



*Compétence Géotechnique
Atlantique*

Sondages et essais
Etudes de sol
Ingénierie - Instrumentation
Laboratoire – Expertises

ZAC des Groix – 8 imp. des Petits Fossés
17120 COZES
Tél. : 05.46.90.22.90

atlantique@competence-geotechnique.fr

***DIRECTION INTERREGIONALE
DE LA MER SUD-ATLANTIQUE***

LE-VERDON-SUR-MER (33)

Allée de Déclide

Agrandissement du Centre POLMAR



Dossier W24-413B

Mission G2 PRO

Le 27 mars 2025

Groupe Compétence Géotechnique :
COZES (17), BRIVE (19), CHATILLON-LE-DUC (25),
FONDETTES (37), SEYCHES (47),
MAIZIERES-LES-METZ (57), RADINGHEM-EN-WEPPE (59)

HISTORIQUE DU DOCUMENT

DATE	27/03/2025	
INDICE	Version 1	
OBJET/ MODIFICATIONS	Création du document	
ETABLI PAR	Laurent DESINDES	
VERIFIE PAR	Aurélien PERCHE	

DIFFUSION DU DOCUMENT : le 31/03/2025

DESTINATAIRE / @	DESIGNATION	COURRIER	MAIL
DIRECTION INTERREGIONALE DE LA MER SUD-ATLANTIQUE, M. BOUTIN <u>Aux bons soins de :</u> KHARDAM, M. RAMOS (jramos@kardham.com)	Maître d'ouvrage		
	Assistant à Maîtrise d'ouvrage		X

SOMMAIRE

I - MISSION.....	3
II - LE PROJET.....	3
III - LE SITE	7
IV - ÉTUDE GÉOTECHNIQUE.....	12
4.1 MÉTHODE DE TRAVAIL.....	12
4.2 RÉSULTATS ET INTERPRÉTATION	13
4.2.1 NATURE DU SOL	13
4.2.2 L'EAU DANS LE SOL.....	14
4.2.3 CARACTÉRISTIQUES MÉCANIQUES	15
4.2.4 CLASSIFICATION GÉOTECHNIQUE DES SOLS.....	15
4.2.5 CLASSIFICATION SELON LE RISQUE SISMIQUE.....	17
4.2.6 PERMÉABILITÉ DES SOLS	19
V – ZONE D'INFLUENCE GÉOTECHNIQUE	20
VI – OUVRAGES GEOTECHNIQUES.....	21
6.1 FONDATIONS	21
6.2 PLANCHERS BAS.....	22
6.2 TERRASEMENTS	23
VII – STABILITE GENERALE DU SITE	24
VIII – DIMENSIONNEMENT DES FONDATIONS	25
8.1 PRINCIPES GENERAUX AUX ETATS LIMITES	25
8.1.1 ÉTATS LIMITES ULTIMES.....	25
8.1.2 ÉTATS LIMITE DE SERVICE.....	25
8.2 DESCENTES DE CHARGES AUX ETATS LIMITES	26
8.3 MODELE DE TERRAIN.....	28
8.4 CAPACITE PORTANTE (ELU & ELS)	28
8.5 EXCENTREMENT (ELU & ELS)	29
8.6 GLISSEMENT (ELU)	30
8.7 TASSEMENT ET ROTATION (ELU & ELS)	31
8.8 PRECAUTIONS DE MISE EN OEUVRE	33
8.8.1 DISPOSITIONS GENERALES	33
8.8.2 DISPOSITIONS SPECIFIQUES AU RADIER	34

IX – L’EAU DANS LE SOL	35
X – MITOYENS.....	35
XI - CHAUSSEES ET PARKINGS	36
11.1 METHODOLOGIE DE DIMENSIONNEMENT	36
11.2 COUCHE DE FORME	37
11.3 STRUCTURES DE CHAUSSEES	39
11.4 VÉRIFICATION AU GEL	39
11.5 SYNTHÈSE STRUCTURE.....	41



I - MISSION

Notre mission fait suite au devis n°W24-09-681 du 02/10/2024, signé en bon pour accord le 16/10/2024 par M. BOUTIN de la DIRECTION INTERREGIONALE DE LA MER SUD-ATLANTIQUE, maître d'ouvrage.

Elle a été réalisée à la demande de Monsieur RAMOS de KARDHAM et pour le compte de la DIRECTION INTERREGIONALE DE LA MER SUD-ATLANTIQUE, à l'emplacement envisagé pour l'agrandissement du centre POLMAR, sur la commune de LE-VERDON-SUR-MER (33).

La présente étude correspond à une mission géotechnique de conception phase projet du type G2 PRO sans l'approche des quantités, délais et coûts, selon la norme NF P 94-500 de novembre 2013 annexée, assurée par la SMABTP (contrat n : 418383J) dont l'attestation est disponible en annexes.

