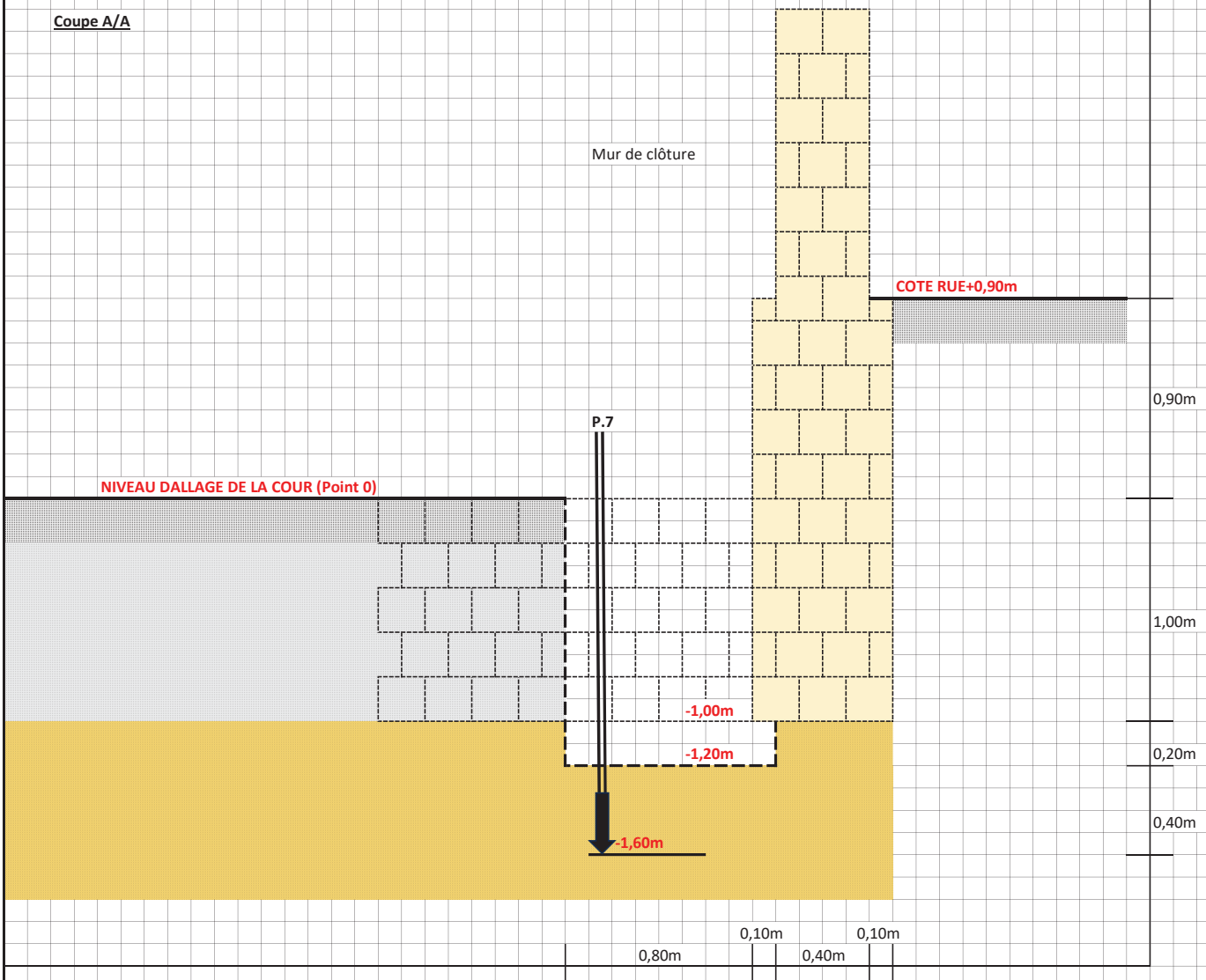
1/10

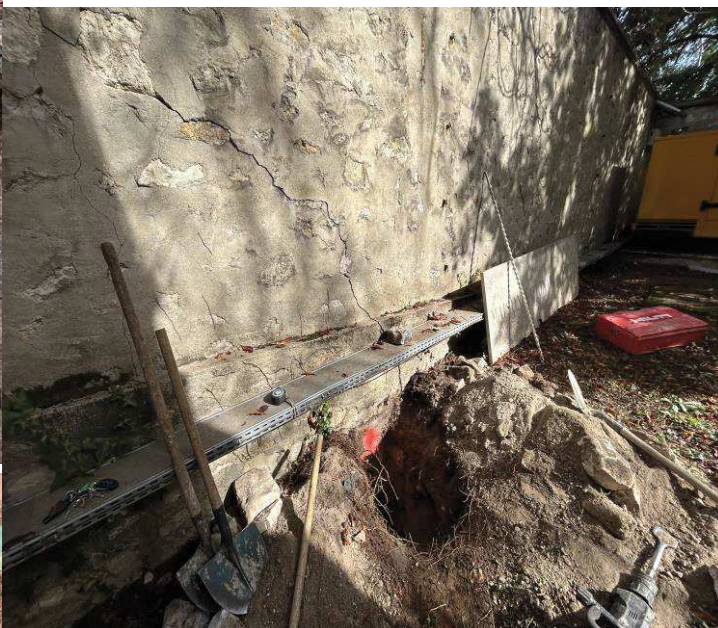
Essai : PD6
EXGTE 3.20/GTE


COTE RUE



COTE RUE+0,90m

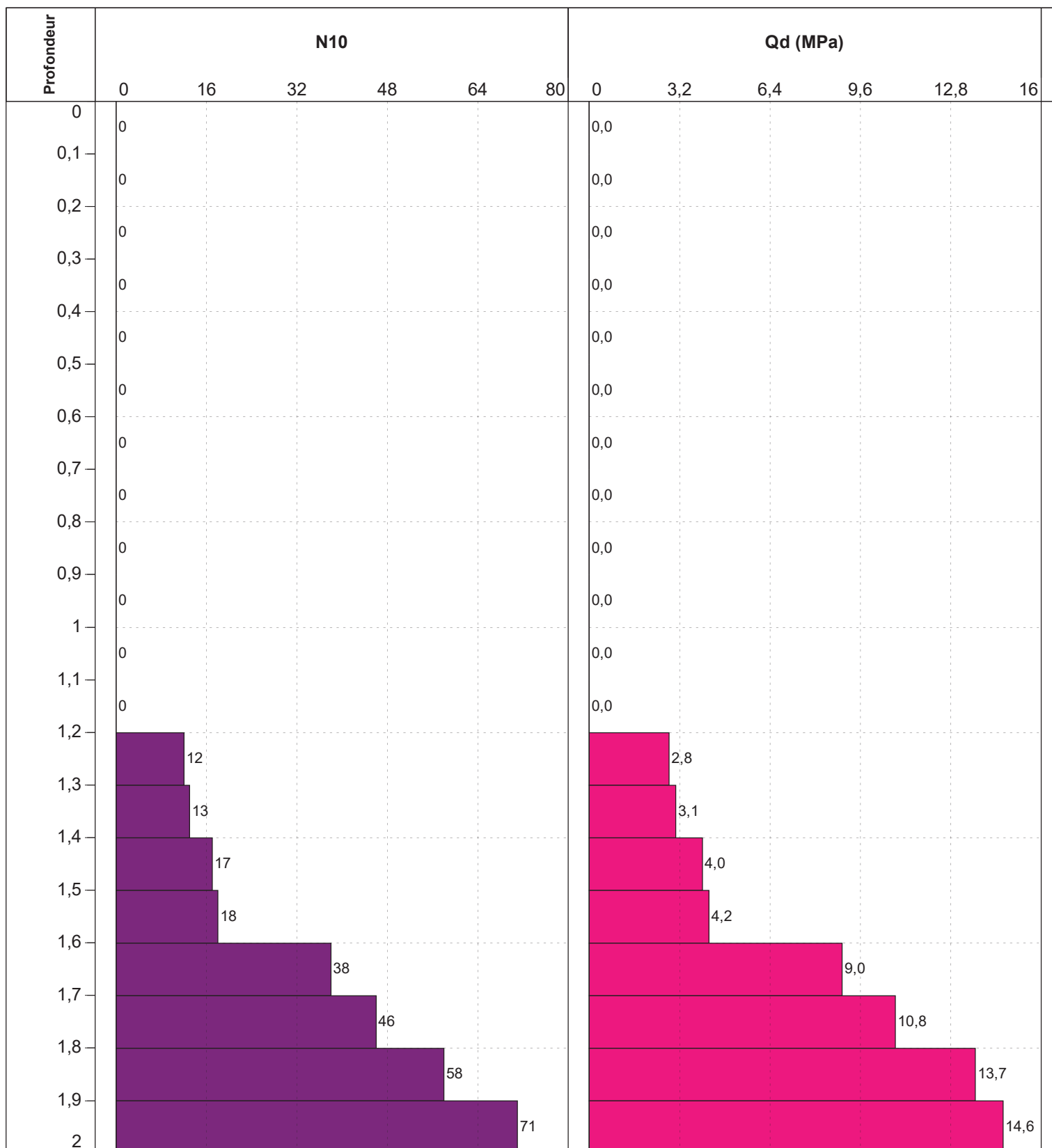




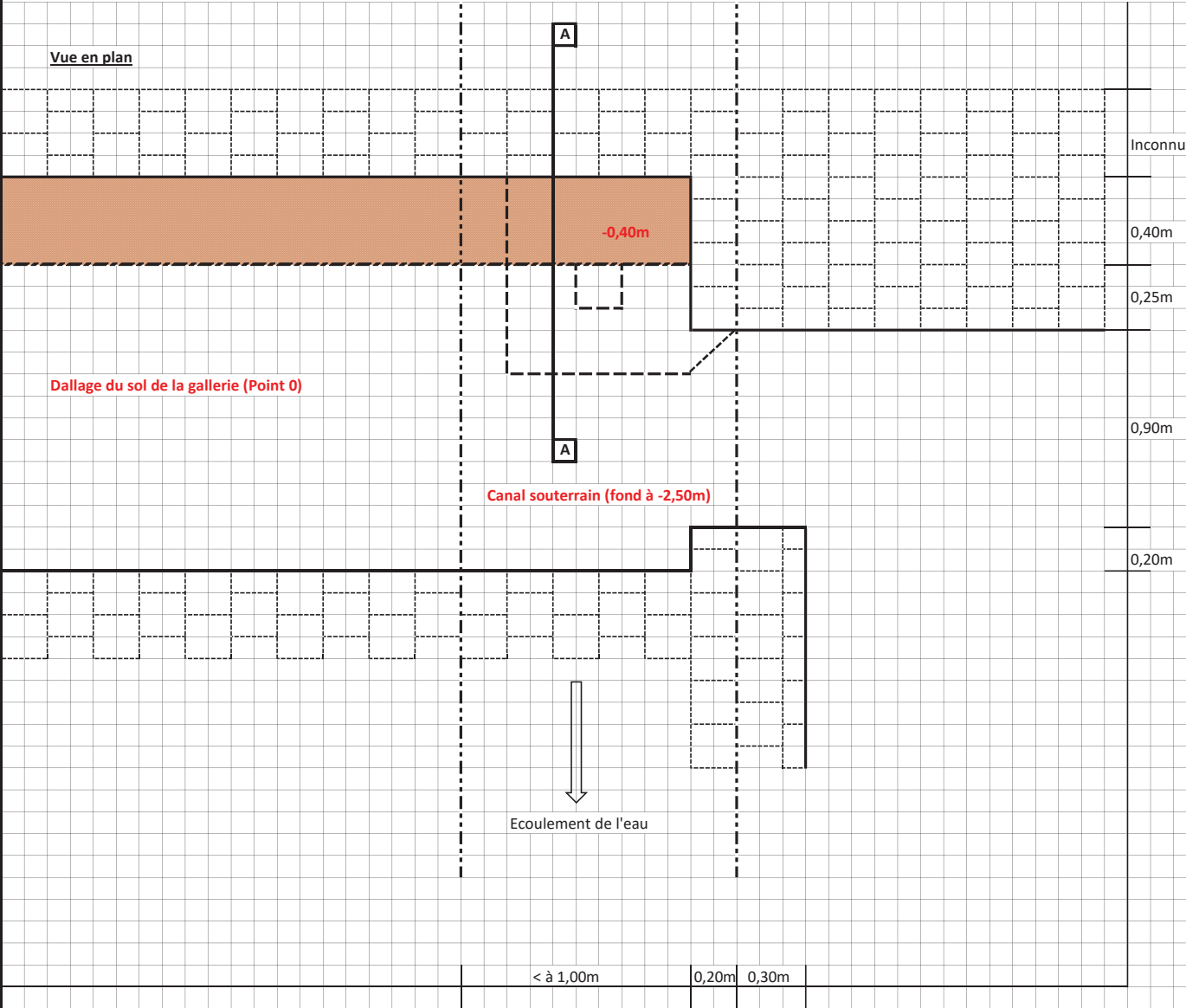
