

ÉTUDE DE SOL

MISSION GÉOTECHNIQUE G2 PRO

Restructuration de l'Hôpital de la Villeneuve

Avenue du Général Leclerc
QUIMPERLÉ (29)



Dossier 5614921 - Décembre 2024

Groupe Hospitalier Bretagne Sud
5, Avenue de Choiseul
BP 12333
56 100 LORIENT

CLIENT

NOM	Groupe Hospitalier Bretagne Sud
ADRESSE	Direction Services techniques 5, Avenue de Choiseul BP 12233 56 100 LORIENT
INTERLOCUTEUR	M. Frédéric PINAULT – Chef de Projet EDEIS

ECR ENVIRONNEMENT

ADRESSE	2 rue André Ampère – 56 260 LARMOR-PLAGE
TELEPHONE / MAIL	02 97 87 42 32 / lorient@ecr-environnement.com
CHARGE D’AFFAIRES	Thierry LE LOHER
CHARGE D’ETUDES	Hugo LEMOINE

DATE	INDICE	OBSERVATION / MODIFICATION	REDACTEUR	VERIFICATEUR
07/2023	04	Mission G2 AVP – Evolution du projet	H. LEMOINE	T. LE LOHER
12/2024	01	Mission G2 PRO – Edition initiale	H. LEMOINE	T. LE LOHER

Rédacteur	Contrôle interne
Hugo LEMOINE Chargé d’études	Thierry LE LOHER Chargé d’affaires

SOMMAIRE

1.	CONTEXTE DE LA RECONNAISSANCE	4
1.1.	PRESENTATION DU PROJET	4
1.2.	MISSION.....	7
1.3.	PROGRAMME	7
2.	CONTEXTE DU SITE.....	9
2.1.	DONNEES HISTORIQUES	9
2.2.	CONTEXTE GEOLOGIQUE	11
2.3.	POTENTIEL RADON	12
2.4.	RISQUE DE RETRAIT GONFLEMENT DES ARGILES	12
2.5.	RISQUE DE REMONTEES DE NAPPES.....	12
2.6.	DISPOSITIONS PARASISMIQUES	12
3.	RÉSULTATS DES INVESTIGATIONS	13
3.1.	NIVELLEMENT	13
3.2.	SYNTHESE GEOLOGIQUE	14
3.3.	IDENTIFICATION DES SOLS	17
3.3.1.	Caractères principaux	17
3.3.2.	Réutilisation des matériaux en remblais.....	18
3.3.3.	Réutilisation des matériaux en couche de forme	20
3.4.	HYDROGEOLOGIE.....	22
3.4.1.	Niveau d'eau	22
3.4.2.	Suivi piézométrique	23
3.4.3.	Niveau des Plus Hautes Eaux connues	23
3.4.4.	Perméabilité des sols	24
3.5.	CLASSIFICATION D'EXPOSITION EN FONCTION DES ACTIONS DUES A L'ENVIRONNEMENT	25
3.5.1.	Agressivité des eaux souterraines sur le béton.....	25
3.5.2.	Agressivité des sols sur le béton	26
3.5.3.	Composition et propriétés du béton.....	27
3.6.	SYNTHESE	27
4.	APPLICATION AU PROJET	28
4.1.	POSSIBILITES DE FONDATIONS PROFONDES DU BATIMENT	28
4.1.1.	Principe de fondation par pieux.....	28
4.1.2.	Cas de charges et fondations	28
4.1.3.	Modèles géotechniques.....	29
4.1.4.	Béton.....	30
4.1.5.	Capacité portante en compression	31
4.1.6.	Capacité portante en traction	32
4.2.	PARAMETRES DE DIMENSIONNEMENT DES PIEUX VIS-A-VIS DES SOLlicitATIONS LATERALES	35
4.3.	SISMICITE ET LIQUEFACTION DES SOLS	38
4.3.1.	Classe de sols selon l'Eurocode 8.....	38
4.3.2.	Liquéfaction des sols	39
4.4.	NIVEAUX BAS.....	40
4.5.	VOIRIES	41
4.5.1.	Partie Supérieure des Terrassements PST	41
4.5.2.	Dimensionnement de la couche de forme	43
4.5.3.	Couches d'assise et de surface.....	44
4.6.	PRECAUTIONS PARTICULIERES DE CONCEPTION ET D'EXECUTION	45
4.6.1.	Terrassements.....	45
4.6.2.	Mitoyenneté	46
4.6.3.	Stabilité des terrains en déblais et talutage.....	47
4.6.4.	Exécution des pieux	52
4.6.5.	Drainage	54

ANNEXES

- Annexe 1 : Implantation des sondages (2 pages)
- Annexe 2 : Résultats des investigations in-situ (24 pages)
- Annexe 3 : Résultats des analyses de laboratoire (10 pages)
- Annexe 4 : Résultats des calculs Foxta et Talren (16 pages)
- Annexe 5 : Classification des missions géotechniques (1 page)

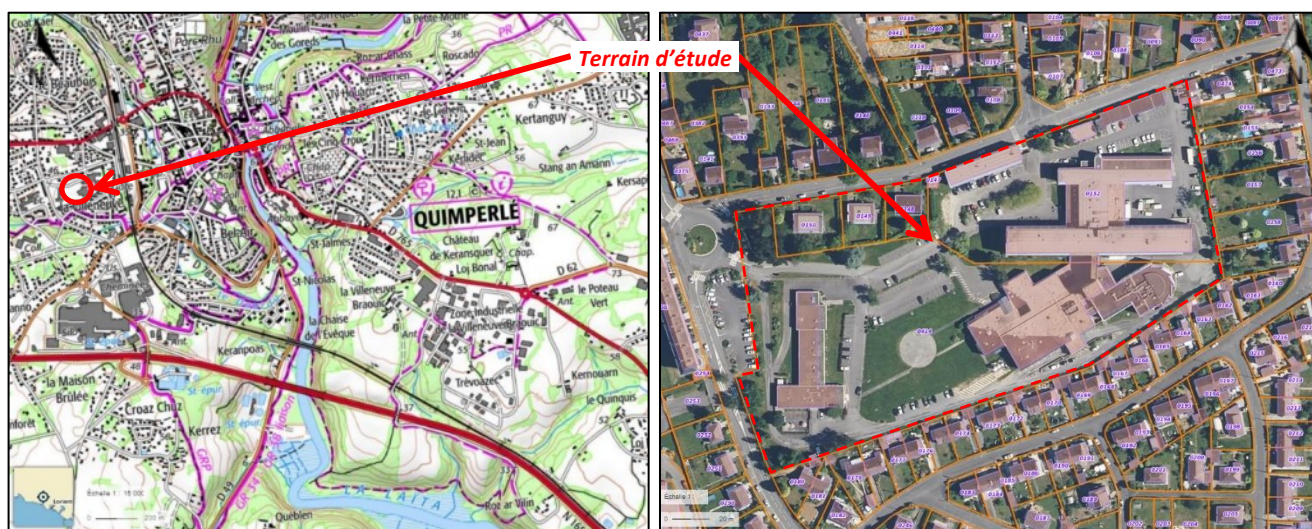
La présente reconnaissance de sol a été effectuée par la société ECR ENVIRONNEMENT – 2, rue André Ampère – 56 260 LARMOR-PLAGE à la demande et pour le compte de :

Groupe Hospitalier Bretagne Sud
Direction Services techniques
5, Avenue de Choiseul
BP 12233
56 100 LORIENT

1. CONTEXTE DE LA RECONNAISSANCE

1.1. Présentation du projet

Le projet concerne la restructuration de l'Hôpital de la Villeneuve à QUIMPERLÉ (29), sur les parcelles cadastrées n°148 à 150, 152 et 414 de la section AX, sise Avenue Général Leclerc.



Situation de la zone d'étude, Géoportail

Lors de nos interventions de juin et juillet 2023, l'emprise du nouveau projet correspond au site existant de l'Hôpital de la Villeneuve avec les bâtiments C (Centre périnatale de proximité) et E (Unité de psychiatrie du sujet âgé), un hélicoptère (Ø20 m) et des espaces enherbés et des voiries/zones de stationnement en enrobé. L'emplacement des futures aménagements VRD (stationnement, voirie, jardin paysager, noue/bassin) correspond à la partie Nord et Nord-Est du site où l'on retrouve 3 anciens logements de fonction et le bâtiment A original de l'hôpital (unités d'hospitalisation, service administratifs).

L'ensemble du site comporte une légère déclivité vers le Sud (site compris entre ± 45.00 et 41.00 m NGF).

Les bâtiments sont encore en activité lors de notre intervention. Pour le nouveau projet, il est prévu la démolition du bâtiment C/E, des maisons de fonction et l'aménagement des espaces de stationnements en partie Nord. Le bâtiment original de l'hôpital de Quimperlé devant également être démoli.

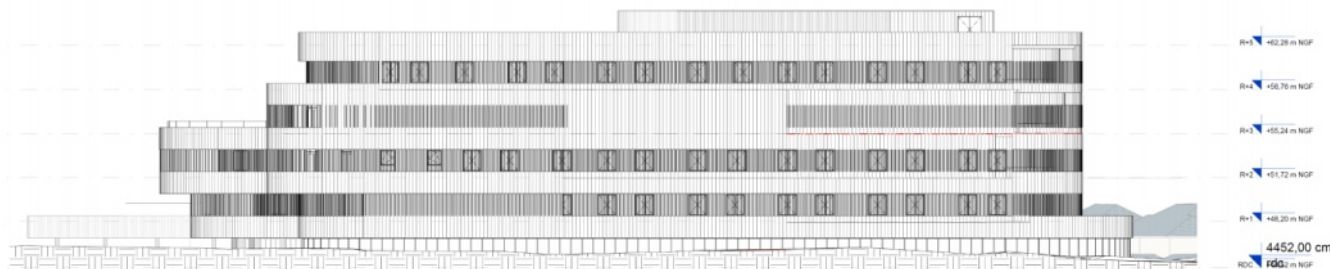
Les caractéristiques principales du projet sont les suivantes :

- Construction d'un bâtiment de type N+2 (bloc d'entrée) à N+4+attique (corps principal) avec RDJ partiel ;
- Emprise au sol totale $\pm 5\,150\text{ m}^2$ et RDJ $\pm 3\,600\text{ m}^2$ ($\pm 28\,000\text{ m}^2$ de planchers) ;
- Dimensions : $\pm 100 \times 70\text{ m}$;
- Cote de niveau fini RDC : 44.52 m NGF et RDJ (N-1) : 41.00 m NGF ;
 - Niveau RDJ avec locaux techniques, vestiaires, bureaux et restauration ;
 - Niveau RDC : hall, hôpital de jour, modules 1 à 4 : ophtalmo/ORL, uro-gastro-angio-rhumato, cardio-vasculaire, polyvalent ville ;
 - R+1 SSR pneumo-cardio sous unité HC et HDS et hôpital de jour ambulatoire et rééducation PAPD : chambres + bureaux + salles ;
 - R+2 SSR PAPD et poly : chambres et bureaux, salles/salons, rangements ;
 - R+3 Médecine gériatrique et Hospitalisation C/D Sous-unité HC : chambres + bureaux, rangements ;
 - R+4 Médecine polyvalente et Hospitalisation A/B Sous-unité HC/HET : chambres + bureaux + salle de préparation et rangements divers ;
 - R+5 Locaux techniques, groupe froid.

Il est prévu de liaisonner le nouveau bâtiment avec l'existant par un préau en façade Nord du plateau technique existant et de relier le sous-sol par une galerie logistique en RDJ et une au RDC.



Insertion du projet



Élévation Façade Ouest, APS mars 2023 – CHABANNE Archi

Concernant les aménagements VRD, il sera créé de nouveaux espaces de stationnement perméables pour véhicules légers (± 250 places) et des nouvelles voies de circulation, une voie Urgence sur tout le pourtour du site, une cour logistique au droit du sous-sol du plateau technique, des espaces de stationnement PL, ainsi que des cheminements piétons avec aménagements paysagers.

Les documents nous ayant été fournis pour cette mission et les études précédentes sont les suivants :

Document	Phase	Référence	Emetteur	Date	Echelle
G2 AVP n°5611788 + G1 PGC n°5611871 juin 2022					
Plan masse et topographique	-	98051	Pierre LE BIHAN Géomètre	Mars 1999 et décembre 2003	1 :500 1 :250
Plan des réseaux extérieurs	-	-	-	2006	
Cahier des charges Géotechnique	DIA	307429	EDEIS	8 octobre 2021	SE
Extrait Etude de sol construction plateau technique	-	PL 85.09.266	Sol Progrès	Octobre 1985	SE
Plan de fondation bâtiments B et C	-	C200 et C300	P.E.O	Septembre 1989 Aout 1990	1 :50
Plan de RDC	-	-	-	4 novembre 2021	-
Cahier des charges Géotechnique bâtiment SSR et médecine	Consultation	-	A2MO	Mars 2022	SE
G2 AVP n°5613325 juin 2023					
Dossier Plan de niveau, élévation façade	APS	22028	CHABANNE Ingé	17 mars 2023	1 :500
Cahier des charges Géotechnique	DIA	307616	EDEIS	20 mars 2023	SE
G2 AVP n°5613325 juillet 2023					
Cahier des charges Géotechnique - VRD	APS	22028	CHABANNE Archi	5 juin 2023	SE
Proposition d’implantation des sondages					-
Plan de détection des réseaux	-	5613276	ECR Environnement	30 juin 2023	1 :200
Plan de masse	PC	22028	CHABANNE Archi	28 juillet 2023	1 :500
Plan des aménagements extérieurs	PC	22028	CHABANNE Ingé	28 juillet 2023	1 :250
Annexe Volet paysager et Note de gestion EP	PC				SE
Mise à jour G2 AVP n°5613325 juillet 2024					
Plan de principe de fondation	APD	-	EDEIS	Juillet 2024	SE
Plan de soutènement	-	-			SE
G2 PRO					
Dossier plans de niveaux	PRO	22028	CHABANNE Archi	28 octobre 2024	1 :100



Feuille Excel de descentes de charges + Repérage blocs et nœuds	-	-	EDEIS	24 octobre 2024	SE
Plan de principe terrassement	PRO	22028	CHABANNE Ingé	13 décembre 2024	1 :250

Remarque : D'après les plans de fondations du plateau technique transmis, les bâtiments B et C du plateau technique sur sous-sol semi-enterré, sont fondés par semelles filantes et isolées encastrées vers 38.15 et 40.23 m NGF au droit du projet, avec un taux de travail du sol de 3 bars.

1.2. Mission

Par référence à la classification des « Missions Géotechniques Normalisées » (Norme NF P 94-500), la présente reconnaissance est de type **G2 PRO faisant suite à notre rapport G2 AVP (construction et voirie) de juillet 2024** et voit de ce fait l'étendue de sa mission limitée aux prestations correspondantes. Un extrait de la Norme est présenté en Annexe.

Elle a pour objectif de :

- Préciser le contexte géologique et hydrogéologique du site ;
- Evaluer les caractéristiques mécaniques des sols (résistance, portance, déformabilité des sols...) ;
- Définir le type de fondations envisageables ;
- Présenter un exemple de pré-dimensionnement des fondations envisagées (niveaux d'assise, contraintes de calcul aux ELU et aux ELS, tassements...) ;
- Etudier la faisabilité des dallages et les modalités de mise en œuvre ;
- Définir le type de plateforme et l'arase des terrassements pour la voirie ;
- Présenter un exemple de pré-dimensionnement de la structure de chaussée ;
- Déterminer les précautions techniques à prendre en compte lors des travaux (terrassements, avoisinants, terrains compressibles, substitution...) et vis-à-vis de la présence d'eau éventuelle (drainage, pompage...) ;
- Spécifier les prescriptions vis-à-vis de l'aléa sismique (classe de sol, risque de liquéfaction...).

1.3. Programme

Le programme d'intervention de la mission G2 AVP a consisté à réaliser les opérations suivantes, en complément des données recueillies lors d'anciennes campagnes de sondages :

Au droit de la future construction :

- ⇒ **8 sondages géologiques (notés SP1 à SP8)**, à la tarière mécanique de diamètre 63 mm menés jusqu'à une profondeur de 9.00-10.00 et 14.00 m/TN, donnant les successions lithologiques et les éventuelles venues d'eau dans les sondages ;
- + **53 essais pressiométriques**, à raison de 6 à 8 essais par sondage, permettant de déterminer les caractéristiques Em et PI des sols ;



- ⇒ **2 piézomètres (notés PZ3 et PZ4)**, posés en lieu et place des sondages SP2 et SP5 respectivement jusqu'à 12.00 et 9.00 m/TN, composés de tube PVC lisse/crépine de diamètre 34-40 mm ;
- ⇒ **2x2 analyses de l'agressivité des eaux et des sols sur le béton ;**

Au droit des futurs aménagements VRD :

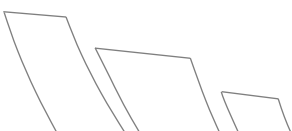
- ⇒ **2 sondages géologiques (notés T7 à T8)**, à la tarière mécanique de diamètre 63 mm menés jusqu'à une profondeur de 2.50 m/TN ou au refus, donnant les successions lithologiques et les éventuelles venues d'eau dans les sondages ;
+ **2 essais pénétrométriques (notés PD6 à PD7)**, respectivement couplés aux sondages géologiques T7 et T8, au pénétromètre dynamique lourd menés jusqu'à la profondeur de 2.50 m/TN ou au rebond, permettant de déterminer la résistance dynamique de pointe qd des sols traversés ;
- ⇒ **4 essais d'infiltration à la fosse (notés K1 à K4)** réalisés selon la méthode Matsuo dans des fouilles à la minipelle descendu vers 1.30-1.50 m/TN, permettant d'estimer la perméabilité du sol ;

Nous prendrons également en considération les sondages réalisés dans le cadre l'extension de l'IRM : mission G2 AVP ECR n°5611788 de juin 2022, pour laquelle nous avons réalisés les investigations suivantes :

- ⇒ **4 sondages géologiques (notés T1' et SP1 à SP3)**, à la tarière mécanique de diamètre 63 mm menés jusqu'à la profondeur du refus obtenu entre 4.00 et 4.50 m/TN, donnant les successions lithologiques et les éventuelles venues d'eau dans les sondages ;
+ **8 essais pressiométriques**, à raison de 2 à 3 essais par sondage SP, permettant de déterminer les caractéristiques Em et Pl des sols ;

Ainsi que les sondages réalisés dans le cadre de la construction d'un nouveau bâtiment : mission G1 PGC ECR n°5611871 de juin 2022, pour laquelle nous avons réalisés au droit du nouveau projet :

- ⇒ **6 sondages géologiques (notés T1 à T6)**, à la tarière mécanique de diamètre 63 mm menés jusqu'à une profondeur de 4.00 m/TN ou au refus, donnant les successions lithologiques et les éventuelles venues d'eau dans les sondages ;
+ **5 essais pénétrométriques (notés PD1 à PD5)**, dont PD1 à PD5 respectivement couplés aux sondages géologiques T1 à T5, au pénétromètre dynamique lourd menés jusqu'à la profondeur de 4.00 m/TN, permettant de déterminer la résistance dynamique de pointe qd des sols traversés ;
- ⇒ **2 piézomètres (notés PZ1 et PZ2)**, posés en lieu et place des sondages T3 et T6 jusqu'à 4.00 et 3.75 m/TN, composés de tube PVC lisse/crépine de diamètre 45-50 mm.



2. CONTEXTE DU SITE

2.1. Données historiques

D'après les anciennes photographies aériennes (remonterletemps.ign) sur la période 1945-2015, l'historique de la zone d'étude est le suivant :

- Jusqu'au milieu des années 1950, le terrain est une parcelle agricole comportant quelques arbres. Des maisons sont déjà présentes au Nord et à l'Est du site (gare de Quimperlé). Une route est présente à l'Ouest de la parcelle (actuelle Avenue du Général Leclerc) ;
- La structure du bâtiment A « Hospitalisation » semble terminée en avril 1958. Une rangée de maisons mitoyennes a été construite au Sud du Site ;
- Le site est fonctionnel en 1966 et semble avoir été nivelé en partie Ouest. Des logements de fonction et d'autres bâtiments sont présents en limite Nord. Des cheminements piétons sont aménagés en façade Sud du bâtiment Hospitalisation ;
- En 1970, un logement de fonction supplémentaire et une extension d'un bâtiment ont été réalisés ;
- En juillet 1974, le bâtiment C/E « Maternité » est déjà construit et les voiries sont aménagées. Le centre du site semble avoir été remanié lors de travaux ;
- Après 1975, la zone d'étude semble avoir peu évolué pendant une quinzaine d'années, mis à part l'aménagement de nouveaux stationnements le long des voiries existantes ;
- Le bâtiment du plateau technique est en cours de construction en juillet 1990. Celle-ci s'étale jusque fin 1992. La zone d'étude en partie centrale du site est remaniée ;
- Mis à part le bâtiment des urgences UHCD, construit vers le milieu des années 2000, le site présente sa configuration plus ou moins actuelle dès 1993 ;
- En juin 2005, les fondations du bâtiment des urgences ont été coulées (massifs isolées). Des travaux ont été réalisés en façade Ouest du plateau technique et des bâtiments légers semblent présents au droit de la future dalle du stockage des gaz médicaux ;
- L'héliport est agrandi entre 2009 et 2012 : dalle béton de 20 m de diamètre.





Photographie aérienne de mars 1953



Photographie aérienne de janvier 1966



Photographie aérienne de juillet 1974



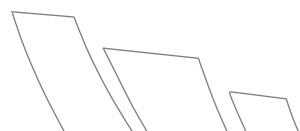
Photographie aérienne de juillet 1990



Photographie aérienne de septembre 1991



Photographie aérienne de mai 1992





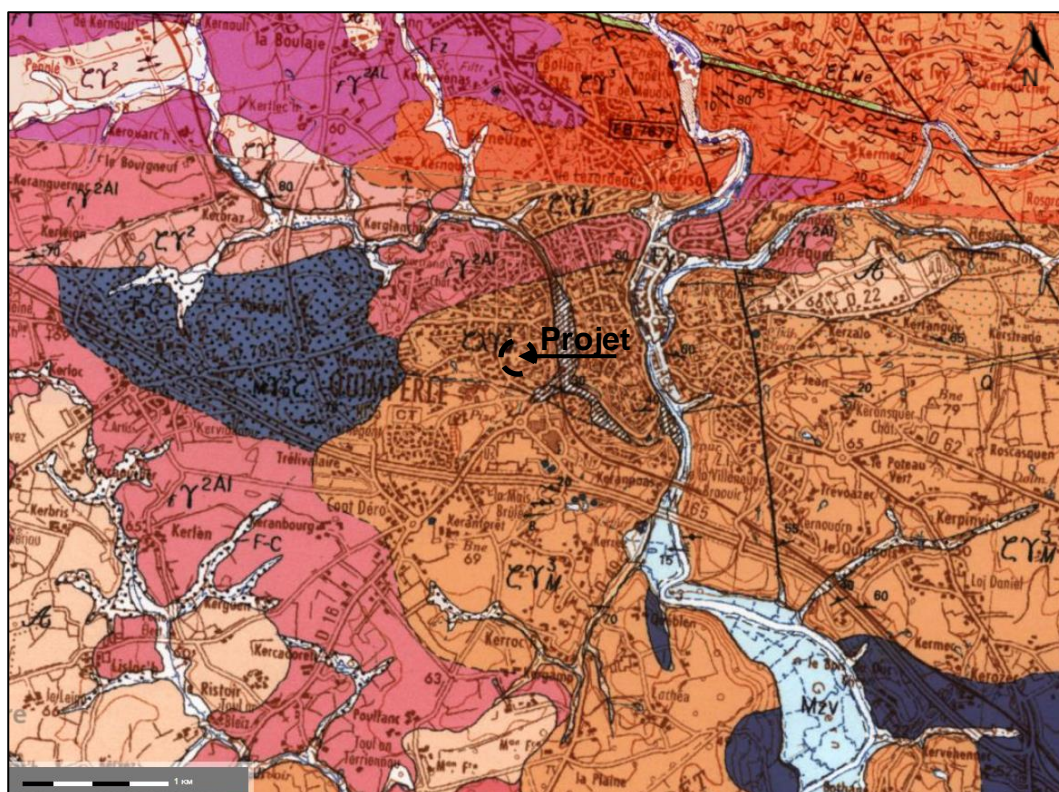
Photographie aérienne d'août 1993



Photographie aérienne de juin 2005

2.2. Contexte géologique

D'après le site InfoTerre du B.R.G.M et notre expérience locale, la zone d'étude se situe dans une formation d'orthogneiss (Orthogneiss de Moëlan).



Extrait de la carte géologique de LORIENT imprimée au 1 : 50 000^{ème}, BRGM

Au droit de la zone d'étude, les horizons que l'on doit normalement rencontrer sont :

- Des horizons de recouvrement, ainsi que des altérites provenant de l'altération de la roche sous-jacente ;
- Le substratum gneissique.

2.3. Potentiel radon

D'après l'IRSN, le potentiel radon de la commune de QUIMPERLÉ (29) est classé en catégorie 3. Il est recommandé, sans obligations, de prévoir des systèmes constructifs, de ventilations et de chauffages adaptés (étanchéité sol/bâtiment, vide sanitaire ventilé...).

2.4. Risque de retrait gonflement des argiles

D'après la carte de l'aléa retrait-gonflement des argiles (georisques.gouv.fr), le projet se situe dans une zone d'aléa nul concernant ce phénomène.

2.5. Risque de remontées de nappes

D'après la carte du risque de remontées de nappes (georisques.gouv.fr), le projet se situe dans une zone potentiellement sujette aux inondations de caves, avec un indice de fiabilité faible.

2.6. Dispositions parasismiques

➤ *Catégorie de bâtiments*

Les bâtiments à risque normal sont classés en 4 catégories d'importance croissante, de la *catégorie I* à faible enjeu, à la *catégorie IV* qui regroupe les structures stratégiques et indispensables à la gestion de crise.

L'ouvrage concerné par la présente étude est classé dans le groupe III (bâtiment sanitaire et social).

➤ *Exigence sur le bâti neuf*

Les exigences sur le bâti neuf dépendent de la catégorie d'importance du bâtiment et de la zone de sismicité. Le nouveau zonage sismique de la France (décret d'octobre 2010 entré en vigueur le 1^{er} mai 2011) classe la commune de QUIMPERLÉ (29) en zone d'aléa sismique 2 (aléa faible).

Concernant la présente étude (bâtiment de catégorie III situé en zone d'aléa sismique 2), l'application des prescriptions parasismiques particulières de l'Eurocode 8 est obligatoire.



3. RÉSULTATS DES INVESTIGATIONS

Nous avons présenté en annexe les documents suivants :

- Les plans d'implantation des investigations ;
- Les coupes des sondages géologiques comprenant les valeurs des essais pressiométriques et les piézomètres ;
- Les coupes des sondages géologiques et les pénétrogrammes associés ;
- Les coupes des fouilles à la minipelle avec les valeurs de perméabilités ;
- Les résultats des analyses d'agressivité des eaux/sols sur le béton ;
- Les résultats des analyses granulométriques ;

3.1. Nivellement

Les points de sondages ont été implantés en fonction des contraintes du site et de la présence de réseaux, et ont été nivelés approximativement à partir du plan topographique fourni.

Sondage	SP1	SP2/PZ3	SP3	SP4	SP5/PZ4	SP6	SP7	SP8
Altitude (m NGF)	±45.15	±44.30	±44.30	±44.15	±43.60	±42.80	±43.50	±43.20

Sondage	T7/PD6	T5/PD5	K1	K2	K3	K4
Altitude (m NGF)	±43.20	±41.85	±45.40	±44.00	±43.10	±42.30

Les points de sondages des missions précédentes ont été nivelés par nos soins à partir d'un tampon E.P (R.N.1) situé sur la voirie d'accès au site au Nord et coté à 43.83 m NGF d'après le plan de recollement des réseaux établi par notre service Topographie/Détection. Les altitudes des points de sondage sont les suivantes :



Photographie de R.N.1

Sondage	Bâtiment SSR et médecine						Extension IRM			
	T1/PD1	T2/PD2	T3/PD3 /PZ2	T4/PD4	T5/PD5	T6/PZ1	SP1	SP2	SP3	T1'
Altitude (m NGF)	44.91	43.67	44.35	43.43	43.28	41.83	41.83	41.04	41.94	41.86

L'emplacement des points sondage est reporté en Annexes sur les Plans d'implantation des investigations.

3.2. Synthèse géologique

Les sondages géologiques ont été réalisés par une foreuse COMACCHIO GEO 205 à la tarière mécanique de diamètre 63 mm jusqu'à la profondeur de 9.00 à 10.00 m/TN et 14.00 m/TN, entre le 5 et le 8 juin 2023.

Les essais pressiométriques ont été réalisés conformément à la norme NF EN ISO 22476-4 avec une sonde nue de diamètre 60 mm équipée d'une gaine toilée. Ils ont permis de mesurer les caractéristiques suivantes :

- module pressiométrique : Em (MPa)
- pression limite : Pl (MPa)

Les sondages géologiques (T7 à T8) ont été réalisés par une foreuse ECOFORE SL 160 à la tarière mécanique de diamètre 63 mm jusqu'à des profondeurs de 2.50 m/TN ou au refus, le 27 juillet 2023.

Les essais pénétrométriques ont été réalisés ce même jour, conformément à la norme NF EN ISO 22476-2 avec un pénétromètre dynamique Ecofore de type B, menés jusqu'au rebond obtenu vers 2.50 m/TN. Ils ont permis de mesurer sur le terrain, la résistance dynamique unitaire du sol : qd (MPa).

Les sondages géologiques de la mission G2 AVP n°5611788 (IRM) avaient été réalisés par une foreuse ECOFORE CE 302 GL à la tarière mécanique de diamètre 63 mm jusqu'à la profondeur du refus obtenu entre 4.00 et 4.50 m/TN, le 23 mai 2022.

Les sondages géologiques de la mission G1 PGC n° 5611871 (T3 à T6) avaient été réalisés à la tarière mécanique par une sondeuse Ecofore SL 160 le 19 mai 2022 et les essais pénétrométriques avec un pénétromètre dynamique ECOFORE de type B conformément à la norme NF EN ISO 22476-2, menés jusqu'à 4.00 m/TN.

Les profondeurs citées dans le présent rapport ont été mesurées par rapport au terrain naturel tel qu'il était aux jours de nos interventions (terrain inchangé entre 2022 et 2023).

L'ensemble des coupes de sondages est joint en Annexe.



Au droit des sondages, la coupe géologique synthétique est la suivante :

- **Horizons de recouvrement et remblayés** composés de :
 - **Terre végétale + Limon légèrement sableux**, en tête de tous les sondages sur une épaisseur allant de 0.15 à 0.80 m/TN ;

$4.1 < q_d < 6.60 \text{ MPa}$
 $E_m < 3.0 \text{ MPa}$
 $PI < 0.31 \text{ MPa}$

(1 seul essai)
 - **Remblais divers, sableux, limoneux/argileux voire à débris**, reconnus au droit des sondages SP2/PZ3, SP5/PZ4, T5/PD5, SP7, T4/PD4, SP6, SP1, SP3, SP1, T1', SP8 et T1, T2, T7, T8, K1, K3, K4 jusqu'à des profondeurs de 0.80 à 2.00 m/TN voire 2.50 m/TN au droit de la façade du bâtiment PT existant :

$2.5 < q_d < 21.5 \text{ MPa}$
 $4.4 < E_m < 42.4 \text{ MPa}$
 $0.30 < PI < 2.07 \text{ MPa}$

(3 essais)
- **Horizons d'altération différentielle du substratum gneissique** composés de :
 - **Arène gneissique peu compacte (localement tendre)**, limono-sableuse légèrement argileuse/graveleuse, beige - jaune - blanchâtre - grisâtre à marron clair voire ocre, relevée jusqu'à 2.30 à 3.20 m/TN dans l'ensemble des sondages :

$3.0 < q_d < 6.2 \text{ MPa}$
 $7.0 < E_m < 13.2 \text{ MPa}$
 $0.75 < PI < 1.39 \text{ MPa}$

(13 essais)
 - **Arène gneissique moyennement compacte**, sableuse à limoneuse légèrement graveleuse, beige – blanchâtre – grisâtre à marron clair voire ocre, identifiée jusqu'à ±3.00 m/TN en façade Est du projet et ±3.50 à 5.00 m/TN voire 8.00 m/TN dans le coin Nord-Ouest :

$8.0 < q_d < 16.4 \text{ MPa}$
 $11.4 < E_m < 19.1 \text{ MPa}$
 $1.49 < PI < 1.81 \text{ MPa}$

(9 essais)
 - **Arène gneissique compacte**, sableuse à limoneuse, beige – blanchâtre à marron clair, rencontrée en SP2 à SP7 et en T6/PZ1, SP2²⁰²², T1 :

$16.7 < E_m < 29.7 \text{ MPa}$
 $1.67 < PI < 2.36 \text{ MPa}$

(11 essais)
 - **Gneiss altéré**, beige clair, reconnu en SP2/PZ3 et SP3 jusqu'à 12.00 m/TN et 6.80 m/TN en SP8 ainsi qu'à la base des anciens sondages de l'IRM :

$27.0 < E_m < 60.8 \text{ MPa}$
 $2.33 < PI < 2.87 \text{ MPa}$

(13 essais)
 - **Gneiss ± altéré à sain**, beige clair à gris, observé à la base des sondages SP1, SP2/PZ3, SP3, SP4, SP6, SP8 et SP2²⁰²² :

$70.9 < E_m < 154.2 \text{ MPa}$
 $3.07 < PI > 3.44 \text{ MPa}$

(11 essais)



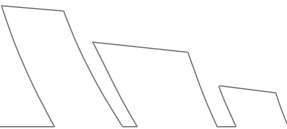
Tableau récapitulatif des successions lithologiques et de leurs épaisseurs :

Sondages	SP1	SP2/PZ3	SP3	T3/PD3/ PZ2	SP4	SP5/PZ4	T5/PD5	SP7	T4/PD4	SP6	T6/PZ1	SP3	SP1	SP2	T1	SP8
Cote au TN (m NGF)	±45.15	±44.30	±44.30	44.35	±44.15	±43.60	43.28	±43.50	43.43	±42.80	41.83	41.94	41.83	41.04	41.86	43.20
Formation lithologique	Profondeur de la base (m/TN) (Cote NGF correspondante)															
Recouvrement/ Remblais	0.20 (44.95)	1.60 (42.70)	0.50 (43.80)	0.35 (44.00)	0.75 (43.40)	1.60 (42.00)	2.30 (40.98)	1.10 (42.40)	1.20 (42.23)	1.30 (41.50)	0.80 (41.03)	1.00 (40.94)	2.00 (39.83)	0.60 (40.44)	2.50 (39.36)	1.30 (41.90)
Arène gneissique peu compacte	3.00 (42.15)	3.50 (40.80)	3.00 (41.30)	2.80 (41.55)	3.00 (41.15)	3.00 (40.60)	–	2.50 (41.00)	±3.50 (39.93)	3.20 (39.60)	2.20 (39.63)	2.50 (39.44)	3.00 (38.83)	–	3.00 (38.86)	2.50 (40.70)
Arène gneissique moy. compacte	8.30 (36.85)		4.50 (39.80)	>4.00 (<40.35)	4.90 (39.25)	>9.00 (<34.60)	>4.00 (<39.28)	–	>4.00 (39.43)	–	2.90 (38.93)		–	–		3.50 (39.70)
Arène gneissique compacte	–	5.00 (39.30)	6.50 (37.80)	–	6.50 (37.65)	6.30 (37.30)	–	>9.00 (<34.50)	–	5.00 (37.80)	3.40 (38.43)	–	–	1.50 (39.54)	>4.00 (<37.86)	–
Gneiss altéré	–	12.00 (32.30)	12.00 (32.30)	–	–	–	–	–	–	–	>3.75 (<38.08)	>4.00 (<37.94)	>4.50 (<37.33)	±2.50 (<38.54)	–	6.80 (36.40)
Gneiss ±altéré à sain	>10.00 (<35.15)	>14.00 (<30.30)	>14.00 (<30.30)	–	>9.00 (<35.15)	–	–	–	–	>9.00 (33.80)	–	–	–	>4.50 (<36.54)	–	>9.00 (<34.20)
Arrêt Volontaire [V] / Refus [R]	[V]	[V]	[V]	[V]/[V]	[V]	[V]	[V]/[V]	[V]	[V]/[V]	[V]	[R]	[R]	[R]	[R]	[R]	[V]

Sondages	K1	T1/PD1	K2	T2/PD2	K3	T7/PD6	K4	T8/PD7
Cote au TN (m NGF)	±45.40	44.91	±44.00	43.67	±43.10	±43.20	±42.30	±41.85
Formation lithologique								
Recouvrement/ Remblais	0.80 (44.60)	1.40 (43.51)	0.20 (43.80)	0.40 (43.27)	0.70 (42.40)	1.15 (42.05)	0.80 (41.50)	2.00 (39.85)
Arène gneissique peu compacte	>1.50 (<43.90)	>4.00 (<40.91)	>1.20 (<42.80)	>4.00 (<39.67)	>1.30 (<41.80)	1.80 (41.40)	>1.50 (<40.80)	–
Arène gneissique moy. compacte	–		–	–	–	2.50 (40.70)	–	–
Arène gneissique compacte	–	–	–	–	–	>2.60 (<40.60)	–	>2.50 (<39.35)
Arrêt Volontaire [V] / Refus [R]	[V]	[V/V]	[V]	[V/V]	[V]	[V/R]	[V]	[V/R]

Les sondages grisés correspondent aux investigations réalisées dans le cadre des études de sols précédentes (IRM+SSR).

En l’absence de valeurs mécaniques couplées au sondage géologique, les indications de compacité renseignées ne sont données qu’à titre indicatif et ne correspondent qu’au ressenti de l’opérateur.



3.3. Identification des sols

Les arènes granitiques tendres à peu compactes ayant une texture plus ou moins sablo-limoneuse, voire légèrement graveleuse correspondent à des matériaux pouvant être assimilés à la famille A₁ voire B₅₋₆.

Etant donné le contexte de réaménagement du site avec de la démolition sur l'emprise du projet de zone de stationnements et de voie de circulation, notamment le bâtiment A sur sous-sol ($\pm 41.00-41.500$ m NGF) à démolir, il sera donc nécessaire de rattraper le niveau des voiries actuelles, des bâtiments à conserver et des aménagements restants inchangés (bâtiment D, plateau technique, accès rue Ambroise Paré). Pour se faire, les matériaux de déconstruction concassés et épurés des éléments évolutifs (plâtres, bois...) pourraient être réutilisés en remblais techniques « de comblement », soigneusement compactés par couches successives et contrôlés par des séries d'essais à la plaque ($EV2 > 30$ MPa). Ce type de matériaux correspond à la famille F₇.

D'après le Guide des Terrassement Routier, les caractéristiques principales et les conditions de réutilisations des matériaux sont citées ci-après.