Un premier rapport en mission de conception d'avant-projet G2 AVP a été réalisé en novembre 2024. Son contenu est supposé connu et sera synthétisé dans le présent rapport.

Les documents fournis pour remplir notre mission G2-AVP ont été les suivants :

- un dossier de consultation pour enquête géotechnique réalisé par ATES, en date du 17/09/2024,
- un rapport d'investigations géotechniques réalisé par GINGER, en date du 28/07/2022.

Les documents fournis pour remplir notre mission G2-PRO ont été les suivants :

- le plan de masse au stade DCE,
- les plans de fondations des ouvrages au stade DCE,
- les descentes de charges sous fondations DCE communiquées par le BET ATES.

II - LE PROJET

Le projet consiste en l'agrandissement du centre POLMAR avec l'extension d'un bâtiment industriel. Il s'agira d'une extension stockage / auvent, d'une extension auvent et d'un bâtiment de stockage, en simple rez-de-chaussée, sans sous-sol, en structures et bardages métalliques. Le bâtiment de stockage comporte une partie en maçonnerie traditionnelle.

Le projet prévoit également la création d'une extension d'un bâtiment de bureaux en simple rez-de-chaussée, sans sous-sol, en maçonnerie traditionnelle.

Il est également prévu la réalisation de voiries de circulation pour desservir les futures constructions.

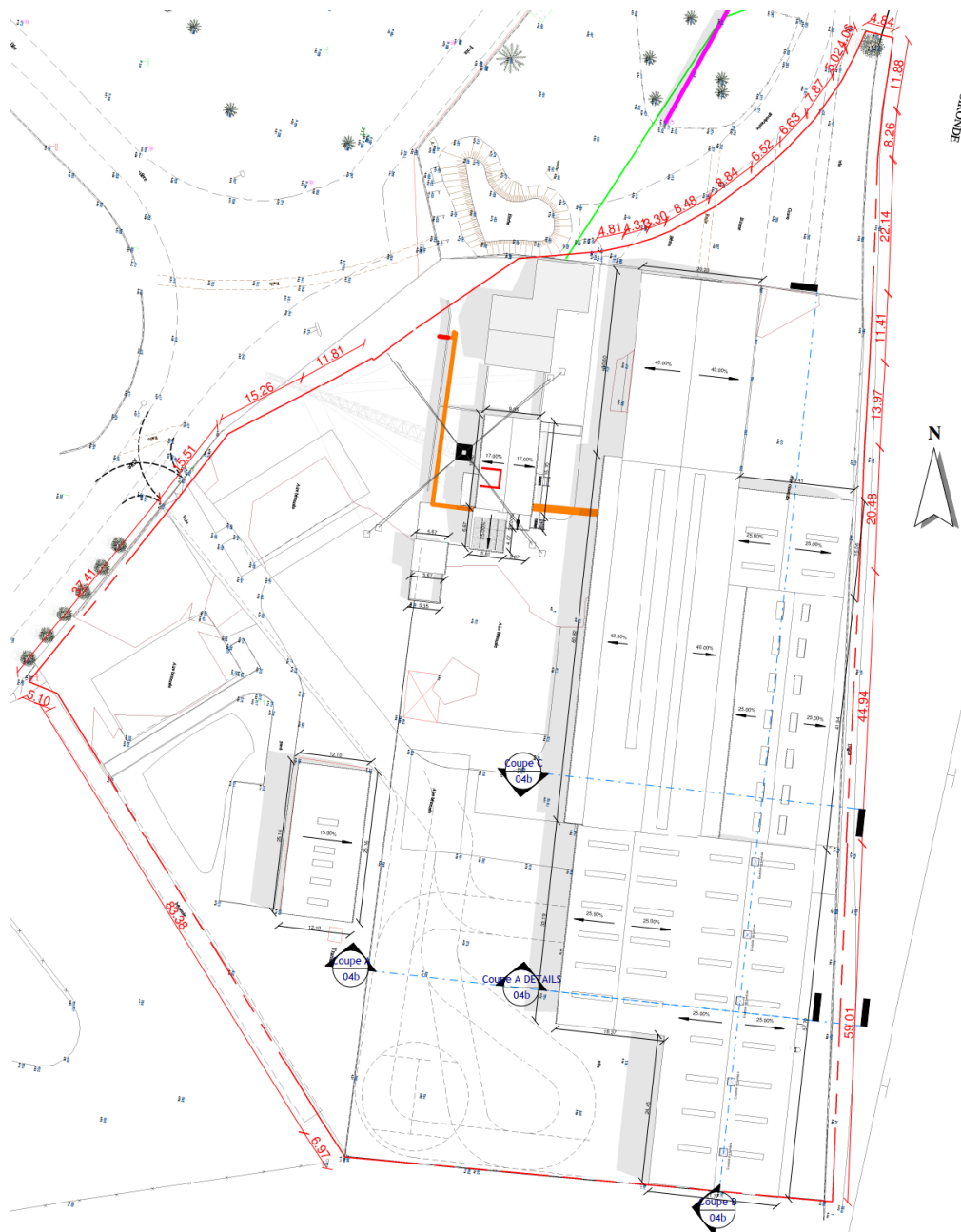
La catégorie de durée d'utilisation du projet est considérée égale à **4** pour les structures courantes de génie civil et de bâtiments, soit une durée indicative d'utilisation du projet de 50 années (tableau 2.1 de l'annexe nationale à la NF EN 1990), sauf avis contraire des projeteurs.