NOGENT-SUR-MARNE (94) - 14-16 rue Charles VII

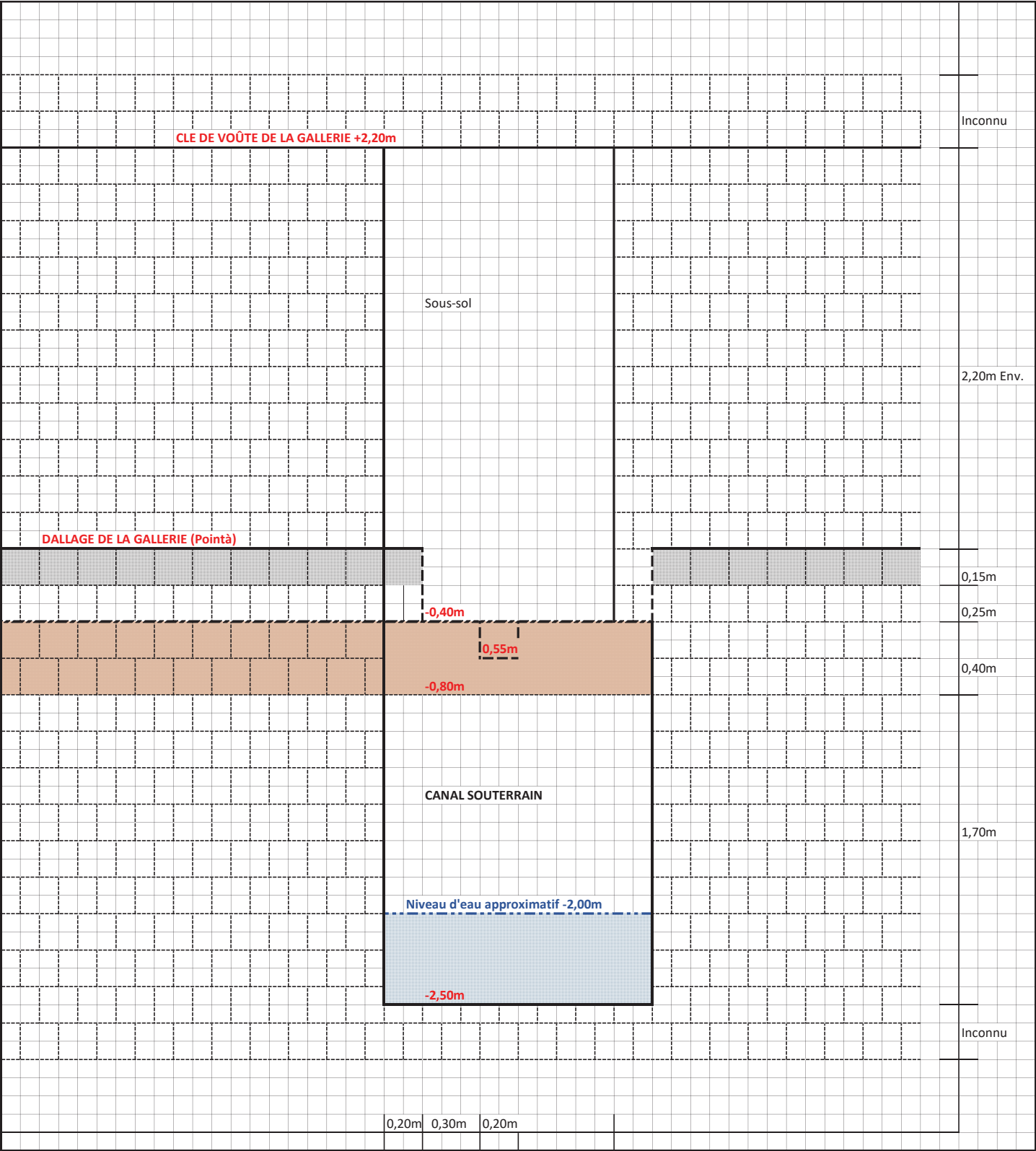
Date : **04/06/2021** Machine : **Pénétromètre dynamique léger** Profondeur : **0,00 - 2,00 m**
Outil : **Battage manuel masse 10 kg**