3.3.1. Caractères principaux

Les caractéristiques principales des matériaux du site et des matériaux de déconstruction sont les suivantes :

Les matériaux de la famille A₁ et B₅ changent brutalement de consistance pour de faibles variations de teneur en eau, en particulier lorsque leur W_{nat} est proche de W_{OPN} . Le temps de réaction aux variations hydriques et climatiques est relativement court, mais la perméabilité pouvant varier dans de larges limites selon la granulométrie, la plasticité et la compacité, le temps de réaction peut tout de même varier assez largement. Leur emploi en couche de forme sans traitement avec des LH nécessite de connaître leur résistance mécanique (Los Angelès, LA, et/ou Micro Deval en présence d'eau, MDE).

Les matériaux de la famille F₇ (indice 1 – épurés des matériaux putrescibles, sans plâtres et concassé ou 2 – pouvant contenir du plâtre) ont des compositions extrêmement variables du fait de la disparité de leurs origines et du type de collecte (sélective ou non) appliquée pour les rassembler. Leur identification doit résulter à la fois de l'observation visuelle des stocks (avec exécution de tranchée de reconnaissance, si nécessaire) et d'une enquête sur les origines de la constitution de ces stocks. Leur emploi induit toujours certains risques de gonflement du fait de la présence d'éléments indésirables comme en particulier du plâtre.

Les paramètres déterminants pour ces matériaux sont :

- la présence d'éléments putrescibles et de plâtre,
- l'exécution d'une opération d'élaboration (criblage, concassage, homogénéisation...).

Les matériaux de la classe F₇₂ doivent le plus souvent être proscrits dans les remblais contigus aux ouvrages d'art, en plate-forme support de couche de forme ou d'assise traitée avec des liants hydrauliques (risques de formation d'ettringite avec certains ciments).

Pour ces matériaux, on adoptera les conditions applicables à la classe de sols ou de matériaux rocheux à laquelle ils sont assimilables. En fonction du soins apportés aux travaux de démolition (trie des matériaux) et de la taille des éléments concassés, les remblais pourront être assimilés aux classes R₂ ou R₆.

La possibilité de réutilisation des matériaux du site en remblai et/ou couche de forme va dépendre de leurs granulométries, leurs états hydriques et des conditions météorologiques principalement.



3.3.2. Réutilisation des matériaux en remblais

Les conditions de réemploi des matériaux en remblais sont les suivantes :

➤ *Cas des sols de catégorie A₁*

Dans un état très humide (th), ces sols sont normalement inutilisables. Il est alors nécessaire de réduire leur teneur en eau, afin de les ramener à un état hydrique humide (h), par mise en dépôt provisoire ou drainage préalable (plusieurs mois) après étude spécifique.

Dans un état hydrique humide (h), ces sols restent encore difficiles à mettre en œuvre en raison de leurs faibles portances. Ils sont sujets au matelassage ce qui est à éviter au niveau de l'arase-terrassement.

Dans un état hydrique moyen (m), ces sols s'emploient facilement mais sont très sensibles aux conditions météorologiques qui peuvent très rapidement interrompre le chantier à cause d'un excès de teneur en eau ou au contraire conduire à un matériau sec difficile à compacté.

Dans un état hydrique sec (s), ces sols sont difficiles à compacter. Il faut au moins éviter de réduire encore leur teneur en eau et pour des remblais de grande hauteur, un changement de leur état hydrique est nécessaire.

A l'état hydrique très sec (ts), ces sols sont normalement inutilisables en l'état. Il faut prévoir leur humidification pour les ramener à l'état s voire m.

➤ *Cas des sols de catégorie B₅*

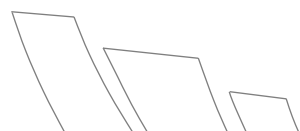
Dans l'état hydrique (th), ils sont normalement inutilisables en l'état. Ils sont très difficiles à mettre en œuvre, en raison de leur portance quasi-nulle. La réduction de teneur en eau par mise en dépôt provisoire, ou drainage préalable (plusieurs mois) peut être envisageable.

Dans l'état hydrique (h), ils sont difficiles à mettre en œuvre en raison de leur portance faible et sont sujets au matelassage, ce qui est à éviter au niveau de l'arase de terrassement.

Dans un état hydrique moyen (m), ils sont très sensibles aux conditions météorologiques, qui peut très rapidement interrompre le chantier à cause de l'excès de teneur en eau ou au contraire, conduire à un matériau sec, difficile à compacter.

Dans l'état hydrique (s), ils sont très difficiles à compacter, du fait de leur faible teneur en eau. En conséquence il convient soit de compacter intensément avec un arrosage superficiel, soit d'humidifier le matériau dans sa masse pour le ramener en B₅m. Cette humidification est encore relativement facile à réaliser.

Dans l'état hydrique (ts), ils sont normalement inutilisables en l'état, mais leur humidification dans la masse pour les ramener dans l'état B₅s voire B₅m peut toutefois être envisagée.



➤ *Cas des sols de catégorie B₆*

Dans l'état hydrique (th), ils sont normalement inutilisables en l'état. Ils sont très difficiles à mettre en œuvre, en raison de leur portance quasi-nulle. La réduction de teneur en eau par mise en dépôt provisoire, ou drainage préalable (plusieurs mois) peut être envisageable.

Dans l'état hydrique (h), ils sont très difficiles à mettre en œuvre en raison de leur portance faible. La fraction grenue n'est pas suffisante pour modifier sensiblement le comportement de la fraction argileuse, ils sont sujets au matelassage, ce qui est à éviter au niveau de l'arase de terrassement.

Dans un état hydrique moyen (m), ils ne posent pas de problème d'utilisation en remblai sauf par forte pluie. En l'absence de pluie, ils présentent en général une bonne traficabilité du fait de la présence d'une fraction granulaire importante.

Dans l'état hydrique (s), ils sont très difficiles à compacter, du fait de leur faible teneur en eau. En conséquence il convient soit de compacter intensément avec un arrosage superficiel, soit d'humidifier le matériau dans sa masse pour le ramener en B₆m.

Dans l'état hydrique (ts), ils sont normalement inutilisables en l'état, mais leur humidification dans la masse pour les ramener dans l'état B₅s voire B₅m peut toutefois être envisagée (étude spécifique).

Les matériaux rocheux peuvent avoir des caractéristiques mécaniques très différentes. En particulier, leur fragmentabilité et leur friabilité peuvent varier très largement (de faible à très élevée). Les familles R₂/R₆ sont catégorisés en sous-classe selon leur friabilité, voire leur gélivité pour les plus fragmentables : 1 dur, 2 densité/dureté moyenne, 3 fragmentable ou altéré.

➤ *Cas des sols de catégorie F₇ assimilés R₂ et R₆*

D'une manière générale, ces matériaux ne sont pas des matériaux rocheux évolutifs et ne posent pas de problèmes particuliers dans leur emploi en remblai. En couche de forme, leur friabilité peut conduire, par désagrégation, à la formation de fines pouvant conférer à l'ensemble du matériau un comportement sensible à l'eau sous circulation des engins. Les matériaux de la classe R₆₁ et la majorité de ceux de la classe R₆₂ ne s'altèrent pas au sein des ouvrages, sous l'effet des contraintes mécaniques et de l'eau

Indice 1 - Les matériaux rocheux sains, sont habituellement insensibles à l'eau, et sont utilisables en remblais quelles que soient les conditions météorologiques. Il convient d'éliminer les éléments >800 mm et de réaliser un compactage « moyen ».

Indice 2 - Matériaux rocheux de dureté moyenne, évoluant granulométriquement en cours de chantier vers un sol blocailleux. Cette évolution granulométrique peut être notamment accélérée en période pluvieuse sous trafic. Les conditions dépendent de la nature et de l'état du sol obtenu en chantier. Ces matériaux se classent généralement en C₂ et quelques fois en C₁ ou en D₃. Dans chaque cas, le géotechnicien doit préciser le sol le plus probable auquel on aboutit en fin de mise en œuvre.

Indice 3 - Matériaux rocheux "destructurés", évoluant en cours de chantier vers un sol fin souvent sensible à l'eau. Les conditions dépendent de la nature et de l'état du sol obtenu en chantier. Dans chaque cas le géotechnicien doit préciser le sol le plus probable auquel on aboutit en fin de mise en œuvre (généralement D₃ pour les matériaux R₂₃). On se référera alors aux conditions d'utilisation de ce sol en y ajoutant systématiquement l'obligation d'une fragmentation complémentaire.



3.3.3. Réutilisation des matériaux en couche de forme

Les conditions de réemploi des matériaux en couche de forme sont les suivantes :

➤ *Cas des sols de catégorie A₁*

Les sols de classe A₁ sont réutilisables en couche de forme à l'état hydrique m et h sans pluie et traité et s sans pluie ni évaporation.

La grande sensibilité à l'eau des sols de cette classe implique de les traiter avec des liants hydrauliques associés éventuellement à de la chaux. La maîtrise de l'état hydrique de ces sols traités est souvent délicate en raison de la variation brutale de leur comportement (portance) pour des faibles écarts de teneur en eau. Ces sols se traitent généralement en place.

➤ *Cas des sols de catégorie B₅*

Les sols de classe B₅ sont réutilisables en couche de forme à l'état hydrique m et h sans pluie et traitement et s avec humidification et traitement.

La grande sensibilité à l'eau des sols de cette classe implique nécessairement de les traiter pour les utiliser en couche de forme. Ce traitement peut être un traitement aux liants hydrauliques pour les moins argileux de la classe ou un traitement associant chaux + liant hydraulique pour les plus argileux et les plus humides. Ces sols se traitent généralement en place et éventuellement en centrale après les avoir traités en place à la chaux.

➤ *Cas des sols de catégorie B₆*

Les sols de classe B₆ sont réutilisables en couche de forme à l'état hydrique m et h sans pluie et traitement et s avec humidification et traitement.

La grande sensibilité à l'eau des sols de cette classe implique nécessairement de les traiter pour les utiliser en couche de forme. Ce traitement peut être un traitement aux liants hydrauliques pour les moins argileux de la classe ou un traitement associant chaux + liant hydraulique pour les plus argileux et les plus humides.

Lorsqu'ils sont dans un état sec et que leur plasticité impose un traitement chaux + liant hydraulique, la chaux peut avantageusement être introduite sous forme de chaux éteinte ou mieux de lait de chaux.

Ces sols se traitent généralement en place et éventuellement en centrale après les avoir traités en place à la chaux.

➤ *Cas des sols de catégorie C_{2Bi}*

○ *Cas des sols de catégorie C_{2B₆}*

Les sols de la sous-classe C_{2B₆} sont réutilisables en couche de forme à l'état hydrique h sans pluie et traitement, m ou s sans pluie avec humidification et traitement.

Les sols de cette sous-classe sont sensibles à l'eau et plus ou moins plastiques malgré la présence d'une fraction granulaire grossière assez importante. Leur emploi en couche de forme implique donc nécessairement un traitement soit avec des liants hydrauliques pour les moins argileux soit avec de la chaux associée aux liants hydrauliques pour les plus plastiques et les plus humides. Le traitement n'est cependant possible que dans la mesure où un malaxage homogène à l'aide d'un malaxeur à outils animés (pulvimixers...) est réalisable dans des conditions économiques acceptables.

Ceci suppose soit que l'on procède à l'élimination préalable des éléments grossiers interdisant le fonctionnement correct du malaxeur, soit que le malaxeur utilisé puisse absorber et fragmenter ces éléments grossiers.



○ Cas des sols de catégorie C_2B_1 et C_2B_3

Les sols de la sous-classe $C_2B_{1/3}$ sont réutilisables en couche de forme à l'état hydrique s sans pluie avec humidification et traitement.

On considère ici les sols des classes C2 dont la fraction 0/50 est insensible à l'eau et suffisamment résistante pour que ces sols puissent être utilisés en couche de forme soit dans leur état naturel après élimination des éléments grossiers incompatibles avec les exigences de nivellement de la plateforme, soit traités avec un liant hydraulique après élimination des éléments grossiers empêchant le malaxage homogène du sol avec le liant ou son élaboration dans une centrale.

○ Cas des sols de catégorie C_2B_2 , C_2B_4 , et C_2B_5

Les sols de la sous-classe C_2B_{ij} sont réutilisables en couche de forme à l'état hydrique th et ts épuré des éléments grossiers, m, h et s sans pluie avec humidification et traitement.

Les sols de ces classes sont constitués d'une fraction argileuse en faible quantité et d'une fraction granulaire grossière résistante aux sollicitations du trafic. Dans leur état naturel ils sont sensibles ou très sensibles à l'eau.

Pour les utiliser en couche de forme deux techniques différentes peuvent être appliquées.

a) Eliminer par tout moyen (lavage, criblage, concassage) à la fois les gros éléments ne permettant pas un réglage correct de la plateforme et la fraction 0/d renfermant les éléments fins sensibles à l'eau.

Il est également conseillé d'améliorer la stabilité du matériau ainsi corrigé en mettant en œuvre une couche de fin réglage de 1 à 5 cm d'épaisseur d'un matériaux sableux.

b) Traiter ces matériaux avec des liants hydrauliques. Le traitement n'est cependant possible que dans la mesure où un malaxage homogène à l'aide de malaxeurs à outils animés (pulvimixers...) est réalisable dans des conditions économiques acceptables.

Ceci suppose soit que l'on procède à l'élimination préalable des éléments grossiers interdisant le fonctionnement correct du malaxeur, soit que le malaxeur utilisé puisse absorber et fragmenter ces éléments grossiers.

➤ Cas des sols de catégorie D_3

Les sols de la classe D_3 sont réutilisables en couche de forme avec pluie préalablement épuré de la fraction grossières ou sans pluie avec humidification et traitement.

Les sols de cette classe peuvent être utilisés en couche de forme soit dans leur état naturel après avoir éliminé ou fragmenté les gros éléments empêchant un réglage correct de la plate-forme, soit traités avec un liant hydraulique. Le traitement n'est cependant possible que dans la mesure où un malaxage intime du sol avec le liant peut être réalisé avec des malaxeurs à outils animés (pulvimixers...) ou en centrale.



3.4. Hydrogéologie

3.4.1. Niveau d'eau

Lors de notre intervention de début juin 2023 (période assez sèche), des niveaux d'eau en fin de chantier ont été mesurés dans nos sondages :

Sondages	Niveau d'eau en fin de chantier	
	Profondeur (m/TN)	Altitude (m NGF)
SP1	8.65	36.50
SP2/PZ3	7.10	37.20
SP3	9.85	34.45
SP4	7.25	36.90
SP5/PZ4	5.95	37.65
SP6	<i>Sec à 9.00 m / 33.80 m NGF</i>	
SP7	6.10	37.40
SP8	<i>Sec à 9.00 m / 34.20 m NGF</i>	

Ce constat n'est valable que lors de notre intervention et ne saurait représenter les variations du niveau de la nappe au cours du temps.

Ces résultats de niveaux d'eau présents à des profondeurs hétérogènes peuvent s'expliquer par :

- la présence de circulations d'eaux dans les réseaux de fractures du massif gneissique ("veine d'eau"),
- la présence de circulations d'eau sur le toit rocheux (massif gneissique imperméable),
- l'accumulation d'eau dans des poches de remblais et d'arènes au sein du massif rocheux ou superficiellement,
- l'influence des constructions voisines sur la circulation d'eau.

Ces conditions font que les venues d'eau sont difficilement quantifiables.

Les horizons de recouvrement, remblayés et les arènes gneissiques sont des aquifères potentiels, susceptibles de se recharger par infiltration pluviale. D'un point de vue général, il est rappelé que le régime hydrogéologique peut varier en fonction de la saison et de la pluviosité.

Deux piézomètres PZ3 et PZ4 ont été installés dans les forages SP2 et SP5 respectivement jusque 12.00 et 9.00 m/TN. Ils se composent d'un tube PVC crépiné de diamètre 34-40 mm jusque à la base des sondages puis lisse en tête. Les piézomètres disposent de tête de protection métallique cadenassée et permettant d'isoler le trou de sondage.

Lors de nos interventions de mai 2022 (période assez sèche après hiver peu pluvieux), aucun niveau d'eau n'avait été mesuré dans nos sondages sur l'ensemble du site, jusqu'aux profondeurs investiguées inférieures à 4.50 m/TN.

Sur l'emprise du projet, dans le cadre de la mission G1 PGC (projet de construction d'un bâtiment SSR et Médecine), deux piézomètres PZ1 et PZ2 composés de tube PVC crépiné sur 3.00 m à leur base et lisse en tête, de diamètre 45-50 mm, avaient été posés en lieu et place des sondages T6 et T3, jusque 3.75 et 4.00 m/TN.





Piézomètre PZ1 et PZ2, mai 2022

3.4.2. Suivi piézométrique

Une mission de relevé piézométrique sur la période juin 2023-juin 2024 est prévue :

Sondages	SP2/PZ3		SP5/PZ4		T6/PZ1		T3/PZ2	
Date	Profondeur (m/TN)	Altitude (m NGF)	Profondeur (m/TN)	Altitude (m NGF)	Profondeur (m/TN)	Altitude (m NGF)	Profondeur (m/TN)	Altitude (m NGF)
19 mai 2022					Sec à 38.08 m NGF		Sec à 40.35 m NGF	
6-7 juin 2023	7.10	37.20	5.95	37.65				
4 juillet 2023	7.00	37.30	6.35	37.25	Sec à 38.08 m NGF		Sec à 40.35 m NGF	
15 septembre 2023	7.60	36.70	6.50	37.10	Sec à 38.08 m NGF		Sec à 40.35 m NGF	
4 décembre 2023	5.90	38.40	4.95	38.65	Sec à 38.08 m NGF		Sec à 40.35 m NGF	
25 janvier 2024	5.55	38.75	4.50	39.10	3.00	38.83	3.70*	40.65
5 mars 2024	4.75	39.55	3.80	39.80	3.00	38.83	3.85*	40.50
25 juin 2024	6.50	36.40	>5.00	<38.30	Sec à 38.08 m NGF		Sec à 40.35 m NGF	
15 juillet 2024	6.40	36.50	5.75	37.55	Sec à 38.08 m NGF		Sec à 40.35 m NGF	
4 novembre 2024	5.97	38.33	5.23	38.37	Sec à 38.08 m NGF		Sec à 40.35 m NGF	

Remarque :

Les piézomètres PZ1 (T6) et PZ2 (T3) sont arrêtés à 4.00 m de profondeur (posés lors de l'étude G1 PGC), les infiltrations des eaux météoritiques dans le trou du sondage est potentiellement la cause des niveaux d'eau très hauts mesurés en janvier-mars 2024 plutôt qu'une remontée d'une « nappe » dans le sous-sol. Les niveaux des piézomètres profonds (PZ3 et PZ4) sont situés ± 1.00 m en-dessous en janvier-mars 2024.

3.4.3. Niveau des Plus Hautes Eaux connues

Le niveau de la nappe est sujet à des fluctuations pouvant dépendre :

- du battement de la nappe lié à l'infiltration des eaux de pluie (B) ;
- de la transmission dans l'aquifère d'ondes de crues en provenance de cours d'eau (A) ;
- des pompages positionnés à proximité ou à distance du site étudié qui peuvent provoquer un relèvement



du niveau piézométrique en cas d'arrêt durable de ces prélèvements (R).

Le Niveau des Plus Hautes Eaux (NPHE) est défini par la formule suivante :

$$NPHE = N \text{ étiage} + B + A + R$$

D'après le suivi piézométrique, le Niveau des Plus Hautes Eaux connues peut être estimé au droit du projet, en dehors de toute considération de pompes alentours, à ± 40.00 m NGF.

Pour plus de précisions, une étude hydrogéologique sera effectuée par un bureau d'étude spécialisé.

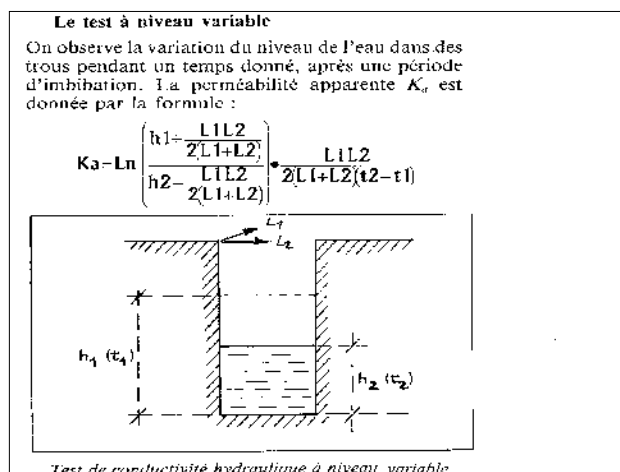
3.4.4. Perméabilité des sols

La capacité d'infiltration du sol a été éprouvée au travers de quatre tests de perméabilité à la fosse (notés K1 à K4) réalisés selon la méthode Matsuo (essai de perméabilité à niveau variable).

Les essais de perméabilité du sol sont effectués dans une fouille de volume déterminé, réalisée à la minipelle et descendu à ± 1.50 m/TN, après scarification des parois et remplissage en eau.



Fouilles K2 avant/après mise en eau



Aptitude	Perméabilité minimale (mm/h)	Perméabilité maximale (mm/h)
Très bonne	360	-
Bonne	36	360
Moyenne	3.6	36
Faible	0.36	3.6
Nulle	-	0.36

Nous rappelons que les perméabilités mesurées sont des données ponctuelles et que les hétérogénéités du sol, tant latérales qu'en profondeur, sont susceptibles de faire varier ces données au sein d'un même faciès lithologique.

Le tableau suivant récapitule la géométrie des fouilles réalisées et les perméabilités mesurées :

	Longueur L (m)	Largeur l (m)	Profondeur p (m)	Horizon testé	Profondeur testée (m/TN)	Perméabilité K (mm/h)
K1	0.90	0.30	1.50	Arène gneissique limono-sableuse	1.00 à 1.50	4
K2	1.00	0.30	1.20		0.40 à 1.20	8
K3	0.85	0.30	1.30		0.70 à 1.30	16
K4	0.90	0.30	1.50		0.80 à 1.50	18

3.5. Classification d'exposition en fonction des actions dues à l'environnement

3.5.1. Agressivité des eaux souterraines sur le béton

Sur des échantillons d'eau prélevés le 5 juin 2023 dans les sondages SP2 et SP5, des analyses de l'agressivité des eaux sur le béton ont été réalisées. Ces résultats sont les suivants :

Echantillon		SP2/PZ3 7.50 m/TN	SP5/PZ4 6.00 m/TN
Analyses Physico-chimiques			
Conductivité électrique à 20 °C (Laboratoire)	μS/cm	274	222
Conductivité à 25°C (Lab)	μS/cm	306	248
pH (Lab.)		6,2	6,1
Température	°C	20,3	20,4
Sulfures solubles	mg/l	<0,1	<0,1
Titre alcalimétrique complet (pH 4,3)	mmole/l	0,9	0,9
Chlorures (Cl)	mg/l	25	17
Sulfates (SO ₄)	mg/l	35	23
Métaux			
Calcium (Ca)	mg/l	53	120
Magnésium (Mg)	mg/l	52	68
Autres Analyses			
Dureté (non issu des carbonates)	°dH	17	30
Dureté (non issu des carbonates)	mg/l CaO	170	300
Dureté Carbonatée	mg/l CaO	25	25
Dureté totale	mg/l CaO	190	320
Grade d'agressivité sur béton (selon DIN 4030)		XA2, agressivité modérée	XA2, agressivité modérée
Indice permanganate (mg O ₂ /L)	mg/l	3,3	2,5
Rabattement de nappe au moment du prélèvement	m	7.50 m/TN	6.00
Dureté totale	°dH	19,4	32,4
Dureté totale	mmole/l	3,46	5,79
Couleur		<2,0	4,4
Oxydabilité au KMnO ₄	mg/l	13	10
Turbidité	NTU	43	47
TAC après dissolution de marbre	mmole/l	5,4	5,2

Ammonium (NH ₄)	mg/l	0,44	<0,020
Nitrates	mg/l	29	30
Acide carbonique agressif	mg/l	99	95
Dureté Carbonatée	°dH	2,52	2,52
Odeur (Lab)		sans odeur	sans odeur

Selon la norme NF EN 206+A2/ CN, lorsque le béton est soumis à une attaque chimique par les eaux, les classes d'exposition doivent être définies selon le tableau ci-dessous :

Agent agressif		XA1	XA2	XA3
pH		$5,5 \leq \text{pH} \leq 6,5$	$4,5 \leq \text{pH} < 5,5$	$4,0 \leq \text{pH} < 4,5$
Sulfates SO ₄ ²⁻	mg/l	$200 \leq \text{SO}_4^{2-} \leq 600$	$600 < \text{SO}_4^{2-} \leq 3000$	$3\ 000 < \text{SO}_4^{2-} \leq 6\ 000$
Ammonium NH ₄ ⁺	mg/l	$15 \leq \text{NH}_4^+ \leq 30$	$30 < \text{NH}_4^+ \leq 60$	$60 < \text{NH}_4^+ \leq 100$
Magnésium Mg ²⁺	mg/l	$300 \leq \text{Mg}^{2+} \leq 1\ 000$	$1\ 000 \leq \text{Mg}^{2+} \leq 3\ 000$	$3\ 000 < \text{Mg}^{2+} \leq \text{saturation}$
CO ₂ agressif	mg/l	$15 \leq \text{CO}_2 \leq 40$	$40 < \text{CO}_2 \leq 100$	$100 < \text{CO}_2 \leq \text{saturation}$

Ainsi, les échantillons d'eaux prélevés sont classés en **XA2** et présente une agressivité modérée sur le béton.

3.5.2. Agressivité des sols sur le béton

Deux analyses d'agressivité des sols sur le béton ont été réalisées sur deux échantillons prélevés le 5 juin 2023 dans les sondages SP2 et SP5. Les résultats sont les suivants :

Echantillon		SP2/PZ3 1.60-3.00 m/TN	SP5/PZ4 1.60-3.00 m/TN
Prétraitement des échantillons			
Prétraitement de l'échantillon	μS/cm		
Matière sèche	μS/cm	89,5	85,9
Analyses Physico-Chimiques			
Sulfures solubles	mg/kg Ms	<0,20	<0,20
Autres Analyses			
Acidité selon Baumann-Gully	ml/kg Ms	45	78
Chlorures	mg/kg Ms	<20	<20
Sulfates (SO ₄)	mg/kg Ms	1430	1760

Selon la norme NF EN 206+A2/CN, lorsque le béton est soumis à une attaque chimique par les sols, les classes d'exposition doivent être définies selon le tableau ci-dessous :

Agent agressif		XA1	XA2	XA3
Sulfate SO ₄ ²⁻	mg/kg	> 2000 et < 3000	> 3000 et < 12000	> 12000 et < 24000
Degré d'acidité	ml/kg	> 200	n'est pas rencontré dans la pratique	

Ainsi, les échantillons de sols prélevés ne sont pas agressifs envers le béton.



3.5.3. Composition et propriétés du béton

Selon la norme NF EN 206+A2/ CN il convient d'employer un béton de résistance minimale C30/37, **XA2** avec un dosage minimum en liant équivalent de 320 kg/m³ et un rapport Eeff/Liant ≤ 0,50, pour les éléments de l'infrastructure en contact avec l'eau souterraine :

	XA1	XA2	XA3
Classe de résistance minimale	C30/37	C30/37	C35/45
Teneur minimale en liant équivalent (kg/m ³)	300	320	360
Rapport Eau eff/liant équivalent maximal	0,55	0,50	0,45
Autres exigences	-	Ciment résistant aux sulfates si [SO ₄ ²⁻] >3 000 mg/kg	

Les résultats complets des analyses sont présentés en *Annexe*.

3.6. Synthèse

- Les sondages mettent en évidence la présence d'horizons de recouvrement naturels composés de terre végétale, de limons sableux et remaniés : remblais divers (sablo-graveleux ± argileux à quelques débris) sur des épaisseurs totales allant de 0.20 à 1.60 m/TN voire 2.50 m au droit de la façade du bâtiment PT à étendre (PF VS du bâtiment IRM vers ±39.00 m NGF).
Ces horizons recouvrent l'altération différentielle du substratum gneissique en arène de faible compacité jusque ±3.00 m/TN, puis des arènes moyennement compactes et enfin compacte.
Le rocher altéré voire peu altéré à sain est observé localement à partir de profondeurs comprises entre 1.50 à 3.50 en partie Est et 5.00 à 6.50 m/TN en moitié Ouest ;
- Les caractéristiques mécaniques des horizons de recouvrement remaniés sont hétérogènes (médiocres à bonnes), celles des arènes gneissiques sont faibles à moyennes en tête puis deviennent bonnes en profondeur et sont élevées à la base des sondages pour le gneiss ± altéré à sain ;
- Lors de notre intervention du 5 au 8 juin 2023 (période assez sèche), des niveaux d'eau en fin de chantier ont été mesurés dans la majorité de nos sondages à des profondeurs de ±6.00 à 9.85 m/TN soit entre 36.50 et 37.65 m NGF. Les niveaux d'eaux varient globalement entre ±36.50 et 40.00 m NGF sur les piézomètres profonds sur la période juin 2023-2024.
- Les perméabilités mesurées dans les arènes gneissiques vers ±1.50 m/TN sont variables sur l'ensemble du site mais moyennes (<10 mm/h en moitié Ouest et ±15mm/h en partie Est) ;
- Les analyses d'agressivité montrent que les eaux souterraines sont modérément agressives sur le béton (classe XA2). Les arènes gneissiques échantillonnées en SP2 et SP5 ne sont pas agressives sur le béton.



4. APPLICATION AU PROJET

4.1. Possibilités de fondations profondes du bâtiment

4.1.1. Principe de fondation par pieux

Le mode de fondations des ouvrages devra tenir compte de l'importance et de la géométrie des charges apportées et de la nécessité de mobiliser un horizon portant, homogène et de compacité correcte.

Etant donnée les fortes descentes de charges engendrant des fondations superficielles/semi-profondes de grandes superficies, des profondeurs à atteindre de ± 3.00 m/PF notamment sur la partie en R+4 sans niveau enterré, du fait de la présence d'eau dans le sol et des difficultés de bonne réalisation des fouilles de fondations, il pourra être préféré une solution de report des charges de l'ouvrage au moyen de fondation profondes, plus simples à exécuter.

Cette solution de pieux permettra également de réduire le volume de matériaux à évacuer : la majorité des fouilles de fondations du blocs R+4 sans RDJ feront $\pm 30\text{m}^3$, sans considération d'un coefficient de foisonnement.

La justification des fondations présentée dans ce chapitre, est réalisée selon l'Eurocode 7 et sa norme d'application nationale NF P 94-262 de juillet 2012 « Fondations profondes ».

A titre indicatif, nous avons présenté plusieurs exemples de calcul de contrainte admissible :

Solution de pieux *Tarière creuse avec dispositif d'enregistrement des paramètres de forage*

- Exemples de diamètre pour $\varnothing 420$ à 820 mm ;

Cependant, il reviendra à l'entreprise de choisir la méthode de mise en œuvre des pieux la plus appropriée afin d'atteindre les ancrages nécessaires.

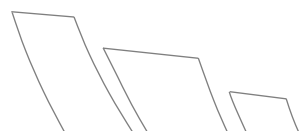
4.1.2. Cas de charges et fondations

Il conviendra de s'assurer que les fondations préconisées et les dispositions retenues soient en accord avec les charges réelles de l'ouvrage.

Les plans de fondation transmis par le bureau d'étude structures *EDEIS*, retiennent 486 points d'appuis pour l'ensemble de la construction.

Les descentes de charges verticales et horizontales G, Q et S combinés nous sont fournis pour l'ensemble des points. Les cas de charges ELU et ELS nous sommes également fournis.

Nous étudierons 2-3 cas de descentes de charges pour chaque bloc pour lequel nous définirons un sondage référence.



Ainsi au vu des descentes de charges transmises, nous étudierons :

- Pour le bloc « Entrée » :
 - un exemple de pieu chargé à ± 50 T ;
 - un exemple de pieu chargé à ± 100 T ;
- Pour le bloc « Droite » :
 - un exemple de pieu chargé à ± 50 T ;
 - un exemple de pieu chargé à ± 175 T ;
 - un exemple de pieu chargé à ± 250 T ;
- Pour le bloc « Gauche » :
 - un exemple de pieu chargé à ± 60 T ;
 - un exemple de pieu chargé à ± 250 T ;
 - un exemple de pieu chargé à ± 300 T ;

4.1.3. Modèles géotechniques

En considérant des estimations prudentes des paramètres géotechniques à prendre en compte dans la définition des différents critères, nous proposons, pour le dimensionnement des fondations profondes, les modèles géotechniques défavorables suivants :

Formation	Base couche			Courbe f_{sol}	PI^* (MPa)	$k_{p_{max}}^{(1)}$	f_{sol} (kPa)	$\alpha_{pieu-sol}$	$q_{smax}^{(2)}$ (kPa)	$q_{s,i}$ (kPa)	$q_{s,k}$ (kPa)
	Bloc Gauche <i>SP1</i>	Bloc entrée <i>SP3/4</i>	Blocs droite <i>SP5/2</i>								
Mort terrain	± 1.50 m/TN 43.65 m NGF	± 1.00 m/TN 43.30 m NGF	± 1.60 m/TN 42.00 m NGF	Q1 - sol intermédiaire, tendance argileuse	0,0	0,0	0,0	1,5	0,0	0,0	0,0
Arène gneissique peu compacte	3.00 m/TN 42.15 m NGF	3.30 m/TN 41.00 m NGF	3.00 m/TN 40.60 m NGF		0,80	0,0	39,8	1,5	59,7	47,2	38,8
Arène gneissique moy. compacte	8.30 m/TN 36.85 m NGF	5.10 m/TN 39.20 m NGF	10.00 m/TN 33.60 m NGF	Q2 - sol intermédiaire, tendance sableuse	1,40	1,65	60,2	1,8	90,0	71,1	58,4
Arène gneissique compacte	–	± 9.00 m/TN 35.30 m NGF	–	Q2 - sable, grave	1,90	1,65	70,9	1,8	127,7	100,9	82,9
Gneiss altéré	–	12.00 m/TN 32.30 m NGF	12.00 m/TN 32.30 m NGF	Q5 - roche altérée /fragmentée	2,50	2,00	104,9	1,6	167,9	132,7	109,0
Gneiss peu altéré à sain	Au-delà	Au-delà	Au-delà		5,00	2,00	130,0	1,6	200,0	158,1	129,9

(1) La valeur max donnée considère un encastrement effectif $Def/B > 5$;

(2) Valeurs maximales du frottement axial unitaire limite (Selon la norme NF P 94-262) ;

Pour les calculs de prédimensionnement des pieux, nous avons considéré les hypothèses suivantes :

- plateforme de travail à ± 40.50 m NGF au droit du RDJ et vers ± 44.00 m NGF sur le reste du site ;
- type de pieux : « foré tarière continue » (FTC, FTCD – classe 2, catégorie 6) sur toute hauteur,
- diamètre des pieux : 420 mm à 820 mm,
- ancrage des pieux : au minimum 3 diamètres ou 1.50 m pour des pieux de diamètre supérieur à 0.50 m, dans les arènes gneissiques compactes ou le rocher \pm altéré,



- les pieux seront dimensionnés en portance et en traction selon les combinaisons de charges aux ELS et ELU.

4.1.4. Béton

D'après les analyses laboratoires, la classe du béton à employer devra être à minima C30/37.

La valeur moyenne de la contrainte de compression du béton à l'ELS caractéristiques est donnée dans le tableau suivant, avec les paramètres associés ci-après :

Paramètres		Formule	Unité	Valeur				
				Ø420	Ø520	Ø620	Ø720	Ø820
Résistance caractéristique en compression du béton à 28 jours	f_{ck}	-	MPa	30				
Valeur maximale de la résistance à la compression du béton	C_{max}	-	MPa	30				
Coefficient tenant compte du mode de mise en place et des variations possibles de section selon la technique utilisée	k_1	-	-	1,35				
Coefficient tenant compte des difficultés de bétonnage liées à la géométrie de la fondation	k_2	$1,05$ si $B/L < 0,05$ $1,3-B/2$ si $B < 0,6m$ $1,35-B/2$ si $B < 0,6m$ et $B/L < 0,05$ 1 sinon	-	1,09	1,04	1,00	1,00	1,00
Coefficient empirique tenant compte des contrôles d'intégrité effectués	k_3	$1,2$ si contrôle renforcé $1,0$ sinon	-	1,0*				
Valeur caractéristique de la résistance à la compression du béton	f_{ck}^*	$\max \left[\frac{\inf(f_{ck}(t); C_{max}; f_{ck})}{k_1 \cdot k_2}; 18,3 \right]$	MPa	20,39	21,37	22,22	22,22	22,22
La valeur de calcul de la résistance à la compression simple du béton, coulis ou mortier d'une fondation profonde <i>hypothèse : pieu armé</i>	f_{cd}	$\min \left[(k_3 \cdot f_{ck}^*; f_{ck}(t); C_{max}) \frac{\alpha_{cc}}{\gamma_c} \right]$	MPa	13,59	14,25	14,81	14,81	14,81
Coefficient d'armature	α_{cc}	$0,8$ pour un pieu non armé $1,0$ pour un pieu armé	-	1,0				
Coefficient partiel relatif aux matériaux	γ_c	$1,5$ à l'ELU durable et transitoire $1,2$ à l'ELU accidentel $1,3$ à l'ELU sismique	-	1,5				
Valeur moyenne de la contrainte de compression du béton à l'ELS Car.	σ_{cmoy}	$0,3 \cdot k_3 \cdot f_{ck}^*$	MPa	6,12	6,41	6,67	6,67	6,67
Charge admissible maxi à l'ELS Caractéristique			kN	847,37	1 361,36	2 012,71	2 714,34	3 520,68

*Aucune procédure de contrôle renforcé n'est prise en compte dans nos prédimensionnements. Le cas échéant, des essais de contrôle d'intégrité selon la norme NF P 94-262 (transparence sonique et/ou Impédance) devront être réalisés lors des travaux.



Ainsi d'après les descentes de charges ELS transmises au niveau de chaque nœud, les diamètres de pieux pourront être reparti de la manière suivante pour chaque bloc :

Diamètre de pieux	420	520	620	720	820	
Charge max admissible à l'ELS car.	847,37	1 361,36	2 012,71	2 714,34	3 520,68	> 3520,68
Nombre de nœuds <i>Gauche</i>	333	6	13	11	8	3
Nombre de nœuds <i>Entrée</i>	38	6	0	0	0	0
Nombre de nœuds <i>Droite</i>	31	13	8	11	4	0

Ainsi, nous étudierons pour chaque bloc, le diamètre de pieux le plus récurrent, ainsi que les appuis les plus chargés.

Remarque importante : A noter qu'au vu des efforts horizontaux sismiques parfois importants, le diamètre de pieux de 420/520 mm ne permet pas de vérifier la totalité des efforts à ELU sismique, il conviendra de prendre en compte ces efforts pour déterminer la réaction latérale du sol en fonction du sondage défini pour chaque cas, qui pourront conditionner le diamètre minimum, plutôt que la descente de charges verticales. (Cf. Paragraphe 4.2).