Au regard des caractéristiques du projet, de la complexité géotechnique du site et des conséquences des défaillances de l'ouvrage, la catégorie géotechnique du projet est égale à **2** (tableau AN.2, annexe nationale de la NF EN 1997-1).

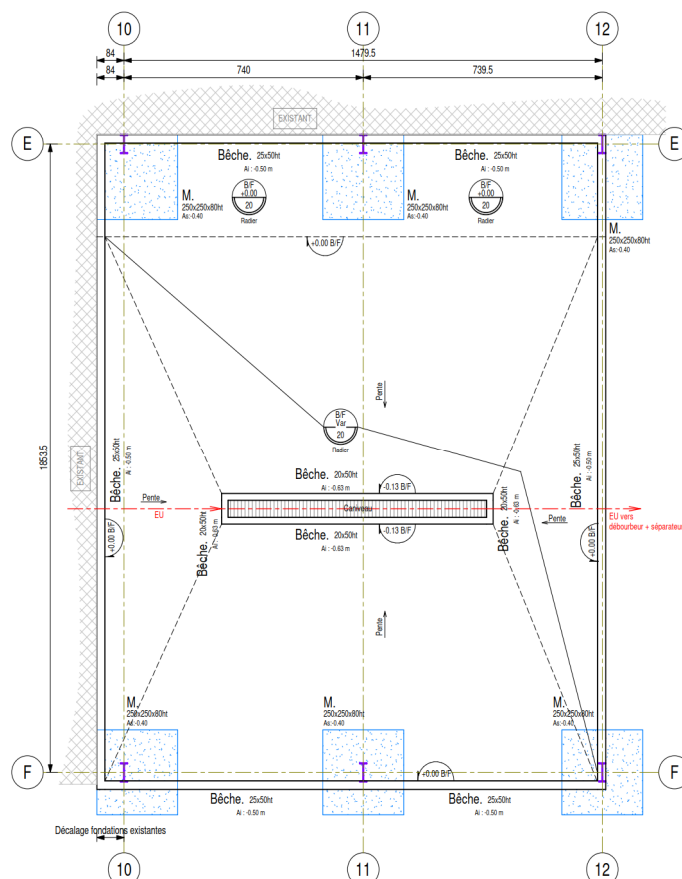
L'ensemble des dispositions constructives et des modes de fondations proposés dans ce rapport repose sur les hypothèses de descentes de charges communiquées par le BET ATES :

- 36 et 47,5 kN/ml sur semelles continues,
- 25 à 105 kN sur massifs isolés,
- 10,1 kN/m² sur radier,
- 5 kN/m² comme charges d'exploitation sur les planchers bas des bureaux,
- 20 kN/m² comme charges d'exploitation sur les planchers bas des bâtiments de stockage.