1/10

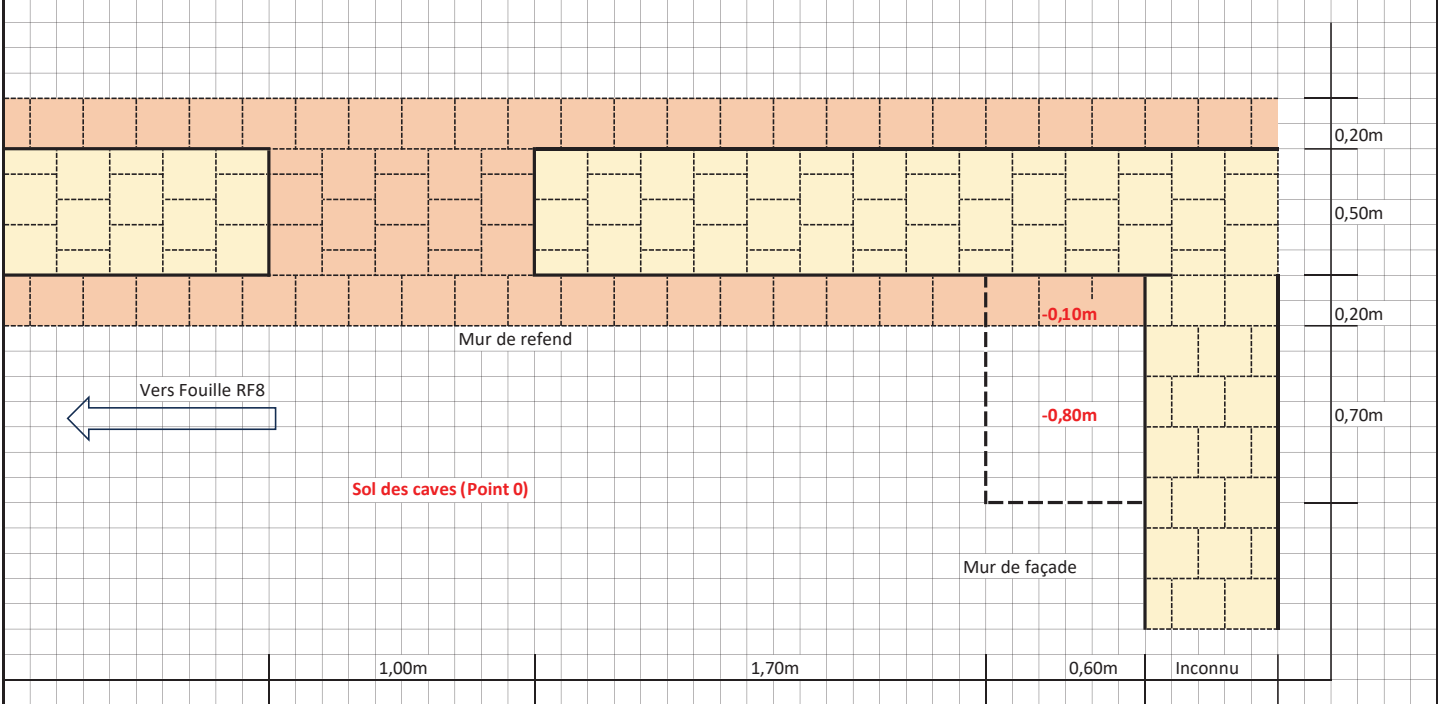
Essai : PD7
EXGTE 3.20/GTE


Vue en plan

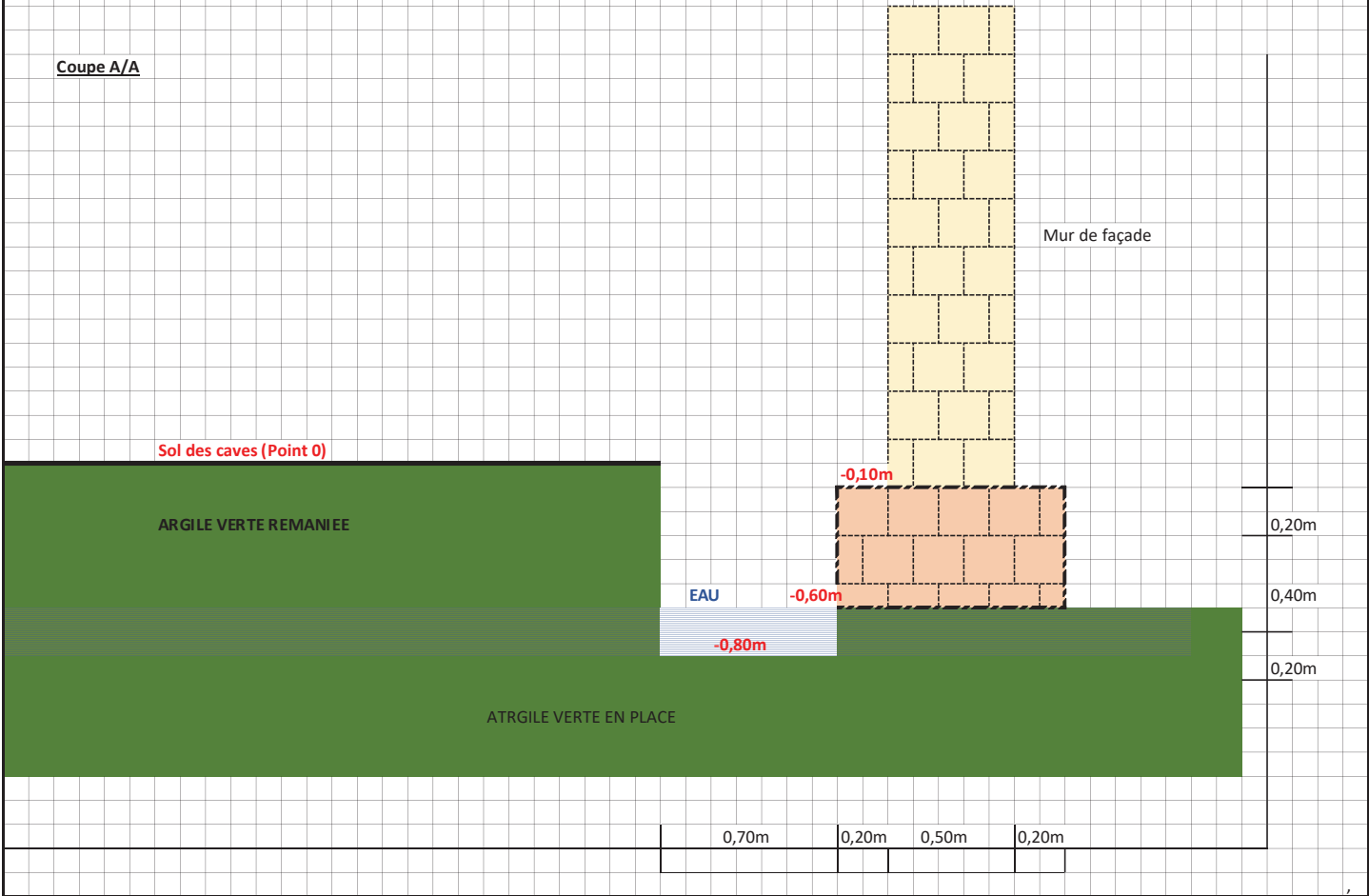






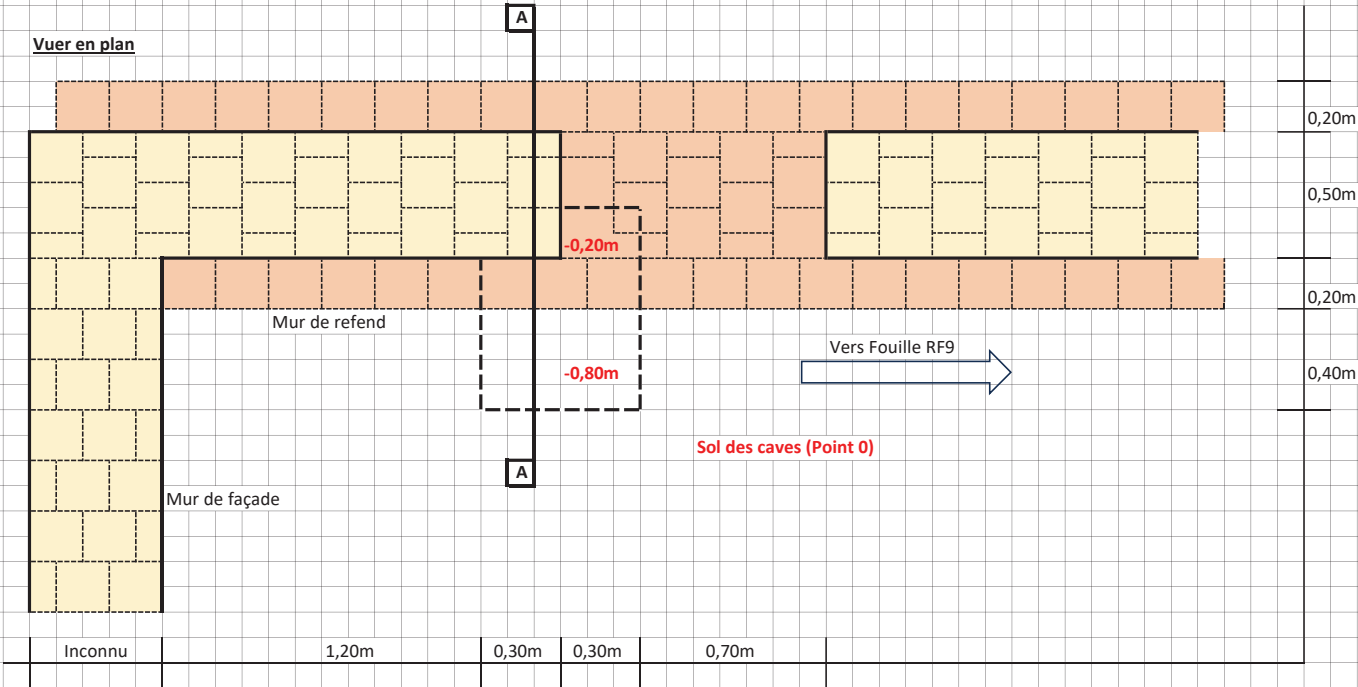