4.1.5. Capacité portante en compression

Au regard des descentes de charges transmises et du type de pieux retenu à ce stade, nous considérerons les éléments suivants, en prenant comme hypothèse une cote de plateforme vers 40.50 m NGF pour le RDJ et 44.00 m NGF pour le reste des pieux :

Cote PF (m NGF)	Nombre d'appui potentiel	Ø pieu envisagé d'après DDC verticale (mm)	DDC ELS (kN)	Modèle géotech	Ancrage		Charges admissibles/pieu			
					Fiche min (m/PF)	Couche d'ancrage	Rc;cr;d ⁽¹⁾ (kN)		Rc ;d ⁽²⁾ (kN)	
							ELS QP	ELS CAR	ELU F	ELU A
Bloc Gauche										
±44,00	333	Ø420	±600	SP1	7,15	Arène moy. compacte	491,1	600,2	767,3	844,0
	11	Ø720	±2 500		8,65	Gneiss sain	2197,5	2685,9	3877,1	4264,8
	8	Ø820	±3 000		8,65		2814,2	3439,6	4986,7	5485,4
Bloc Entrée										
±44,00	38	Ø420	±500	SP3	6,40	Arène compacte	464,9	568,3	753,4	828,7
	6	Ø520	±1000		8,00		821,0	1003,4	1309,5	1440,5
Bloc Droite										
±40,50	31	Ø420	±500	SP5	5,50	Arène moy. compacte	413,7	505,6	656,7	722,4
	8	Ø620	±1 750		8,90	Gneiss	1435,8	1754,9	2361,2	2597,3
	11	Ø720	±2 500		10,20		2064,9	2523,7	3367,8	3704,6

⁽¹⁾ Rc;cr;d : Charge de fluage de compression ⁽³⁾ Rc;d : Capacité portante en compression



La profondeur de fiche retenue correspond à la profondeur de fiche calculée éventuellement majorée pour justifier d'un encastrement relatif $De/B > 5$, d'une hauteur minimale de fondation de 3.00 m, et un ancrage de 3 diamètres dans l'arène ou le gneiss \pm altéré.

Nota : les efforts horizontaux définis à ce stade obligent à considérer des diamètres de pieux conséquents au regard des charges verticales attendues, afin de limiter les déplacements en tête. Lorsque les sollicitations horizontales/verticales définitives seront définies en phase EXE, une optimisation du dimensionnement des pieux pourra être proposé sous conditions qu'ils vérifient des déplacements acceptables en tête sous l'effet des actions horizontales le cas échéant (mission G3).

Pour les appuis les plus chargés, des groupes de pieux s'avèreront nécessaires. Aucun effet de groupe n'a été pris en compte dans nos calculs. Il conviendra néanmoins de le considérer suite à l'établissement des plans d'exécution définitifs si l'espacement entre les pieux et éventuellement vis-à-vis des fondations existantes (nature et configuration à définir lors des études d'exécution) s'avère inférieur à 2 fois le diamètre de nu à nu (*ou 3 diamètres entre axes*).

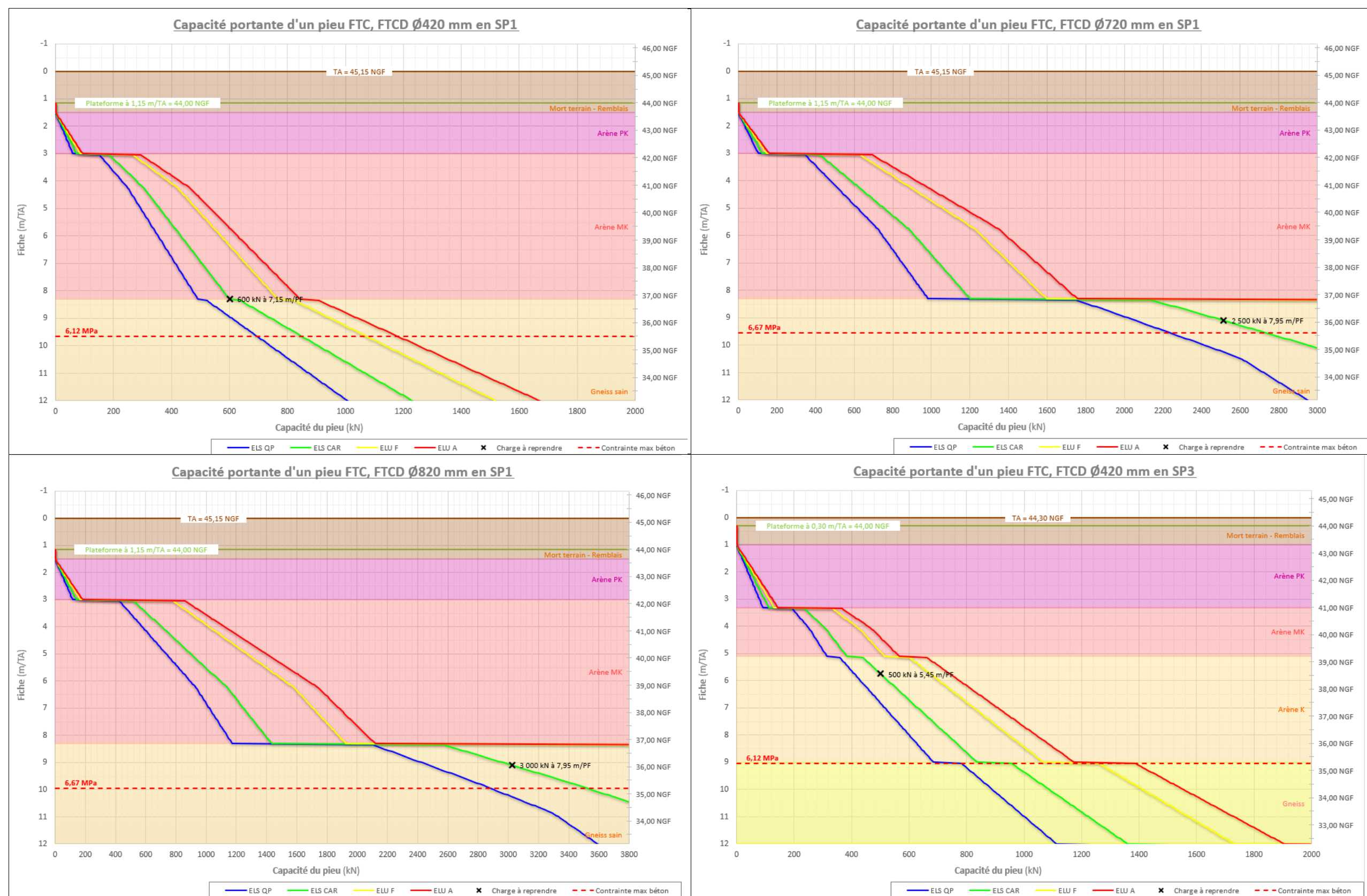
4.1.6. Capacité portante en traction

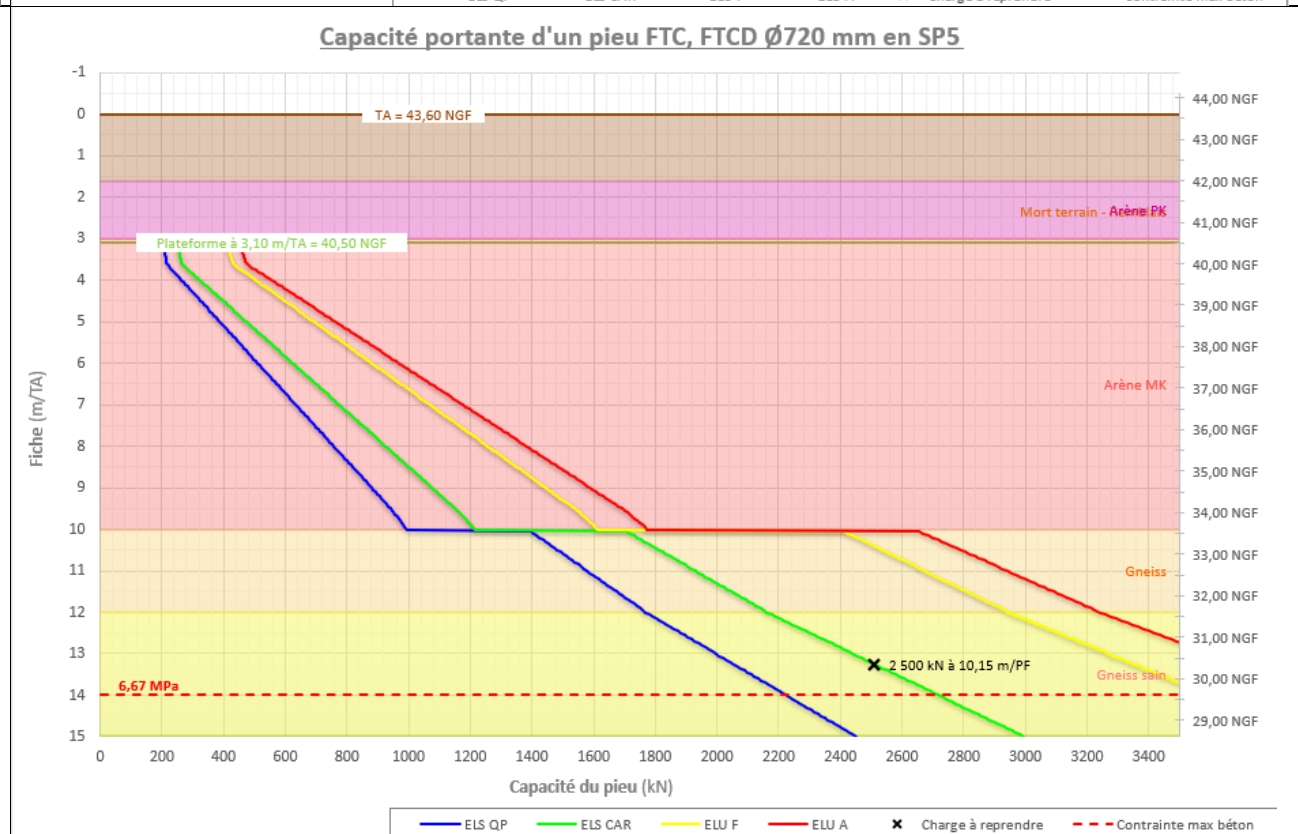
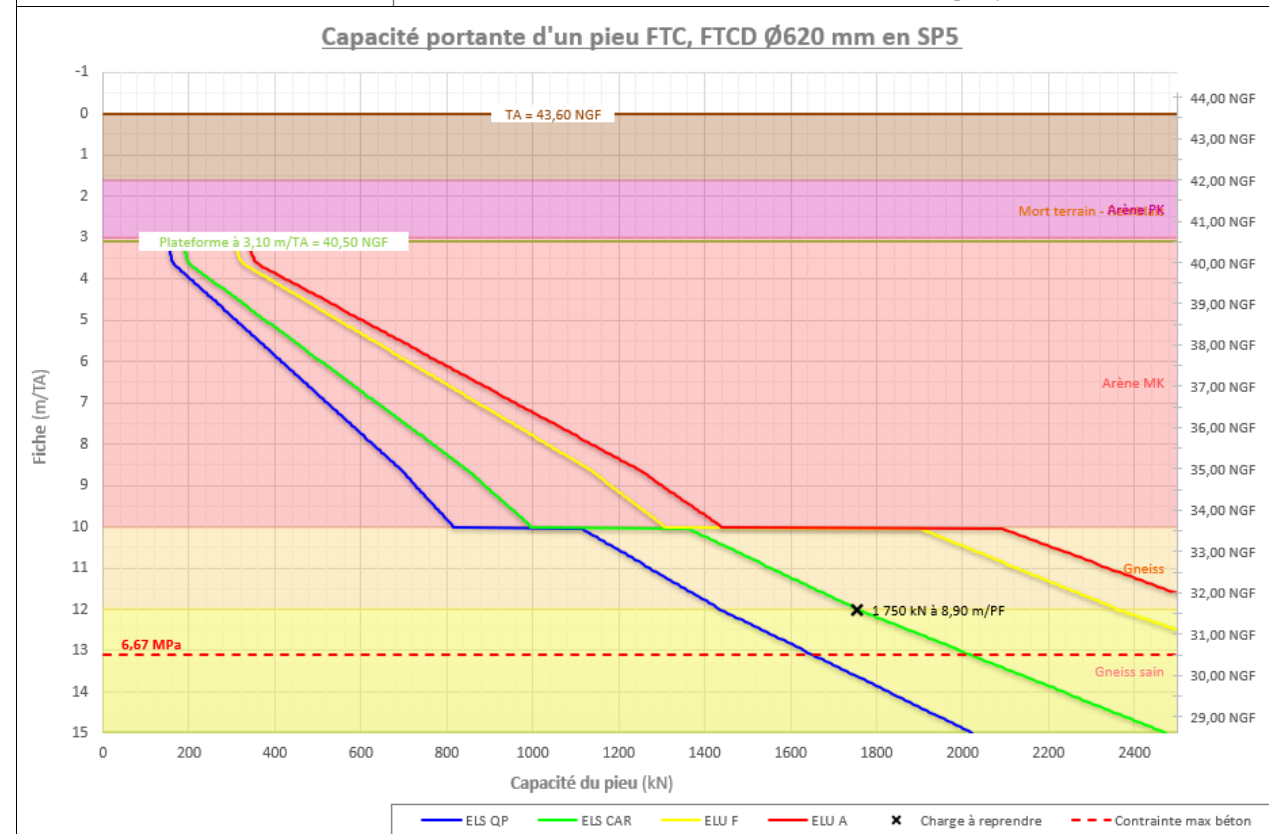
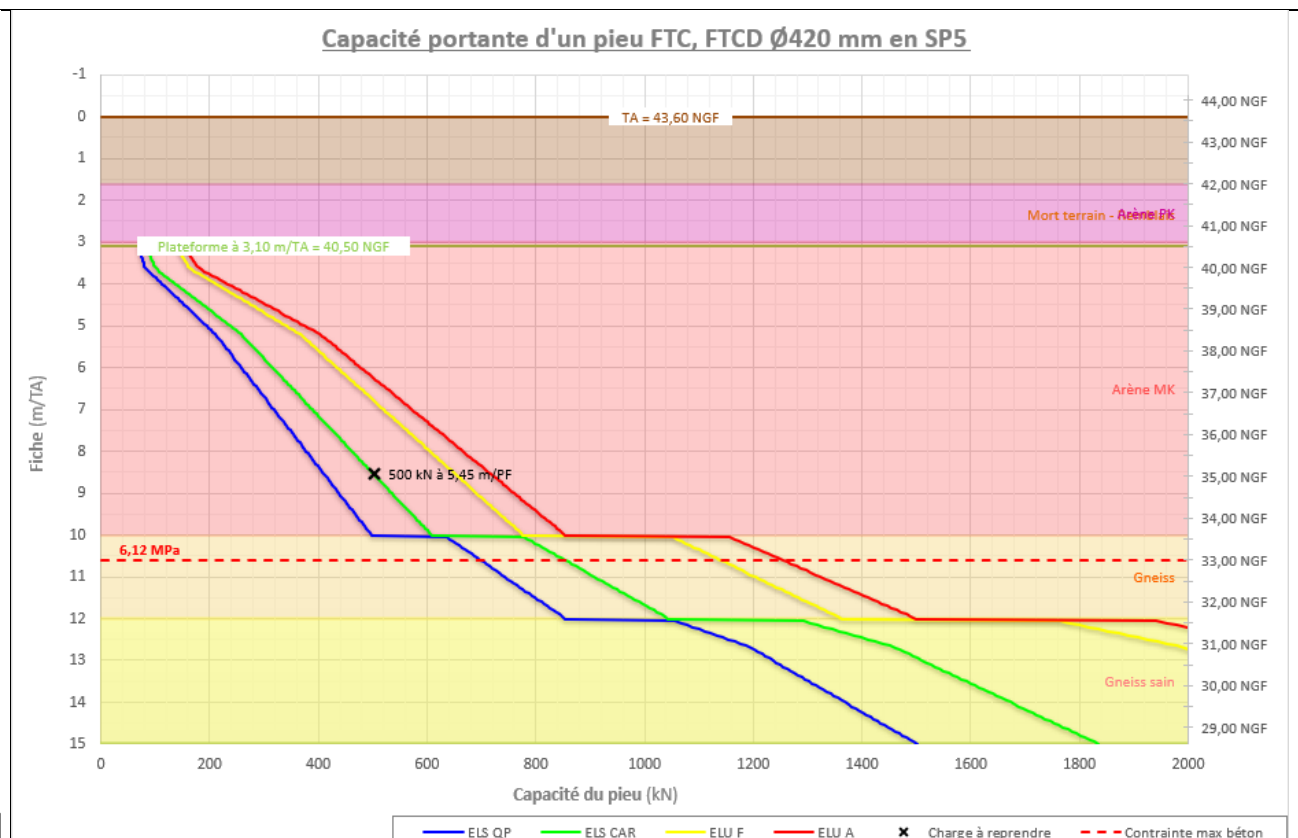
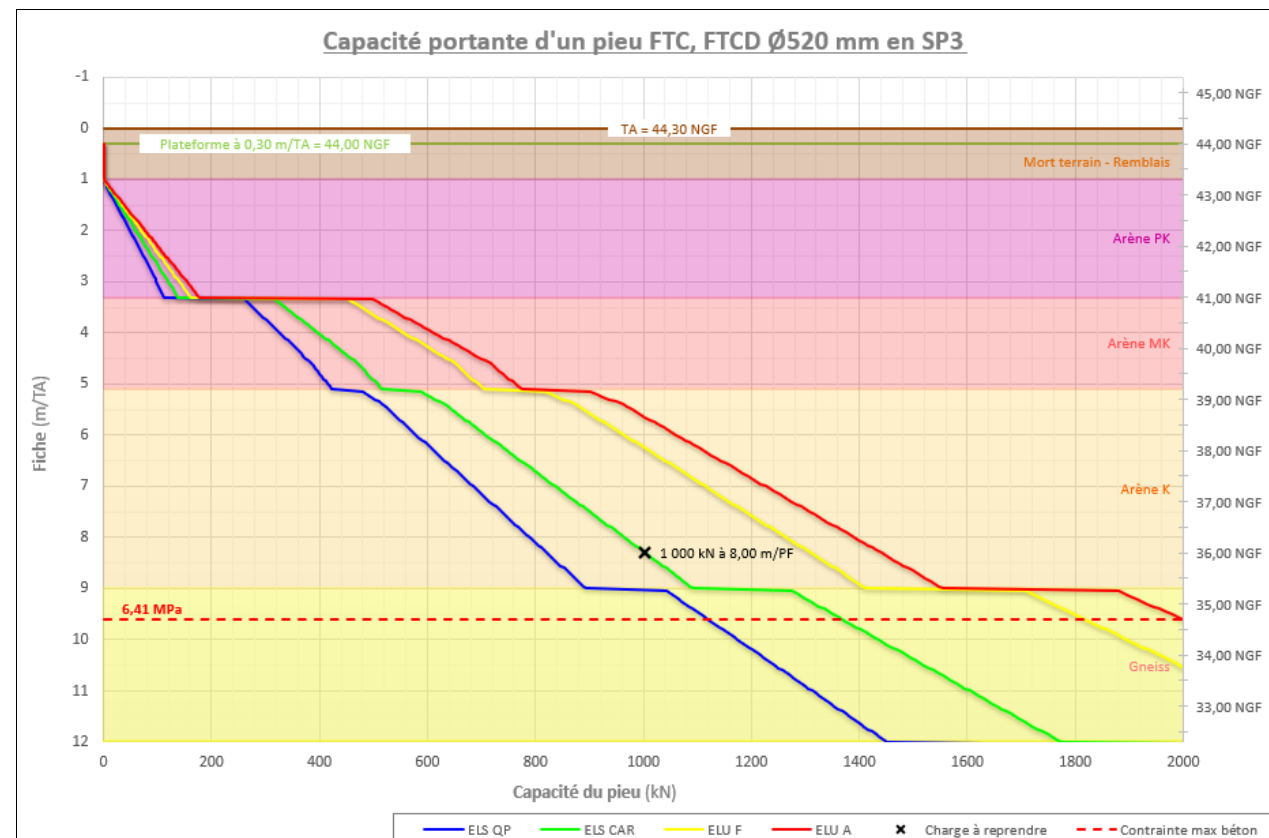
Cote PF (m NGF)	Nombre d'appui potentiel	Ø pieu envisagé d'après DDC verticale (mm)	DDC ELS (kN)	Modèle géotech	Ancrage		Charges admissibles/pieu			
					Fiche min (m/PF)	Couche d'ancrage	Rt;cr;d ⁽¹⁾ (kN)		Rt ;d ⁽²⁾ (kN)	
							ELS QP	ELS CAR	ELU F	ELU A
Bloc Gauche										
±44,00	333	Ø420	±600	SP1	7,15	Arène moy. compacte	226,5	308,9	422,1	462,3
	11	Ø720	±2 500		8,65	Gneiss sain	546,0	744,6	1017,4	1114,3
	8	Ø820	±3 000		8,65		676,5	922,5	1260,6	1380,6
Bloc Entrée										
±44,00	38	Ø420	±500	SP3	6,40	Arène compacte	181,0	246,8	337,2	369,3
	6	Ø520	±1000		8,00		350,4	477,9	653,0	715,2
Bloc Droite										
±40,50	31	Ø420	±500	SP5	5,50	Arène moy. compacte	179,9	245,4	335,3	367,2
	8	Ø620	±1 750		8,90	Gneiss	538,2	733,9	1002,8	1098,3
	11	Ø720	±2 500		10,20		803,2	1095,3	1496,7	1639,2

⁽¹⁾ Rt;cr;d : Charge de fluage de traction ⁽³⁾ Rc;d : Capacité de résistance en traction

Les capacités portantes en compression en fonction de la profondeur, sont présentées ci-après pour des pieux FTC de diamètre 420, 520, 620, 720 à 820 mm selon le modèle géotechnique retenu.







4.2. Paramètres de dimensionnement des pieux vis-à-vis des sollicitations latérales

Le vent, la neige, les actions sismiques, c'est-à-dire des sollicitations de courte durée, vont engendrer des efforts transversaux qu'il convient de prendre en compte pour le dimensionnement des pieux. Pour cette étude, nous disposons uniquement des sollicitations de courte durée d'origine sismique.

Ces paramètres ont été exploités à l'aide du module Piecoef+ du logiciel FOXTA pour obtenir des ordres de grandeurs des raideurs horizontales des pieux. Leurs valeurs obtenues sont présentées en Annexes.

D'après les descentes de charges transmises, les valeurs des efforts horizontaux à l'ELU peuvent être de l'ordre de 100 à 450 kN pour les appuis périphériques du bloc de droite, inférieures à 50 kN sur la partie centrale. Pour le bloc Gauche, les valeurs observées varient entre 10 et 600 kN.

Une modélisation a été réalisée pour des pieux de diamètre 420 à 720 mm selon les modèles géotechniques associés, les pieux étant considérés comme libres en tête :

Nous étudierons les cas de pieux ayant les efforts les plus élevés :

Pour le bloc Gauche (SP1) :

Appui n°4110 Ø 420 mm : $V_{ed} ELU_{sism} = 395,57 \text{ kN}$;

Appui n°72 Ø 520 mm : $V_{ed} ELU_{sism} = 377,73 \text{ kN}$;

Appui n°32 Ø 620 mm : $V_{ed} ELU_{sism} = 564,29 \text{ kN}$;

Pour le bloc Droite (SP5) :

Appui n°15 (R) Ø 420 mm : $V_{ed} ELU_{sism} = 476,65 \text{ kN}$;

Appui n°25 (R) Ø 520 mm : $V_{ed} ELU_{sism} = 302,80 \text{ kN}$;

Appui n°32 Ø 720 mm : $V_{ed} ELU_{sism} = 608,77 \text{ kN}$;

Les caractéristiques mécaniques retenues pour le dimensionnement sous charge transversale sont données dans le tableau ci-après pour les modèles géotechniques précédents :

Formation	Base couche		Em (MPa)	PI* (MPa)	Pf* (MPa)	α
	SP1 PF ±44.00 m NGF	SP5/2 PF ±41.00 m NGF				
Mort terrain	43.65 m NGF	40.50 m NGF	-	0,0	0,0	-
Arène gneissique peu compacte	42.15 m NGF	—	9	0,80	0,60	1/2
Arène gneissique moy. compacte	36.85 m NGF	33.60 m NGF	14	1,40	1,00	1/2
Arène gneissique compacte	—	—	18	1,90	1,50	1/2
Gneiss altéré	—	32.30 m NGF	35	2,50	2,00	1/2
Gneiss peu altéré à sain	Au-delà	Au-delà	80	5,00	>3,00	2/3

Le produit d'inertie EI des fondations profondes est égale à :

$$EI = E \cdot \frac{\pi B^4}{64}$$



A l'ELU sismique, pour des sollicitations de courte durée, le module d'élasticité du béton $E = 20\,000\text{ MPa}$, d'où :

Diamètre \varnothing (mm)	EI (kN.m ²)
420	30 549
520	71 782
620	145 066
720	263 833
820	443 869

La rigidité de flexion des pieux est calculée sur la seule section du béton, en négligeant la rigidité des aciers.

Les valeurs de déplacements en tête au niveau de l'arase supérieure du plot béton sous sollicitations latérales ainsi que les valeurs déduites des raideurs horizontales (effort V_{Ed} / déplacement) sont les suivantes :

Appui	\varnothing pieu envisagé d'après DDC verticale (mm)	$V_{Ed\text{ ELU}}$ sism (kN)	Moment max (kN.m)	Flèche en tête de pieux (mm)	Réaction latérale du sol (kPa)	Raideur K (kN/m)
Bloc gauche - Sondage SP1						
n°4410	420 -> 620*	395,57	448,31	7,5	1 143,41	5 274,26
n°72	520	377,73	368,40	3,0	600,00	12 591,00
n°32	620	564,29	639,52	3,5	600,00	16 122,57
Bloc droite - Sondage SP5/2						
n°15 (R)	420	476,65	506,70	7,3	1000,00	6 529,45
n°25 (R)	520	302,80	278,69	2,0	862,53	15 140
n°32	720	608,77	678,73	2,3	864,80	24 468,26

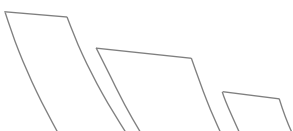
Ces résultats sont détaillés en Annexes à partir des modélisations effectuées sous le logiciel FOXTA.

Remarques importantes :

- La réaction latérale du sol calculée par la logiciel Foxta est à opposer à la valeur de pression de fluage des couches de sols mobilisés. Ainsi pour le calcul d'un pieux $\varnothing 420\text{ mm}$ pour le bloc Gauche, les efforts latéraux transmis sur les couches de sol seront trop élevés vis-à-vis des caractéristiques mécaniques des couche d'arène peu et moyennement compacte. Le sol risque donc de fluer et n'aura plus un comportement pseudo-élastique mais plastique (« rupture du sol ») ce qui est dommageable pour l'ouvrage : il convient donc d'augmenter l'inertie des pieux par une augmentation de leur diamètre.

Ainsi, d'après le modèle SP1 (bloc de gauche), pour des descentes de charges horizontales V_d à ELU sismique supérieures à 290 kN, le diamètre des pieux ne pourra être inférieur à 520 mm et si elles sont supérieures à 380 kN, le diamètre ne devra pas être inférieur à 620 mm.

Concernant les raideurs verticales, il est courant de prendre une valeur de raideur quasi infinie.



La loi de mobilisation de la réaction frontale r en fonction du déplacement δ d'un pieu est définie par un segment de droite de pente K_f avec un palier r_f :

$$r = p \cdot B = K_f \cdot y$$

avec :

- p : Pression latérale du sol
- B : Diamètre du pieu
- K_f : Module linéique de mobilisation de la pression frontale
- Y : Déplacement latéral du pieu

Les coefficients de réaction horizontale des sols k_f ont été estimés par la méthode proposée par Ménard, en tenant compte des caractéristiques pressiométriques pour chacune des couches reconnues et en considérant les sollicitations à **court terme**.

Ils sont donnés par les formules suivantes :

$$K_f = \frac{12 \cdot E_M}{\frac{4}{3} \cdot \frac{B_0}{B} \left(2,65 \cdot \frac{B}{B_0} \right)^\alpha + \alpha}, \text{ pour } B \geq B_0$$

$$K_f = \frac{12 \cdot E_M}{\frac{4}{3} \cdot (2,65)^\alpha + \alpha}, \text{ pour } B \leq B_0$$

avec :

- E_M : Module pressiométrique de la couche concernée
- B : Diamètre du pieu
- B_0 : terme fixe égale à 0,6 m
- α : Coefficient rhéologique de la couche concernée

Le palier r_f est pris égal à $B \cdot p_f^*$ avec p_f^* = pression de fluage nette.

Les différentes valeurs de coefficients de réaction horizontales des sols $k_f = (K_f / B)$ et $K_{fsims} = 1.5 \times K_f$ pour des **sollicitations de courte durée sismiques** sont récapitulées dans le tableau ci-dessous :

Couche	Caractéristiques pressiométriques		Pieu 420 mm		Pieu 520 mm		Pieu 620 mm		Pieu 720 mm		Pieu 820 mm	
	E_{moyen} (MPa)	α	K_{fsims} (MPa)	k_f (MPa/ml)	K_f (MPa)	k_f (MPa/ml)	K_f (MPa)	k_f (MPa/ml)	K_f (MPa)	k_f (MPa/ml)	K_f (MPa)	k_f (MPa/ml)
Arène gneissique peu compacte	9	1/2	40,44	96,29	40,44	77,77	40,98	66,10	43,52	60,45	45,83	55,89
Arène gneissique moy. compacte	14	1/2	62,91	149,78	62,91	120,98	63,75	102,83	67,70	94,03	71,29	86,94
Arène gneissique compacte	18	1/2	80,88	192,58	80,88	155,55	81,97	132,20	87,05	120,90	91,66	111,77
Gneiss altéré	35	1/2	157,27	374,46	157,27	302,45	159,38	257,06	169,26	235,08	178,22	217,34
Gneiss peu altéré à sain	80	2/3	297,07	707,30	297,07	571,28	299,62	483,26	311,48	432,61	322,07	392,77

Les calculs des efforts et des déformations des pieux pour l'estimation des moments résultants à été effectué à l'aide du logiciel FOXTA V.4.



4.3. Sismicité et liquéfaction des sols

4.3.1. Classe de sols selon l'Eurocode 8

Le bâtiment projeté est classé en catégorie d'importance III (bâtiment sanitaire et social) et est situé en zone d'aléa sismique 2, l'application des prescriptions parasismiques particulières de l'Eurocode 8 est obligatoire et il convient de classer le sol selon l'Eurocode 8.

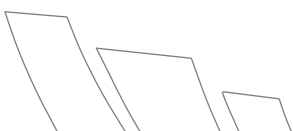
L'Eurocode 8 distingue 7 catégories principales de sols (de la classe A à la classe S2) pour lesquelles est défini un coefficient de sol S . Le paramètre S permet de traduire l'amplification de la sollicitation sismique exercée par certains sols. La nature locale du sol influence fortement la sollicitation ressentie au niveau des bâtiments. La classe de sol peut être estimée par corrélation entre les modules pressiométriques obtenus lors des investigations géotechniques et les vitesses des ondes sismiques de cisaillement dans les 30 premiers mètres du terrain.

Le tableau suivant récapitule les différentes classes de sol en fonction du profil stratigraphique :

Classe de sol	Description du profil stratigraphique	Paramètres						
		$v_{s,30}$ (m/s)	N_{SPT} (coups/30 cm)	c_u (kPa)	Type de sol	Pressiomètre		CPT
						p_l (MPa)	E_M (MPa)	q_c (Mpa)
A	Rocher ou autre formation géologique de ce type comportant une couche superficielle d'au plus 5 m de matériau moins résistant.	>800				> 5	> 100	
B	Dépôts raides de sables, de gravier ou d'argile sur-consolidée, d'au moins plusieurs dizaines de mètres d'épaisseur, caractérisés par une augmentation progressive des caractéristiques mécaniques avec la profondeur	360-800	>50	>250	sols granulaires	> 2	> 20	> 15
					sols cohérents	> 2	> 25	> 3,5
C	Dépôts profonds de sables de densité moyenne, de gravier ou d'argile moyennement raide, ayant des épaisseurs de quelques dizaines de mètres à plusieurs centaines de mètres.	180-360	15-50	70-250	sols granulaires	> 1	> 8	> 5
					sols cohérents	> 0,5	> 5	> 1,5
D	Dépôts de sols sans cohésion de densité faible à moyenne (avec ou sans couches cohérentes molles) ou comprenant en majorité des sols cohérents mous à fermes.	< 180	< 15	<70	sols granulaires	< 1	< 8 MPa	< 5
					sols cohérents	< 0,5	< 5 Mpa	< 1,5
E	Profil de sol comprenant une couche superficielle d'alluvions avec des valeurs de v_s de classe C ou D et une épaisseur comprise entre 5 m environ et 20 m, reposant sur un matériau plus raide avec v_s > 800 m/s.							
S_1	Dépôts composés, ou contenant, une couche d'au moins 10 m d'épaisseur d'argiles molles/vases avec un indice de plasticité élevé ($IP > 40$) et une teneur en eau importante.	< 100						
S_2	Dépôts de sols liquéfiables d'argiles sensibles ou tout autre profil de sol non compris dans les classes 1 à E ou S_1 .							

Classes de sol – Extrait de l'Eurocode 8

La valeur « $V_{s,30}$ » estimée conduit à proposer en premier lieu une **classe de sol B**.



Suivant la nature du sol, les paramètres S (coefficient de sol), TB (limite inférieure des périodes correspondant au palier d'accélération spectrale constante), TC (limite supérieure des périodes correspondant au palier d'accélération spectrale constante) et TD (valeur définissant le début de la branche à déplacement spectral constant) à prendre en compte sont données dans le tableau suivant :

Classe de sol	S	TB (s)	TC (s)	TD (s)
A	1	0.03	0.2	2.5
B	1.35	0.05	0.25	2.5
C	1.5	0.06	0.4	2.0
D	1.6	0.1	0.6	1.5
E	1.8	0.08	0.45	1.25

Spectre de réponse élastique de type 2 (zones 1 à 4)

Les sols rencontrés appartiennent à la catégorie : classe B. Les paramètres à considérer pour le projet sont les suivants : S = 1.35, TB = 0,05 s, TC = 0,25 s, TD = 2.5 s.

En fonction de la catégorie d'importance du projet, on retiendra ici les paramètres suivants :

Catégorie d'importance	Coefficient d'importance γ_i
I	0.8
II	1.0
III	1.2
IV	1.4

Zone de sismicité	Accélération max. de référence au rocher a_{gR} (m/s ²)
1 (très faible)	0.4
2 (faible)	0.7
3 (modérée)	1.1
4 (moyenne)	1.6
5 (forte)	3.0

Ainsi, la valeur de calcul de l'accélération du sol a_g donne :

$$a_g = a_{gR} \times \gamma_i \times S = 1.13 \text{ m/s}^2$$

4.3.2. Liquéfaction des sols

D'après le Code de l'Environnement, article R563-4 modifié par arrêté le 17 juin 2022, en zone de sismicité 1 et 2 (sismicité très faible à faible), l'analyse de liquéfaction n'est pas requise.



4.4. Niveaux bas

Pour la partie sans niveau semi-enterré (RDC à 44.52 m NGF), du fait du contexte construction après démolition, nous privilégions la réalisation d'un plancher porté/dalle portée par les fondations.

Pour la partie en rez-de-jardin envisagé à 41.00 m NGF, les caractéristiques mécaniques des arènes peu à moyennement compactes permettront la réalisation d'un dallage sur terre-plein, moyennant des précautions à prendre pour la réalisation de la couche de forme :

- décapage des horizons de recouvrement (terre végétale, limon, remblai...), et de la frange supérieure des arènes,
- purges ponctuelles des matériaux de mauvaise qualité (argiles, limons, terrains évolutifs et remblais), avec remplacement par des matériaux de granulométrie continue 0/100 ou 0/200,
- compactage du fond de forme à 95 % de l'Optimum Proctor Normal,
- cloutage éventuel du fond de forme s'il est argileux, avec des matériaux de type 100/200 et compactage du fond de forme à 95 % de l'Optimum Proctor Normal,
- mise en place d'un géotextile anticontaminant et antipoinçonnement,
- mise en œuvre de la **couche de forme** en matériaux insensibles à l'eau et à granulométrie continue type GNT 0/60 ou 0/80 (ou en matériaux traités) de manière à s'assurer d'une bonne fermeture après compactage à 95 % de l'Optimum Proctor Modifié,
- compactage de la couche de forme à 95 % de l'Optimum Proctor Modifié,
- mise en œuvre éventuelle d'une interface entre la couche de forme et le dallage (couche de réglage/fermeture en matériaux fins, couche de glissement en sable d'environ 20 mm d'épaisseur, film ou isolant thermique),
- réalisation du dallage en béton.

Avant coulage des dallages, il sera nécessaire d'effectuer un contrôle final de la qualité géotechnique de la plateforme par une série d'essais à la plaque. A titre indicatif, les valeurs à obtenir devront être les suivantes :

- Module de Westergaard $K_w > 50 \text{ MPa/m}$
- Module d'élasticité $EV_2 > 50 \text{ MPa}$ à 70 MPa (pour des charges d'exploitation avec des charges réparties $> 20 \text{ kN/m}^2$, ou des charges concentrées fixes $> 20 \text{ kN}$, ou des charges concentrées mobiles $\leq 20 \text{ kN/roue}$)
- Rapport de compactage $EV_2/EV_1 < 2,2$

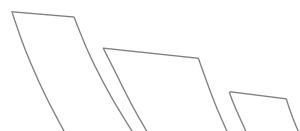
L'épaisseur minimale de la couche de forme à mettre en œuvre sous dallage sera définie en fonction :

- du module de Westergaard K_w visé, défini par le BET Structures selon les tolérances de déformation du dallage envisagé,
- de la qualité du matériau de constitution de la couche de forme,
- **de la portance du fond de forme au moment des terrassements.**

Dans tous les cas et selon norme NF P 11-213 (DTU 13.3), l'épaisseur de cette couche de forme ne doit pas être inférieure à 0,20 m.

Les dallages seront conçus et réalisés conformément aux règles professionnelles pour les travaux de dallage (DTU 13.3 de décembre 2021).

NOTA : On rappelle que les valeurs EV_1 et EV_2 sont obtenues par des essais à la plaque réalisés selon le mode LCPC.