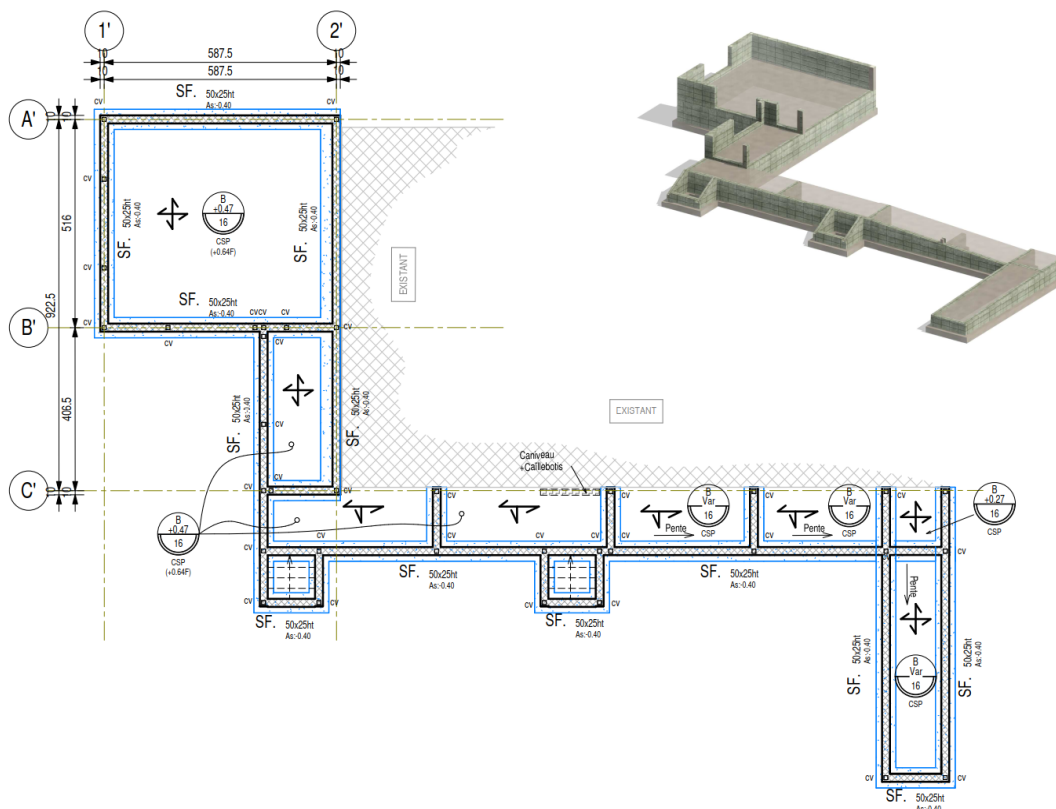
L'altitude du plancher bas ne nous a pas été communiquée ; elle devrait se situer sensiblement au niveau des planchers bas de l'existant, soit sensiblement au niveau de la surface topographique actuelle.