Coupe A/A

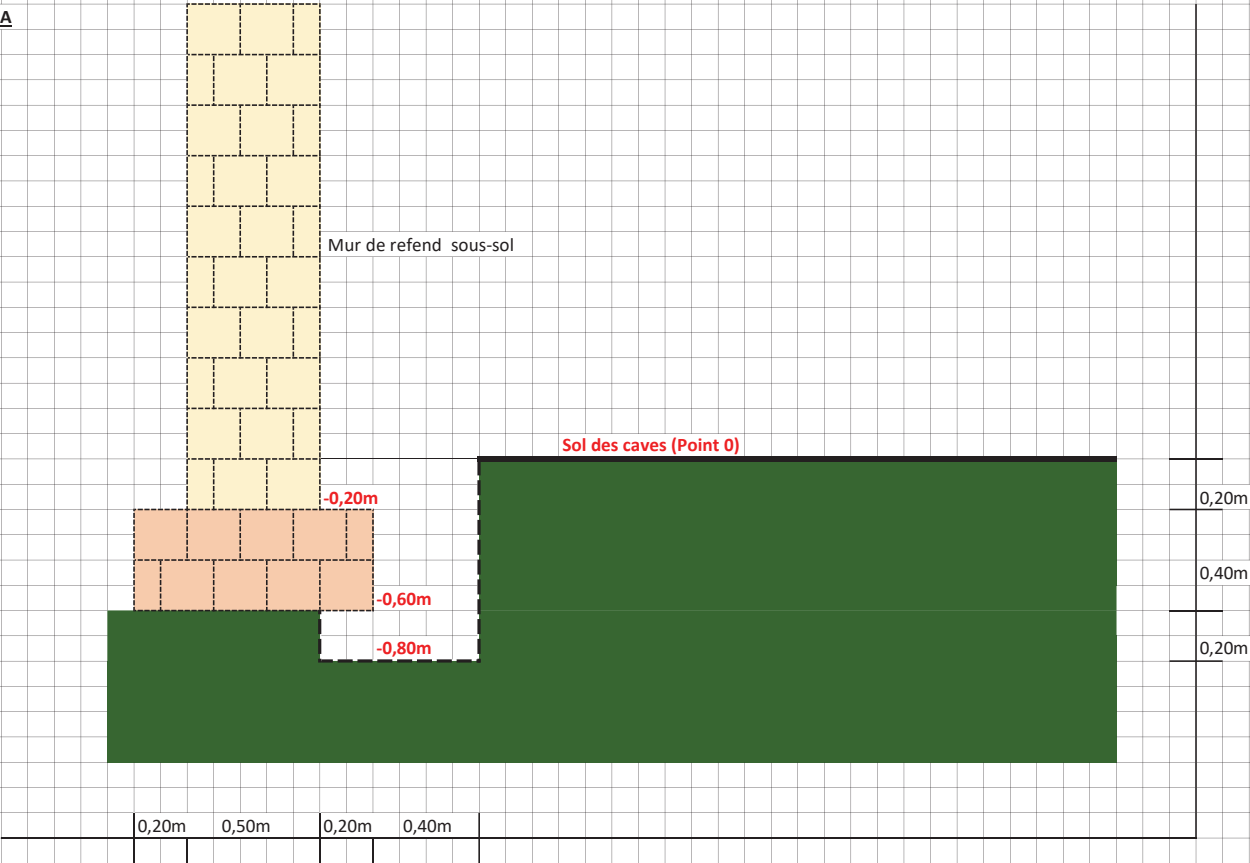




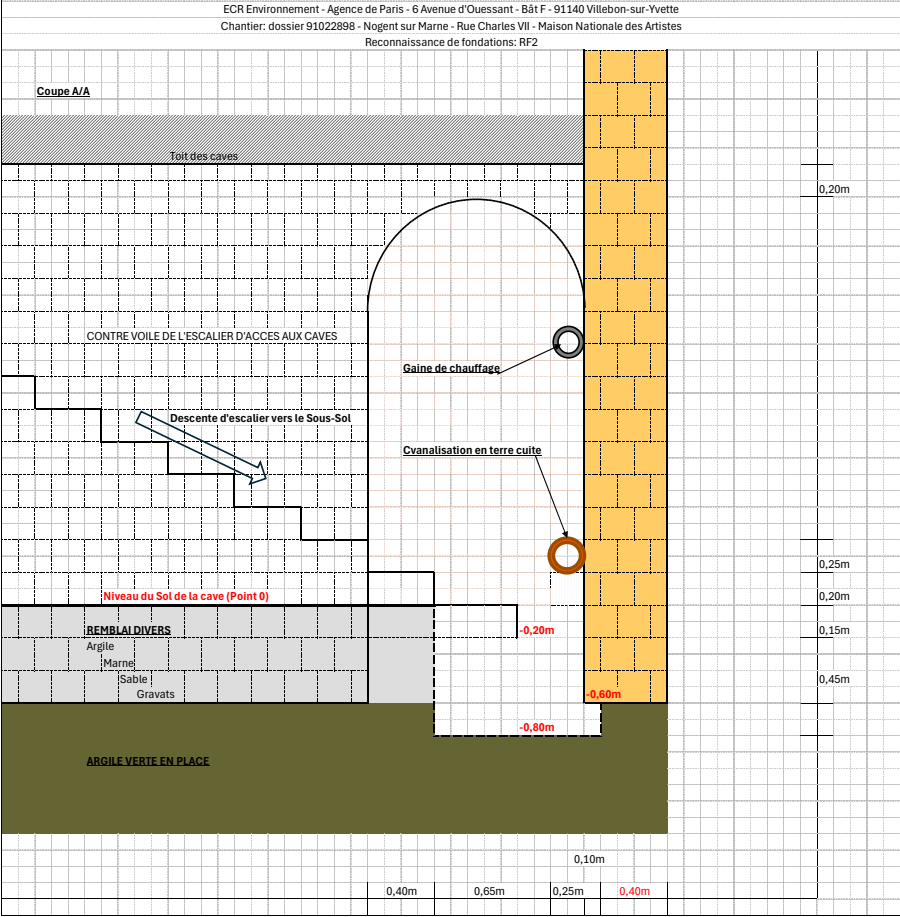
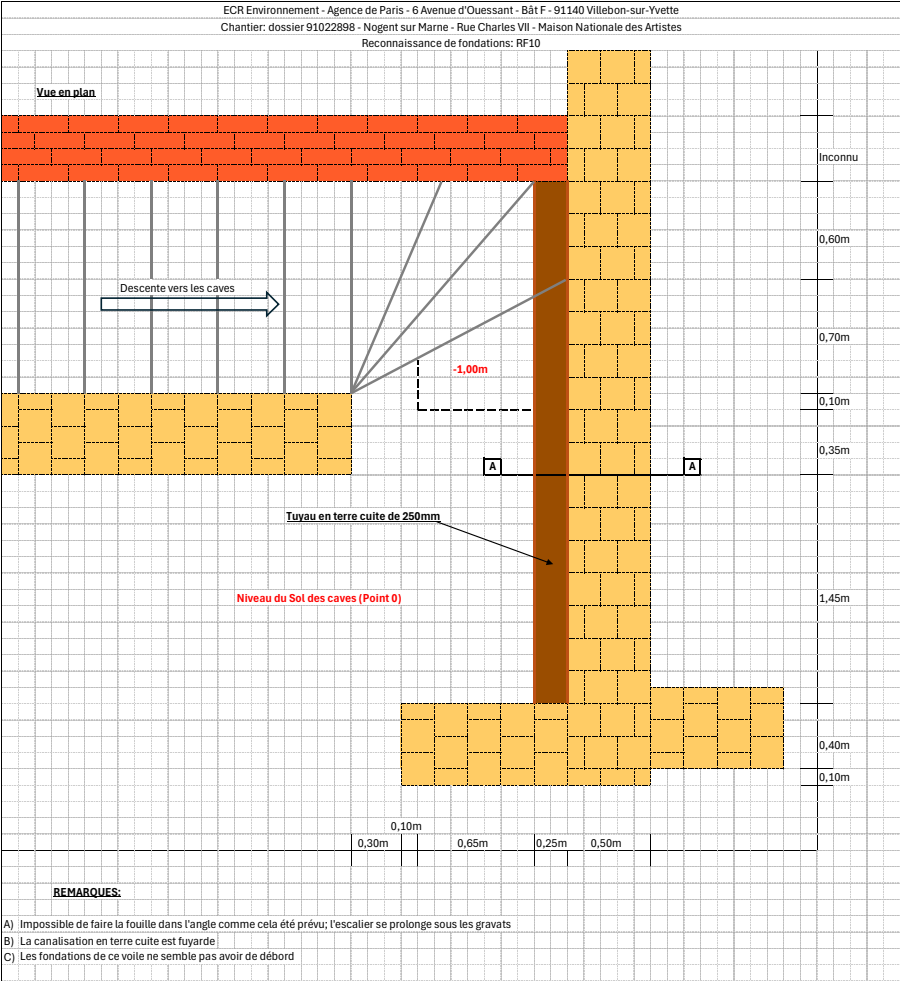
Vuer en plan



Coupe A/A











Vue en plan

Dallage des Sous-Sols (Point 0)

-1,30m

Env. 0,90m

0,70m

0,60m

Coupe A/A

2,20m

Dallage des Sous-Sols (Point 0)

PETITE DALLE DE BETON

RAMBLAI ou REMANIE:

Limon

Sable

Argile

-1,15m

-1,30m

0,10m

0,15m

ARGILE SABLEUSE & EAU

0,70m

0,20m

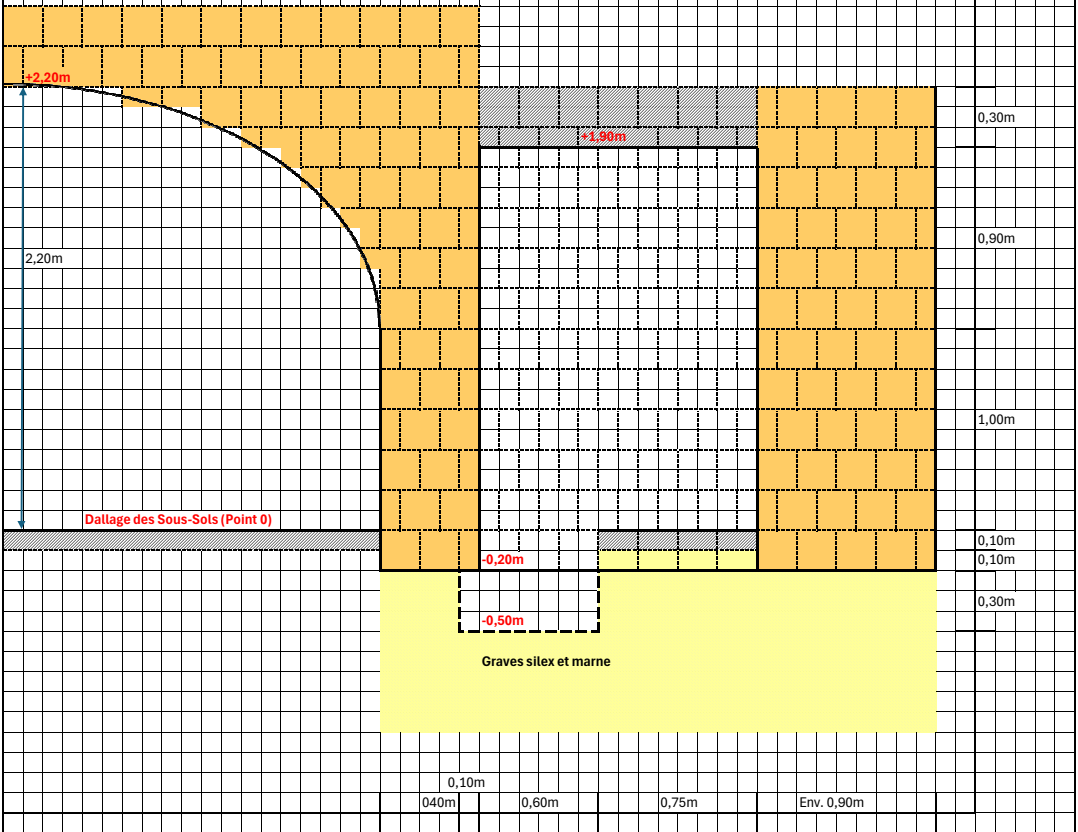
0,70m



Vue en plan

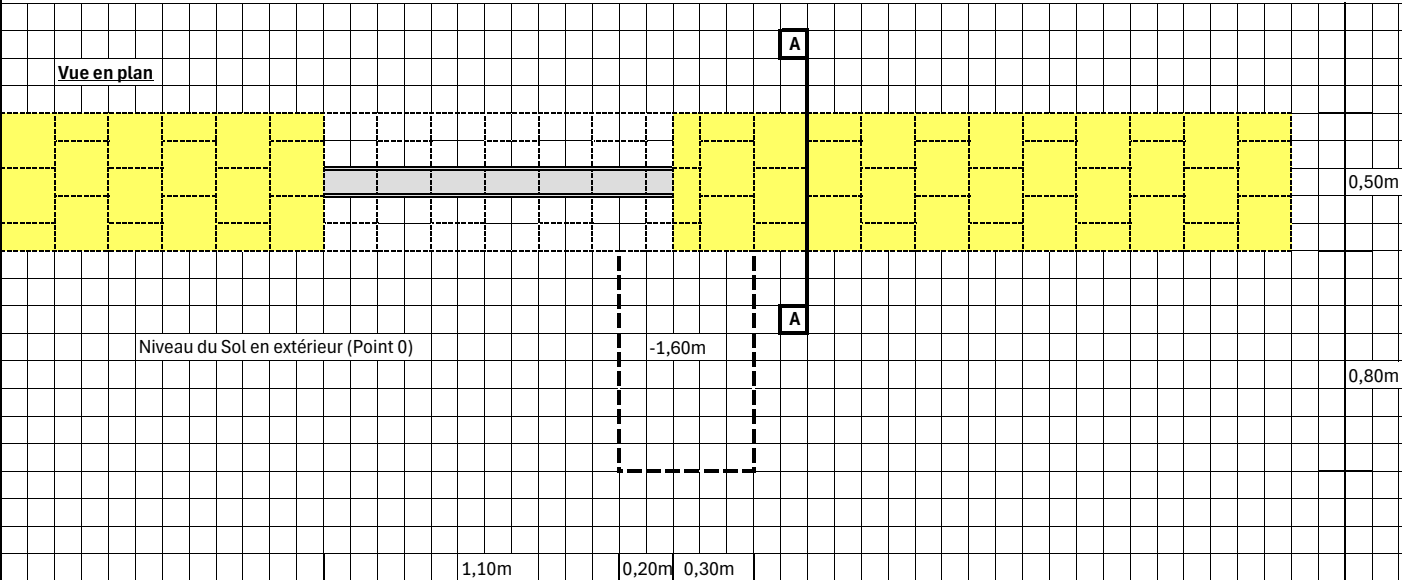


Coupe A/A

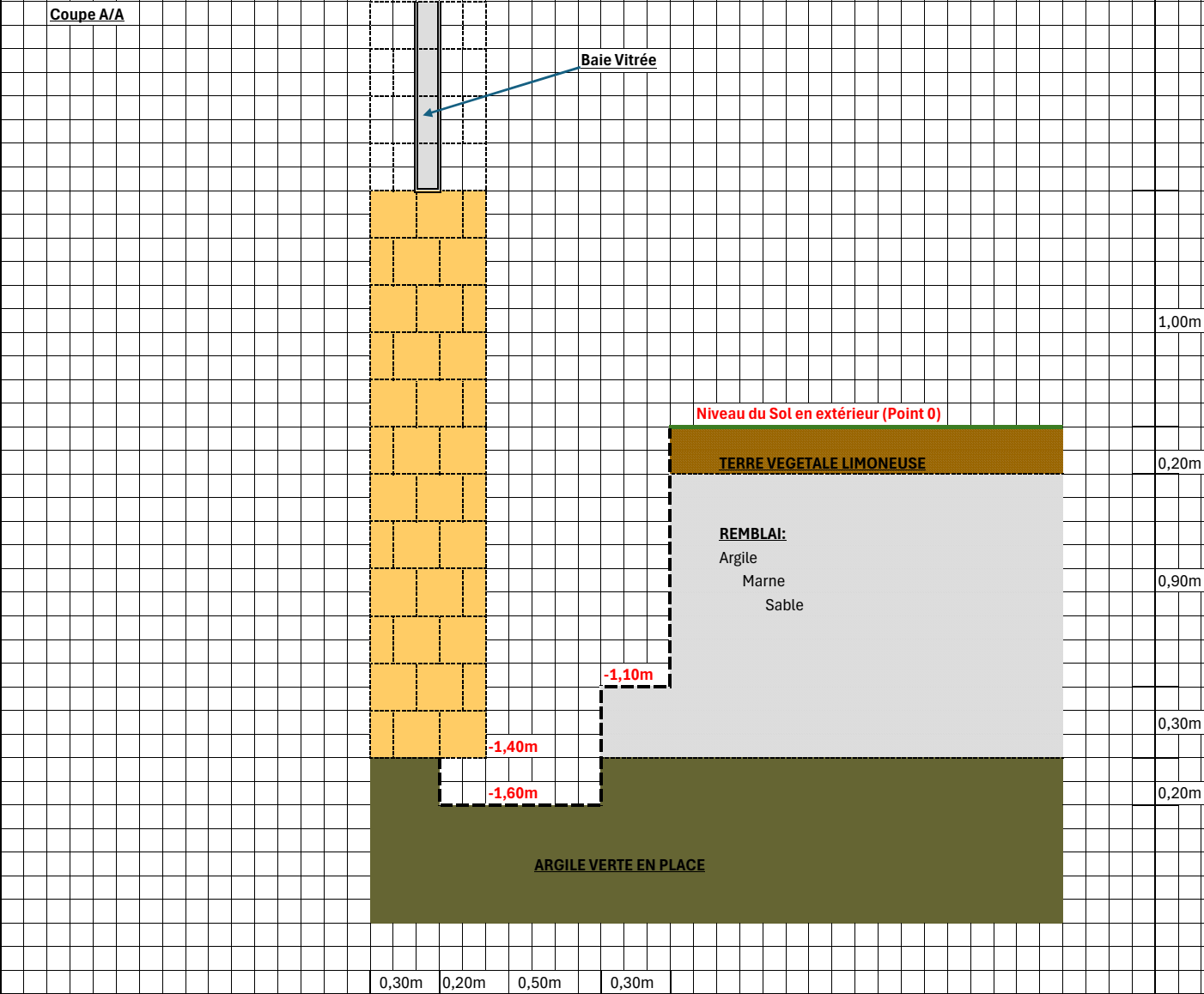


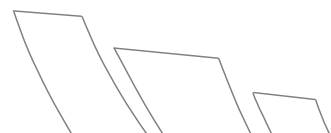


Vue en plan



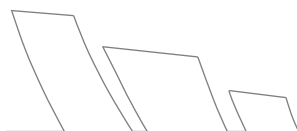
Coupe A/A





Annexe 4

Résultats essais en laboratoire



PROCES-VERBAL D'ESSAI

N° du dossier : 23.3127

N° Sondage : **Remanié**

Client : ECR IDF

Nom du chantier : NOGENT SUR MARNE

Apporté au labo : 16/11/2023

TENEUR EN EAU NFP 94.050

Sondage	Profondeur m	Description	Masse totale humide Pth (g)	Masse totale sèche Pts (g)	Tare T (g)	Masse eau Me (g)	Masse sèche Ms (g)	Fraction 0/5 mm W nat (%)
F1	1.00	Marne calcaire beige-brun	652.41	612.46	349.94	39.9	262.52	15.2
F2	1.30	Sable moyen jaune	434.58	425.46	266.02	9.12	159.44	5.7
F5	0.60	Sable limoneux beige-brun	478.56	425.26	96.42	53.3	328.84	16.2

ESSAI AU BLEU DE METHYLENE NF P 94-068

Sondage	Profondeur m	Masse humide échantillon Mh (g)	Masse totale sans bleu M1 (g)	Masse totale avec bleu M2 (g)	VB = <u>(M2-M1)</u> Ms	Passant à 5 mm %	Passant à 50mm %	VBS
F1	1.00	68.56	800.36	849.36	0.82			
F2	1.30	126.65	800.47	884.65	0.70			
F5	0.60	65.26	800.17	917.55	2.09			