Les modules de déformations $E_s = E_m/\alpha$ avec E_m module pressiométrique et α coefficient rhéologique du sol (fonction de la nature et de la consolidation des sols), à prendre en compte pour chaque couche, sont répertoriés dans le tableau suivant :

Nature du sol	Module E_m (MPa)	α	Module élastique E_s (MPa)
Recouvrement/Remblais	A purger		
Arène gneissique peu compacte	9	1/2	18
Arène gneissique moy. compacte	14	1/2	28
Arène gneissique compacte	20	1/2	40
Gneiss altéré	50	1/2	100
Gneiss peu altéré à sain	80	2/3	120

Pour des surcharges d'exploitation de l'ordre de 250 kg/m² et pour un niveau fini proche des cotes indiquées sur le plan masse, les tassements prévisibles au droit du dallage seront inférieurs au demi-centimètre.

Les plates-formes finies seront réceptionnées par une série d'essais à la plaque (mode opératoire LCPC) afin de vérifier l'obtention des modules retenus.

Sinon, si l'on désire s'affranchir des sujétions de terrassements, nous préconisons la réalisation d'un plancher porté par les fondations.

4.5. Voiries

Dans des conditions climatiques favorables, le terrassement pourra être effectué avec des engins à lame courants dans les horizons superficiels remblayés et les arènes tendres à moyennement compactes. Dans la couche de forme voire les remblais de démolition, ils pourront nécessiter l'emploi d'engins de moyenne à forte puissance et/ou équipés d'outils adaptés. Quoi qu'il en soit, les moyens employés devront être adaptés aux terrains rencontrés.

Le sol décapé est sensible à l'eau et sa portance peut diminuer rapidement sous l'action de l'eau de ruissellement ou des engins de terrassements. Des précautions de terrassements doivent donc être prises sous peines de purges complémentaires.

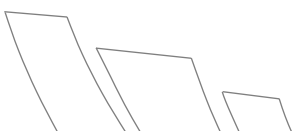
Les travaux de terrassement devront impérativement être réalisés en période sèche.

On proscrit, autant que faire se peut, de faire manœuvrer des engins sur la plate-forme décapée et l'on privilégiera un remblaiement instantané de la première couche à l'avancement.

4.5.1. Partie Supérieure des Terrassements PST

Sur l'ensemble du site, les cotes du projet d'aménagement des voiries et des stationnements se situent :

- Proche du TN au droit des accès existants depuis le rond-point de l'Avenue du Général Leclerc (±46.00 à 43.00 m NGF) et au droit du bâtiment D, accès rue Ambroise Paré (±42.50 m NGF) ;



- Proche du TN en limite de propriété Est au droit de la future voirie lourde accès à la cour logistique (± 41.20 à 41.80 m NGF) ;
- 2.00 à 2.70 m en dessous du TN existant (± 44.00 à 44.50 m NGF), en limite Ouest au droit de la nouvelle voirie lourde Urgence et ± 1.50 m au niveau des stationnements Espace mortuaire ;
- Proche du TN au niveau des Urgences en limite Sud (± 41.00 m NGF) ;
- $+ 2.00$ à 2.50 m au-dessus du TN/bâtiment A existant (sous-sol vers 41.00 - 41.50 m NGF) ;
- 1.00 m pour la création d'un quai de déchargement au niveau de la cour logistique (fosse vers 40.00 m NGF).

Après décroutage des enrobés existants, mise en stockage des remblais existants de couche de forme pour une possible réutilisation, il sera nécessaire de décaper/purger les horizons remblayés et terreux-limoneux sur des épaisseurs de 0.60 m à ± 1.00 m au droit de nos sondages, la partie supérieure des terrassements sera alors constituée d'arènes granitiques tendres à moyennement compactes et parfois de remblais.

Dans les zones à remblayer (zone sous-sol bâtiment A), il sera nécessaire de constituer la structure de chaussée après **mise en œuvre d'un remblai technique**, moyennant des précautions à prendre pour sa réalisation :

- décapage des horizons de recouvrement (TV, limons, remblais impropres...) ;
- purges ponctuelles des matériaux de mauvaise qualité (argiles, limons, terrains évolutifs et remblai), avec remplacement par des matériaux de granulométrie continue $0/100$ ou $0/200$,
- compactage du fond de forme à 95% de l'Optimum Proctor Normal,
- cloutage si nécessaire du fond de forme arénitique/remblayé le cas échéant avec des matériaux de type $100/200$ afin d'améliorer la portance et la traficabilité ;
- mise en place éventuelle d'un géotextile anticontaminant et antipoinçonnement ;
- constitution d'un remblai technique, composé de matériaux granulaires, sains, non évolutifs et insensibles à l'eau (ex. : type $0/150$ puis type $0/80$) ou de remblais issus de la démolition des bâtiments du chantier qui seront soigneusement criblés, mis en œuvre par couches successives de faible épaisseur et soigneusement compactées.

Des contrôles de portance du fond de forme et du remblai technique seront nécessaires sur au moins 2 à 3 couches afin de vérifier sa bonne mise en œuvre et ainsi minimiser ces tassements dans le temps. Il sera effectué des contrôles par une série d'essais à la plaque. À titre indicatif, les valeurs à obtenir devront être les suivantes :

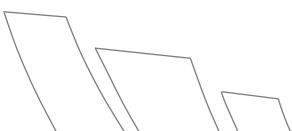
- Module d'élasticité $EV2 > 30$ MPa
- Rapport de compactage $EV2/EV1 < 2,0$

Dans ces conditions, le fond de forme sera constitué d'arènes tendres à moyennement compactes, classées selon le *Manuel de dimensionnement des chaussées neuves à faible trafic (Cerema, 2023)* en sols peu déformables, portants mais sensibles à l'eau ($q_d \geq 2.5$ MPa).

Ainsi, la « PST » sera fixée à **PST n°2** : matériaux sensibles à l'eau de bonne portance au moment de la mise en œuvre de la couche de forme, mais pouvant chuter à long terme sous l'action des infiltrations des eaux pluviales.

Bien que les exigences requises à court terme pour la plateforme support puissent être momentanément obtenues au niveau de l'arase, il est cependant quasiment toujours nécessaire de prévoir la réalisation d'une couche de forme.

La classe de l'arase sera, quant à elle, en **AR1 d'une portance à long terme de 20 MPa**.



Nota : une portance minimale de 35 MPa au niveau de l'arase de terrassement est nécessaire pour mettre en œuvre une couche de forme e matériaux traités à la chaux et/ou liants hydrauliques.

Ces hypothèses sont applicables pour une réalisation des travaux sous conditions atmosphériques favorables.

Si des horizons de médiocre qualité étaient retrouvés au niveau de l'arase de terrassement, il conviendrait d'exécuter un cloutage à l'avancement de l'arase-terrassement par des gros matériaux afin d'améliorer la traficabilité, avec des matériaux de type 100/200 sur une épaisseur de 30 cm minimum. Des contrôles de portance par essais de chargement à la plaque pourront être réalisés sur l'arase afin de confirmer un module de $EV_2 > 20$ MPa.

Dans le cas où les conditions sont défavorables ($EV_2 < 20$ MPa et humidité importante), il sera nécessaire de continuer le décaissement et d'augmenter l'épaisseur de remblais à mettre en œuvre, et de créer des fossés de drainage.

Après compactage du fond de forme, un géotextile anti-contaminant et anti-poinçonnement sera posé sur l'arase de terrassement.

4.5.2. Dimensionnement de la couche de forme

Afin d'obtenir une classe de plateforme PF2 (module d'Young de 50 à 120 MPa), dans les conditions favorables, il est conseillé de prévoir sur l'arase une épaisseur d'au moins 0.50 m de remblais type 0/31,5 ou 0/63 (réduits à 0.40 m sur géotextile).

Des contrôles de portance par essais de chargement à la plaque seront réalisés afin de confirmer un module de Westergaard $K_w \geq 50$ MPa/m.

Qualification de la Portance de la P.S.T.	Contexte de réalisation ⁽¹⁾	Épaisseur de C.d.F. pour une classe de plate-forme PF2	Épaisseur de C.d.F. pour une classe de plate-forme PF2qs
Sols déformables	Déblai ou faible remblai	0,75 m (0,55 m de 0/150 + 0,20 m de 0/31,5) ⁽²⁾	1,00 m (0,80 m de 0/150 + 0,20 m de 0/31,5)
		0,60 m (0,40 m de 0/150 + 0,20 m de 0/31,5) sur géotextile	0,85 m (0,65 m de 0/150 + 0,20 m de 0/31,5) sur géotextile
Sols peu déformables, portants mais sensibles à l'eau	Déblai avec drainage ≤ 1 m	0,50 m de 0/31,5 ⁽²⁾	0,75 m de 0/31,5 ⁽²⁾
		0,40 m de 0/31,5 ⁽²⁾ sur géotextile	0,65 m (0,45 m de 0/150 + 0,20 m de 0/31,5) ⁽²⁾ sur géotextile
	Remblai ou déblai avec drainage > 1 m	0,40 m de 0/31,5 ⁽²⁾	0,65 m (0,45 m de 0/150 + 0,20 m de 0/31,5) ⁽²⁾
		0,30 m de 0/31,5 ⁽²⁾ sur géotextile	0,55 m (0,35 m de 0/150 + 0,20 m de 0/31,5) sur géotextile
Sols portants insensibles à l'eau	Remblai ou déblai	Couche de réglage de 0,10 m d'épaisseur de 0/31,5 ou 0/20	0,40 m d'épaisseur de 0/31,5 ou 0/20 Si $EV_2 \geq 120$ MPa obtention de PF3

⁽¹⁾ Les zones à niveau et les remblais rasants ($h \leq 1,00$ m) sont assimilés à des déblais.

⁽²⁾ Les granulométries sont données à titre indicatif. Pour la couche inférieure, il est recommandé d'utiliser des matériaux avec $D \leq 250$ mm, et pour la couche supérieure, $D \leq 31,5$ ou 63 mm, en fonction de l'épaisseur.

Épaisseurs des couches de forme en matériaux granulaires – Cerema



Dans le cas de structure à couche de forme granulaire, il est conseillé de viser l'objectif PF2qs (80 à 120 MPa) pour lequel le dimensionnement des chaussées est optimisé.

Pour les voies piétonnes, vélos, en l'absence de trafic lourd, il n'est pas demandé à ces voies de présenter des qualités structurales importantes sur le long terme. Cependant un niveau de portance correct est exigé à court terme sur la plateforme pour permettre la réalisation de la structure de chaussée (assise, couche de roulement).

Les épaisseurs des couches de fondations et forme données ci-dessus sont des estimations qu'il conviendra d'adapter au moment des travaux en fonction de l'état hydrique des sols et de la qualité des matériaux de sols et d'apport. D'autres structures sont envisageables et pourront être proposées en variante par les entreprises.

Rappelons que l'épaisseur n'est pas le seul critère pour garantir la classe de PF. La régularité et la conformité des matériaux, la qualité du compactage, les dispositifs associés sont tous aussi importants pour garantir la durabilité des performances.

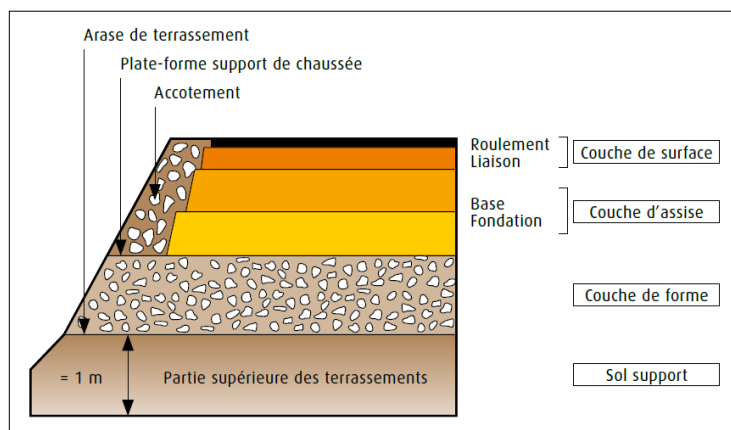
4.5.3. Couches d'assise et de surface

Nous ne connaissons pas la classe de trafic envisagé. Cependant, dans le cas de la voirie légère, il est conseillé de mettre en place sur la PF2 la structure suivante :

- Couche de fondation : 25 cm de GNT,
- Couche de roulement : 6 cm de BBSG 0/10
- Soit une épaisseur totale de 31 cm.

Dans le cas d'une voirie lourde et d'une aire de circulation/manœuvre de poids lourds, il est conseillé de mettre en place sur la PF2 la structure suivante :

- Couche de fondation : 15 cm de GNT 0/31.5
- Couche de base : 15 cm de GB3,
- Couche de roulement : 6 cm de BBSG 0/10
- Soit une épaisseur totale de 36 cm.



Structure de chaussée, Cerema

Pour la dalle de quai généralement en béton armé, selon le dimensionnement souhaité, on retiendra la réalisation d'une couche de fondation de 18 cm en béton de ciment de classe 3 (BC3 – béton maigre), recouverte d'une couche de base de 15 à 16 cm de béton de ciment de classe 5 (BC5), ou uniquement d'une couche de base de 21 à 23 cm de BC5.

Le dimensionnement définitif de la structure de chaussée dépendra du trafic, de la durée de vie et des conditions de gel. D'autres structures sont envisageables et pourront être proposées en variante par les entreprises.



4.6. Précautions particulières de conception et d'exécution

4.6.1. Terrassements

Les terrassements pourront être réalisés sans difficultés particulières au moyen d'engins mécaniques courants dans les horizons de recouvrement et les arènes gneissiques molles à tendres et peu à moyennement compactes. **Dans l'arène compacte et le gneiss altéré, ils nécessiteront l'emploi d'engins de moyenne à forte puissance et/ou équipés d'outils adaptés (godet-rocher, dent de déroctage, BRH...).** Quoi qu'il en soit, les moyens employés devront être adaptés aux terrains rencontrés.

L'emprise du projet se situe sur l'ancien bâtiment C/E à démolir coté à 44.80 m NGF. Notons qu'après démolition, le terrain sera localement remanié et que des vestiges de fondations, de dalles et de blocs béton seront susceptibles d'être présents dans le sol.

Toute poche décomprimée, de matériau évolutif ou de moindre consistance et/ou tous points durs rencontrés en fond de forme sera purgée. Pour le rattrapage des éventuels hors profils après purge, on prévoira la réalisation d'une couche de forme en classe D2 selon le GTR, comportant moins de 5 % de fines.

Nous attirons l'attention sur le fait que les terrains renferment une proportion importante de sols fins qui sont sensibles à l'eau d'où des difficultés de circulation des engins en période pluvieuse. Une réalisation de la plate-forme en période favorable non pluvieuse est vivement recommandée.

Pour une plateforme basse vers 40.40 m NGF, avec des niveaux d'eaux en période défavorable proches de 40.00 m NGF, la réalisation de la plateforme pourra intercepter des venues d'eau (circulation, zone de fracture). Si les terrassements recoupaient d'éventuelles venues d'eau, il serait impératif d'accomplir une mise en hors d'eau (pompage...) avant de réaliser les terrassements plus en profondeur.

Les terrassements devront être réalisés en assurant la stabilité des ouvrages mitoyens (talutage, terrassements par passes, éventuellement reprise en sous-œuvre/blocage des fondations mitoyennes par banquettes béton, déport des nouvelles fondations, limitation des vibrations lors des terrassements...). On veillera à adopter la puissance des engins utilisés, à la présence des différents bâtiments existants et on garantira leur intégrité durant tout le chantier et en phase définitive.

Dans tous les cas, la méthodologie mise en œuvre devra tenir compte des avoisinants (attention aux vibrations, ne pas créer d'affouillement ou de tassement par affluence sous fondations des ouvrages et mitoyens...).

Le sol décapé est sensible à l'eau et sa portance peut diminuer rapidement sous l'action de l'eau de ruissellement ou des engins de terrassements. Des précautions de terrassements doivent donc être prises sous peines de purges complémentaires.

Lors des travaux, nous attirons l'attention sur la nécessité de préserver au mieux la qualité du sol d'assise du bâtiment projeté.

On proscriera, autant que faire se peut, de faire manœuvrer des engins sur la plate-forme décapée et l'on privilégiera un remblaiement instantané de la première couche à l'avancement.

Une réalisation de la plate-forme en période favorable non pluvieuse est recommandée.



Après mise à niveau du fond de forme, ce dernier sera compacté. Son compactage sera adapté aux conditions climatiques au moment des travaux.

NOTA : Si les travaux ont lieu en période défavorable ou si le fond de forme présentait une teneur en eau trop importante, le cloutage du fond de forme et la pose d'un géotextile pourront s'avérer nécessaires.

En fonction de l'état hydrique des sols et des niveaux d'eau au moment des travaux, les terrassements dans des matériaux saturés peuvent entraîner des éboulements. Il conviendra alors de prendre les dispositions nécessaires afin d'éviter de tels désordres (busage ou blindage continu par exemple) ainsi que l'utilisation d'un dispositif de pompage ou de rabattement de nappe.

Il conviendra de protéger le fond de fouille en cas d'intempéries et les surfaces devront être réglées et fermées avant l'arrivée des intempéries. En cas de venue d'eau, aucune stagnation ne sera tolérée et la mise en place d'un dispositif de drainage et d'évacuation gravitaire ou d'un système de pompage si nécessaire sera à prévoir.

4.6.2. Mitoyenneté

La méthodologie de mise en œuvre des fondations devra préserver la stabilité des ouvrages mitoyens (attention aux affouillements, déchaussements de fondations, vibrations, tassements en cas de fondations à des niveaux différents).

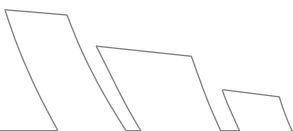
Si les différences d'ancrages le nécessitent, il pourra être prévu :

- l'installation d'un blocage béton jusqu'au même sol de fondation ;
- la réalisation d'une reprise en sous œuvre jusqu'au même sol d'assise ;
- le déport des fondations du projet pour respecter les éventuels débords et règle des 3H/2V.

Le projet ne devra pas venir surcharger les ouvrages mitoyens et avoisinants et leurs fondations, et il sera nécessaire de prévoir un joint de dilatation au niveau des mitoyennetés.

Dans tous les cas, les dispositions ci-dessous seront à respecter :

- Un diagnostic structure de l'existant devra être réalisé pour adapter la construction des nouvelles fondations à celles existantes et devra définir les seuils de déformation acceptables par les structures existantes et leur adéquation avec les déformations inhérentes à l'acte de construire ;
- Il ne faudra en aucun cas venir démolir les fondations existantes et/ou les surcharger sans un diagnostic structure associé au diagnostic géotechnique ;
- Il sera nécessaire de prévoir un joint de rupture au niveau des mitoyennetés ;
- Les fondations nouvelles seront descendues au moins au même niveau que les fondations existantes, et de façon à respecter l'ancrage de 0,3 m dans le faciès d'assise et l'encastrement minimum de 0,6 m / niveau fini extérieur (garde hors gel) ;
- Les fondations nouvelles devront tenir compte du débord, de la géométrie et de la nature des semelles existantes ;
- Les terrassements pour les fondations en mitoyenneté devront être effectués par plots alternés afin d'éviter tout risque de déstabilisation des ouvrages existants avec coulage du béton le jour de l'ouverture. L'intégrité des avoisinants devra être conservée en phase provisoire comme en phase définitive.



4.6.3. Stabilité des terrains en déblais et talutage

A toutes fins utiles, on rappellera la règle couramment admise des « 3H », pour laquelle dans le cas d'un déblai de hauteur H , la zone d'influence a pour longueur $3H$ horizontalement en amont de la crête du talus en déblai :



Pour une vérification de la stabilité au glissement, le coefficient de sécurité devra atteindre une valeur minimale de :

- $F_s = 1.5$ pour un talus définitif ;
- $F_s = 1.3$ pour un talus provisoire.

La réalisation des terrassements devra permettre d'assurer la stabilité des talus et des voiries :

- Les sollicitations extérieures défavorables seront limitées (surcharges en tête, vibrations...) ;
- Les talus seront soigneusement protégés des eaux de ruissellement, infiltration....
- Les pentes de talus devront être adoucies suivant tout signe d'instabilité.

Les conditions de stabilité des talus seront fonction de différents facteurs :

- La géométrie des talus ;
- La résistance au cisaillement des sols ;
- La boulangerie des terrains ;
- Les pressions de l'eau interstitielle, en particulier si des circulations existent en pied de talus ;
- Les sollicitations extérieures (climatiques ou anthropiques).

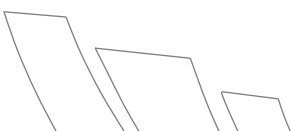
En considérant une cote niveau bas RDJ à 41.00 m NGF, soit environ un fond de fouille à 40.55 m NGF, la réalisation de la plateforme entrainera une fosse atteignant une hauteur d'environ 1.80 à 3.00 m par rapport au terrain actuel et proche de ± 4.00 m en limite Sud-Ouest.

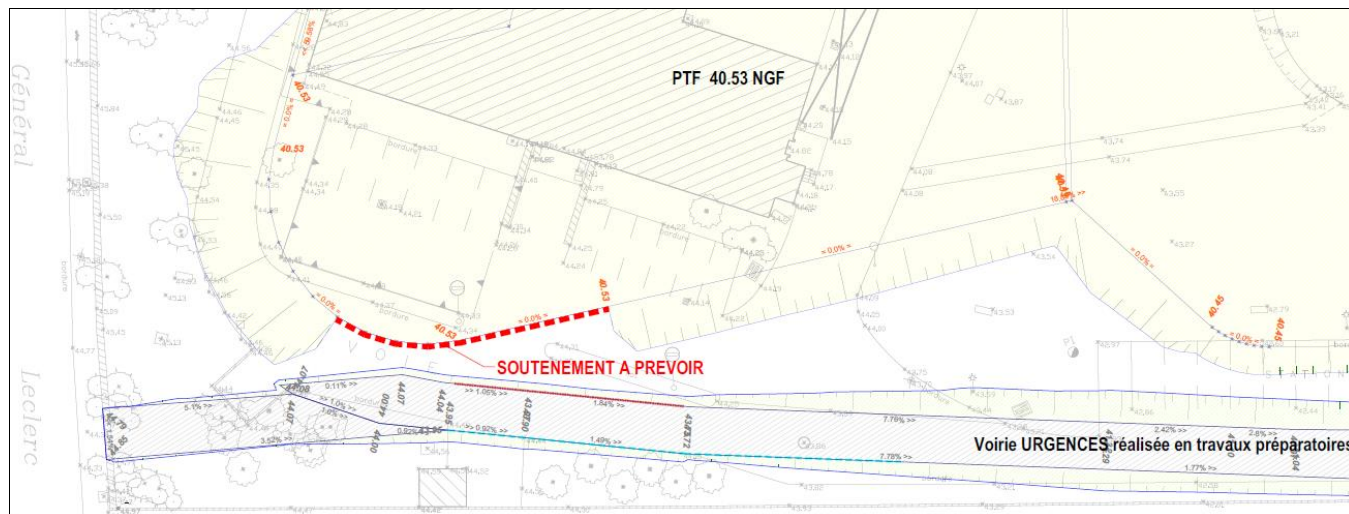
D'une manière générale, il conviendra d'assurer la stabilité des talus en phase travaux et en phase définitive, par l'intermédiaire d'ouvrages de soutènement ou de talutage si les contraintes d'emprise le permettent.

Si tel est le cas, les talus en phase provisoire et en phase définitive pourront être réglés à $3/2$ (H/V) au sein des terrains de recouvrement, remblais et des arènes gneissiques peu à moyennement compactes, et à $1/1$ dans les arènes compactes voire le gneiss \pm altéré, sous réserve d'une protection contre l'érosion par ruissellement.

Au Sud-Ouest du bâtiment contre la nouvelle voirie Urgence cotée vers ± 44.00 m NGF, avec une PF chantier à 40.53 m NGF, il sera nécessaire de conserver une surlargeur de plateforme de terrassement de 1.00 à 1.20 m en pied de voile et préserver la voirie qui sera à une distance de ± 1.20 à 3.00 m de la zone en travaux. Pour cette hauteur de 3.50 m de terrassement, la largeur du talus prévisible devrait être de ± 6.00 m. Ainsi au droit de la voirie Urgence, les travaux devront être conduits à l'abri de soutènements provisoires permettant :

- la tenue des parois de la fouille,
- de limiter les venues d'eau,
- de limiter les déplacements, notamment en tête, afin d'assurer la stabilité de la chaussée de la voirie urgence (et des réseaux : EPØ300 à 2.00 m de profondeur, AEP incendie).





Localisation du soutènement, avec implantation de la future voirie d'urgence en phase travaux, CHABANNE

Nous proposons la réalisation d'un soutènement autostable par pieux distants ou de type parois lutétienne avec des pieux de diamètre type 620/720 mm, ayant un entraxe de ± 1.50 m. Cette solution pourra être réalisée en reprofilant les horizons de recouvrement/remblais avec une pente de 3H/2V sur une épaisseur de 1.50 m, soit sur une largeur de ± 2.00 m de la voirie Urgence. Cela permettra notamment de réduire les efforts en tête des pieux de la « paroi ». Sa réalisation nécessitera la présence d'une machine de fondation profondes prévue pour la réalisation des pieux du bloc Nord.

Autrement, il est aussi envisagé la réalisation d'une paroi clouée sur ± 21 ml dans le coin Sud-Ouest du site pour maintenir la voie Urgence, situé ± 3.50 m au-dessus de la plateforme chantier.

Préconisations de voiles par passes alternées avec cloutage :

Au vu des caractéristiques des terrains à soutenir, de la qualité projetée du fond de fouille et en absence totale d'arrivée d'eau, on s'orientera en première approche sur un mode de soutènement au moyen de voiles par passes alternées en banquettes inversées ou par recoupement de talus, avec réalisation des voiles en béton projeté par exemple, et cloutage de la paroi.

La méthodologie d'exécution des voiles par passes devra se conformer à la publication du CFMS de septembre 2023 « Recommandations pour la conception, le dimensionnement, l'exécution et le contrôle de la technique des voiles par passes ».

Cette méthode devra obligatoirement remplir le rôle de soutènement des terres et des ouvrages mitoyens. Une stabilisation de l'ouvrage sera réalisée par des tirant ancrés dans les arènes granitiques.

La paroi clouée sera constituée d'un parement de béton armé maintenu par des clous faiblement inclinés. Cette paroi sera mise en place par passes horizontales, au fur et à mesure de l'avancement du terrassement. Nous avons considéré une coupe pour l'ensemble du linéaire à soutenir avec la présence de la voirie d'urgence à une distance de ± 2.50 m de la fosse du RDJ.



Pour le pré-dimensionnement du soutènement par paroi clouée, nous proposons les données suivantes :

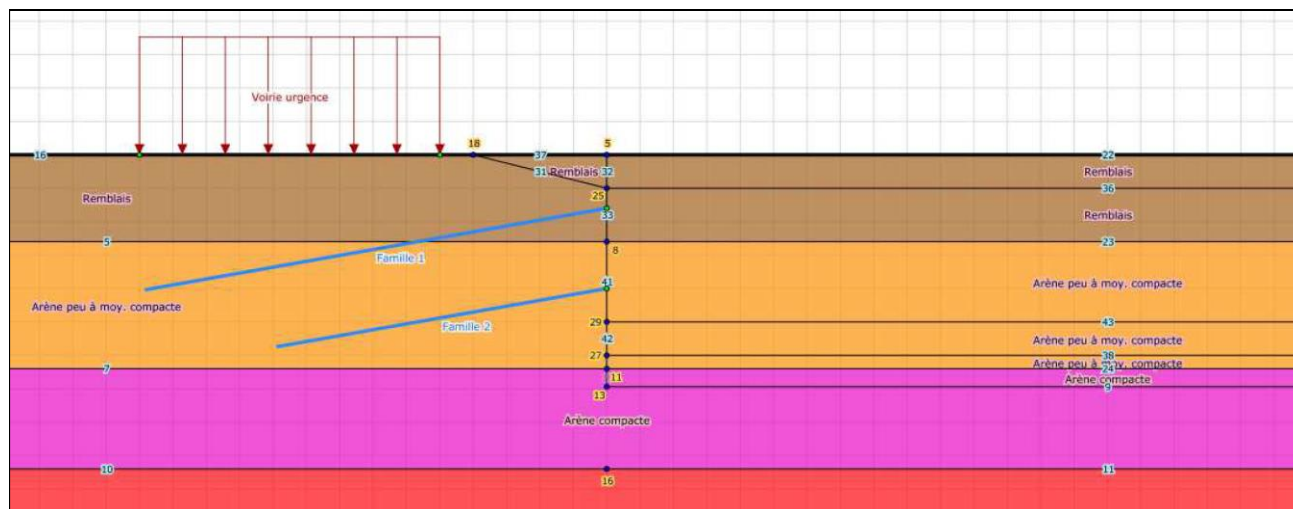


Schéma selon la coupe du sondage SP2, TALREN

Caractéristiques des sols :

La coupe de sol correspondant au sondage SP2 donne les caractéristiques suivantes :

Couche de sol	Base de la couche	Pression limite PI (MPa)	Type de sol	Cohésion c' (kPa)	Coef rhéologique α	Angle de frottement interne ϕ (°)	Poids volumique γ (kN/m ³)	qs clou (kPa)
Remblais	42.70 m NGF	0.3	Argile, limon CaCO ₃ <30%	1	1/2	25	18	44,5
Arène peu compacte	-	0.9	Sols intermédiaires, tendance argileuse	3	1/2	27	18	68,5
Arène moy. compacte	40.50 m NGF	1.4	Sols intermédiaires, tendance sableuse	4	1/2	28	19	108,5
Arène compacte	39.30 m NGF	1.9	Sables, Graves	6	1/2	30	20	127,8
Gneiss altéré	Au-delà	2.5	Roche altérée ou fragmentée	10	1/2	35	20	156,5
Gneiss peu altéré	-	5.0		15	2/3	35	22	193,8

Pour le modèle SP2, nous considérerons une unique couche d'arène peu à moyennement compacte avec un PI moyen de 1.0 MPa, donnant une valeur de q_s clou = 88 kPa.

La valeur de q_s prise en compte est le résultat de la valeur moyenne des q_s mesurés minorée d'un facteur égal à $\xi_{a1} = \xi_{a2} = 1.4$ et $\gamma_{R;d;q_s} = 1.15$ conformément à l'annexe G6 de la norme NF P 94-270 d'octobre 2020 (surface de parement inférieure à 100 m² avec 1 seul essai d'arrachement).

Charges :

Une surcharge répartie de 20 kPa est prise en compte pour la voirie urgence à une distance de 2.50 m à l'arrière de la paroi.



Hydrogéologie :

Le niveau de la nappe a été pris au niveau de la cote de plateforme soit vers 40.50 m NGF.

Clous :

- Longueur 7 m pour le lit du haut et 5 m pour le lit du bas ;
- Inclinaison 10°
- Diamètre 32 mm scellés dans des forages de 0.090 m de diamètre
- 2 lits de clous espacés horizontalement de 1.2 m.

Béton :

- Épaisseur 35 cm
- Armature 2 treillis ST 25
- Barbacanes

La justification de l'ouvrage est faite conformément aux Eurocodes, aux normes d'application NF P 94-270 et Clouterre 91.

La stabilité interne et mixte du massif renforcé est calculée à l'aide du logiciel TALREN. Il convient de rechercher un facteur de sécurité supérieur ou égal à 1 pour la stabilité interne.

Les résultats de la modélisation de la paroi renforcée et des calculs sont présentés en Annexe.

D'après la norme NF P 94 270 § 11, au point de traction maximal, la résistance des clous doit vérifier l'inégalité suivante pour démontrer qu'un lit de renforcement supportera l'effort de traction de calcul avec la sécurité adéquate vis-à-vis d'une rupture ou d'un allongement excessif :

$$T_{\max;d} < R_{tc;d}$$

Avec:

- $T_{\max;d}$: valeur de calcul de l'effort de traction maximale du lit de renforcement ;
- $R_{tc;d}$: valeur de calcul de la résistance ultime de traction dans la section courant du lit de renforcement ;
- $R_{tc;d} = \rho_{\text{end.}} \cdot \rho_{\text{flu.}} \cdot \rho_{\text{deg.}} \cdot R_{t;k} / \gamma_{M;t}$

Avec:

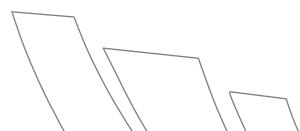
- $\rho_{\text{end.}} \cdot \rho_{\text{flu.}} \cdot \rho_{\text{deg.}} = 1$ dans des conditions normales de mise en œuvre,
- $R_{t;k}$: valeur caractéristique de la résistance ultime du clou = 40 T/ml pour un acier de 500 MPa de limite élastique
- $\gamma_{M;t} = 1.25$,

d'où: $R_{tc;d} = 32 \text{ T/ml}$

Les clous de diamètre nominal 32 mm et d'acier de limite élastique 500 MPa ($R_{tc;d} = 32\text{T}$) reprennent les efforts maximaux.

Phasage :

- Terrassement de la partie centrale du sous-sol jusqu'à la cote de plateforme avec constitution d'un talus périphérique ;
 - Une banquette de sol d'environ 0.60 à 0.80 m minimum sera conservée contre les limites de propriété ;



- Le talus périphérique sera dressé selon les pentes précédentes, soit un pied de talus à une distance horizontale d'environ 6.00 m des limites de propriété (à adapter selon la coupe de sol) ;
- Terrassement par passes alternées et mise en œuvre du treillis soudé puis cloutage du treillis ;
- Projection du béton sur l'épaisseur demandée ;

Les travaux devront impérativement être réalisés en période sèche.
Toute charge en tête de talus sera proscrite.

L'ouverture des passes alternées se fera selon une rotation en 3 phases avec la pose du treillis, son cloutage et projection du béton le jour de l'ouverture.

Toute passe ouverte devra être bétonnée dans les plus brefs délais (<8h). Les passes intermédiaires ne pourront être ouvertes qu'une fois le temps de prise du béton des passes primaires suffisant pour assurer la reprise des efforts de poussées.

- *Largeurs de passes :*

Après écrêtement de la frange supérieure du talus, la largeur des passes sera limitée à 2.0 m maximum dans les horizons de recouvrements et les remblais de démolition du bâtiment.

Des **planches d'essais** seront effectuées pour valider la tenue des terres, s'assurer des niveaux d'eau au moment du commencement des travaux et vérifier la nécessité d'un **blindage éventuel** (Mission G3). Les exigences minimales de mise en œuvre sont les suivantes en vue de justifier un front de taille de largeur L (m) et de hauteur z (m) :

- Sécurisation de l'accès à la fouille (balisage, protection) ;
- Ouverture d'un front de taille de dimensions $[z + 1 \text{ m}] * [L + 2 \text{ m}]$;
- Maintien sur une durée minimale de 24 heures.

La présence d'eau pourra entraîner des sujétions de pompages pour épuisement des fouilles et/ou de rabattement de nappe lors des travaux de fondation. Par ailleurs, des barbacanes devront être mises en place dans le parement pour éviter d'avoir à prendre en compte la pression hydrostatique dans le dimensionnement de l'ouvrage. Pour la partie située sous la nappe, il convient de prévoir un drainage à l'interface terrain-parement.

Les modèles de calcul utilisés dans le cadre de cette étude ne permettent pas d'estimer l'amplitude des déplacements. Il est donc conseillé de mettre en place une instrumentation de la paroi afin de mesurer les déplacements et prendre les mesures correctives si nécessaire.

Le mur Sud de soutènement de la voirie lourde Urgence en façade Ouest et Sud du bâti pourra être fondé au moyen d'une semelle filante dimensionnée à 2 bars ELS pour un ancrage dans les arènes gneissiques moyennement compactes.

On s'assurera que la stabilité des ouvrages et des sols avoisinants le projet est assurée pendant et après la réalisation de ce dernier, et que toutes les précautions (limiter les vibrations, travaux par passe, soutènement) seront prises pour éviter tout dommage tant en phase provisoire que définitive. Les murs enterrés seront dimensionnés pour reprendre la poussée des terres et les pressions interstitielles, ils seront soigneusement imperméabilisés.



4.6.4. Exécution des pieux

Il conviendra de vérifier la stabilité des pieux à la compression et à la traction pour les combinaisons ELS quasi-permanentes, ELS caractéristiques, ELU durable et transitoire et à l'ELU accidentelle en fonction des descentes de charges.

Il est rappelé que les résultats fournis précédemment ne sont donnés qu'à titre indicatif et qu'une note de calcul détaillée devra être établie au stade du projet en fonction de ce dernier et des caractéristiques réelles des pieux retenus.

Sous réserve d'une exécution soignée des pieux, les tassements théoriques absolus seront faibles, de l'ordre de B/100.

Dans tous les cas, on vérifiera au préalable la nature des infrastructures avoisinantes pour, si nécessaire, adopter les mesures adéquates, afin d'éviter tous désordres.

Les pieux seront réalisés selon les Règles de l'art par une entreprise spécialisée, mettant en œuvre le matériel le plus adapté, sans provoquer le moindre désordre aux avoisinants.

Aucun effet de groupe n'a été pris en compte dans nos calculs. Il conviendra néanmoins de le considérer suite à l'établissement des plans de fondations si l'espacement entre les pieux et éventuellement vis-à-vis des fondations existantes (cf. DOE) s'avère inférieur à 2 fois le diamètre de nu à nu (*ou 3 diamètres entre axes*).

Afin d'atteindre l'ancrage nécessaire, l'entreprise devra mettre en œuvre le matériel adapté (tubage, trépanage dans le substratum) en choisissant le type de pieux le mieux adapté.

Les armatures devront être conformes aux prescriptions parasismiques.

L'entreprise devra justifier de l'armement de ces pieux au vu des efforts horizontaux à reprendre.

L'entreprise s'assurera que le type de pieux et la technique utilisée permettront la mise en place des armatures si nécessaire. À noter que la hauteur des cages d'armatures devra tenir compte des hauteurs de recépage attendues, le cas échéant. Les armatures devront être munies de centreurs afin d'assurer un enrobage suffisant de ces dernières.

D'après le plan de fondations transmis, aucun effet de groupe n'a été pris en compte. À ce titre, on vérifiera suite à l'établissement des plans EXE définitifs que l'espacement entre les pieux proches soit supérieur à 3 diamètres entre axes. Dans le cas contraire, les effets de groupe devront être pris en compte dans le calcul de portance.

Compte-tenu des profondeurs à atteindre, les pieux devront être vérifiés au flambement.

La réalisation des pieux devra tenir compte des dispositions constructives suivantes :

- Veiller à une implantation précise et à une bonne verticalité des pieux,
- Vérifier soigneusement les matériaux extraits lors des forages afin de s'assurer du bon ancrage dans l'horizon porteur (altérite micacisteuse compacte),
- Enregistrer les paramètres de forage pour s'assurer du bon ancrage dans l'altérite compacte,
- Faire attention aux pertes d'injection au sein des terrains de recouvrement et vis-à-vis des mitoyens,



- La contrainte dans le béton sera limitée conformément aux règles aux règles du B.A.E.L. et de l'Eurocode 2 ;
- Dans la conception de la structure, la liaison structure/pieux sera étudiée avec précision,
- De la bousculade des terrains,
- De la présence d'eau à faible profondeur dans les terrains,
- L'agressivité du milieu vis-à-vis des fondations devra être prise en compte dans le choix du type de béton et l'épaisseur d'armature appropriés,
- Les pieux seront armés conformément aux recommandations du PS92 ou de l'Eurocode 8,
- Il conviendra de ne pas circuler à proximité des pieux fraîchement bétonnés.