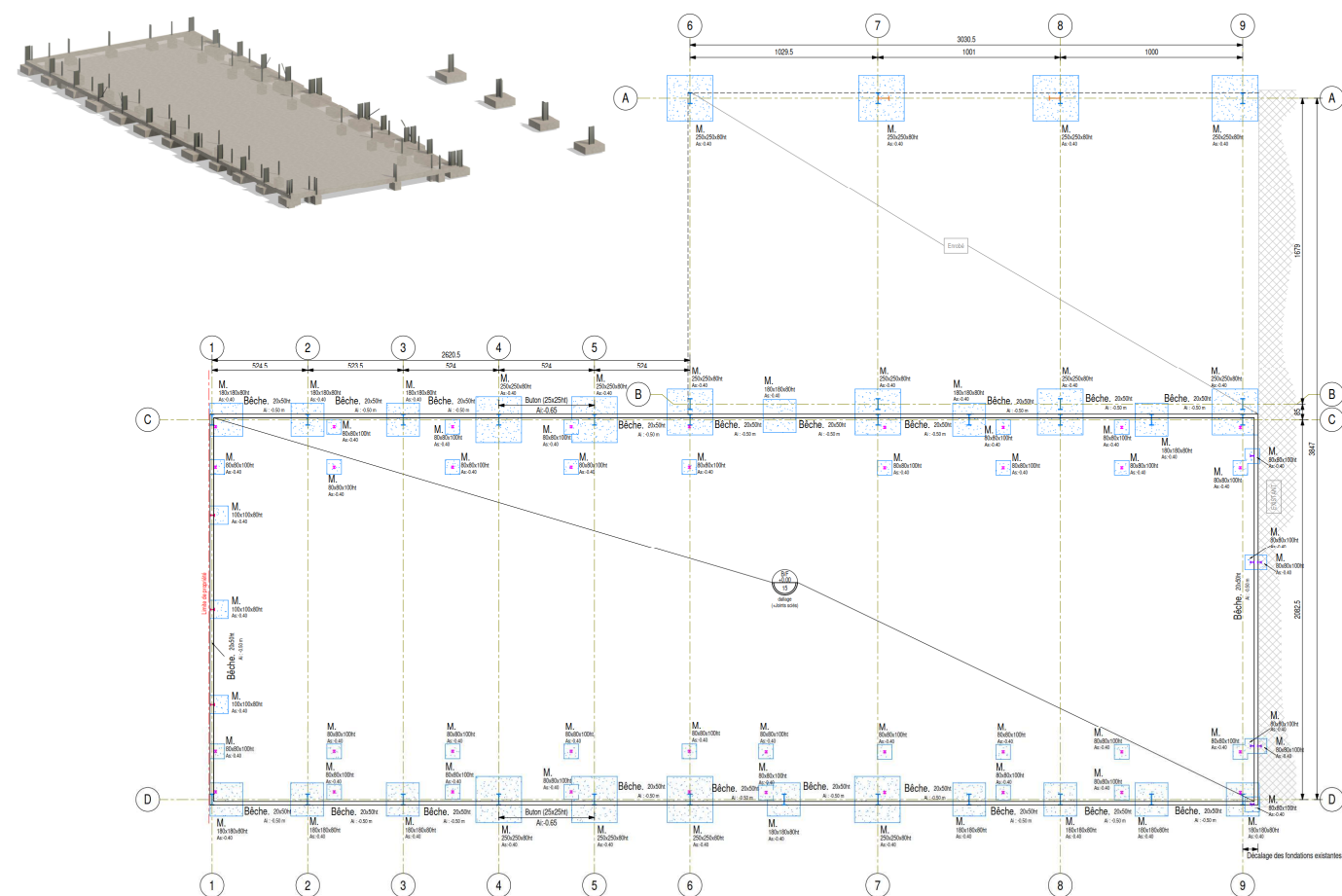
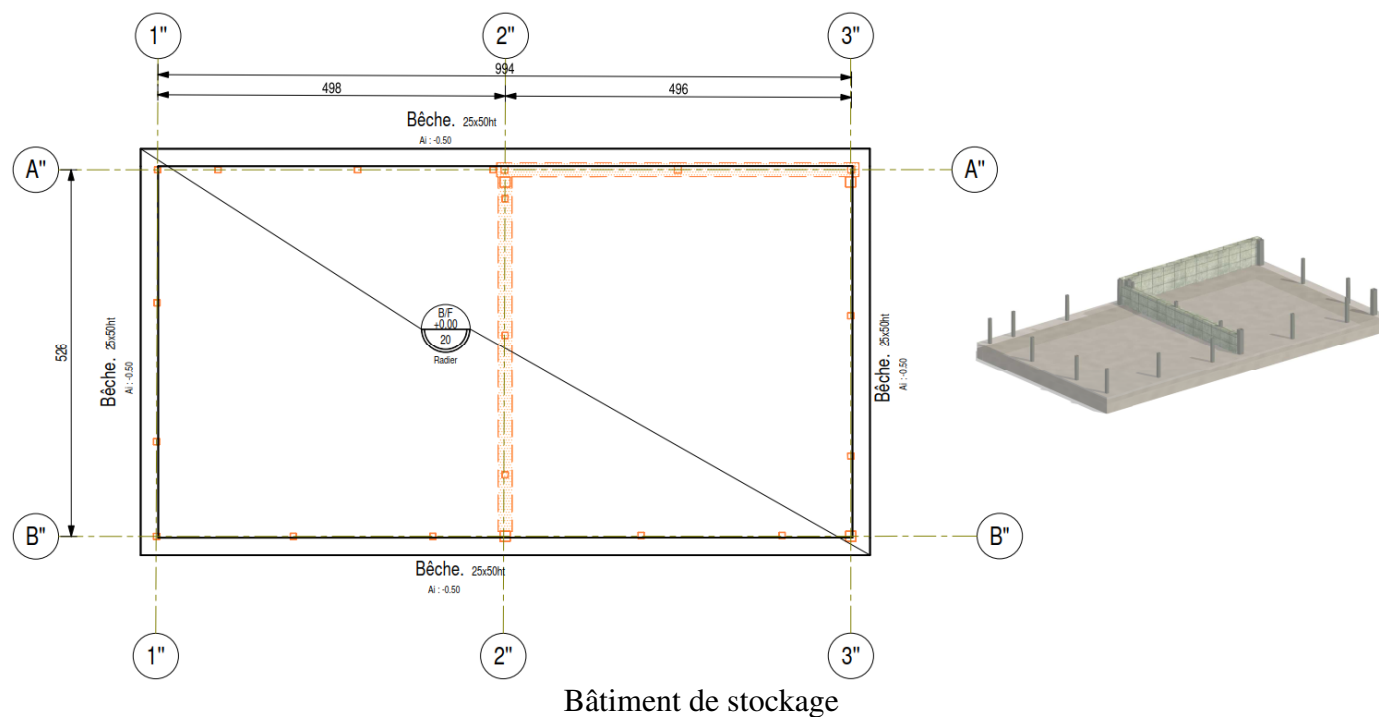
Extrait du plan de masse du projet



Plan de fondations de l'extension auvent



Plan de fondations de l'extension CEI



Plan de l'extension stockage / auvent

NOTES IMPORTANTES : Les données concernant le projet, aussi précises soient-elles, nous ont été communiquées par le Maître de l’Ouvrage ou ses conseils ou résultent d’hypothèses de travail. Si la transcription des informations communiquées ou les hypothèses retenues sont erronées, il conviendra impérativement de nous contacter pour corriger ou compléter ces informations.

Dans le cas contraire notre responsabilité ne pourra pas être engagée sur ces préconisations.

III -LE SITE

La situation du terrain étudié est indiquée sur l’extrait de la carte topographique IGN à 1/25000 placée en annexe.

Au droit de l’extension en partie Nord du bâtiment industriel, il s’agit actuellement d’une zone de stockage en enrobé. Au droit de l’extension des bureaux, il s’agit également d’une zone partiellement enherbée, relativement plane.



Au droit de l’extension Sud du bâtiment industriel, il s’agit actuellement de terrains partiellement enherbés, relativement plats.