PROCES-VERBAL D'ESSAI

LIMITES D'ATTERBERG NFP 94-051

N° du dossier : 23.3127

N° Sondage : **F4**

Client : ECR IDF

Profondeur (m) : **0.00/1.30**

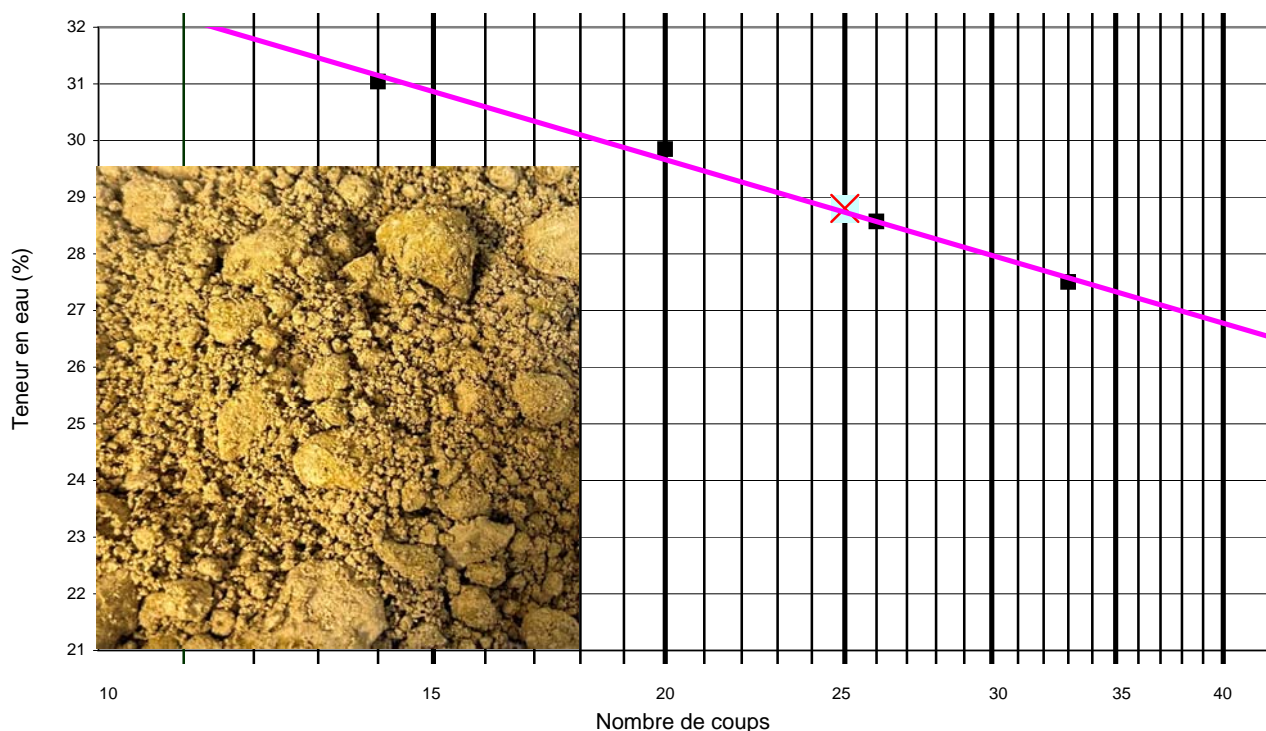
Nom du chantier : NOGENT SUR MARNE

Prélevé (m) : 0.00/1.30

Nature : Marne sableuse brun-jaune

Programme Labo : 16/11/2023

	LIQUIDITE					PLASTICITE	
Nombre de coups	14	20	26	33			
N° de la tare	A	B	C	D		1	2
Poids total humide	41.71	43.26	38.45	38.23		30.45	30.98
Poids total sec	32.00	33.48	30.07	30.14		27.85	28.13
Poids de la tare	0.72	0.72	0.72	0.72		13.21	12.36
Poids net de l'eau	9.71	9.78	8.38	8.09		2.60	2.85
Poids net matériau sec	31.28	32.76	29.35	29.42		14.64	15.77
Teneur en eau (%)	31.0	29.9	28.6	27.5		17.8	18.1



Limite de Liquidité	WL =	29	%	W naturelle =	17.4	%
Limite de Plasticité	Wp =	18	%	Pth (g) =	710.96	
Indice de Plasticité	Ip =	11		Pts (g) =	651.72	
Indice de consistance	Ic =	1.05		Tare (g) =	310.45	

PROCES-VERBAL D'ESSAI

LIMITES D'ATTERBERG NFP 94-051

N° du dossier : 23.3127

N° Sondage : **F6**

Client : ECR IDF

Profondeur (m) : **0.00/1.10**

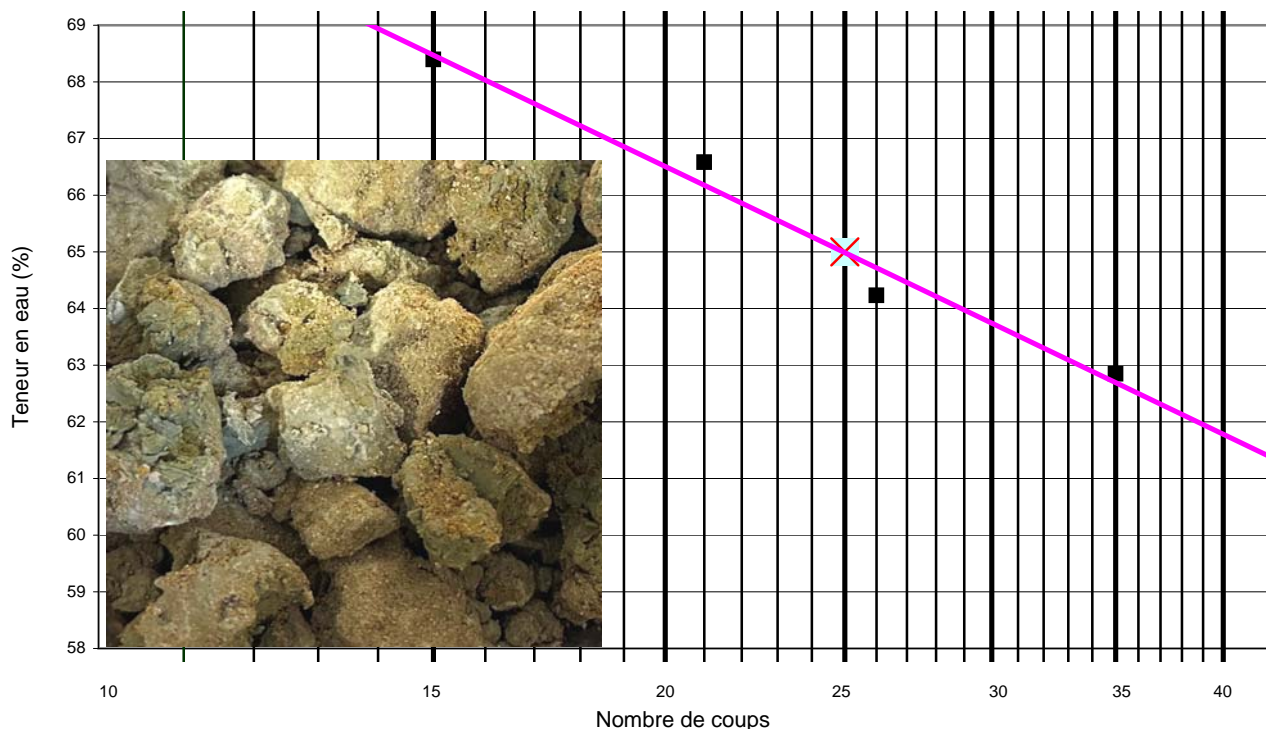
Nom du chantier : NOGENT SUR MARNE

Prélevé (m) : 0.00/1.10

Nature : Marne sableuse brun-vert

Programme Labo : 16/11/2023

	LIQUIDITE					PLASTICITE	
Nombre de coups	15	21	26	35			
N° de la tare	A	B	C	D		1	2
Poids total humide	50.29	51.81	50.54	50.77		31.76	33.65
Poids total sec	30.12	31.35	31.02	31.42		28.22	29.68
Poids de la tare	0.63	0.63	0.63	0.63		13.41	13.26
Poids net de l'eau	20.17	20.46	19.52	19.35		3.54	3.97
Poids net matériau sec	29.49	30.72	30.39	30.79		14.81	16.42
Teneur en eau (%)	68.4	66.6	64.2	62.8		23.9	24.2