Il conviendra de ne pas circuler à proximité des pieux fraîchement bétonnés.

➤ Tolérances d'exécution des pieux

Les critères de tolérance seront les suivants :

- tolérance sur la verticalité : 3 %,
- tolérance en plan : \varnothing / 8 et limitée à 10 cm,
- tolérance sur le niveau d'arase : 10 cm.

➤ Essais d'informations des pieux

Les essais d'information consisteront en un étalonnage des paramètres de forage avec les essais de reconnaissance géotechnique réalisés.

➤ Contrôle en cours de réalisation des pieux

Un attachement sera réalisé pour tous les pieux. Celui-ci indiquera :

- le numéro du pieu,
- la date et l'heure de réalisation,
- la profondeur atteinte,
- le volume de matériaux mis en place,
- la description de la cage d'armatures,
- l'arase supérieure de la cage,
- les incidents éventuels.

Des essais de résistance seront prévus à 7 et 28 jours sur des éprouvettes confectionnées sur chantier.

➤ Essais de réception des pieux

L'homogénéité des pieux sera contrôlée par mesure d'impédance mécanique selon la norme NF P 94-160-4.

Le nombre et la nature des essais de contrôle à réaliser sur les pieux seront conformes aux dispositions de la norme NF P 94-262.



4.6.5. Drainage

Lors de notre intervention du 5 au 8 juin 2023 (période assez sèche), des niveaux d'eau en fin de chantier ont été mesurés dans la majorité de nos sondages à des profondeurs de ± 6.00 à 9.85 m/TN soit entre 36.50 et 37.65 m NGF.

D'après les relevés piézométriques, les niveaux d'eaux varient globalement entre ± 36.50 et 40.00 m NGF sur les piézomètres profonds sur la période juin 2023-2024.

Seule une étude hydrogéologique réalisée par un bureau d'études spécialisé permettrait de définir le comportement hydrodynamique à retenir au droit du projet, comprenant notamment une étude NPHE nécessitant un suivi piézométrique sur une période de 6 mois à un an a minima (permettant de définir les niveaux d'eau caractéristiques EB, EH, EE), ainsi qu'une estimation des débits d'exhaure en phase chantier si nécessaire et éventuellement en phase définitive suivant le niveau de protection des infrastructures retenue par la maîtrise d'ouvrage.

Compte tenu des relevés de niveaux d'eaux et en considérant une cote plateforme chantier basse située vers 40.45 m NGF, le niveau de la nappe présumée à l'étiage s'avèrera proche mais vraisemblablement sous le niveau du fond de fouille (à $\pm 0.5/1.0$ m de profondeur/FF).

Ainsi, nous recommandons de réaliser plusieurs fouilles test afin de vérifier l'absence ou non de venues d'eau susceptibles d'intercepter le projet (veines d'eau dans fractures du granite, sources...).

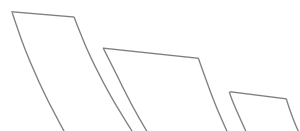
➤ Phase travaux

En fonction de la date de réalisation des terrassements, des arrivées d'eau superficielles sont tout de même possibles (ruissellements, remontées, circulation sur le toit rocheux). En cas de venue d'eau, aucune stagnation ne sera tolérée et la mise en place d'un dispositif de drainage et évacuation gravitaire (ou d'un système de pompage si nécessaire) sera à prévoir afin d'épuiser les venues d'eau et d'assécher les fouilles.

En cas de venue d'eau, aucune stagnation ne sera tolérée. Un drainage de la plateforme (évacuation gravitaire, voire un pompage des eaux) seront nécessaires en cours de terrassement afin d'évacuer les eaux souterraines, de ruissellement et d'accumulation dans les remblais et les arènes. Les eaux de ruissellement seront récoltées en tête et en pied de talus. Un pompage adapté à la nature des sols pourra être nécessaire afin d'épuiser les venues d'eau et d'assécher la fouille de terrassement généraux.

Quoi qu'il en soit, des précautions d'usage seront à respecter pour conserver le fond de terrassement de nature \pm sableuse, sensible à l'eau :

- Réaliser les travaux en période sèche, non pluvieuse, et à l'avancement ;
- Régler le fond de terrassement de manière à permettre une évacuation gravitaire des eaux ;
- Protection du fond de fouille en cas d'intempéries, les surfaces devront être réglées et fermées avant l'arrivée des intempéries ;
- Protection des talus provisoire par un polyane. Une cunette de réception des eaux de ruissellement devra être réalisée en pied de talus et reliée à un exutoire (évacuations des eaux en dehors de l'emprise du chantier) afin de sauvegarder les caractéristiques de la plate-forme de travail.



Le bétonnage des semelles devra se faire aussitôt après les terrassements afin d'éviter toute altération et décomposition du sol d'assise par des venues d'eau. Dans le cas contraire, on coulera un béton de propreté à l'avancement des terrassements.

➤ Phase définitive

Malgré l'absence d'eau dans nos sondages à proximité des cotes de niveau enterré aux jours de nos interventions, des circulations d'eaux souterraines dans les sols (circulations superficielles et sur le toit rocheux, zones de fracturation) sont possibles.

Toute infiltration d'eau au niveau des fondations sera proscrite. Il sera nécessaire de protéger les ouvrages contre les infiltrations d'eau au moyen d'un dispositif drainant. Un drainage périphérique pourra être mis en place en respectant le DTU 20.1. Les eaux de ruissellement et de toiture seront soigneusement collectées (drainage amont, gouttières, contre-pente...) et évacuées vers un exutoire dimensionné de manière non dangereuse pour le projet et les avoisinants.

Etant donné la présence de circulations d'eaux souterraines dans les sols (circulations superficielles et sur le toit rocheux, zones de fracturation), un dispositif de protection du sous-sol devra être prévu en fonction du degré de protection souhaité par le Maître d'Ouvrage.

Dans le cas où les suintements ne sont pas acceptables, un revêtement d'étanchéité sera appliqué et la structure sera calculée en fissuration préjudiciable.

Gestion eaux souterraines avec rejet autorisé dans réseau EP communal	Suintements autorisés sur les voiles béton enterrés	Système constructif
Oui	Oui	Drainage suffisamment dimensionné comprenant : <ul style="list-style-type: none"> ▪ Drainage périphérique ; ▪ Tapis/nappe drainante ; ▪ Imperméabilisation des voiles béton ; ▪ Pompes d'évacuation, etc...
	Non	CUVELAGE à revêtement d'étanchéité (cf. DTU 14.1)
Non	Oui	CUVELAGE à structure relativement étanche ou à revêtement d'imperméabilisation : <ul style="list-style-type: none"> ▪ Radier à la place du dallage ; ▪ Étanchéité souple (type 50 TV) sur les voiles bétons enterrés + joints hydrogonflants entre les voiles ; ▪ Cunettes en pied de murs (afin de récupérer les éventuelles eaux de suintement) ; ▪ Pompe de relevage (ne relevant que les eaux de ruissellement de la rampe et les éventuelles eaux de suintement).
	Non	CUVELAGE à revêtement d'étanchéité (cf. DTU 14.1)

On veillera également à prendre en compte les précautions suivantes :

- Les abords immédiats des ouvrages devront être aménagés pour diriger les eaux vers l'extérieur en dehors de l'emprise des ouvrages : forme de pente au niveau de l'aménagement du projet, voire mise en



place d'une margelle en béton imperméable, permettant de ne pas amener de l'eau à proximité des futures fondations ;

- Pas de rejet des eaux pluviales à proximité des fondations ;
- Les eaux collectées devront être évacuées en dehors de l'emprise des ouvrages vers un réseau existant ou un exutoire prévu à cet effet ;
- On veillera également à soigner la gestion de l'étanchéité de la structure à la jonction avec le dallage et la structure, pour éviter les remontées capillaires.
- Pour les vides sanitaires éventuels, on mettra en œuvre tout dispositif approprié (forme de pente, drain, puisard, etc...) pour la collecte et l'évacuation des eaux d'infiltration afin que celles-ci ne soient pas piégées dans l'ouvrage ;
- Les fosses ascenseur enterrées seront cuvelées (fond et parois) suivant les dispositions du DTU 14.1. Les ouvrages devront ainsi être conçus vis-à-vis des éventuelles sous-pressure à reprendre.

Dans tous les cas, la définition du dispositif à adopter et son dimensionnement devront faire l'objet d'une étude spécifique par un BET spécialisé.

Nous rappelons qu'en contexte rocheux, les hétérogénéités d'altération et de fracturation tant latérales qu'en profondeur, font que l'estimation du débit d'exhaure ne saurait être calculée à partir d'une valeur de perméabilité ponctuelle du sol. Ainsi, il est recommandé selon les possibilités de traitement du tableau précédent, de prendre des hypothèses défavorables durant les phases de conception, à optimiser éventuellement en cours d'exécution lors de l'ouverture de la fosse de sous-sol via un bureau d'études spécialisé.

*
* *

Nous rappelons que cette étude a été menée dans le cadre d'une étude de conception de niveau projet (G2 PRO) et que, conformément à la norme NF P 94-500 de novembre 2013, des études géotechniques de réalisation (G3 et G4, distinctes et simultanées) doivent être envisagées.

Les conclusions du présent rapport sont données sous réserve des conditions particulières jointes en annexe.

Rédacteur : LEMOINE Hugo
Chargé d'études

Contrôle qualité : LE LOHER Thierry
Chargé d'affaires



CONDITIONS PARTICULIERES

.....

Le présent rapport ou Procès-verbal ainsi que toutes annexes, constituent un ensemble indissociable.

La Société E.C.R. ENVIRONNEMENT serait dégagée de toute responsabilité dans le cas d'une mauvaise utilisation de toute communication ou reproduction partielle de ce document, sans accord écrit préalable. En particulier, il ne s'applique qu'aux ouvrages décrits et uniquement à ces derniers.

Si en l'absence de plans précis des ouvrages projetés, nous avons été amenés dans le présent rapport à faire une ou des hypothèses sur le projet, il appartient à notre client ou à son maître d'œuvre de communiquer par écrit à la société ECR ENVIRONNEMENT ses observations éventuelles sans quoi, il ne pourrait en aucun cas et pour aucune raison nous être reproché d'avoir établi notre étude pour le projet que nous avons décrit.

Cette étude est basée sur des reconnaissances dont le caractère ponctuel ne permet pas de s'affranchir des aléas des milieux naturels, et ne peut prétendre traduire le comportement du sol dans son intégralité.

Ainsi, tout élément nouveau mis en évidence lors de l'exécution des fondations ou de leurs travaux préparatoires et n'ayant pu être détecté lors de la reconnaissance des sols (ex. : remblais anciens ou nouveaux, cavités, hétérogénéités localisées, venue d'eau, etc.) doit être signalé à E.C.R. ENVIRONNEMENT qui pourra reconsidérer tout ou une partie du Rapport. Pour ces raisons, et sauf stipulation contraire explicite de notre part, l'utilisation de nos résultats pour chiffrer à forfait le coût de tout ou une partie des ouvrages d'infrastructure ne saurait en aucun cas engager notre responsabilité.

De même, des changements concernant l'implantation, la conception ou l'importance des ouvrages par rapport aux hypothèses de base de cette étude, peuvent conduire à modifier les conclusions et prescriptions du Rapport et doivent être portés à la connaissance d'E.C.R. ENVIRONNEMENT.

La Société E.C.R. ENVIRONNEMENT ne saurait être rendue responsable des modifications apportées à son étude que dans le cas où elle aurait donné son accord écrit sur lesdites modifications.

Les altitudes indiquées pour chaque sondage (qu'il s'agisse de cote de références rattachées à un repère arbitraire ou de cotes NGF) ne sont données qu'à titre indicatif. Seules font foi les profondeurs mesurées depuis le sommet des sondages et comptées à partir du niveau du sol au moment de la réalisation des essais. Pour que ces altitudes soient garanties, il convient qu'elles soient relevées par un Géomètre-Expert. Il en va de même pour l'implantation des sondages sur le terrain.

.....



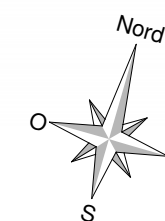
ANNEXES



Annexe 1

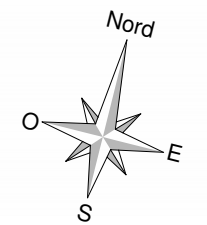
Implantation des sondages





Emprise de la nouvelle construction

A horizontal scale bar with a black outline. It is divided into five equal segments by four vertical tick marks. The number '0' is at the left end, and '50 m' is at the right end.



Légende :



SP : Sondage pressiométrique (8)



PD : Essai pénétrométrique (5+2)



K : Essai de perméabilité Matsuo (4)



T : Sondage à la tarière (6+2)



PZ : Piézomètre (2+2)



Emprise batiments à démolir

0 50 m

Les sondages grisés ont été réalisés lors des études de sol précédentes (5611788 et 5611871)

Annexe 2

Résultats des investigations in situ





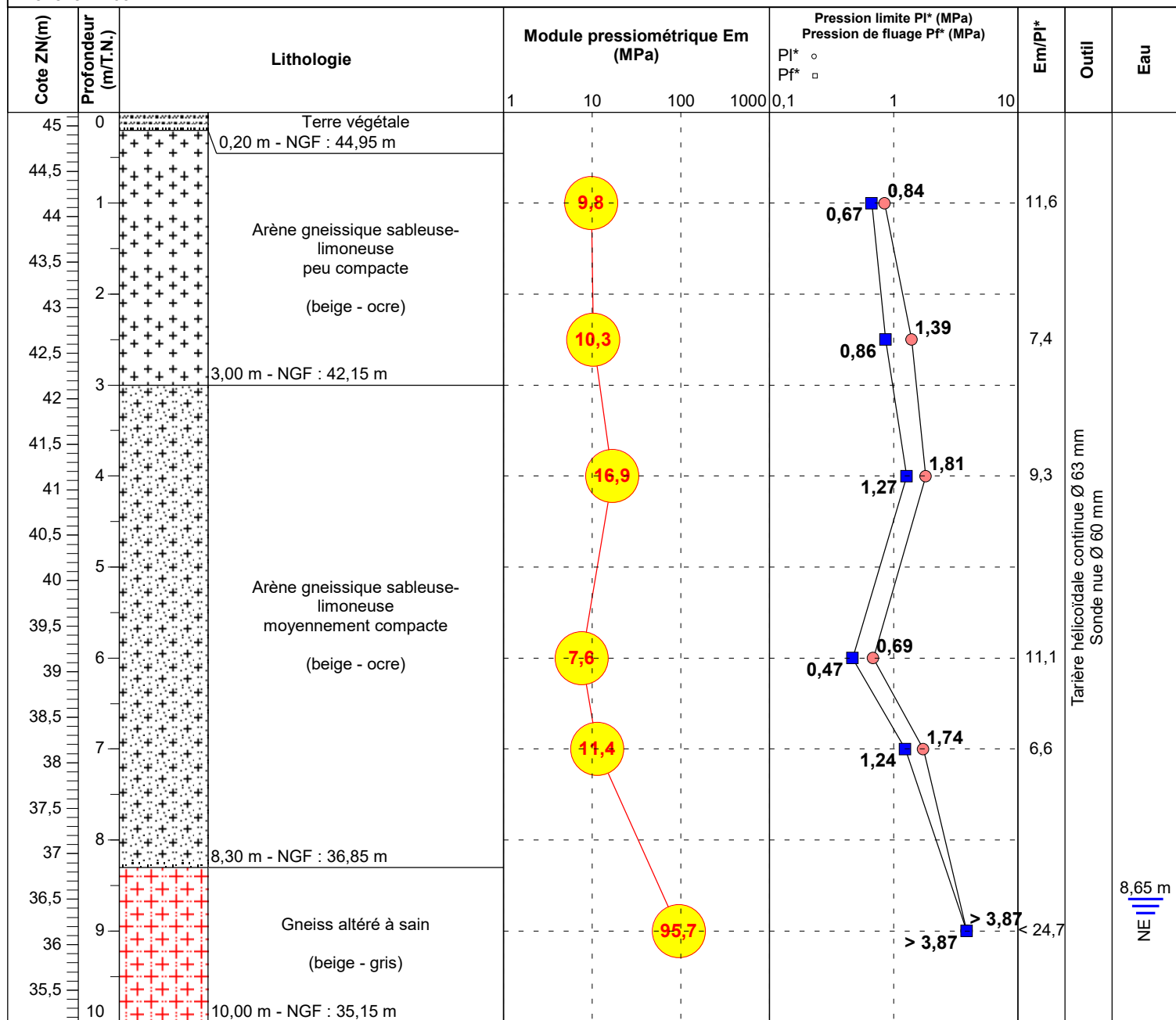
Client : **GHBS**
Etude : **Restructuration de l'Hôpital de la Villeneuve**
Site : **20 bis, Avenue du Général Leclerc - QUIMPERLE (29)**

Mission : **G2 AVP**
N° d'affaire : **5613325**
Date : **06/06/2023**

Forage : **SP1**

Cote z : \pm 45.15 m NGF
Niveau d'eau (m/TN) : 8.65

Echelle : 1/65



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

EXGTE 3.20

AE : Arrivée d'eau en cours de foration

NE : Niveau d'eau en fin de chantier

Machine : Comacchio GEO 205

Commentaires :



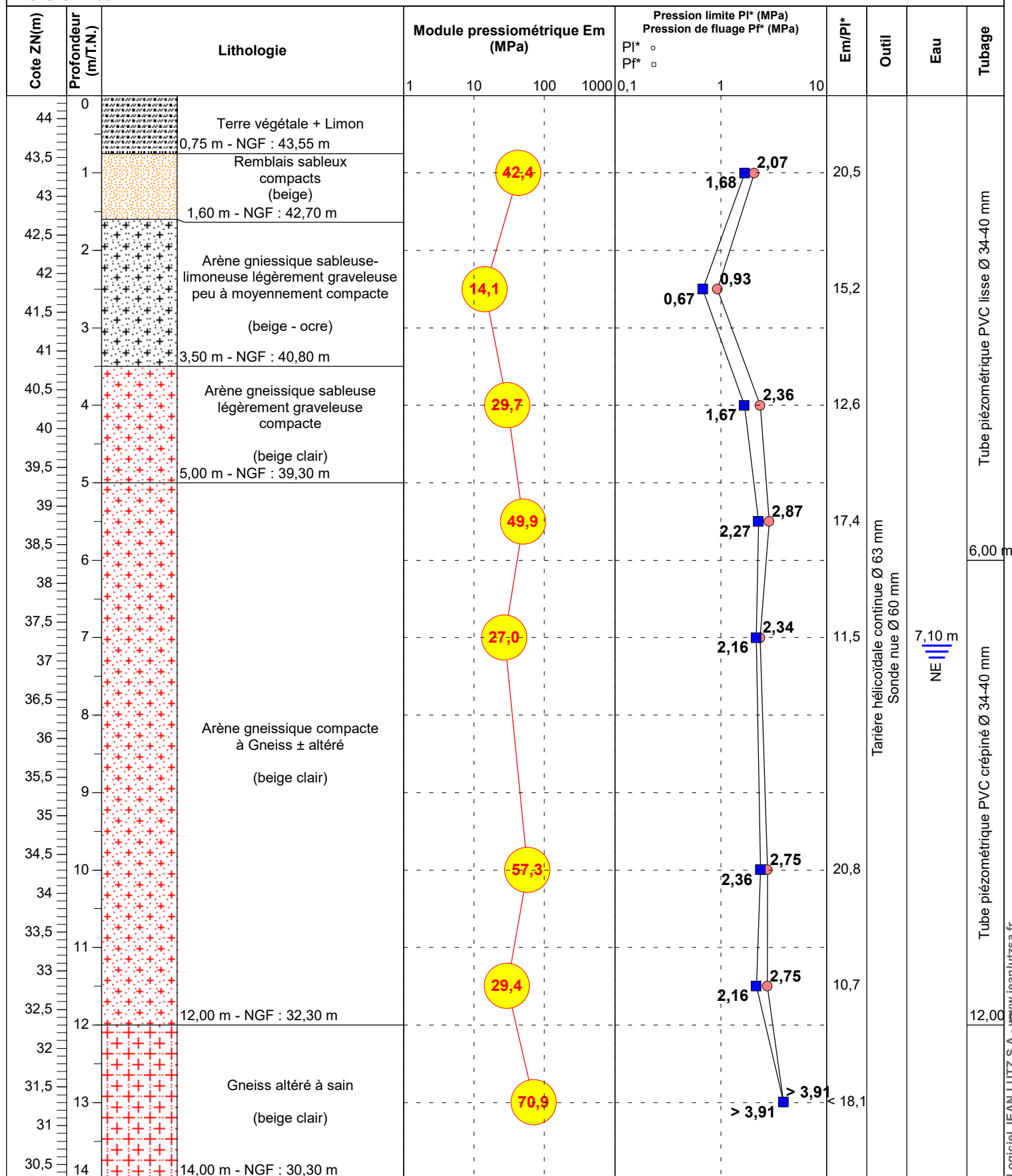
Client : **GHBS**
Etude : **Restructuration de l'Hôpital de la Villeneuve**
Site : **20 bis, Avenue du Général Leclerc - QUIMPERLE (29)**

Mission : **G2 AVP**
N° d'affaire : **5613325**
Date : **06/06/2023**

Forage : **SP2/PZ1**

Cote z : **± 44.30 m NGF**
Niveau d'eau (m/TN) : **7.10**

Echelle : 1/65



AE : Arrivée d'eau en cours de foration

NE : Niveau d'eau en fin de chantier

Machine : Comacchio GEO 205

Commentaires :



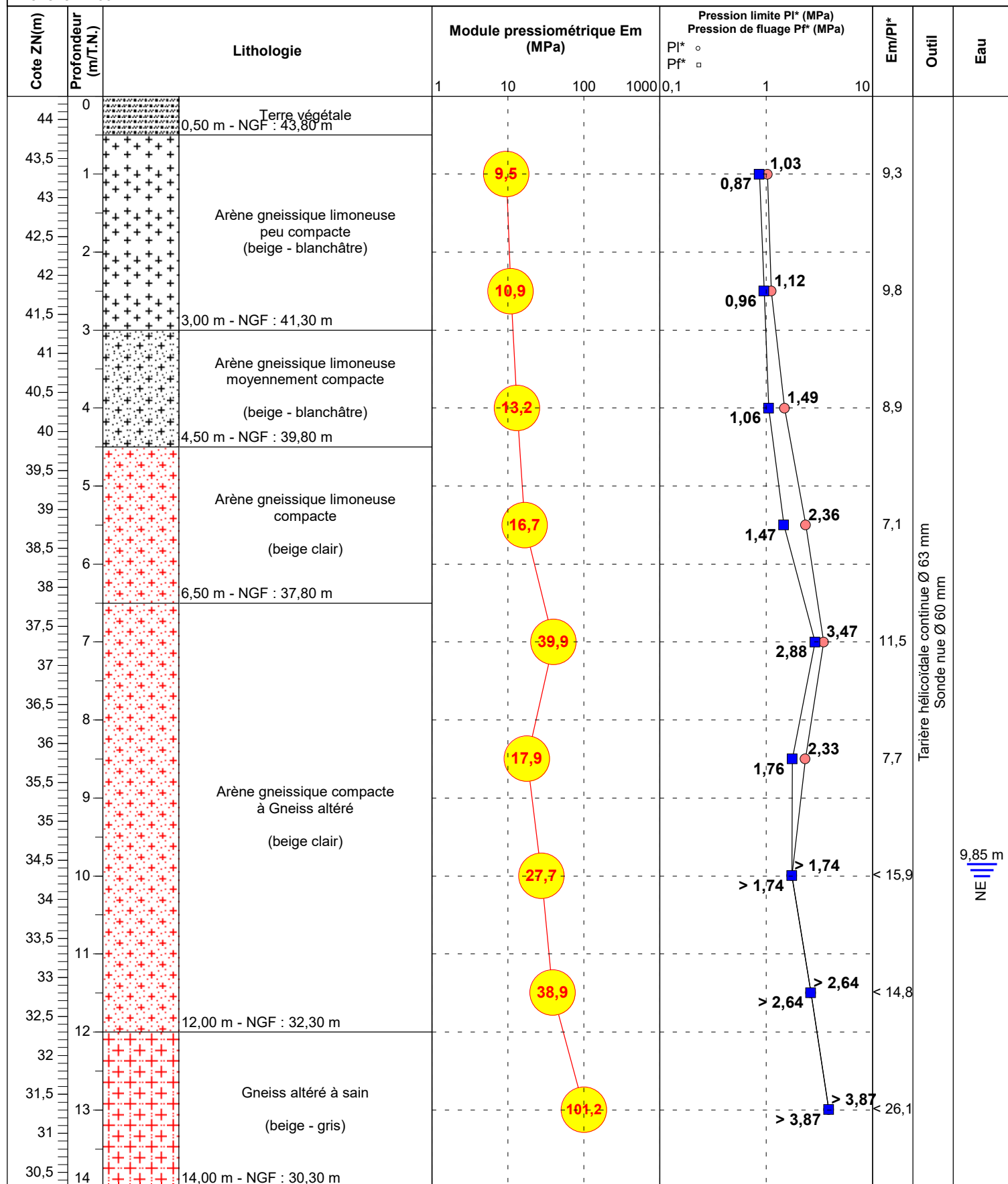
Client : **GHBS**
Etude : **Restructuration de l'Hôpital de la Villeneuve**
Site : **20 bis, Avenue du Général Leclerc - QUIMPERLE (29)**

Mission : **G2 AVP**
N° d'affaire : **5613325**
Date : **07/06/2023**

Forage : **SP3**

Cote z : \pm 44.30 m NGF
Niveau d'eau (m/TN) : 9.85

Echelle : 1/65



EXGTE 3.20

AE : Arrivée d'eau en cours de foration
NE : Niveau d'eau en fin de chantier

Machine : Comacchio GEO 205



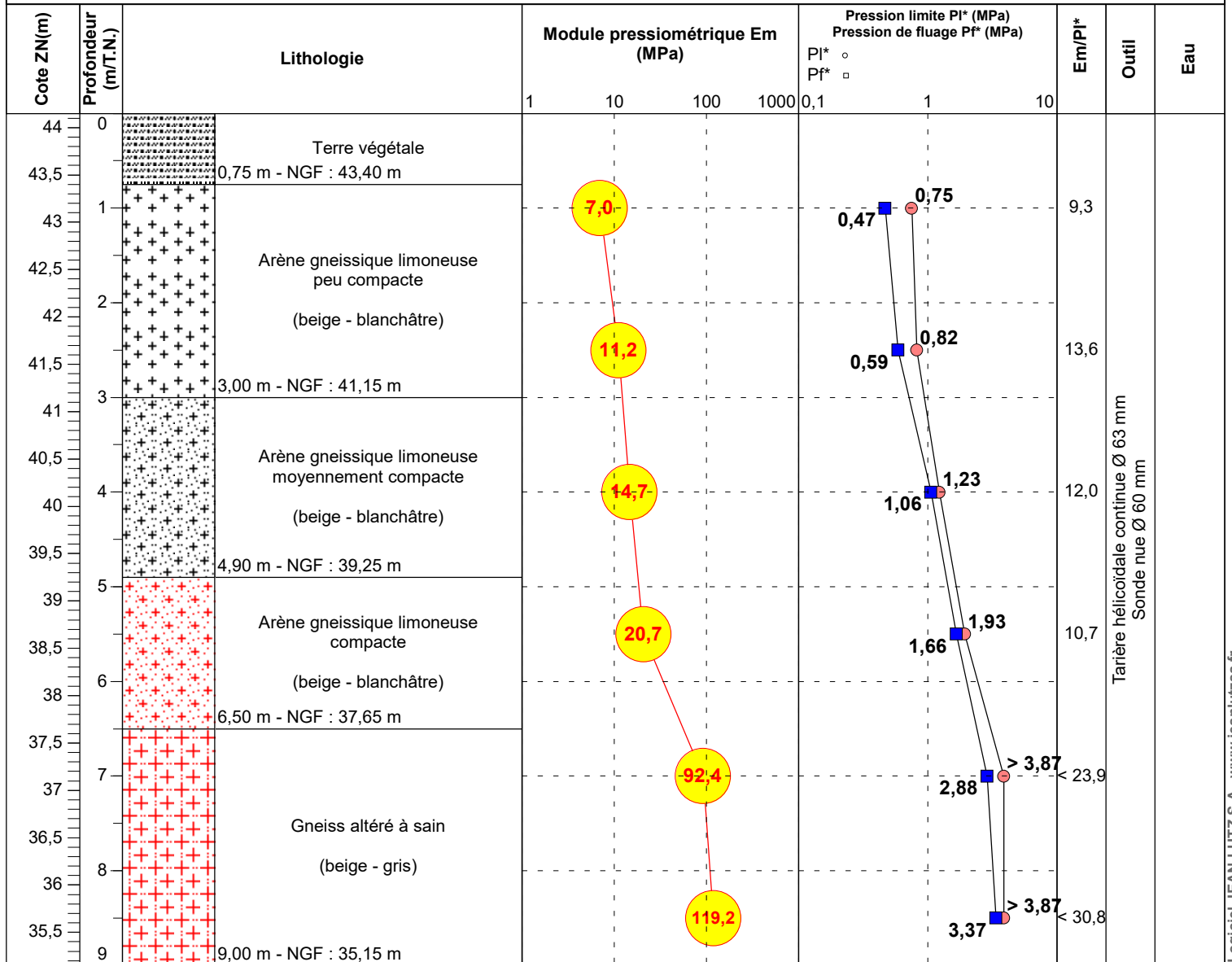
Client : **GHBS**
Etude : **Restructuration de l'Hôpital de la Villeneuve**
Site : **20 bis, Avenue du Général Leclerc - QUIMPERLE (29)**

Mission : **G2 AVP**
N° d'affaire : **5613325**
Date : **07/06/2023**

Forage : **SP4**

Cote z : ± 44.15 m NGF
Niveau d'eau (m/TN) : 7.25

Echelle : 1/65



EXGTE 3.20

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

AE : Arrivée d'eau en cours de foration

NE : Niveau d'eau en fin de chantier

Machine : Comacchio GEO 205

Commentaires :



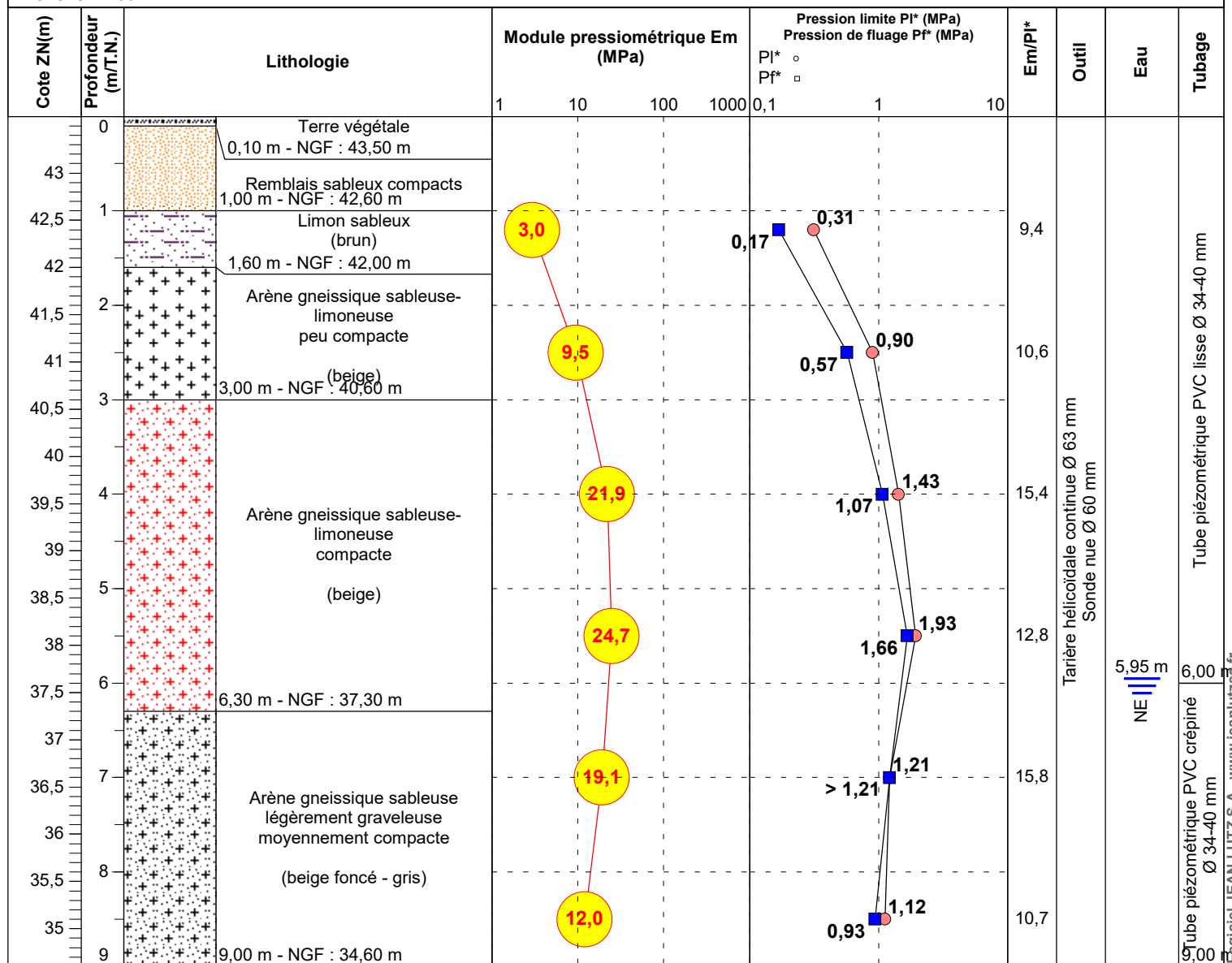
Client : **GHBS**
Etude : **Restructuration de l'Hôpital de la Villeneuve**
Site : **20 bis, Avenue du Général Leclerc - QUIMPERLE (29)**

Mission : **G2 AVP**
N° d'affaire : **5613325**
Date : **05/06/2023**

Forage : **SP5/PZ4**

Cote z : **± 43.60 m NGF**
Niveau d'eau (m/TN) : **5.95**

Echelle : 1/65



EXGTE 3.20

AE : Arrivée d'eau en cours de foration
Commentaires :

NE : Niveau d'eau en fin de chantier

Machine : Comacchio GEO 205



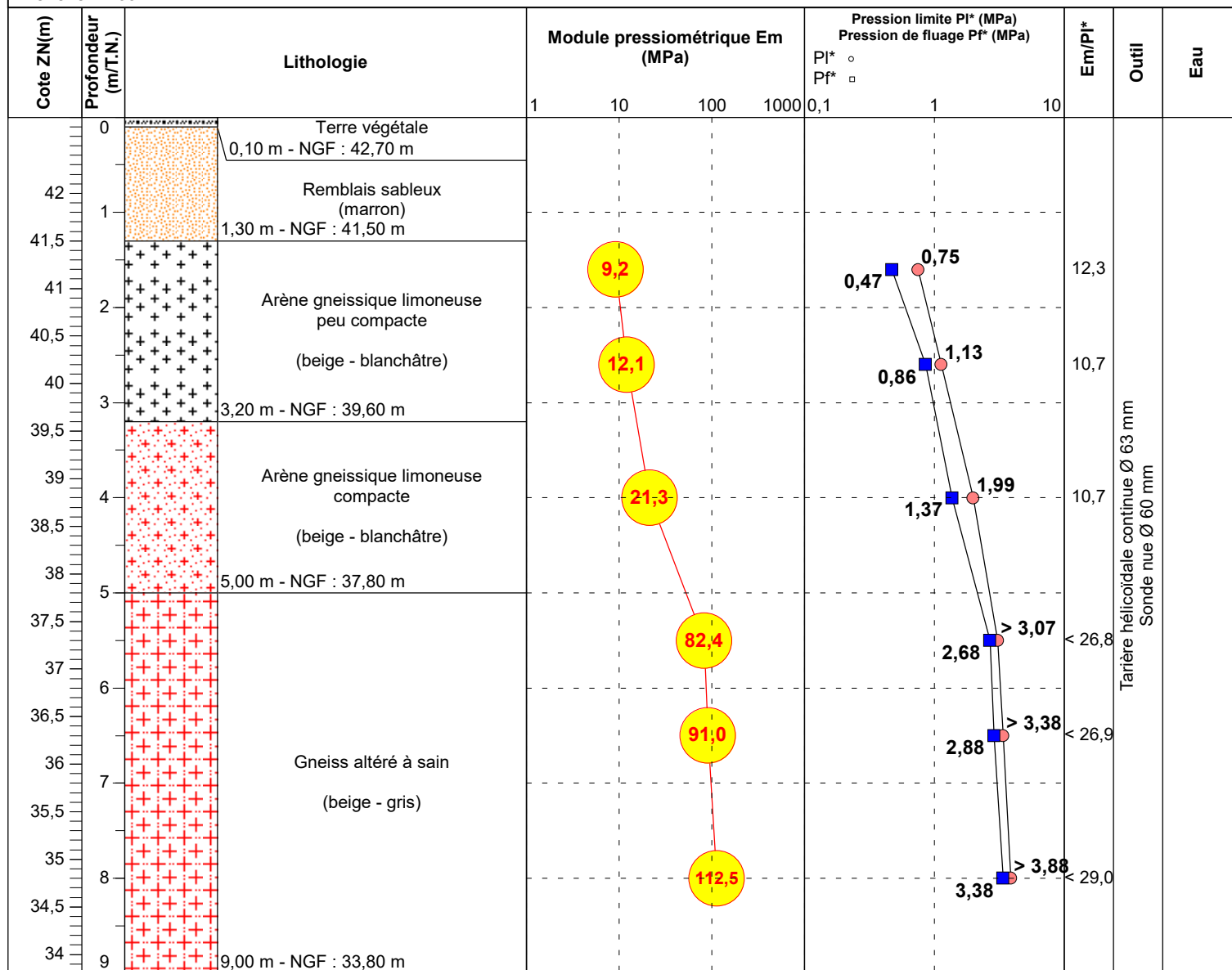
Client : **GHBS**
Etude : **Restructuration de l'Hôpital de la Villeneuve**
Site : **20 bis, Avenue du Général Leclerc - QUIMPERLE (29)**

Mission : **G2 AVP**
N° d'affaire : **5613325**
Date : **05/06/2023**

Forage : **SP6**

Cote z : **± 42.80 m NGF**
Niveau d'eau (m/TN) : **néant**

Echelle : 1/65



EXGTE 3.20

AE : Arrivée d'eau en cours de foration
Commentaires :