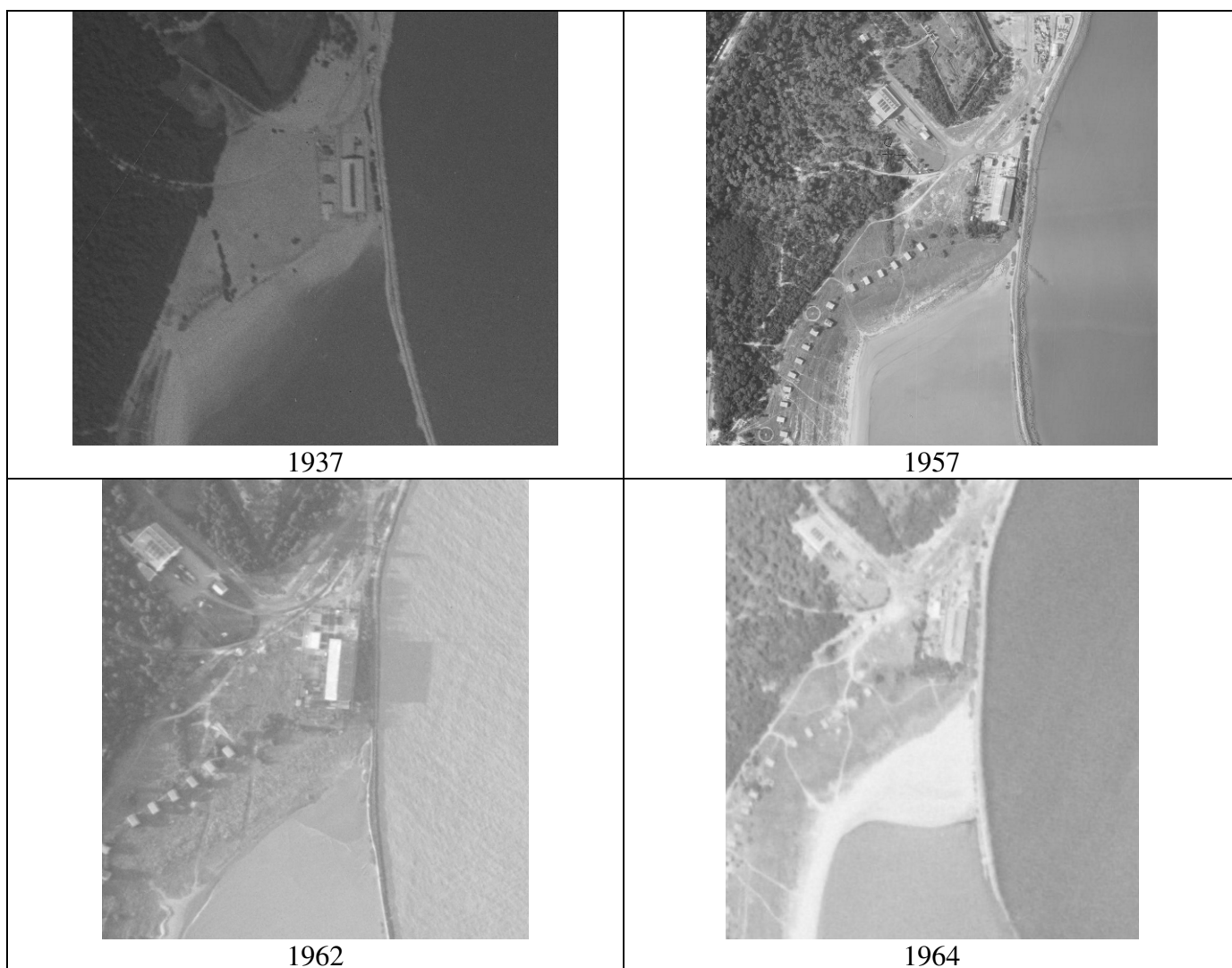
D'après les renseignements en notre possession, et notamment la carte géologique à 1/50000^e, les formations que l'on devrait normalement rencontrer sur le site sont de haut en bas :