Limite de Liquidité	WL =	65	%	W naturelle =	25.3	%
Limite de Plasticité	Wp =	24	%	Pth (g) =	446.25	
Indice de Plasticité	Ip =	41		Pts (g) =	386.94	
Indice de consistance	Ic =	0.97		Tare (g) =	152.73	

PROCES-VERBAL D'ESSAI

LIMITES D'ATTERBERG NFP 94-051

N° du dossier : 23.3127

N° Sondage : **F7**

Client : ECR IDF

Profondeur (m) : **0.00/1.00**

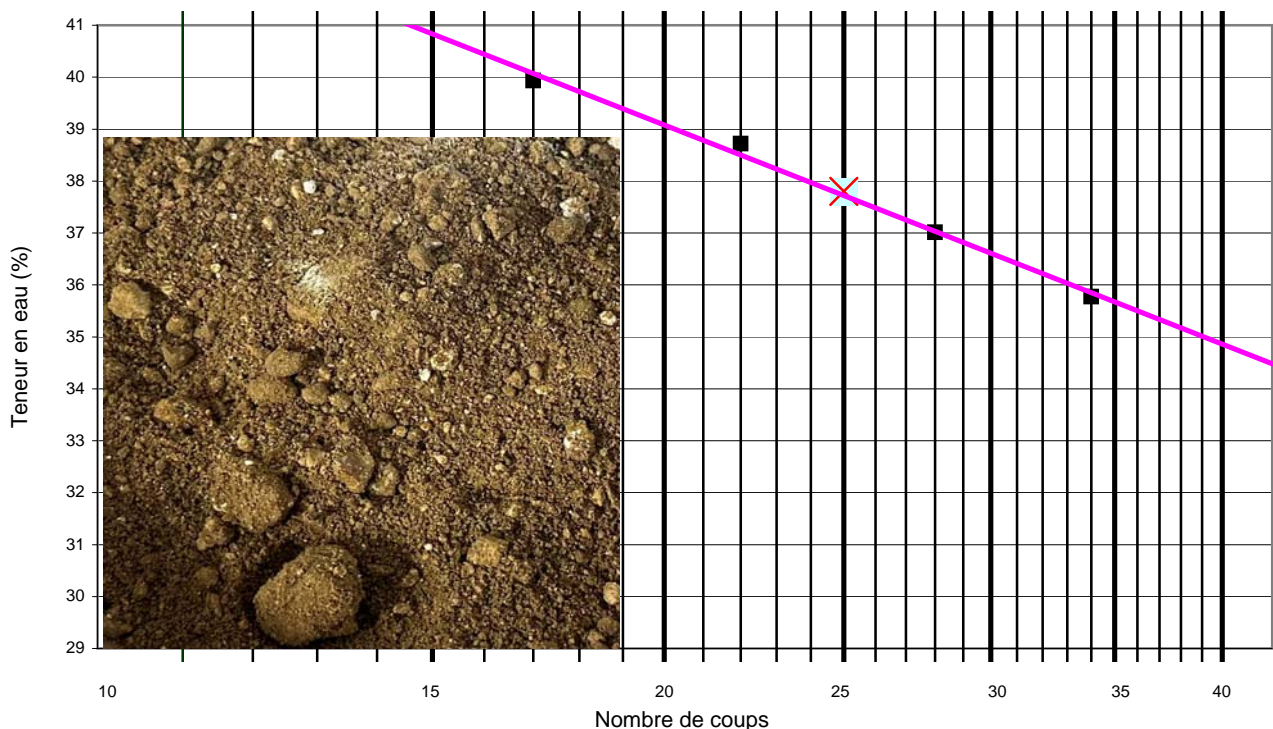
Nom du chantier : NOGENT SUR MARNE

Prélevé (m) : 0.00/1.00

Nature : Limon sableux à calcaire brun-marron

Programme Labo : 16/11/2023

	LIQUIDITE					PLASTICITE	
Nombre de coups	17	22	28	34			
N° de la tare	A	B	C	D		1	2
Poids total humide	42.81	37.41	40.22	41.33		31.22	32.36
Poids total sec	30.81	27.18	29.56	30.64		27.92	29.04
Poids de la tare	0.76	0.76	0.76	0.76		11.83	12.36
Poids net de l'eau	12.00	10.23	10.66	10.69		3.30	3.32
Poids net matériau sec	30.05	26.42	28.80	29.88		16.09	16.68
Teneur en eau (%)	39.9	38.7	37.0	35.8		20.5	19.9



Limite de Liquidité	WL = 38 %	W naturelle = 13.1 %
Limite de Plasticité	Wp = 20 %	Pth (g) = 371.86
Indice de Plasticité	Ip = 18	Pts (g) = 341.26
Indice de consistance	Ic = 1.40	Tare (g) = 108.50

Annexe 5

Classification des missions géotechniques



Tableau 2 - Classification des missions d'ingénierie géotechnique

<p>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.</p>
<p>ETAPE 1 : ETUDE GEOTECHNIQUE PREALABLE (G1)</p> <p>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 :</p> <p><u>Phase Etude de Site (ES)</u></p> <p>Elle est réalisée en amont d'une étude préliminaire, d'esquisse ou d'APS pour une première identification des risques géotechniques d'un site.</p> <ul style="list-style-type: none"> - 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. <p><u>Phase Principes Généraux de Construction (PGC)</u></p> <p>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.</p> <ul style="list-style-type: none"> - 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).
<p>ETAPE 2 : ETUDE GEOTECHNIQUE DE CONCEPTION (G2)</p> <p>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 :</p> <p><u>Phase Avant-projet (AVP)</u></p> <p>Elle est réalisée au stade de l'avant-projet de la maîtrise d'œuvre et s'appuie obligatoirement sur des données géotechniques adaptées.</p> <ul style="list-style-type: none"> - 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. <p><u>Phase Projet (PRO)</u></p> <p>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.</p> <ul style="list-style-type: none"> - 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. <p><u>Phase DCE / ACT</u></p> <p>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.</p> <ul style="list-style-type: none"> - Etablir 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.
<p>ETAPE 3 : ETUDES GEOTECHNIQUES DE REALISATION (G3 et G 4, distinctes et simultanées)</p> <p>ETUDE ET SUIVI GEOTECHNIQUES D'EXECUTION (G3)</p> <p>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 :</p> <p><u>Phase Etude</u></p> <ul style="list-style-type: none"> - Définir si besoin un programme d'investigations géotechniques spécifique, le réaliser ou en assurer le suivi technique, en exploiter les résultats. - Etudier 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). - Elaborer le dossier géotechnique d'exécution des ouvrages géotechniques provisoires et définitifs : plans d'exécution, de phasage et de suivi. <p><u>Phase Suivi</u></p> <ul style="list-style-type: none"> - Suivre en continu les auscultations et l'exécution des ouvrages géotechniques, appliquer si nécessaire des dispositions constructives prédéfinies en phase Etude. - Vérifier les données géotechniques par relevés lors des travaux et par un programme d'investigations géotechniques complémentaire si nécessaire (le réaliser ou en assurer le suivi technique, en exploiter les résultats). - Etablir la prestation géotechnique du dossier des ouvrages exécutés (DOE) et fournir les documents nécessaires à l'établissement du dossier d'interventions ultérieures sur l'ouvrage (DIUO) <p>SUPERVISION GEOTECHNIQUE D'EXECUTION (G4)</p> <p>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 :</p> <p><u>Phase Supervision de l'étude d'exécution</u></p> <ul style="list-style-type: none"> - 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. <p><u>Phase Supervision du suivi d'exécution</u></p> <ul style="list-style-type: none"> - 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.
<p>DIAGNOSTIC GEOTECHNIQUE (G5)</p> <p>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.</p> <ul style="list-style-type: none"> - Définir, après enquête documentaire, un programme d'investigations géotechniques spécifique, le réaliser ou en assurer le suivi technique, en exploiter les résultats. - Etudier 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).