NE : Niveau d'eau en fin de chantier

Machine : Comacchio GEO 205



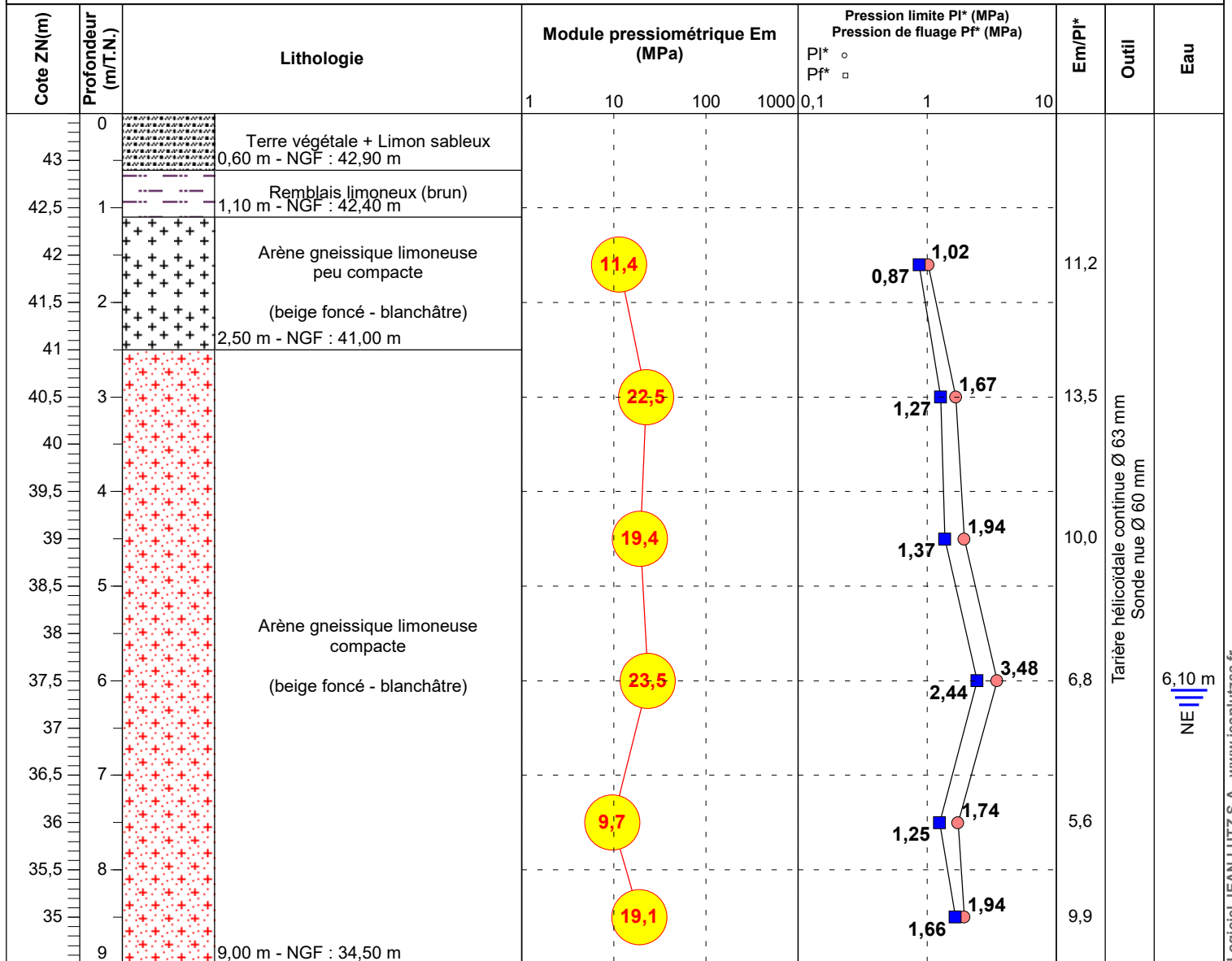
Client : **GHBS**
Etude : **Restructuration de l'Hôpital de la Villeneuve**
Site : **20 bis, Avenue du Général Leclerc - QUIMPERLE (29)**

Mission : **G2 AVP**
N° d'affaire : **5613325**
Date : **08/06/2023**

Forage : **SP7**

Cote z : \pm 43.50 m NGF
Niveau d'eau (m/TN) : 6.10

Echelle : 1/65



EXGTE 3.20

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



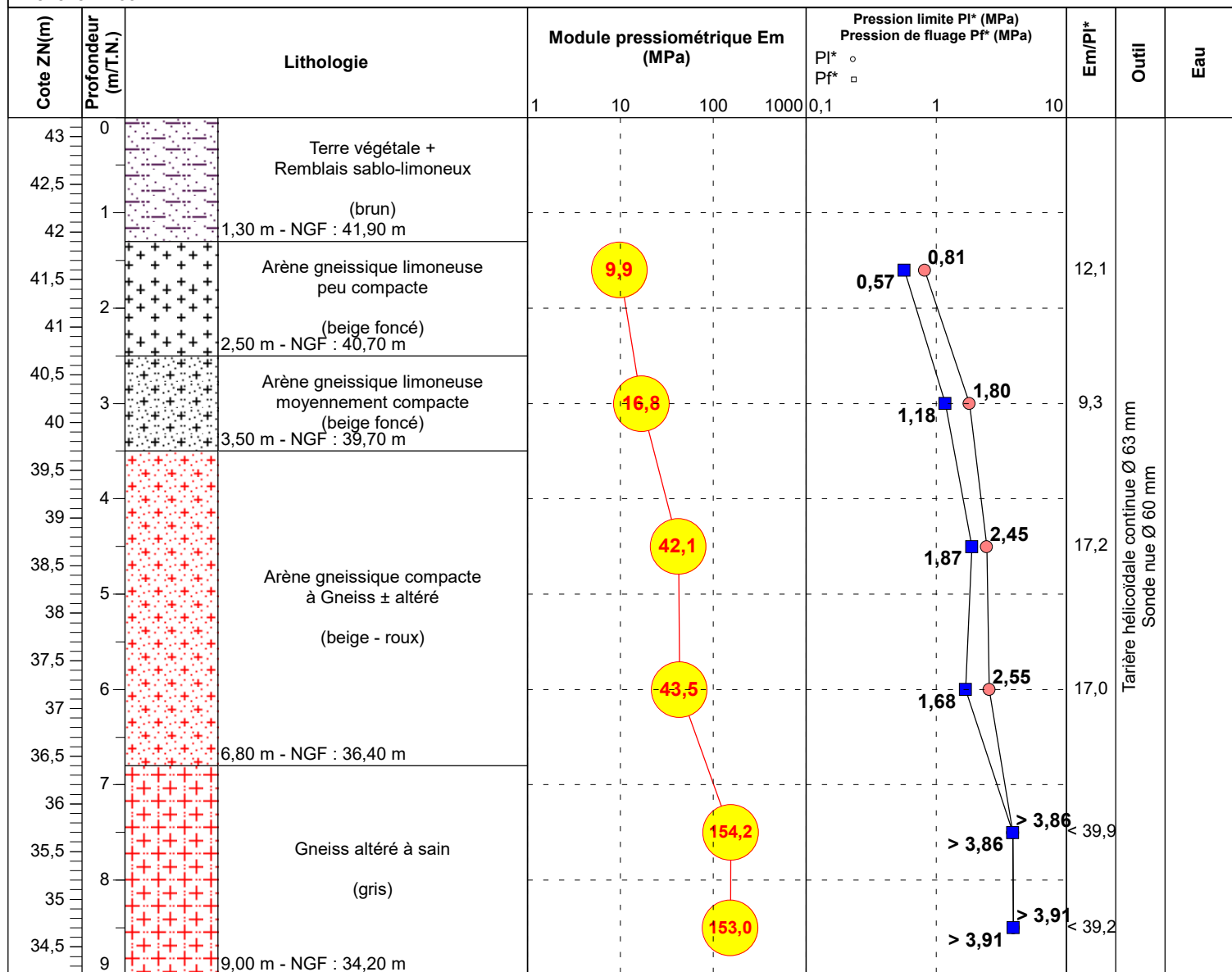
Client : **GHBS**
Etude : **Restructuration de l'Hôpital de la Villeneuve**
Site : **20 bis, Avenue du Général Leclerc - QUIMPERLE (29)**

Mission : **G2 AVP**
N° d'affaire : **5613325**
Date : **08/06/2023**

Forage : **SP8**

Cote z : **± 43.20 m NGF**
Niveau d'eau (m/TN) : **néant**

Echelle : 1/65



EXGTE 3.20

AE : Arrivée d'eau en cours de foration

NE : Niveau d'eau en fin de chantier

Machine : Comacchio GEO 205

Commentaires :



Client : **GHBS**
Etude : **Extension de l'IRM**
Site : **Hôpital de la Villeneuve, QUIMPERLÉ (29)**

Mission : **G2 AVP**
N° d'affaire : **5611788**
Date : **23/05/2022**

Forage : **T1**

Cote z : **41.86 m NGF**
Niveau d'eau (m/TN) : **néant**

Echelle : 1/30

Cote ZN(m)	Profondeur (m/T.N.)	Lithologie	Outil	Eau
	0	Terre végétale	Tarière hélicoïdale continue Ø 63 mm	
	0,20 m - NGF : 41,66 m			
41		Remblai graveleux légèrement limoneux (brun)		
1	1,00 m - NGF : 40,86 m			
40,5		Remblai ? limono-argileux légèrement sableux tendre (brun)		
40	2			
39,5	2,50 m - NGF : 39,36 m			
39	3	Arène orthogneissique peu à moyennement compacte (marron)		
38,5		Arène orthogneissique compacte (marron)		
38	4	Refus à 4.00 m/TN		
	4,00 m - NGF : 37,86 m			

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

EXGTE 3.20

AE : Arrivée d'eau en cours de foration
Commentaires :

NE : Niveau d'eau en fin de chantier

Machine : Ecofore CE 302 GL



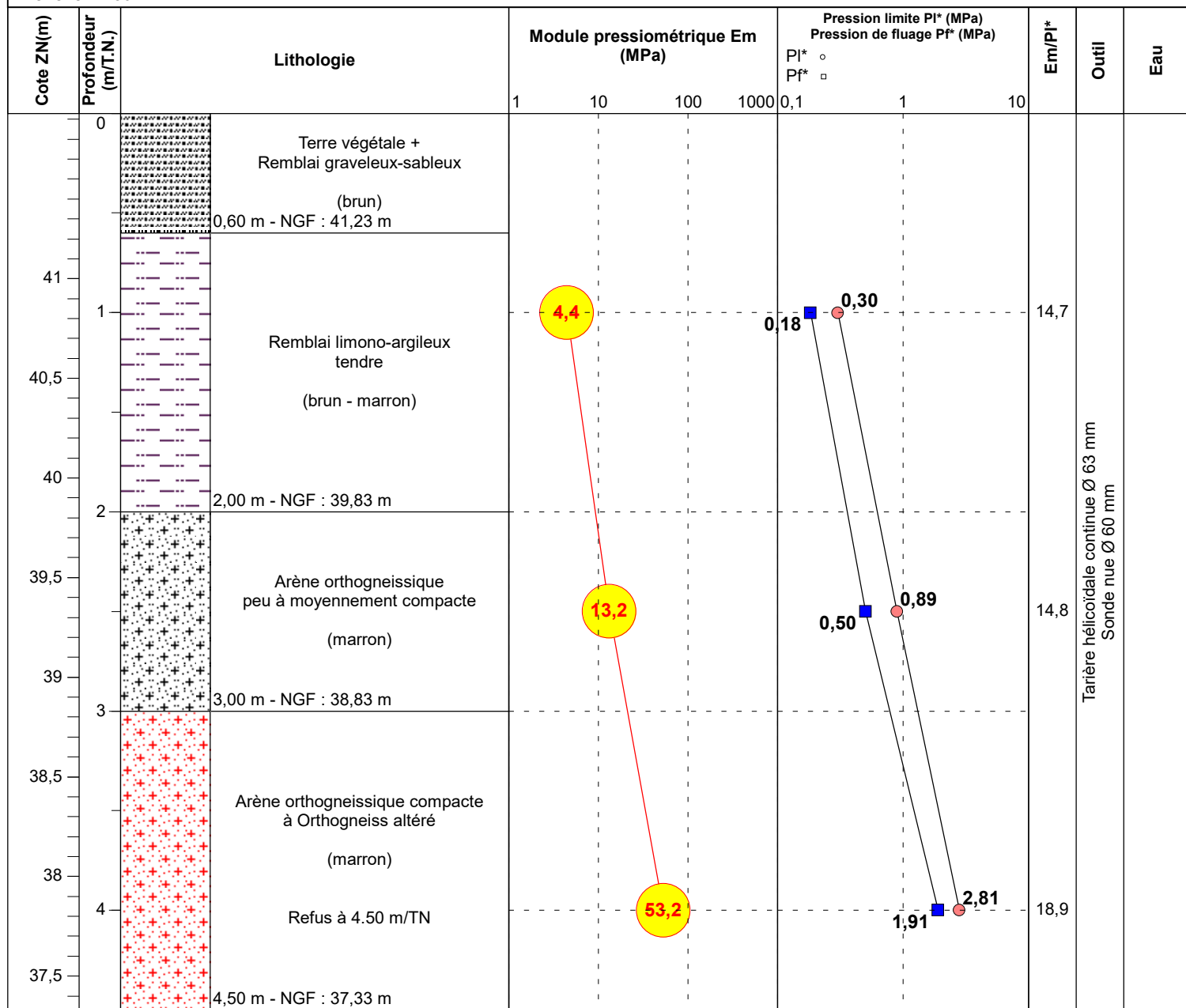
Client : **GHBS**
Etude : **Extension de l'IRM**
Site : **Hôpital de la Villeneuve, QUIMPERLÉ (29)**

Mission : **G2 AVP**
N° d'affaire : **5611788**
Date : **23/05/2022**

Forage : **SP1**

Cote z : **41.83 m NGF**
Niveau d'eau (m/TN) : **néant**

Echelle : 1/30



EXGTE 3.20

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

AE : Arrivée d'eau en cours de foration

NE : Niveau d'eau en fin de chantier

Machine : Ecofore CE 302 GL

Commentaires :



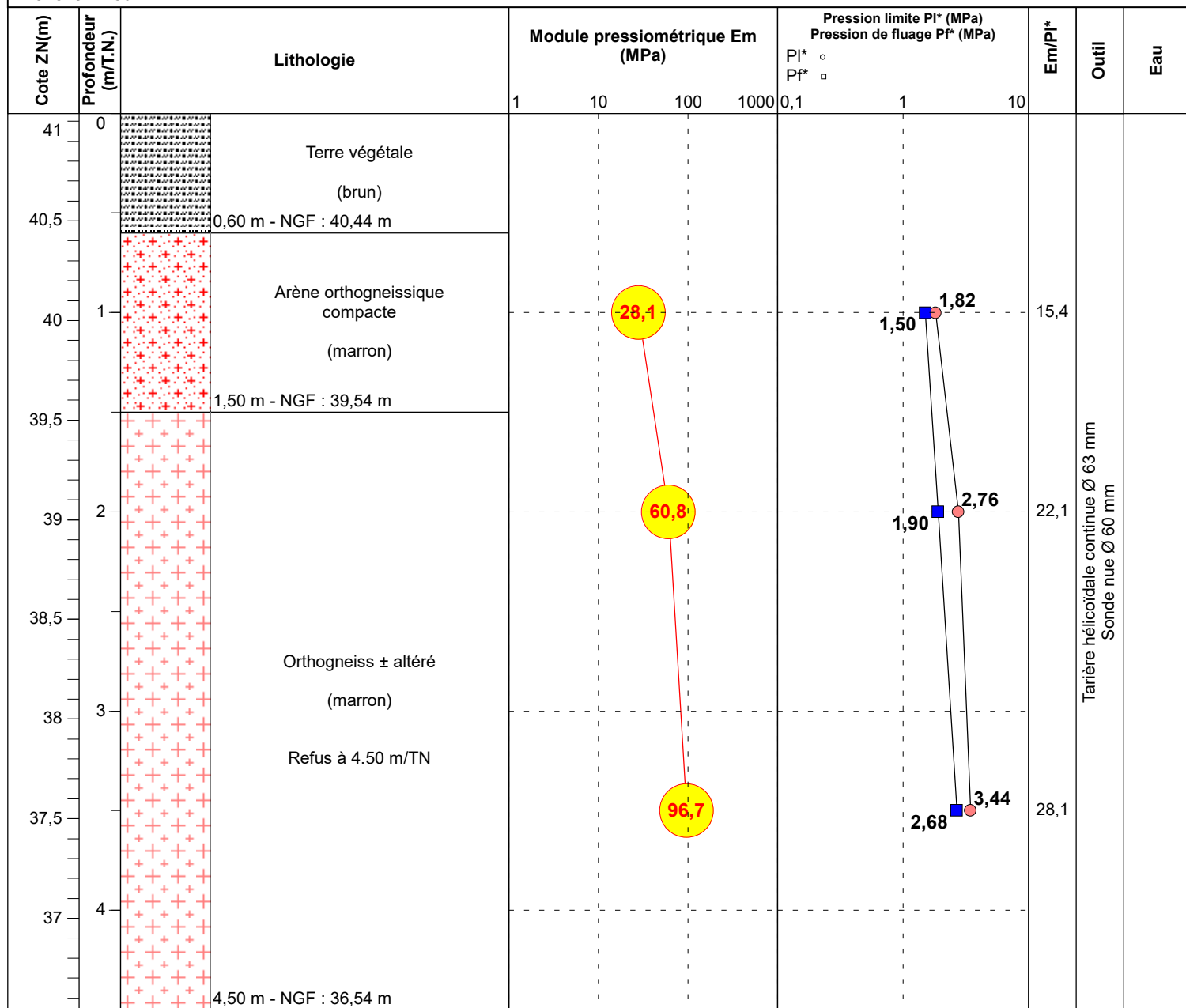
Client : **GHBS**
Etude : **Extension de l'IRM**
Site : **Hôpital de la Villeneuve, QUIMPERLÉ (29)**

Mission : **G2 AVP**
N° d'affaire : **5611788**
Date : **23/05/2022**

Forage : **SP2**

Cote z : 41.04 m NGF
Niveau d'eau (m/TN) : néant

Echelle : 1/30



EXGTE 3.20

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



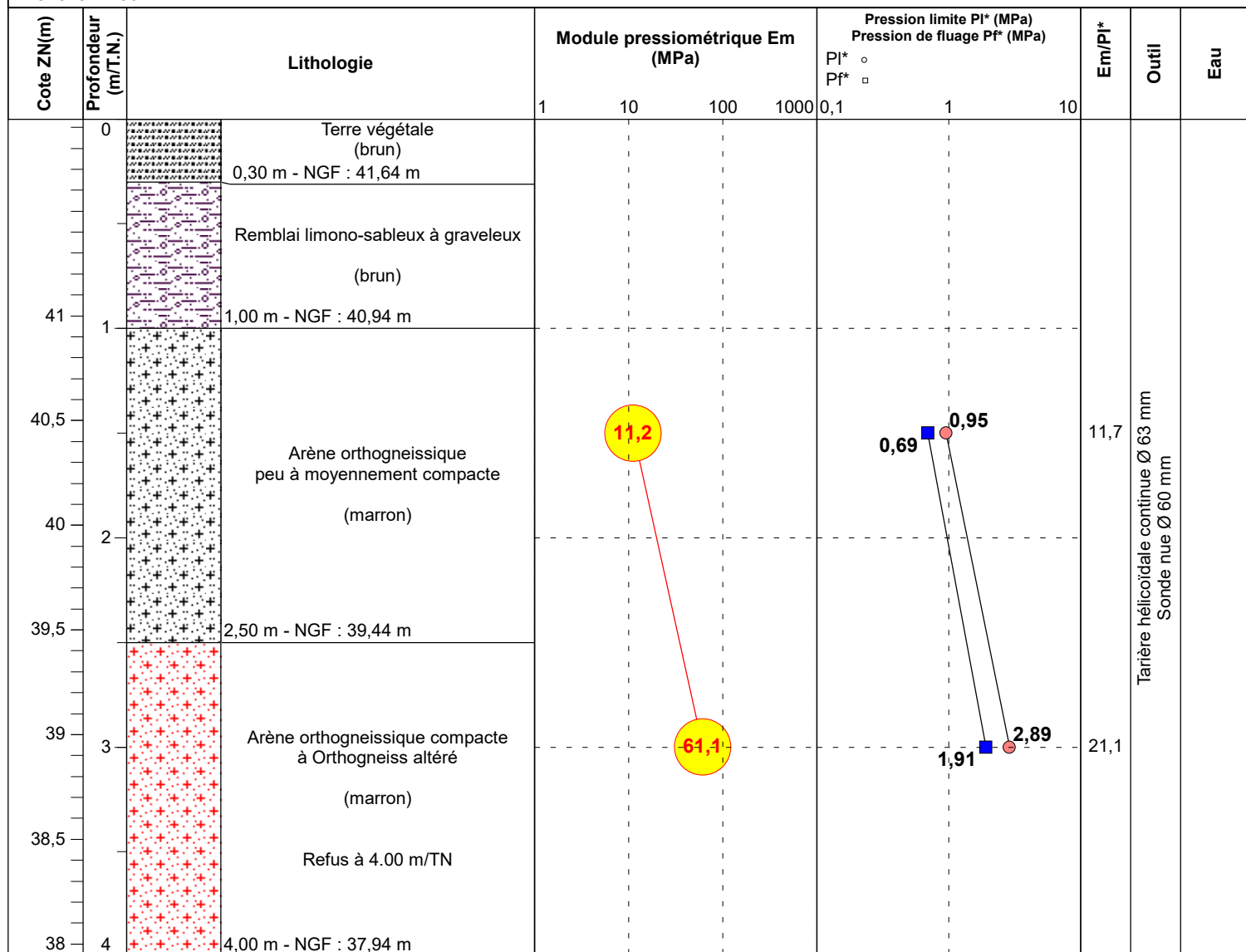
Client : **GHBS**
Etude : **Extension de l'IRM**
Site : **Hôpital de la Villeneuve, QUIMPERLÉ (29)**

Mission : **G2 AVP**
N° d'affaire : **5611788**
Date : **23/05/2022**

Forage : **SP3**

Cote z : 41.94 m NGF
Niveau d'eau (m/TN) : néant

Echelle : 1/30



EXGTE 3.20

AE : Arrivée d'eau en cours de foration

NE : Niveau d'eau en fin de chantier

Machine : Ecofore CE 302 GL

Commentaires :



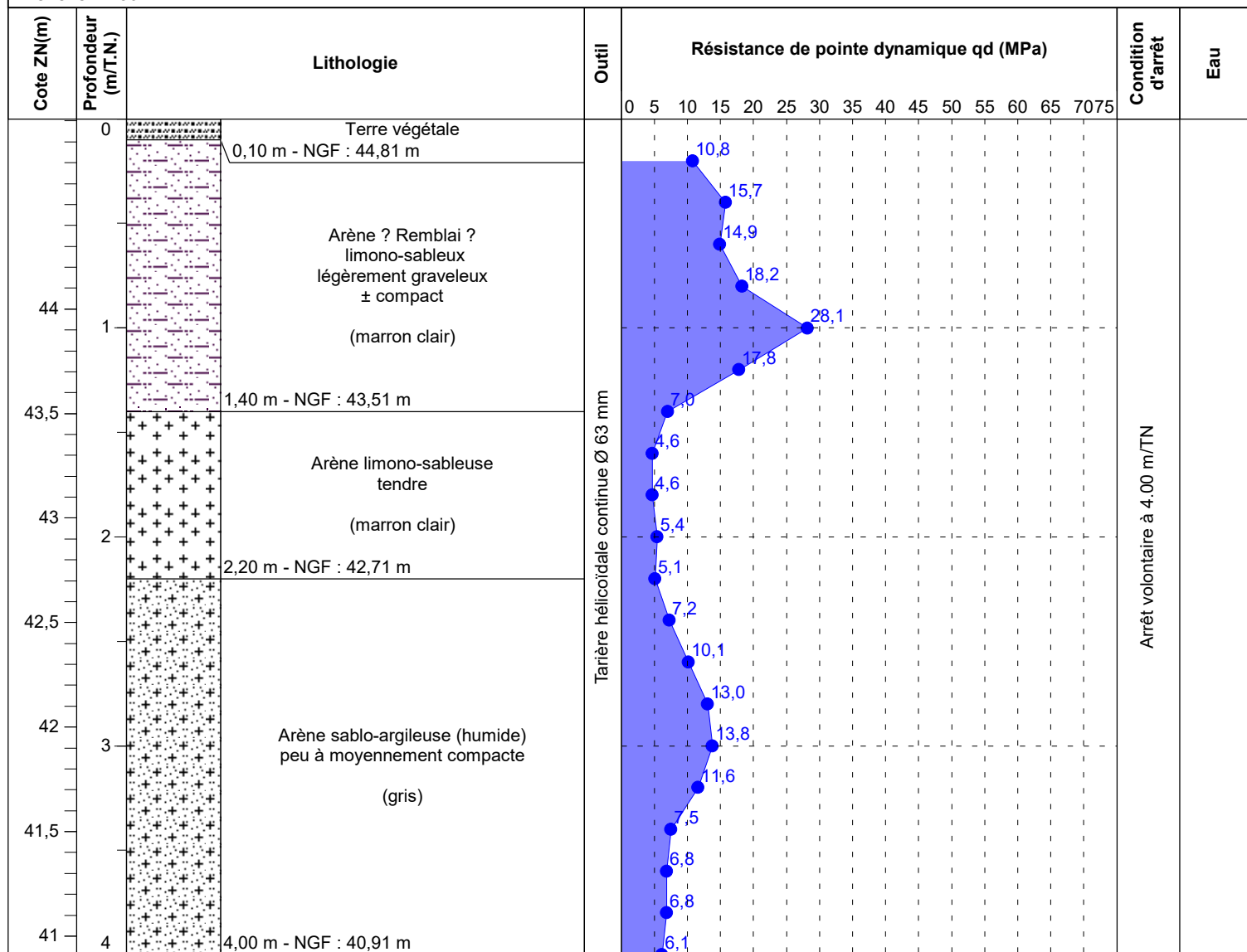
Client : **GHBS**
 Etude : **Bâtiment de SSR et Médecine**
 Site : **Hôpital de la Villeneuve, QUIMPERLÉ (29)**

Mission : **G1 PGC**
 N° d'affaire : **5611871**
 Date : **19/05/2022**

Forage : **T1/PD1**

Cote z : 44.91 m NGF
 Niveau d'eau (m/TN) : néant

Echelle : 1/30



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

EXGTE 3.20

Caractéristiques du pénétromètre dynamique de type B

Aire de la section droite de la pointe : 0,002 m²

Masse d'une tige : 6 kg

Masse du mouton : 64 kg

AE : Arrivée d'eau en cours de foration

NE : Niveau d'eau en fin de chantier

Machine : ECOFORE SL160

Commentaires :



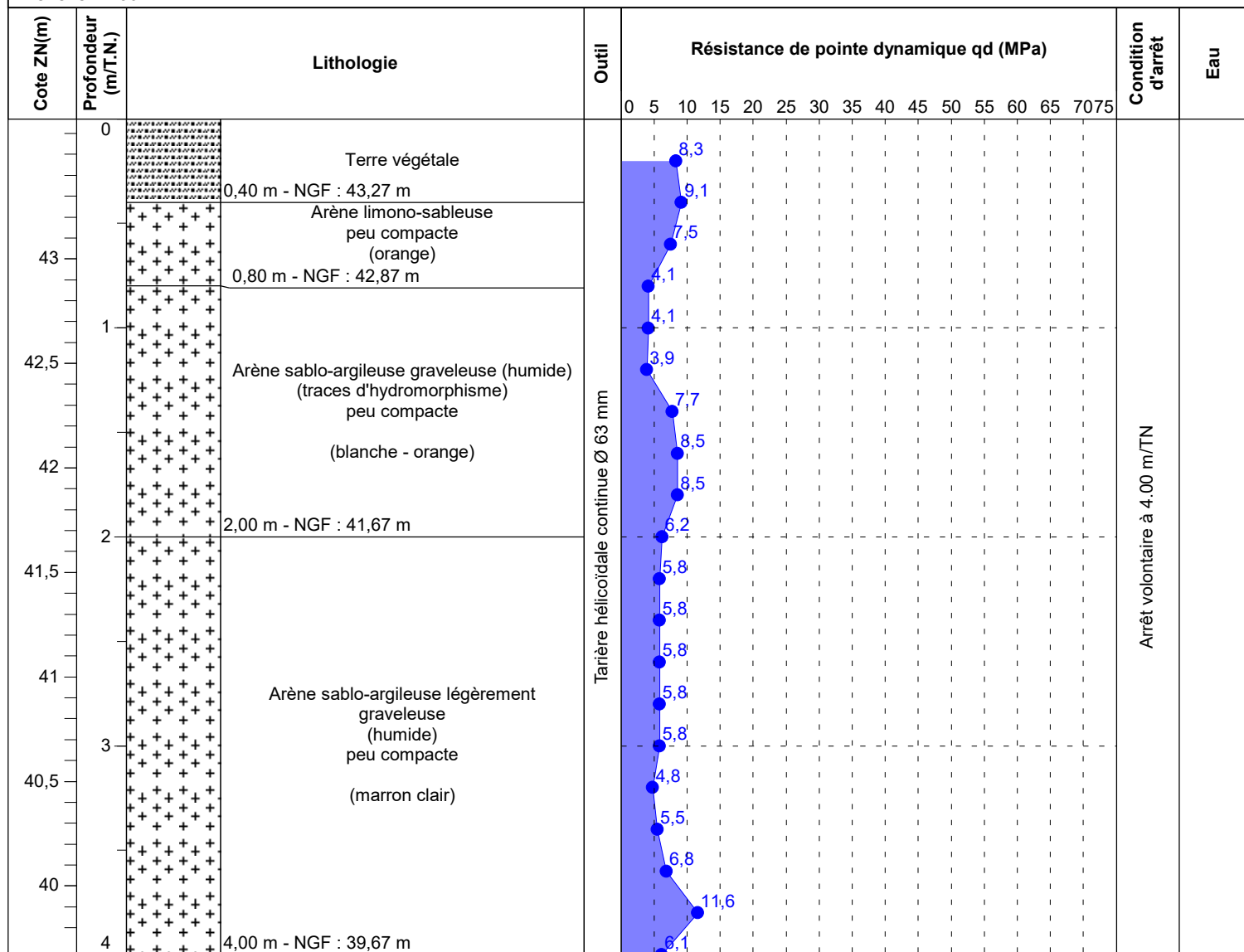
Client : **GHBS**
Etude : **Bâtiment de SSR et Médecine**
Site : **Hôpital de la Villeneuve, QUIMPERLÉ (29)**

Mission : **G1 PGC**
N° d'affaire : **5611871**
Date : **19/05/2022**

Forage : **T2/PD2**

Cote z : **43.67 m NGF**
Niveau d'eau (m/TN) : **néant**

Echelle : 1/30



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

EXGTE 3.20

Caractéristiques du pénétromètre dynamique de type B

Aire de la section droite de la pointe : 0,002 m²

Masse d'une tige : 6 kg

Masse du mouton : 64 kg

AE : Arrivée d'eau en cours de foration

NE : Niveau d'eau en fin de chantier

Machine : ECOFORE SL160

Commentaires :



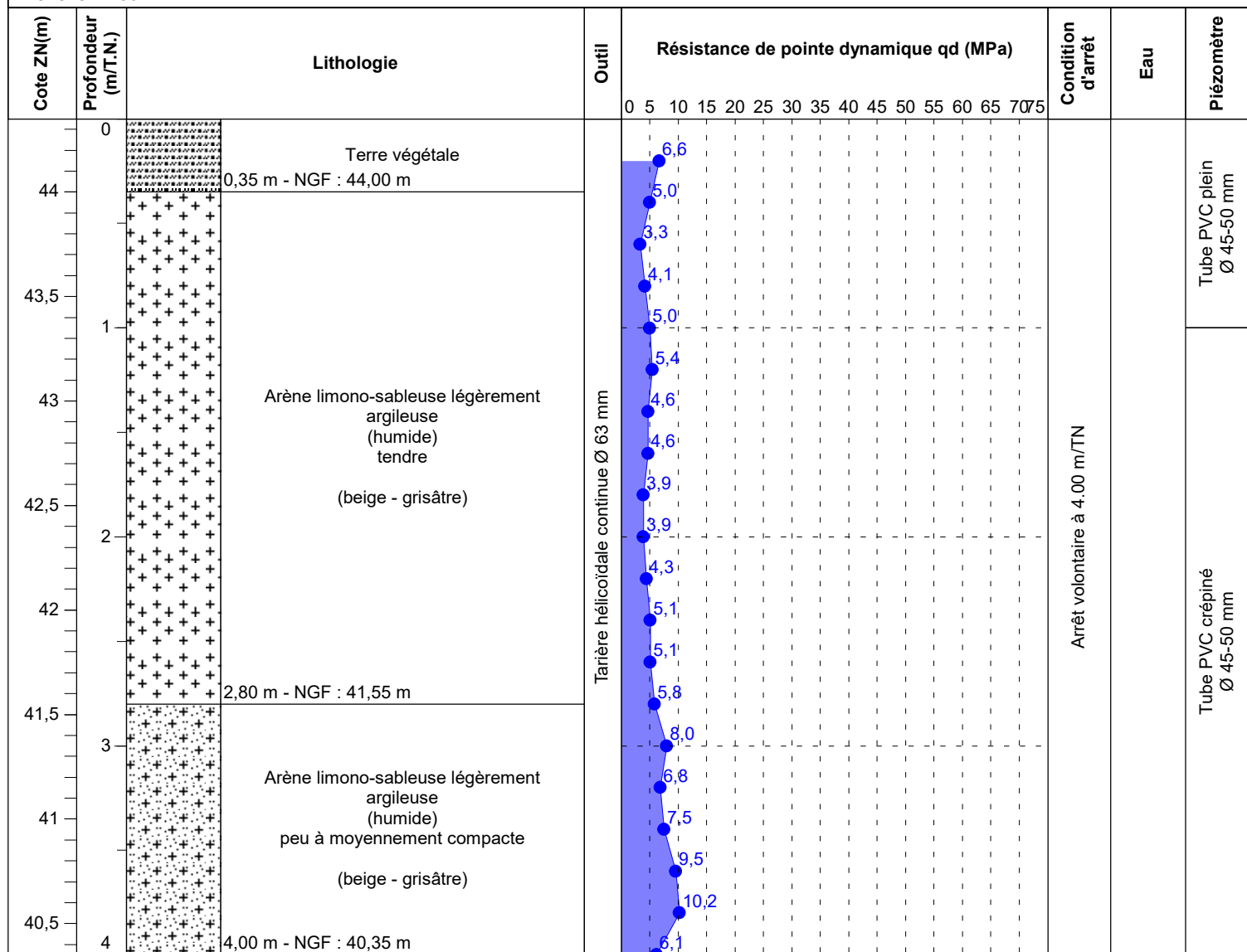
Client : **GHBS**
Etude : **Bâtiment de SSR et Médecine**
Site : **Hôpital de la Villeneuve, QUIMPERLÉ (29)**

Mission : **G1 PGC**
N° d'affaire : **5611871**
Date : **19/05/2022**

Forage : **T3/PD3/PZ2**

Cote z : 44.35 m NGF
Niveau d'eau (m/TN) : néant

Echelle : 1/30



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

EXGTE 3.20

Caractéristiques du pénétromètre dynamique de type B

Aire de la section droite de la pointe : 0,002 m²

Masse d'une tige : 6 kg

Masse du mouton : 64 kg

AE : Arrivée d'eau en cours de foration

NE : Niveau d'eau en fin de chantier

Machine : ECOFORE SL160

Commentaires :



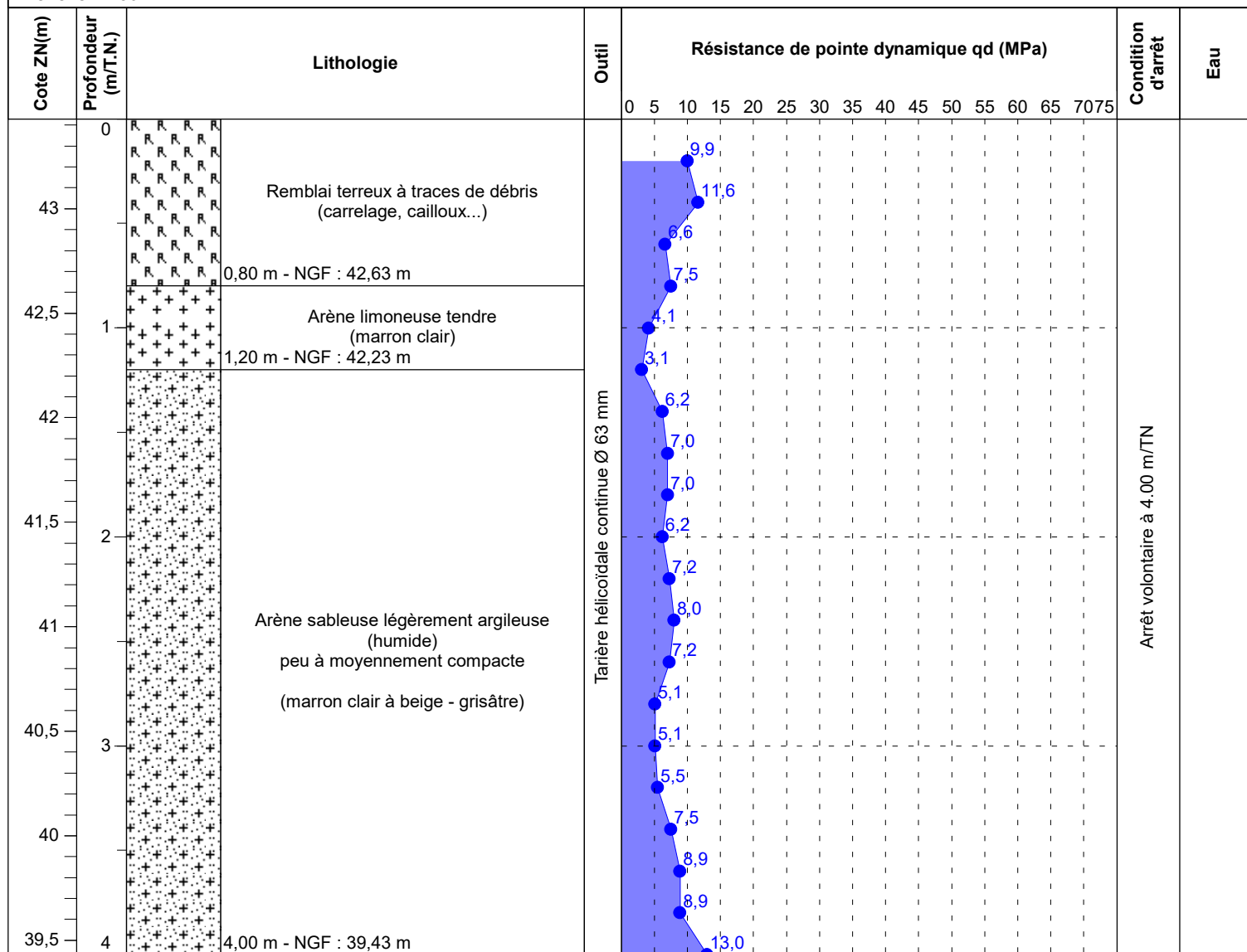
Client : **GHBS**
Etude : **Bâtiment de SSR et Médecine**
Site : **Hôpital de la Villeneuve, QUIMPERLÉ (29)**