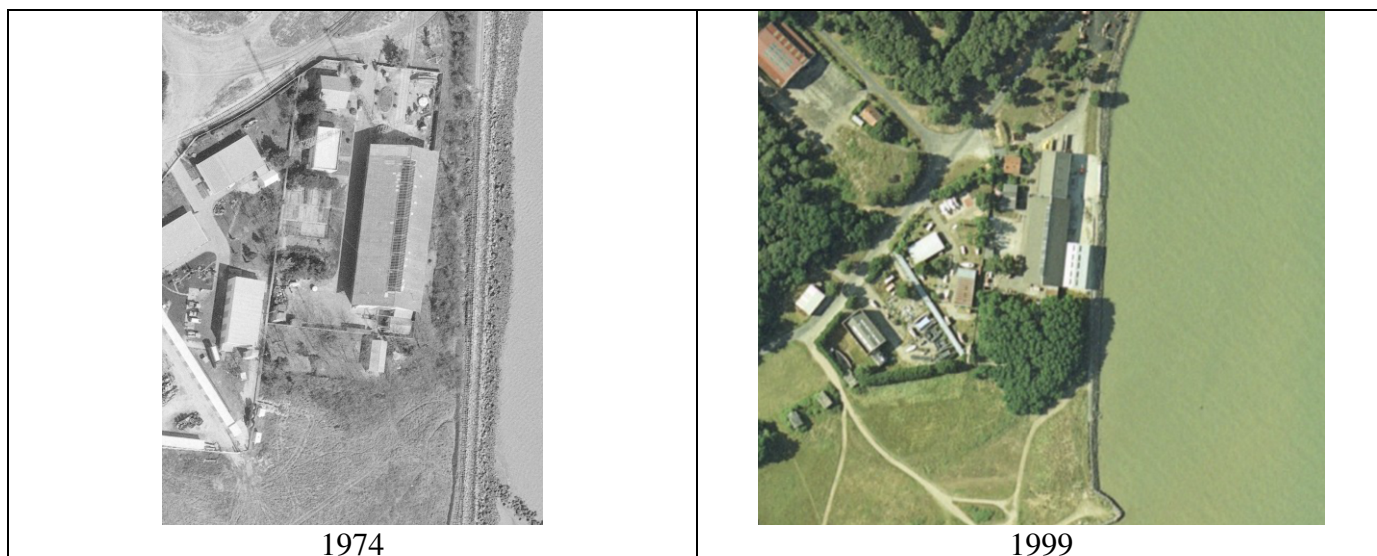
- des **dépôts artificiels**,
- d'éventuelles **alluvions marines**,
- des **sables dunaires**.



Source : www.georisques.gouv.fr

L'étude des anciennes photos aériennes a permis de mettre en évidence que la partie Sud du site était anciennement occupée par une baie qui a été progressivement comblée :





Il n'est donc pas exclu de retrouver sur des hauteurs +/- importantes des dépôts récents ainsi que des remblais. Par la suite, le terrain a été boisé puis défriché. En conséquence, il n'est donc pas exclu de retrouver également des terrains remaniés sur des épaisseurs +/- importantes.

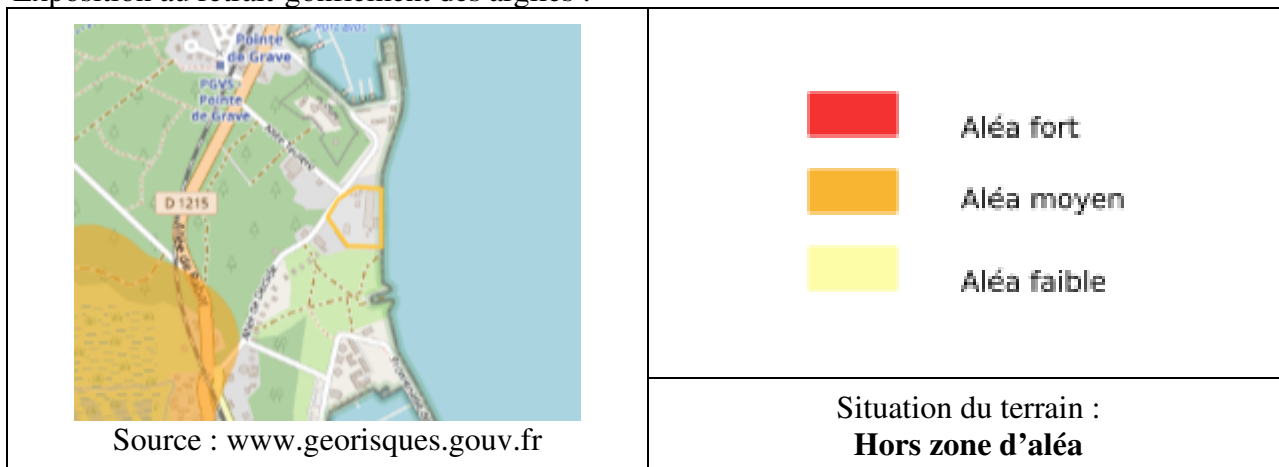
Des arrêtés de reconnaissance de catastrophe naturelle ont été pris sur la commune de LE-VERDON-SUR-MER :