Mission : **G1 PGC**
N° d'affaire : **5611871**
Date : **19/05/2022**

Forage : **T4/PD4**

Cote z : **43.43 m NGF**
Niveau d'eau (m/TN) : **néant**

Echelle : 1/30



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

EXGTE 3.20

Caractéristiques du pénétromètre dynamique de type B

Aire de la section droite de la pointe : 0,002 m²

Masse d'une tige : 6 kg

Masse du mouton : 64 kg

AE : Arrivée d'eau en cours de foration

NE : Niveau d'eau en fin de chantier

Machine : ECOFORE SL160

Commentaires :



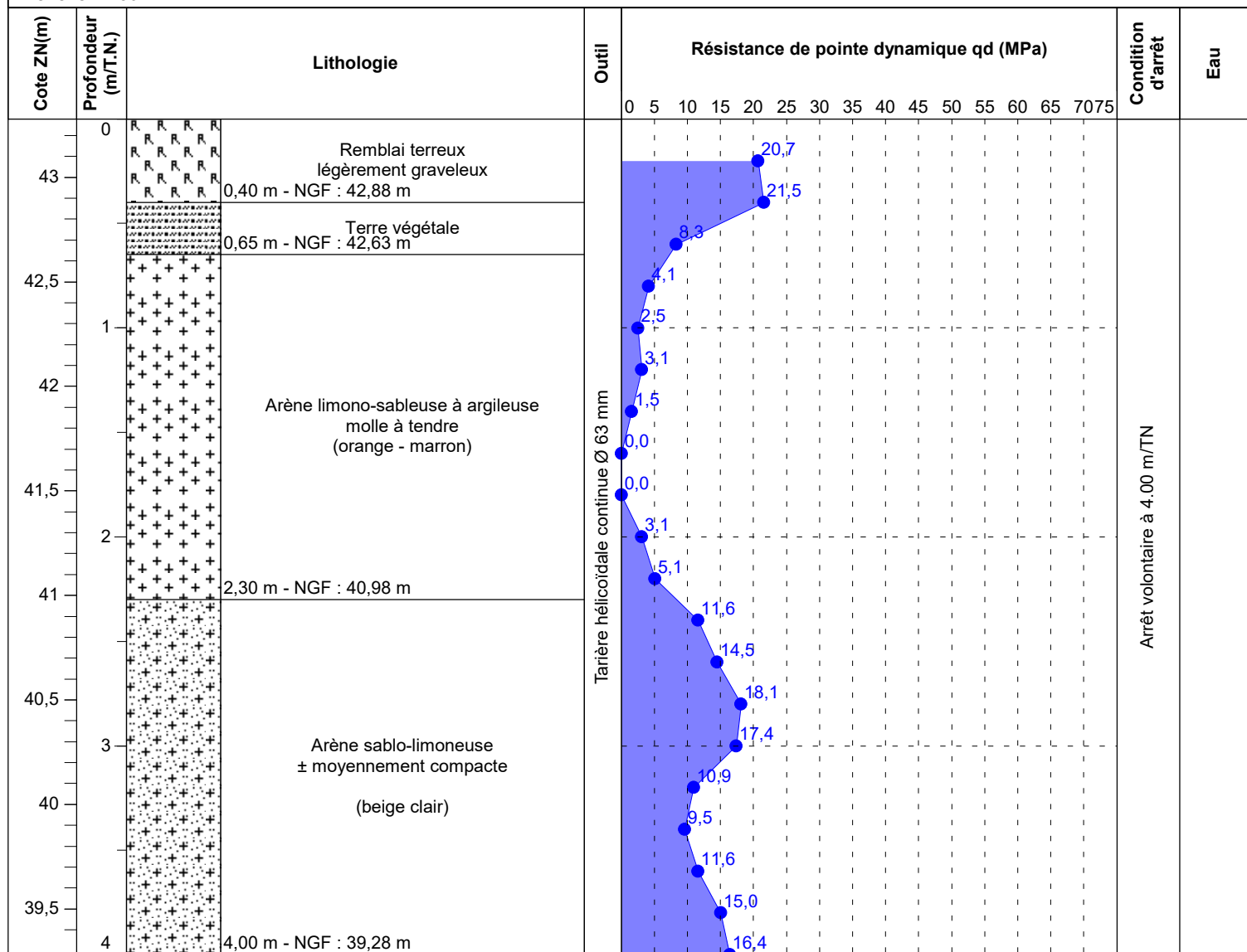
Client : **GHBS**
Etude : **Bâtiment de SSR et Médecine**
Site : **Hôpital de la Villeneuve, QUIMPERLÉ (29)**

Mission : **G1 PGC**
N° d'affaire : **5611871**
Date : **19/05/2022**

Forage : **T5/PD5**

Cote z : 43.28 m NGF
Niveau d'eau (m/TN) : néant

Echelle : 1/30



EXGTE 3.20

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

Caractéristiques du pénétromètre dynamique de type B

Aire de la section droite de la pointe : 0,002 m²

Masse d'une tige : 6 kg

Masse du mouton : 64 kg

AE : Arrivée d'eau en cours de foration

NE : Niveau d'eau en fin de chantier

Machine : ECOFORE SL160

Commentaires :



Client : **GHBS**
Etude : **Bâtiment de SSR et Médecine**
Site : **Hôpital de la Villeneuve, QUIMPERLÉ (29)**

Mission : **G1 PGC**
N° d'affaire : **5611871**
Date : **19/05/2022**

Forage : **T6/PZ1**

Cote z : **41.83 m NGF**
Niveau d'eau (m/TN) : **néant**

Echelle : 1/30

Cote ZN(m)	Profondeur (m/T.N.)	Lithologie	Outil	Eau	Piézomètre
	0	Terre végétale	Tarière hélicoïdale continue Ø 63 mm		Tube PVC plein Ø 45-50 mm
	0,40 m - NGF : 41,43 m				
		Limon			Tube PVC crépiné Ø 45-50 mm
	0,80 m - NGF : 41,03 m				
41	1	Arène limono-sableuse légèrement graveleuse peu compacte (marron clair)			
40,5	2	2,20 m - NGF : 39,63 m			
40		Arène limoneuse légèrement sableuse moyennement compacte (marron clair)			
39,5		2,90 m - NGF : 38,93 m			
39	3	Arène limoneuse légèrement sableuse compacte (marron clair)			
38,5		3,40 m - NGF : 38,43 m			
		Orthogneiss altéré Refus à 3.75 m/TN			
		3,75 m - NGF : 38,08 m			

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

EXGTE 3.20

AE : Arrivée d'eau en cours de foration
Commentaires :

NE : Niveau d'eau en fin de chantier

Machine : ECOFORE SL160



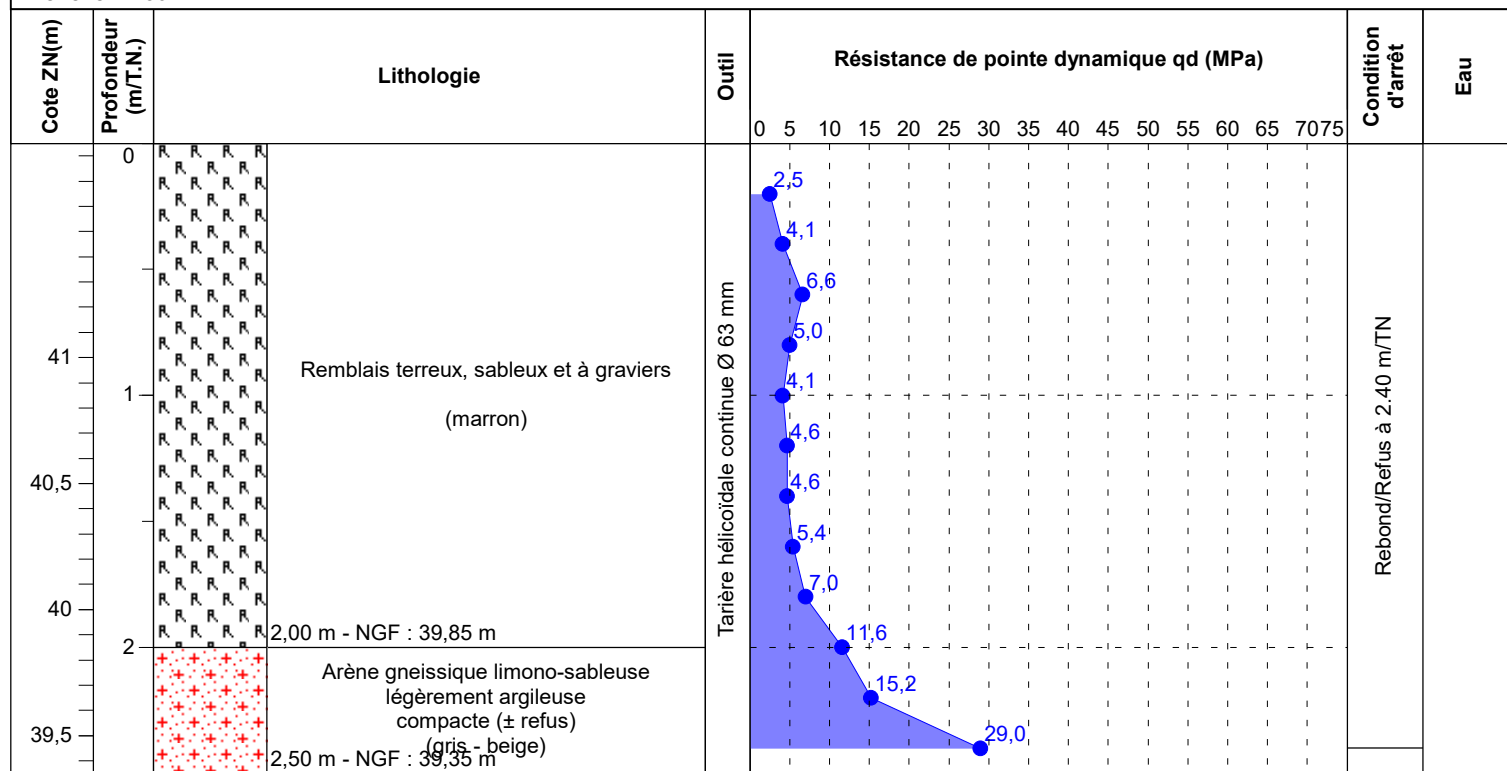
Client : **GHBS**
Etude : **Aménagements extérieurs du nouvel Hôpital**
Site : **20 bis, Avenue du Général Leclerc - QUIMPERLÉ (29)**

Mission : **G2 AVP voirie**
N° d'affaire : **5613325**
Date : **24/07/2023**

Forage : **T8/PD7**

Cote z : \pm 41.85 m NGF
Niveau d'eau (m/TN) : néant

Echelle : 1/30



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

EXGTE 3.20

Caractéristiques du pénétromètre dynamique de type B

Aire de la section droite de la pointe : 0,002 m²

Masse d'une tige : 6 kg

Masse du mouton : 64 kg

AE : Arrivée d'eau en cours de foration

NE : Niveau d'eau en fin de chantier

Machine : Ecofore SL 160

Commentaires :



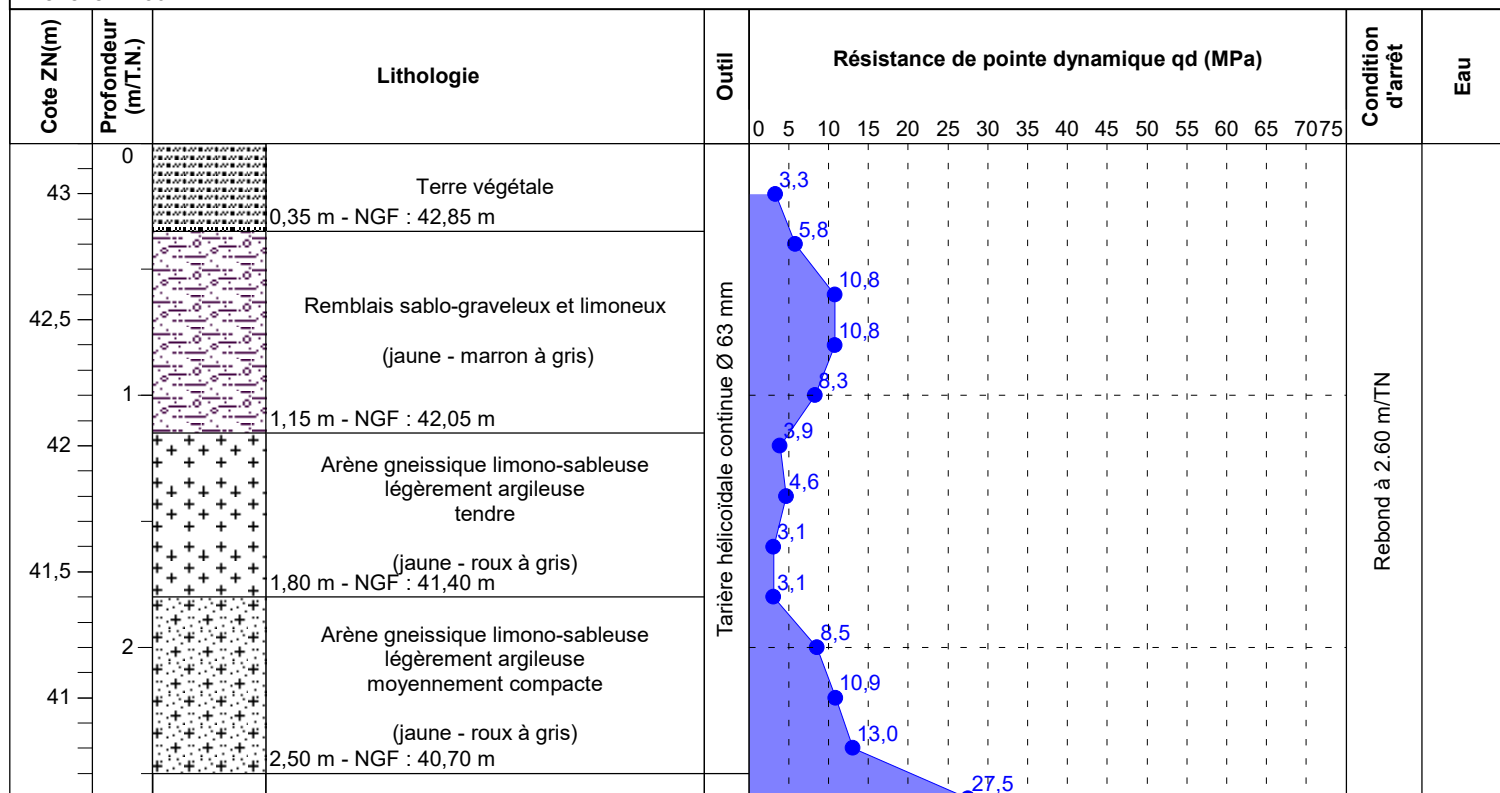
Client : **GHBS**
Etude : **Aménagements extérieurs du nouvel Hôpital**
Site : **20 bis, Avenue du Général Leclerc - QUIMPERLÉ (29)**

Mission : **G2 AVP voirie**
N° d'affaire : **5613325**
Date : **24/07/2023**

Forage : **T7/PD6**

Cote z : \pm 43.20 m NGF
Niveau d'eau (m/TN) : néant

Echelle : 1/30



EXGTE 3.20

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

Caractéristiques du pénétromètre dynamique de type B

Aire de la section droite de la pointe : 0,002 m²

Masse d'une tige : 6 kg

Masse du mouton : 64 kg

AE : Arrivée d'eau en cours de foration

NE : Niveau d'eau en fin de chantier

Machine : Ecofore SL 160

Commentaires :





Client : **GHBS**
Etude : **Aménagements extérieurs du nouvel Hôpital**
Site : **20 bis, Avenue du Général Leclerc - QUIMPERLE (29)**

Mission : **G2 AVP voirie**
N° d'affaire : **5613325**
Date : **04/07/2023**

Forage : **K1**

Cote z : ± 45.40 m NGF
Niveau d'eau (m/TN) : néant

Echelle : 1/20

Cote ZN(m)	Profondeur (m/T.N.)	Lithologie	Outil	Perméabilité	Images
	0	Terre végétale sableuse	GC 30		
	0,10 m - NGF : 45,30 m				
	0,30 m - NGF : 45,10 m	Limon sableux (marron - beige)			
45		Remblais limono-caillouteux compact (gris et cailloux bleuté)			
	0,80 m - NGF : 44,60 m		Fouille 90x30x150 cm K1 = 4 mm/h		
44,5	1	Arène gneissique sablo-limoneuse légèrement graveleuse (roux - ocre à beige - gris)			
		présence de trace d'hydromorphie			
44		1,50 m - NGF : 43,90 m			
43,5	2				

EXGTE 3.20

AE : Arrivée d'eau en cours de foration
Commentaires :

NE : Niveau d'eau en fin de chantier

Machine : Minipelle 2.7T





Client : **GHBS**
Etude : **Aménagements extérieurs du nouvel Hôpital**
Site : **20 bis, Avenue du Général Leclerc - QUIMPERLE (29)**

Mission : **G2 AVP voirie**
N° d'affaire : **5613325**
Date : **04/07/2023**

Forage : **K2**

Cote z : ± 44.00 m NGF
Niveau d'eau (m/TN) : néant

Echelle : 1/20

Cote ZN(m)	Profondeur (m/T.N.)	Lithologie	Outil	Perméabilité	Images
44	0	Terre végétale 0,20 m - NGF : 43,80 m	GR 45	Fouille 100x30x120 cm K2 = 8 mm/h	
43,5		Arène gneissique limono-sableuse (roux - rose à beige - marron clair et blanchâtre) *présence de trace d'hydromorphie* sol en place ou déblais/remblais ?			
43	1	1,20 m - NGF : 42,80 m			
42,5					
	2				

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

EXGTE 3.20

AE : Arrivée d'eau en cours de foration
NE : Niveau d'eau en fin de chantier
Commentaires :

Machine : Minipelle 2.7T





Client : **GHBS**
Etude : **Aménagements extérieurs du nouvel Hôpital**
Site : **20 bis, Avenue du Général Leclerc - QUIMPERLE (29)**

Mission : **G2 AVP voirie**
N° d'affaire : **5613325**
Date : **04/07/2023**

Forage : **K3**

Cote z : ± 43.10 m NGF
Niveau d'eau (m/TN) : néant

Echelle : 1/20

Cote ZN(m)	Profondeur (m/T.N.)	Lithologie	Outil	Perméabilité	Images
43	0	Terre végétale + Limon 0,20 m - NGF : 42,90 m	GR 45		
42,5		Remblais limoneux à quelques blocs et cailloux (marron - brun) 0,70 m - NGF : 42,40 m			
42	1	Arène gneissique limono-sableuse ±sableuse vers 1.00 m/TN (beige - marron clair à roux - ocre) 1,30 m - NGF : 41,80 m		Fouille 85x30x130 cm K3 = 16 mm/h	
41,5	2				

EXGTE 3.20

AE : Arrivée d'eau en cours de foration
NE : Niveau d'eau en fin de chantier
Commentaires :

Machine : Minipelle 2.7T





Client : **GHBS**
Etude : **Aménagements extérieurs du nouvel Hôpital**
Site : **20 bis, Avenue du Général Leclerc - QUIMPERLE (29)**

Mission : **G2 AVP voirie**
N° d'affaire : **5613325**
Date : **04/07/2023**

Forage : **K4**

Cote z : ± 42.30 m NGF
Niveau d'eau (m/TN) : néant

Echelle : 1/20

Cote ZN(m)	Profondeur (m/T.N.)	Lithologie	Outil	Perméabilité	Images
0		0,15 m - NGF : 42,15 m Terre végétale + Limon	GR 45		
42		Remblais de tranchée cailloux 20/40 mm (ancien réseau arossage?)			
41,5		0,80 m - NGF : 41,50 m			
1		Arène gneissique limono-sableuse (marron clair à roux)		Fouille 90x30x150 cm K4 = 18 mm/h	
41		1,50 m - NGF : 40,80 m			
40,5					
2					

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

EXGTE 3.20

AE : Arrivée d'eau en cours de foration
NE : Niveau d'eau en fin de chantier
Commentaires :

Machine : Minipelle 2.7T

Annexe 3

Résultats des analyses de laboratoire



PROCES-VERBAL D'ESSAI

A la demande de : M. LE ROUX

Mail : fleroux@ecr-environnement.com

Entreprise : ECR Environnement – Agence de Lorient
2 rue Ampère
56260 Larmor-Plage

Chantier : 5613325 Qimperlé

Lieu des essais : Laboratoire NEXTROAD – Agence Centre Ouest

Matériau : sol remanié

Quantité : 1 sac

Prélevé par : le client

Date de prélèvement : -

Livré à notre laboratoire :

Date des essais : 31/08/23

Essais réalisés :


GTR (w%+AG+VBS)

1u

Résultats des essais :

Voir Procès Verbaux

Observations :

					
0	06/09/2023	J. BOULET Opérateur	P.SEON Responsable d'agence	1+3	1 ^{ère} diffusion
Indice	Date	Etabli par	Vérifié par	Nb pages	Modifications - Observations

Note : la reproduction intégrale de ce procès-verbal sans modification d'aucune sorte est seule autorisée ; les essais faisant l'objet du présent procès-verbal portent sur un échantillon prélevé dans certaines conditions ; leur représentativité est liée à celle de l'échantillon et ne peut être étendue à une population dont est issu l'échantillon que si l'homogénéité de cette population peut être vérifiée ; en conséquence, le présent procès-verbal n'a en aucun cas valeur de certificat de qualification de l'ensemble de la fabrication et ne doit pas être présenté comme tel.

RECAPITULATIF DES ESSAIS EN LABORATOIRE
CLASSIFICATION TYPE GTR - NF P11-300 (Novembre 1992)

Client : **ECR Environnement**
Chantier : **5613325 Quimperlé**

N° Affaire : **Q-18.2962**
Fiche programme : **F23.4502**

Chantier	Sondage	Profondeur (m)	Nature	Teneur en eau	Granulométrie				VBS	GTR
				ω	< 50 mm	< 5 mm	< 2 mm	< 80μm	g/100g	
				%	%	%	%	%		
5613325 Quimperlé	T8	1.8-2.5	Sable	10.9	100.0	98.8	95.0	46.8	0.8	B6

Teneur en eau W(%) NFP 94-050 Septembre 1995

N° dossier/ N° Affaire : **Q-18.2962/F23.4502**
 Date de prélèvement : -
 Date de l'essai : **31/08/2023**

Nom du chantier : **5613325 Quimperlé**
 Mode de prélèvement : -
 Opérateur : **JB**

Client : **ECR Environnement**
 Conservation : **Sacs hermétiques**
 T°C d'étuvage: **105°C**

Chantier	Sondage	Profondeur (m)	Nature	Poids total humide (g)	Poids total sec (g)	Poids de la tare (g)	Poids net de l'eau (g)	Poids net matériau sec (g)	Teneur en eau (%)
5613325 Quimperlé	T8	1.8-2.5	Sable	416.4	387.9	127.1	28.6	260.8	10.9
			w% VBS 0/5mm	133.8	125.4	41.9	8.4	83.5	10.1

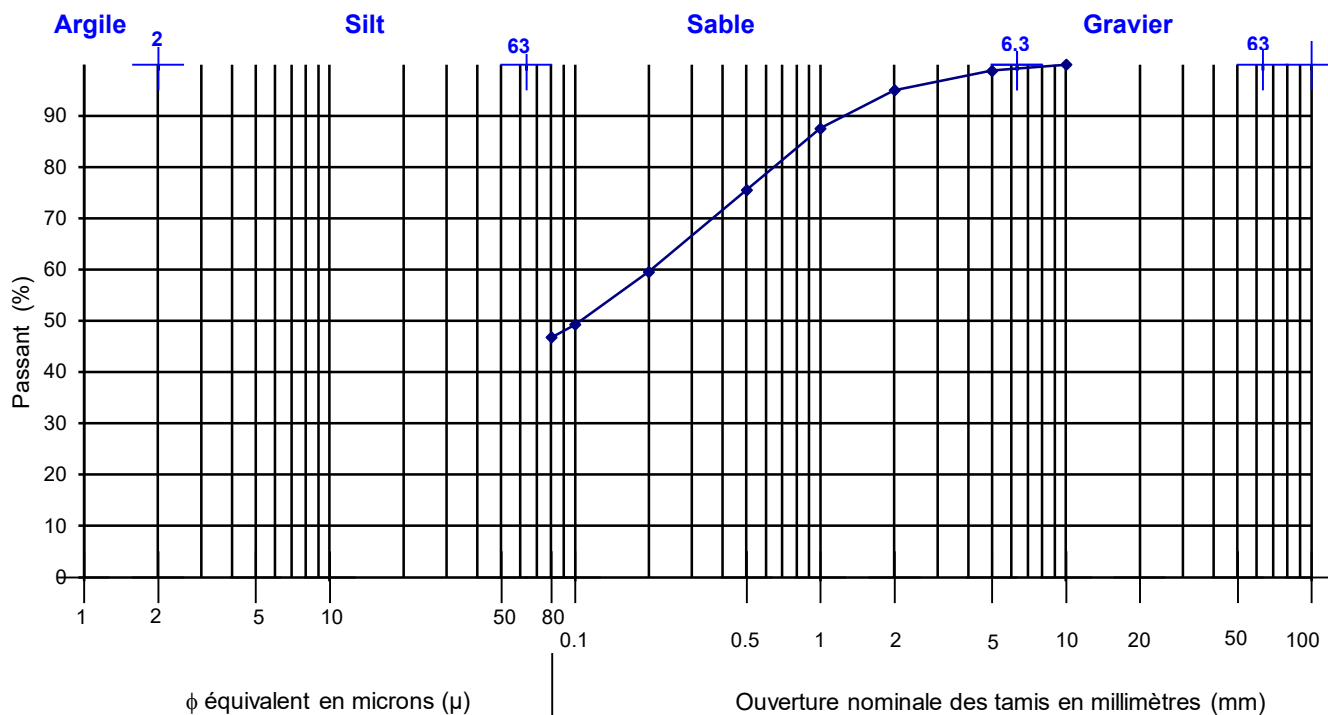
PROCES-VERBAL D'ESSAI

ANALYSE GRANULOMETRIQUE PAR TAMISAGE

Ex NF P94-056

N° du dossier : **Q-18.2962**
 Nom du chantier : **5613325 Quimperlé**
 N° Sondage : **T8**
 Date d'essai : **04/09/2023**

N° Affaire : **F23.4502**
 Client : **ECR**
 Profondeur (m) : **1.8-2.5m**
 Opérateur : **JB**
 dm : **10mm**



φ des tamis (mm)	100	80	63	50	40	31.5	20	10	5	2	1	0.5	0.2	0.1
Passant (%)								100.0	98.8	95.0	87.6	75.5	59.6	49.3
φ équivalent (μ)		80.0												
Passant (%)		46.8												

COMMENTAIRES:

ESSAI AU BLEU DE METHYLENE

NF P94-068 Octobre 1998

Masse humide (g)	Teneur en eau (%)	Masse sèche (g)	Masse totale initiale M1 (g)	Masse totale bleu M2 (g)	VBS
75.80	10.1	68.85	753.2	810.3	0.8

Annexe 4

Résultats des calculs FOXTA et TALREN



Données

Titre du projet : Hôpital de Quimperlé

Numéro d'affaire : 5614921

Commentaires : N/A

Titre du calcul : Pieu 620 Bloc gauche (Cas 4)

Type de calcul : Calcul de pieu sous sollicitations latérales
Loi p-y avec saisie directe des données pressiométriques
Cas où les sollicitations permanentes dominant en tête

Cote de référence (m) : 44,00

Inclinaison du pieu (°) : 0,0

Nb d'incréments : 20

Nb d'itérations par incrément : 100

Prise en compte d'une dégradation à proximité de la surface : Non

Définition des couches de sol

N°	Nom	Couleur	Zbase	EM	α	B	pf*	pl*
1	Mort terrain		43,65	1,00E-07	0,50	0,62	0,01	0,01
2	Arène peu compacte		42,15	9,00E03	0,50	0,62	600,00	800,00
3	Arène moy. compacte		36,85	1,40E04	0,50	0,62	1000,00	1400,00
4	Gneiss peu altéré		25,00	8,00E04	0,67	0,62	3000,00	5000,00

Prise en compte des déformations d'effort tranchant : Non

Discrétisation

Nom	h	EI	n
Mort terrain	0,35	1,45E05	10
Arène peu compacte	1,50	1,45E05	10
Arène moy. compacte	5,30	1,45E05	10
Gneiss peu altéré	11,85	1,45E05	10

Charges ponctuelles

N°	Z	T	M	K	C
0	44,00	564,29	0,00	0,00E00	0,00E00
1	43,65	0,00	0,00	0,00E00	0,00E00
2	42,15	0,00	0,00	0,00E00	0,00E00
3	36,85	0,00	0,00	0,00E00	0,00E00
4	25,00	0,00	0,00	0,00E00	0,00E00

Activer les cas de charge multiples en tête : Non

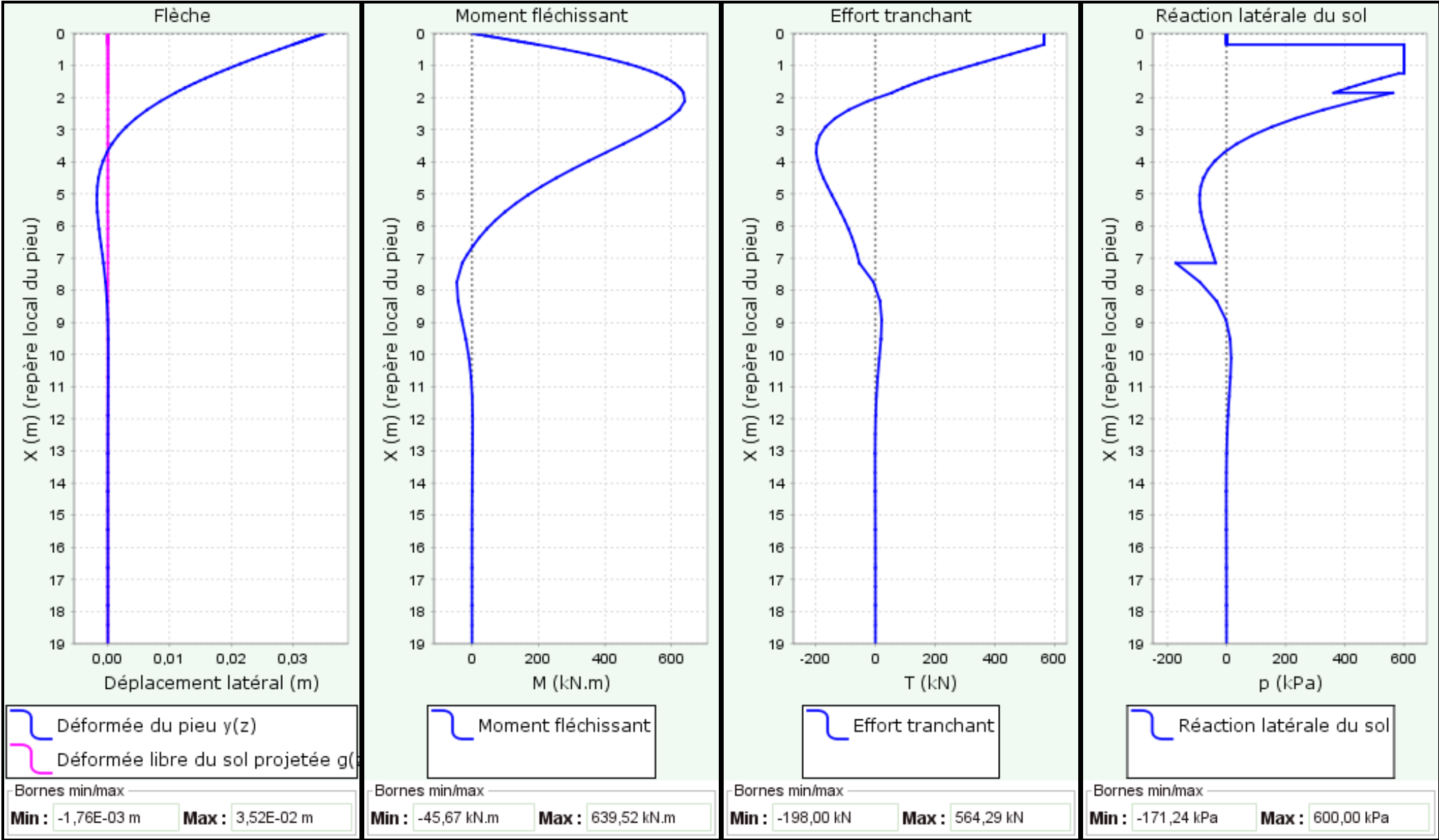


FoXta v4
v4.1.17

Imprimé le : 12/12/2024 - 15:44:45
Calcul réalisé par : ECR ENVIRONNEMENT OUEST

Projet : Dim_pieux_sismique_GHBS_ QUIMPERLE
Module : Piecoef+ (Cas 4/4)
Titre du calcul : Pieu 620 Bloc gauche

Résultats principaux



Données

Titre du projet : Hôpital de Quimperlé

Numéro d'affaire : 5614921

Commentaires : N/A

Titre du calcul : Pieu 420 Bloc droite (Cas 5)

Type de calcul : Calcul de pieu sous sollicitations latérales
Loi p-y avec saisie directe des données pressiométriques
Cas où les sollicitations permanentes dominant en tête

Cote de référence (m) : 41,00

Inclinaison du pieu (°) : 0,0

Nb d'incréments : 20

Nb d'itérations par incrément : 100

Prise en compte d'une dégradation à proximité de la surface : Non

Définition des couches de sol

N°	Nom	Couleur	Zbase	EM	α	B	pf*	pl*
1	Mort terrain		40,50	1,00E-07	0,50	0,42	0,01	0,01
2	Arène moy. compacte		33,60	1,40E04	0,50	0,42	1000,00	1400,00
3	Gneiss altéré		32,30	3,50E04	0,50	0,42	2000,00	2500,00
4	Gneiss peu altéré		25,00	8,00E04	0,67	0,42	3000,00	5000,00

Prise en compte des déformations d'effort tranchant : Non

Discrétisation

Nom	h	EI	n
Mort terrain	0,50	3,05E04	10
Arène moy. compacte	6,90	3,05E04	10
Gneiss altéré	1,30	3,05E04	10
Gneiss peu altéré	7,30	3,05E04	10

Charges ponctuelles

N°	Z	T	M	K	C
0	41,00	476,65	0,00	0,00E00	0,00E00
1	40,50	0,00	0,00	0,00E00	0,00E00
2	33,60	0,00	0,00	0,00E00	0,00E00
3	32,30	0,00	0,00	0,00E00	0,00E00
4	25,00	0,00	0,00	0,00E00	0,00E00

Activer les cas de charge multiples en tête : Non

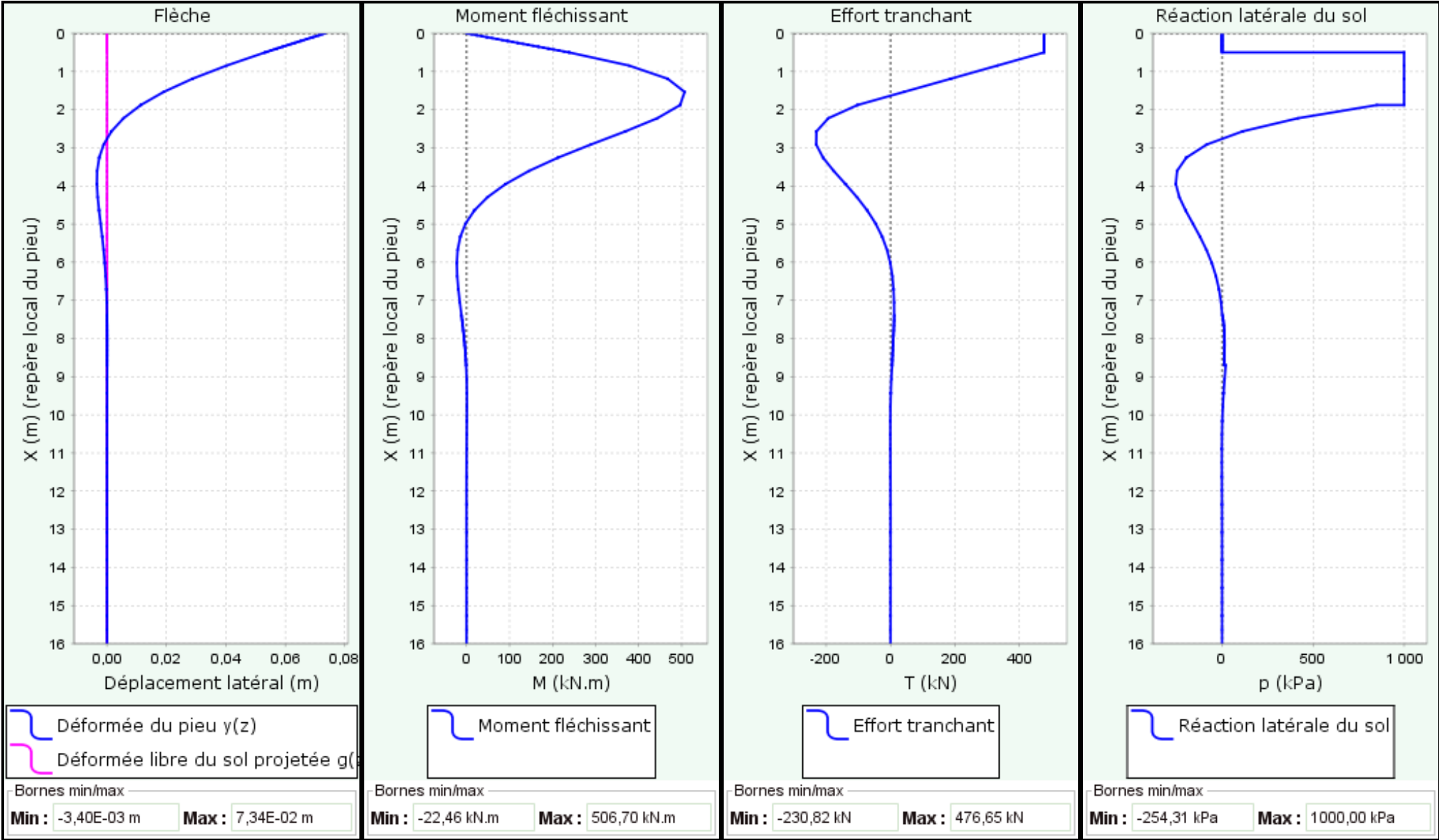


FoXta v4
v4.1.17

Imprimé le : 12/12/2024 - 16:17:33
Calcul réalisé par : ECR ENVIRONNEMENT OUEST

Projet : Dim_pieux_sismique_GHBS_ QUIMPERLE
Module : Piecoef+ (Cas 5/5)
Titre du calcul : Pieu 420 Bloc droite

Résultats principaux



Données

Titre du projet : Hôpital de Quimperlé

Numéro d'affaire : 5614921

Commentaires : N/A

Titre du calcul : Pieu 520 Bloc droite (Cas 6)

Type de calcul : Calcul de pieu sous sollicitations latérales
Loi p-y avec saisie directe des données pressiométriques
Cas où les sollicitations permanentes dominant en tête

Cote de référence (m) : 41,00

Inclinaison du pieu (°) : 0,0

Nb d'incréments : 20

Nb d'itérations par incrément : 100

Prise en compte d'une dégradation à proximité de la surface : Non

Définition des couches de sol

N°	Nom	Couleur	Zbase	EM	α	B	pf*	pl*
1	Mort terrain		40,50	1,00E-07	0,50	0,52	0,01	0,01
2	Arène moy. compacte		33,60	1,40E04	0,50	0,52	1000,00	1400,00
3	Gneiss altéré		32,30	3,50E04	0,50	0,52	2000,00	2500,00
4	Gneiss peu altéré		25,00	8,00E04	0,67	0,52	3000,00	5000,00

Prise en compte des déformations d'effort tranchant : Non

Discrétisation

Nom	h	EI	n
Mort terrain	0,50	7,18E04	10
Arène moy. compacte	6,90	7,18E04	10
Gneiss altéré	1,30	7,18E04	10
Gneiss peu altéré	7,30	7,18E04	10

Charges ponctuelles

N°	Z	T	M	K	C
0	41,00	302,80	0,00	0,00E00	0,00E00
1	40,50	0,00	0,00	0,00E00	0,00E00
2	33,60	0,00	0,00	0,00E00	0,00E00
3	32,30	0,00	0,00	0,00E00	0,00E00
4	25,00	0,00	0,00	0,00E00	0,00E00

Activer les cas de charge multiples en tête : Non

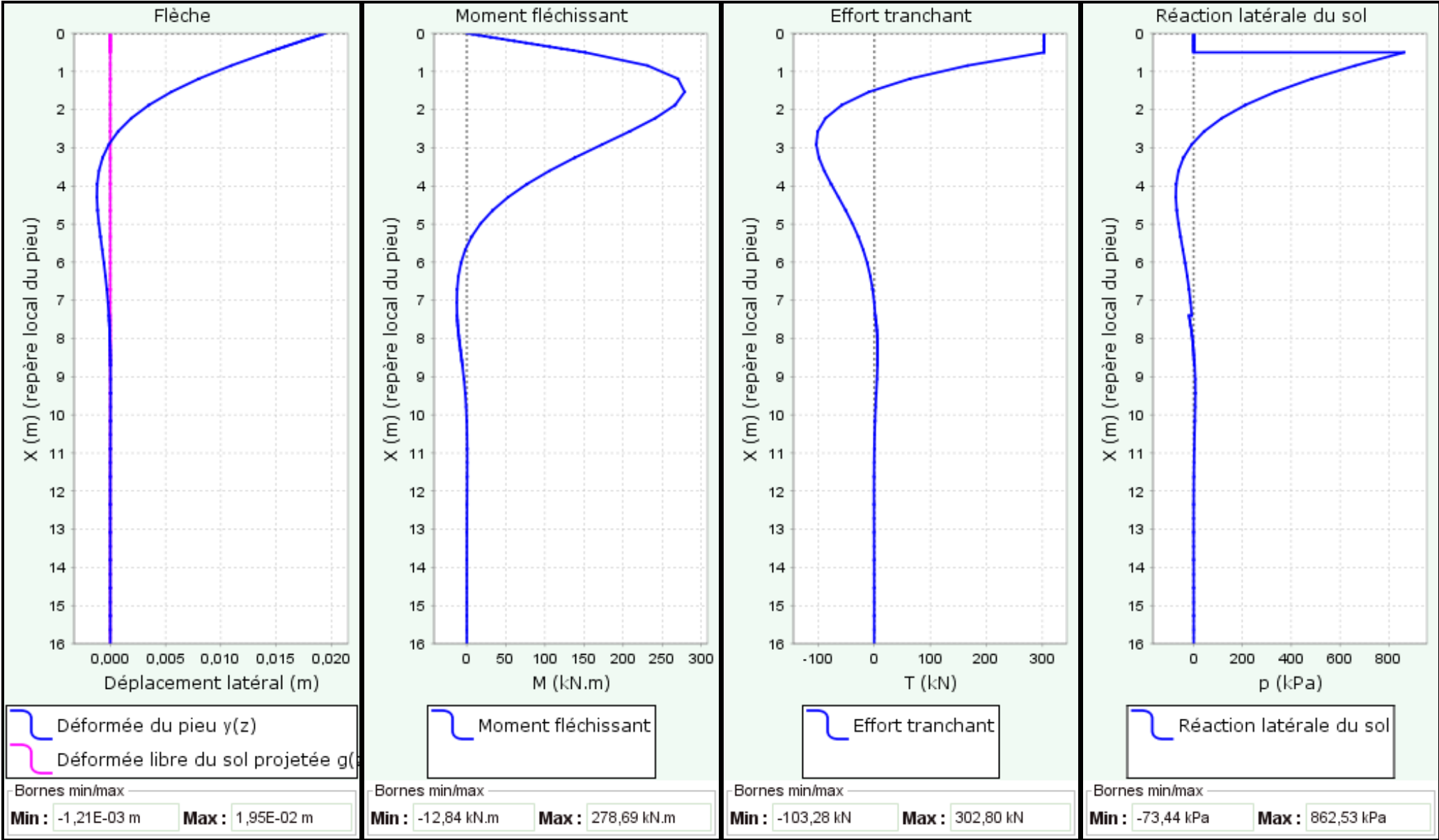


FoXta v4
v4.1.17

Imprimé le : 12/12/2024 - 16:21:30
Calcul réalisé par : ECR ENVIRONNEMENT OUEST

Projet : Dim_pieux_sismique_GHBS_ QUIMPERLE
Module : Piecoef+ (Cas 6/7)
Titre du calcul : Pieu 520 Bloc droite

Résultats principaux



Données

Titre du projet : Hôpital de Quimperlé

Numéro d'affaire : 5614921

Commentaires : N/A

Titre du calcul : Pieu 720 Bloc droite (Cas 7)

Type de calcul : Calcul de pieu sous sollicitations latérales
Loi p-y avec saisie directe des données pressiométriques
Cas où les sollicitations permanentes dominant en tête

Cote de référence (m) : 41,00

Inclinaison du pieu (°) : 0,0

Nb d'incréments : 20

Nb d'itérations par incrément : 100

Prise en compte d'une dégradation à proximité de la surface : Non

Définition des couches de sol

N°	Nom	Couleur	Zbase	EM	α	B	pf*	pl*
1	Mort terrain		40,50	1,00E-07	0,50	0,72	0,01	0,01
2	Arène moy. compacte		33,60	1,40E04	0,50	0,72	1000,00	1400,00
3	Gneiss altéré		32,30	3,50E04	0,50	0,72	2000,00	2500,00
4	Gneiss peu altéré		25,00	8,00E04	0,67	0,72	3000,00	5000,00

Prise en compte des déformations d'effort tranchant : Non

Discrétisation

Nom	h	EI	n
Mort terrain	0,50	2,64E05	10
Arène moy. compacte	6,90	2,64E05	10
Gneiss altéré	1,30	2,64E05	10
Gneiss peu altéré	7,30	2,64E05	10

Charges ponctuelles

N°	Z	T	M	K	C
0	41,00	608,77	0,00	0,00E00	0,00E00
1	40,50	0,00	0,00	0,00E00	0,00E00
2	33,60	0,00	0,00	0,00E00	0,00E00
3	32,30	0,00	0,00	0,00E00	0,00E00
4	25,00	0,00	0,00	0,00E00	0,00E00

Activer les cas de charge multiples en tête : Non

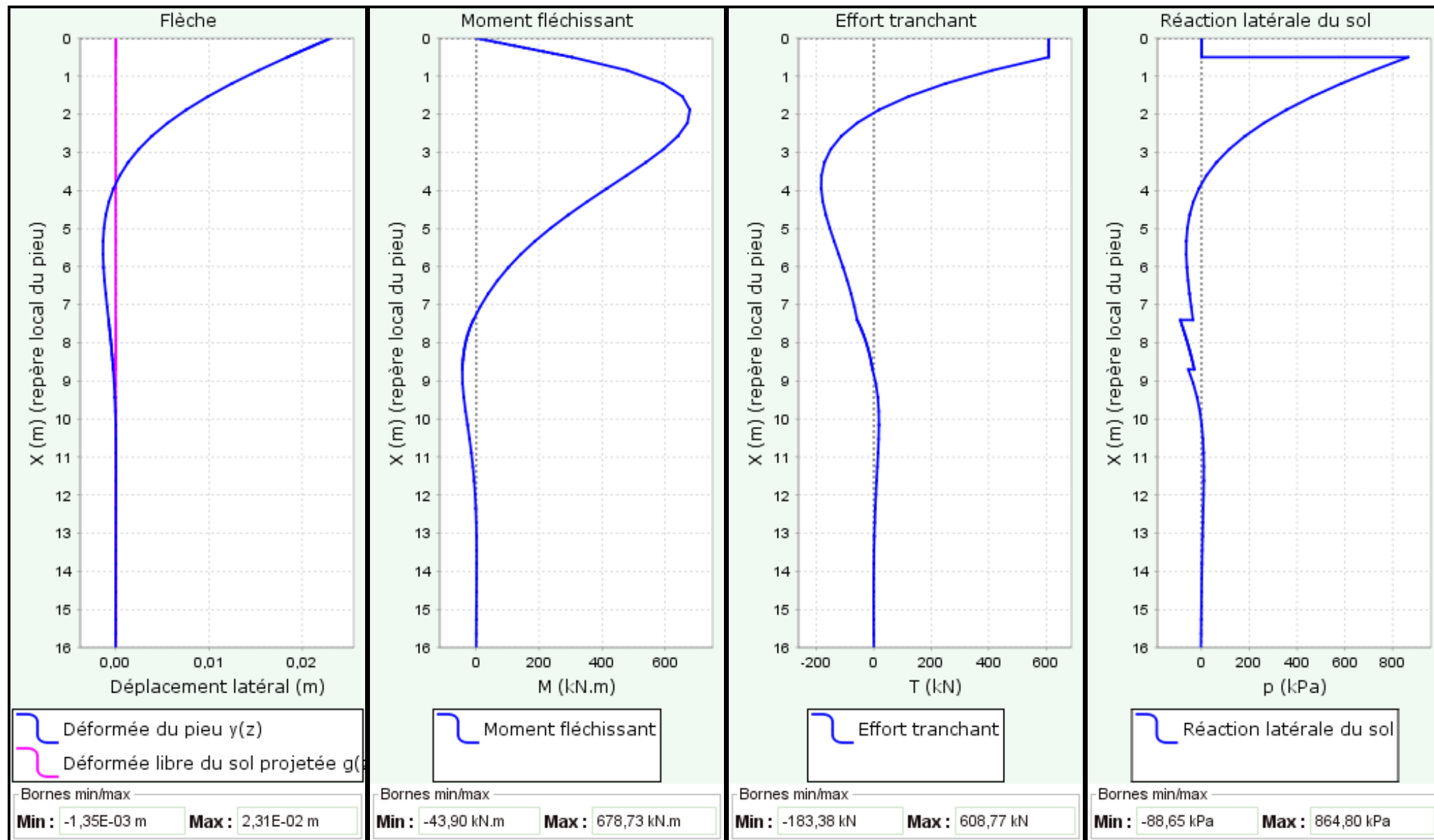


FoXta v4
v4.1.17

Imprimé le : 12/12/2024 - 16:23:15
Calcul réalisé par : ECR ENVIRONNEMENT OUEST

Projet : Dim_pieux_sismique_GHBS_ QUIMPERLE
Module : Piecoef+ (Cas 7/7)
Titre du calcul : Pieu 720 Bloc droite

Résultats principaux



Données

Titre du projet : Hôpital de Quimperlé

Numéro d'affaire : 5614921

Commentaires : N/A

Titre du calcul : Pieu 420 Bloc gauche (Cas 1)

Type de calcul : Calcul de pieu sous sollicitations latérales
Loi p-y avec saisie directe des données pressiométriques
Cas où les sollicitations permanentes dominant en tête

Cote de référence (m) : 44,00

Inclinaison du pieu (°) : 0,0

Nb d'incréments : 20

Nb d'itérations par incrément : 100

Prise en compte d'une dégradation à proximité de la surface : Non

Définition des couches de sol

N°	Nom	Couleur	Zbase	EM	α	B	pf*	pl*
1	Mort terrain		43,65	1,00E-07	0,50	0,42	0,01	0,01
2	Arène peu compacte		42,15	9,00E03	0,50	0,42	600,00	800,00
3	Arène moy. compacte		36,85	1,40E04	0,50	0,42	1000,00	1400,00
4	Gneiss peu altéré		25,00	8,00E04	0,67	0,42	3000,00	5000,00

Prise en compte des déformations d'effort tranchant : Non

Discrétisation

Nom	h	EI	n
Mort terrain	0,35	3,05E04	10
Arène peu compacte	1,50	3,05E04	10
Arène moy. compacte	5,30	3,05E04	10
Gneiss peu altéré	11,85	3,05E04	10

Charges ponctuelles

N°	Z	T	M	K	C
0	44,00	395,57	0,00	0,00E00	0,00E00
1	43,65	0,00	0,00	0,00E00	0,00E00
2	42,15	0,00	0,00	0,00E00	0,00E00
3	36,85	0,00	0,00	0,00E00	0,00E00
4	25,00	0,00	0,00	0,00E00	0,00E00

Activer les cas de charge multiples en tête : Non

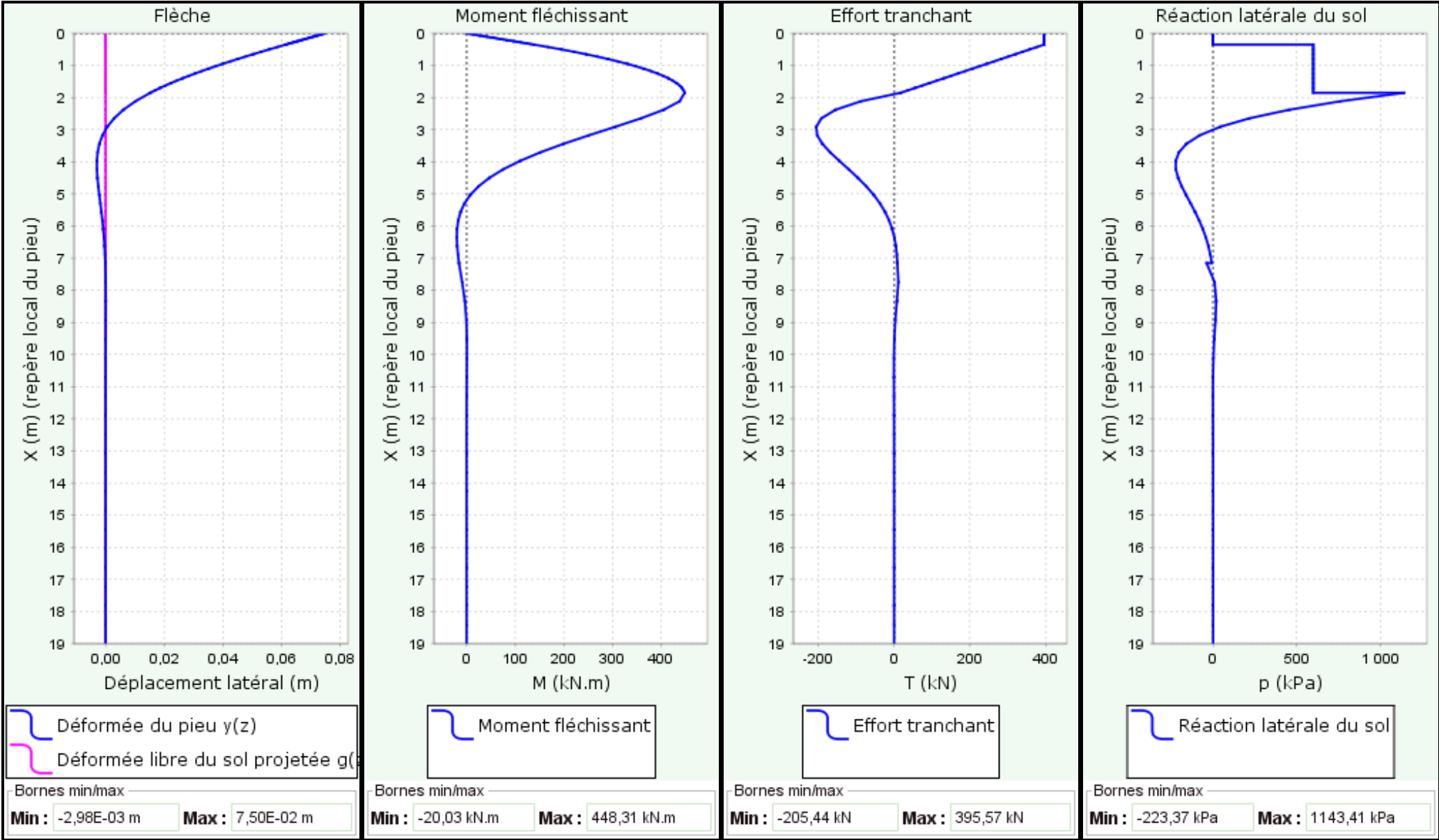


FoXta v4
v4.1.17

Imprimé le : 12/12/2024 - 15:42:56
Calcul réalisé par : ECR ENVIRONNEMENT OUEST

Projet : Dim_pieux_sismique_GHBS_ QUIMPERLE
Module : Piecoef+ (Cas 1/4)
Titre du calcul : Pieu 420 Bloc gauche

Résultats principaux



Données

Titre du projet : Hôpital de Quimperlé

Numéro d'affaire : 5614921

Commentaires : N/A

Titre du calcul : Pieu 520 Bloc gauche (Cas 3)

Type de calcul : Calcul de pieu sous sollicitations latérales
Loi p-y avec saisie directe des données pressiométriques
Cas où les sollicitations permanentes dominant en tête

Cote de référence (m) : 44,00

Inclinaison du pieu (°) : 0,0

Nb d'incréments : 20

Nb d'itérations par incrément : 100

Prise en compte d'une dégradation à proximité de la surface : Non

Définition des couches de sol

N°	Nom	Couleur	Zbase	EM	α	B	pf*	pl*
1	Mort terrain		43,65	1,00E-07	0,50	0,52	0,01	0,01
2	Arène peu compacte		42,15	9,00E03	0,50	0,52	600,00	800,00
3	Arène moy. compacte		36,85	1,40E04	0,50	0,52	1000,00	1400,00
4	Gneiss peu altéré		25,00	8,00E04	0,67	0,52	3000,00	5000,00

Prise en compte des déformations d'effort tranchant : Non

Discrétisation

Nom	h	EI	n
Mort terrain	0,35	7,18E04	10
Arène peu compacte	1,50	7,18E04	10
Arène moy. compacte	5,30	7,18E04	10
Gneiss peu altéré	11,85	7,18E04	10

Charges ponctuelles

N°	Z	T	M	K	C
0	44,00	377,73	0,00	0,00E00	0,00E00
1	43,65	0,00	0,00	0,00E00	0,00E00
2	42,15	0,00	0,00	0,00E00	0,00E00
3	36,85	0,00	0,00	0,00E00	0,00E00
4	25,00	0,00	0,00	0,00E00	0,00E00

Activer les cas de charge multiples en tête : Non

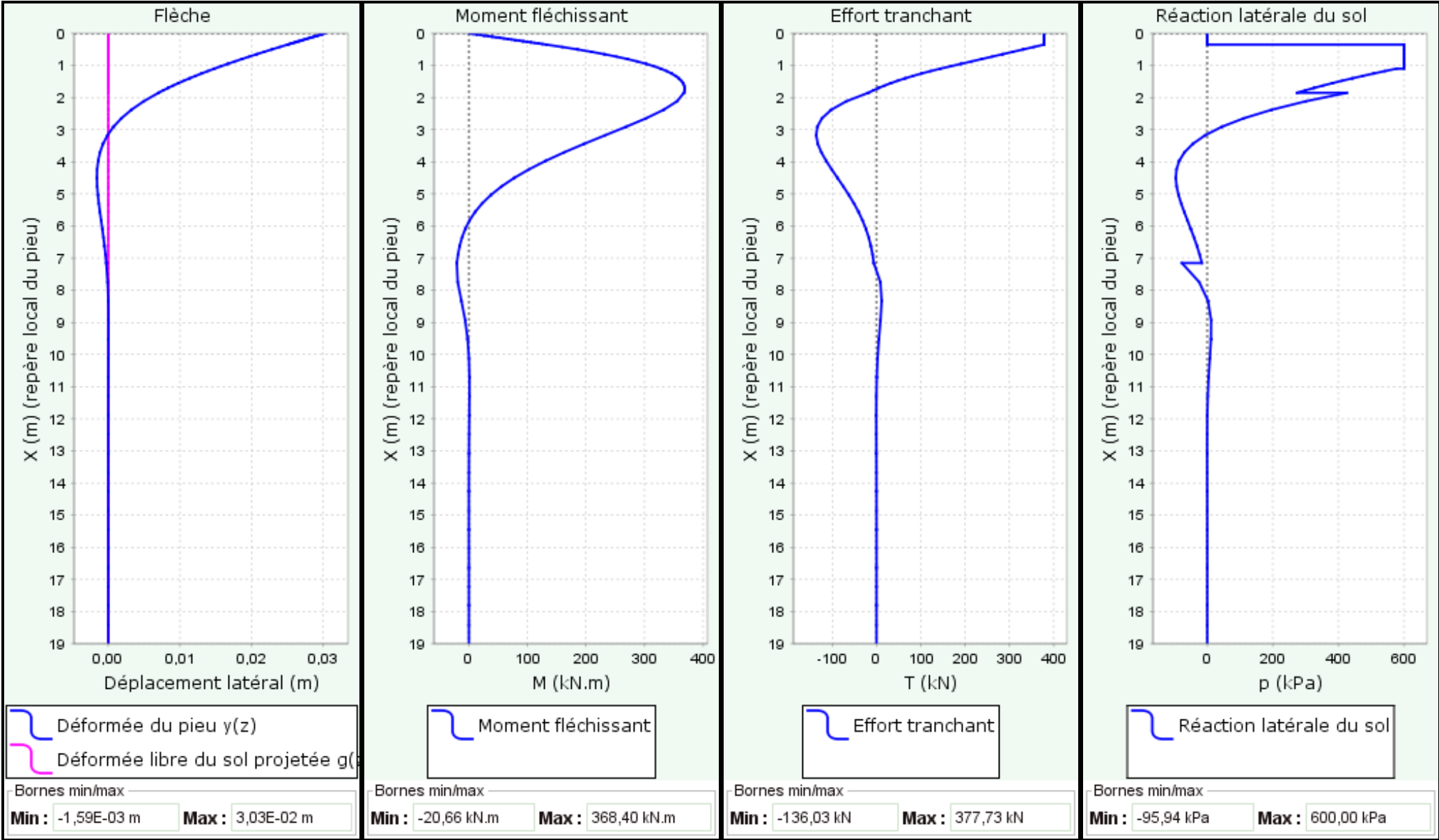


FoXta v4
v4.1.17

Imprimé le : 12/12/2024 - 15:44:16
Calcul réalisé par : ECR ENVIRONNEMENT OUEST

Projet : Dim_pieux_sismique_GHBS_ QUIMPERLE
Module : Piecoef+ (Cas 3/4)
Titre du calcul : Pieu 520 Bloc gauche

Résultats principaux



Données du projet

Numéro d'affaire : 5614921

Titre du calcul : Parois clouée GHBS

Lieu : QUIMPERLE

Commentaires : N/A

Système d'unités : kN, kPa, kN/m3

yw : 10.0

Couches de sol

	Nom	Couleur	γ	ϕ	c	Δc	qs clous	pl	KsB	Anisotropie	Favorable	Coefficients de sécurité spécifiques
1	Remblais		18,0	25,00	1,0	0,0	44,5	-	-	Non	Non	Non
2	Arène peu à moy. compacte		18,0	27,00	4,0	0,0	88,1	-	-	Non	Non	Non
3	Arène compacte		19,0	30,00	6,0	0,0	-	-	-	Non	Non	Non
4	Gneiss altéré		20,0	35,00	10,0	0,0	-	-	-	Non	Non	Non

Couches de sol (cont.)

	Nom	Couleur	$\Gamma\gamma$	Γc	$\Gamma \tan(\phi)$	Type de cohésion	Courbe
1	Remblais		-	-	-	Non drainée	Linéaire
2	Arène peu à moy. compacte		-	-	-	Non drainée	Linéaire
3	Arène compacte		-	-	-	Non drainée	Linéaire
4	Gneiss altéré		-	-	-	Non drainée	Linéaire

Points

	X	Y		X	Y		X	Y		X	Y		X	Y		X	Y
2	15,000	44,300	4	-15,000	44,000	5	0,000	44,000	6	15,000	44,000	7	-15,000	42,700	8	0,000	42,700
9	15,000	42,700	10	-15,000	40,800	11	0,000	40,800	12	15,000	40,800	13	0,000	40,530	14	15,000	40,530
15	-15,000	39,300	16	0,000	39,300	17	15,000	39,300	18	-2,000	44,000	25	0,000	43,500	26	15,000	43,500
27	0,000	41,000	28	15,000	41,000	29	0,000	41,500	30	15,000	41,500						

Segments

	Point 1	Point 2		Point 1	Point 2		Point 1	Point 2		Point 1	Point 2		Point 1	Point 2		Point 1	Point 2
5	7	8	7	10	11	9	13	14	10	15	16	11	16	17	15	11	13
22	5	6	23	8	9	24	11	12	31	18	25	32	5	25	33	25	8
37	18	5	38	27	28	40	27	11	41	8	29	42	27	29	43	29	30

Surcharges réparties

	Nom	X gauche	Y gauche	q gauche	X droite	Y droite	q droite	Ang/horizontale
1	Voirie urgence	-7,000	44,000	20,0	-2,500	44,000	20,0	90,00

Claus

	Nom	X	Y	Espacement horizontal	Inclinaison/horizontale	Largeur base de diffusion	Angle de diffusion	TR	Longueur	Rsc
1	Famille 1	0,000	43,200	2,500	10,00	1,500	10,00	-	7,000	-
2	Famille 2	0,000	42,000	2,500	10,00	1,500	10,00	-	5,000	-

Claus (cont.)

	Nom	Rayon équivalent	Règle de calcul	Cisaillement imposé Rcis	Moment de plastification	El	Angle critique	Traction	Cisaillement
1	Famille 1	0,090	Tcal,Cimp	0,0	-	-	5,00	Externe	-
2	Famille 2	0,090	Tcal,Cimp	0,0	-	-	5,00	Externe	-

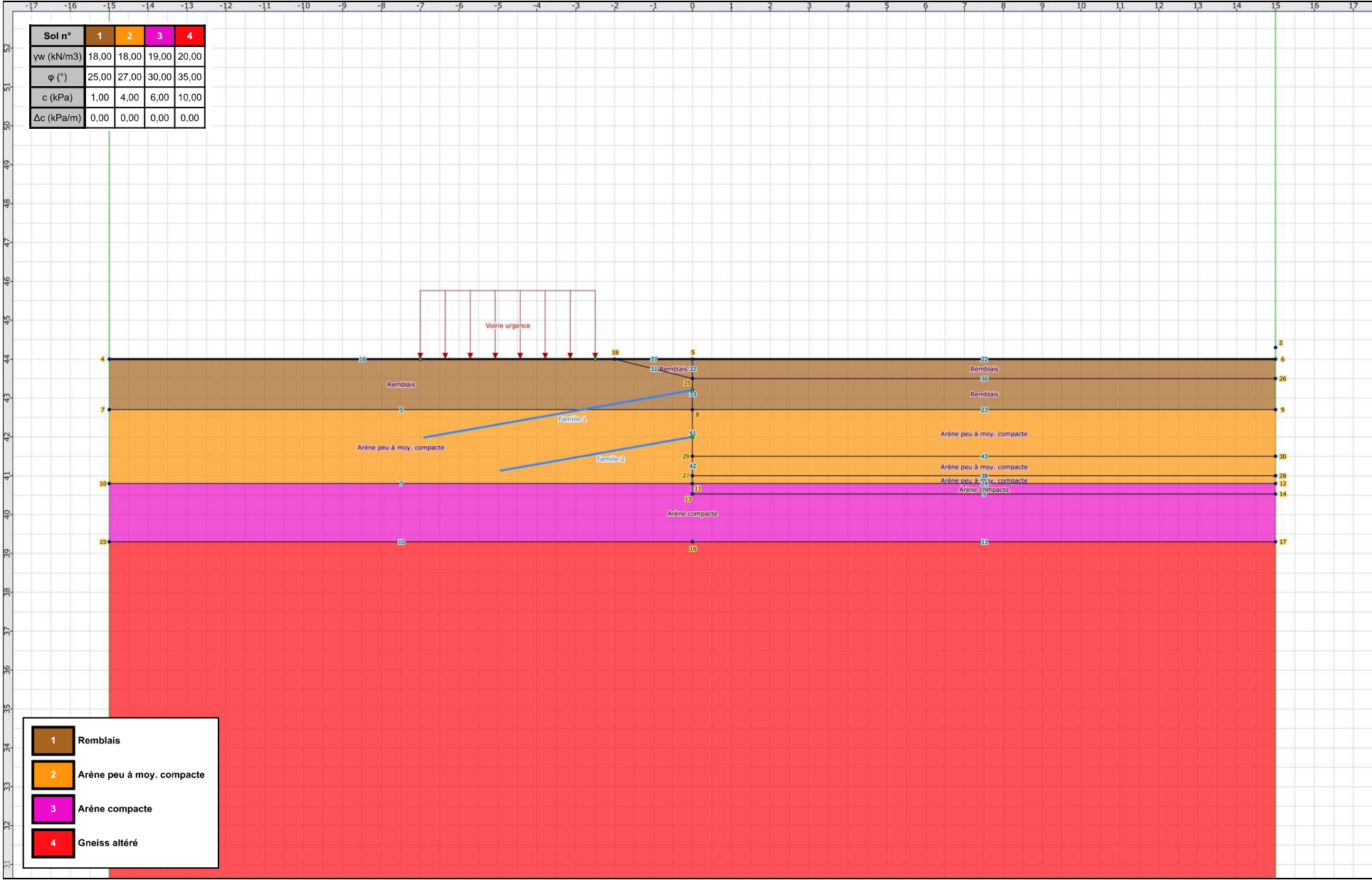
Claus (cont.)

	Nom	qsclous issus de...	θbarre	σe	Valeur de TR donnée	Rsc calculée à partir de qs	Cisaillement variable le long du clou
1	Famille 1	Essais	0,032	5,00E05	Non	Oui	Non
2	Famille 2	Essais	0,032	5,00E07	Non	Oui	Non



Talren v5
v5.2.5

Imprimé le : 17 déc. 2024 14:43:41
Calcul réalisé par : ECR ENVIRONNEMENT OUEST LORIENT
Projet : Parois clouée GHBS



Talren v5
v5.2.5

Imprimé le : 17 déc. 2024 14:43:41
Calcul réalisé par : ECR ENVIRONNEMENT OUEST LORIENT

Projet : Parois clouée GHBS

Sol n°	1	2	3	4
γ_w (kN/m ³)	18,00	18,00	19,00	20,00
φ (°)	25,00	27,00	30,00	35,00
c (kPa)	1,00	4,00	6,00	10,00
Δc (kPa/m)	0,00	0,00	0,00	0,00

Phase : Phase 3 / Situation : Situation 1

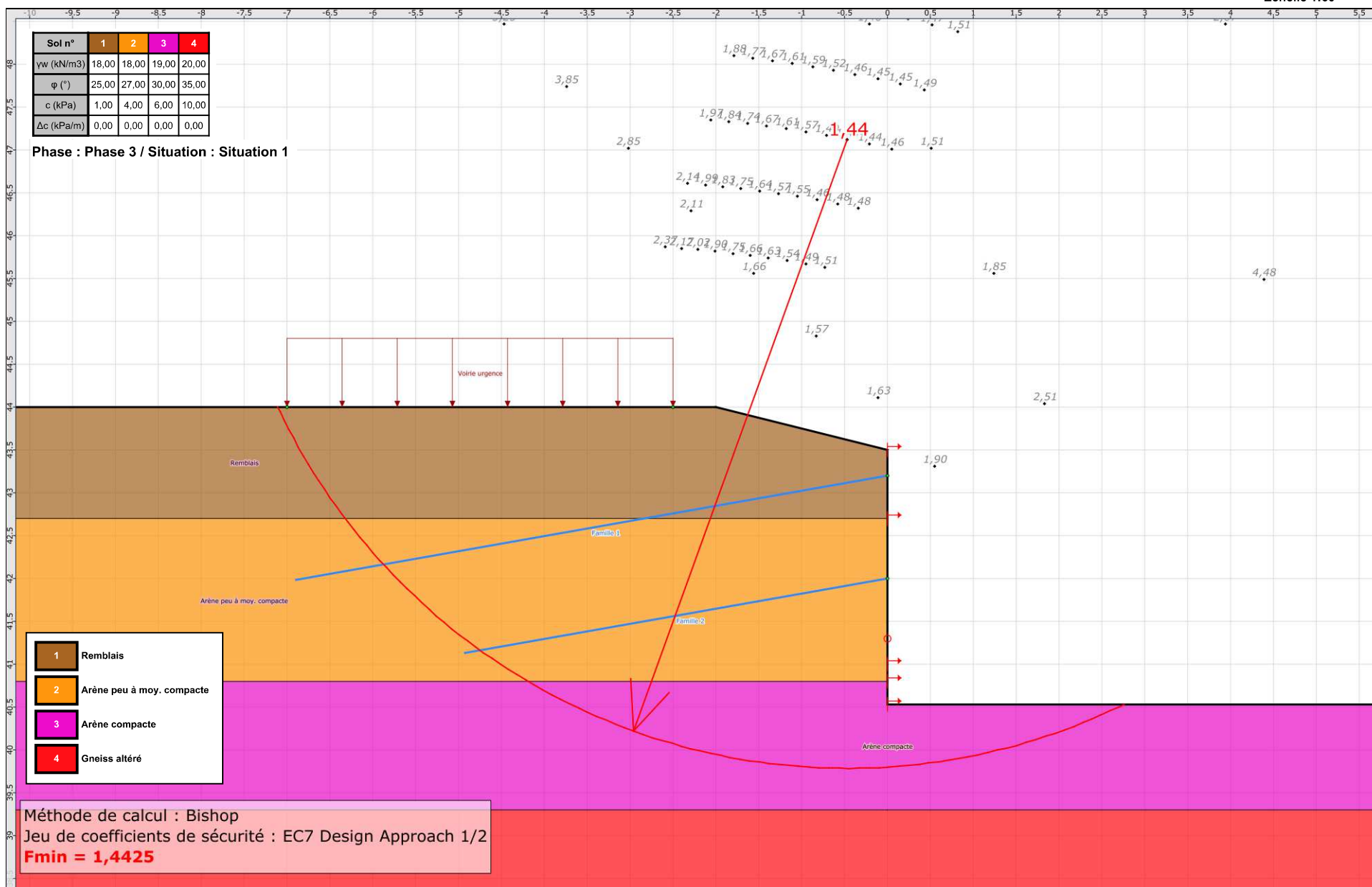
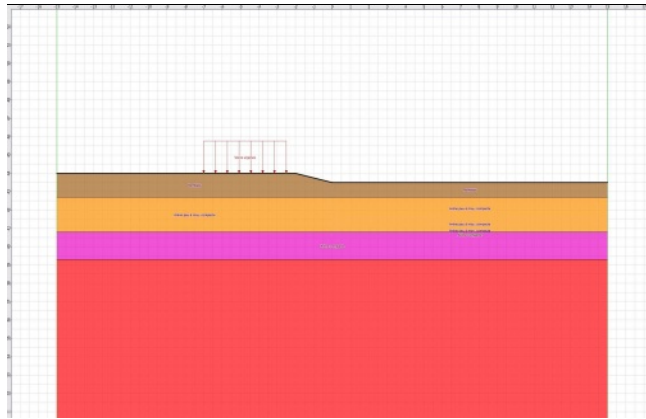
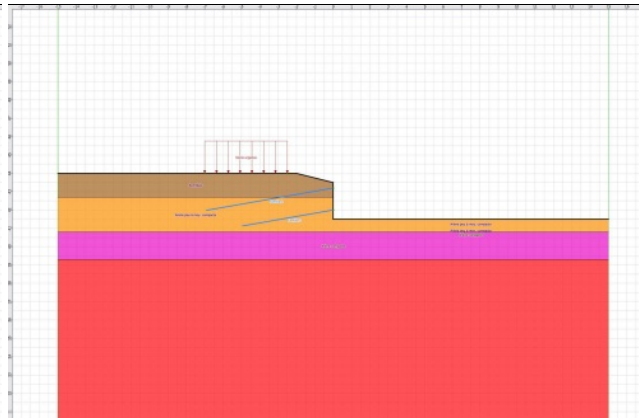


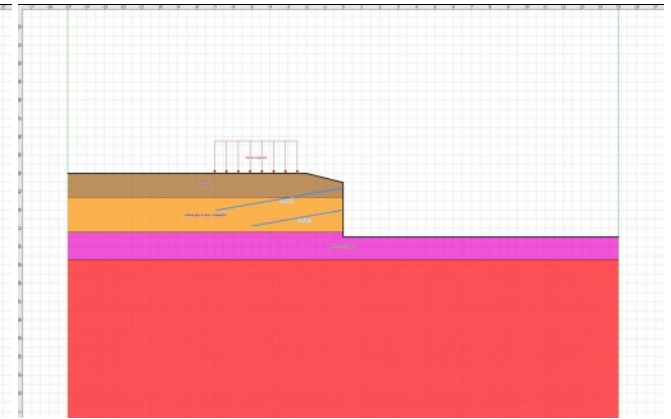
Schéma de phasage



Phase 1: Phase 1



Phase 2: Phase 2



Phase 3: Phase 3

Annexe 5

Classification des missions géotechniques



Extrait de la Norme NF P 94-500 - Novembre 2013

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

ÉTAPE 1 : ÉTUDE GÉOTECHNIQUE PRÉALABLE (G1)

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

Elle comprend deux phases :

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.

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).