Code NOR	Libellé	Début le	Sur le journal officiel du
IOME2308745A	Sécheresse	30/06/2022	02/05/2023
INTE1228647A	Sécheresse	01/04/2011	17/07/2012
IOCE1006974A	Chocs Mécaniques liés à l'action des Vagues	27/02/2010	13/03/2010
IOCE1032143A	Sécheresse	01/07/2009	13/01/2011
IOCE0902322A	Chocs Mécaniques liés à l'action des Vagues	24/01/2009	29/01/2009
INTE0500808A	Sécheresse	01/07/2003	13/12/2005
INTE9900627A	Chocs Mécaniques liés à l'action des Vagues	25/12/1999	30/12/1999
NOR19830111	Inondations et/ou Coulées de Boue	08/12/1982	13/01/1983
NOR19821130	Inondations et/ou Coulées de Boue	06/11/1982	02/12/1982

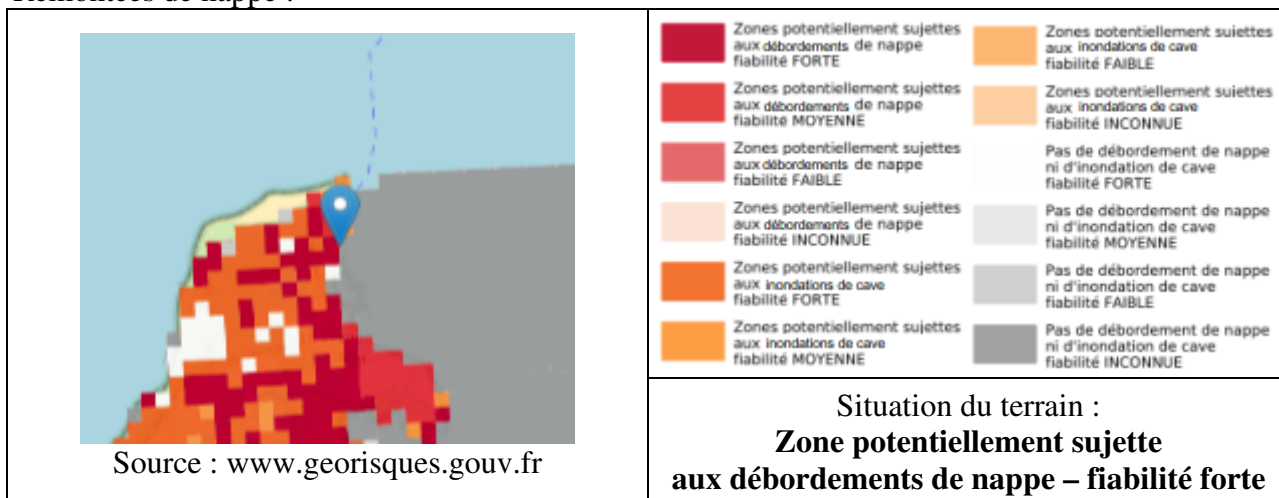
Extrait du site www.georisques.gouv.fr.

Les risques naturels recensés sur le terrain d'étude sont les suivants :

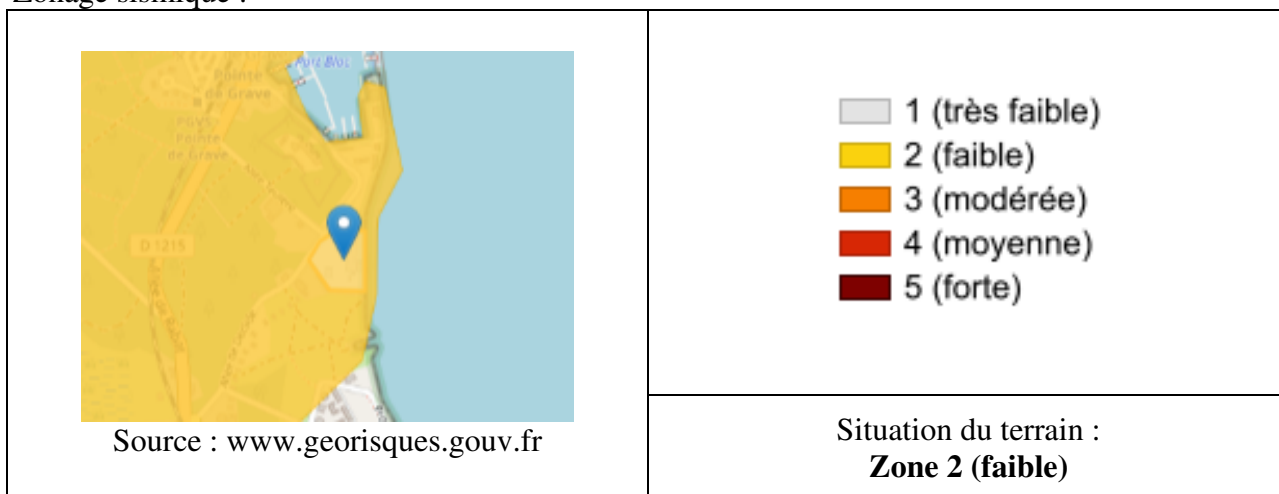
- Exposition au retrait-gonflement des argiles :



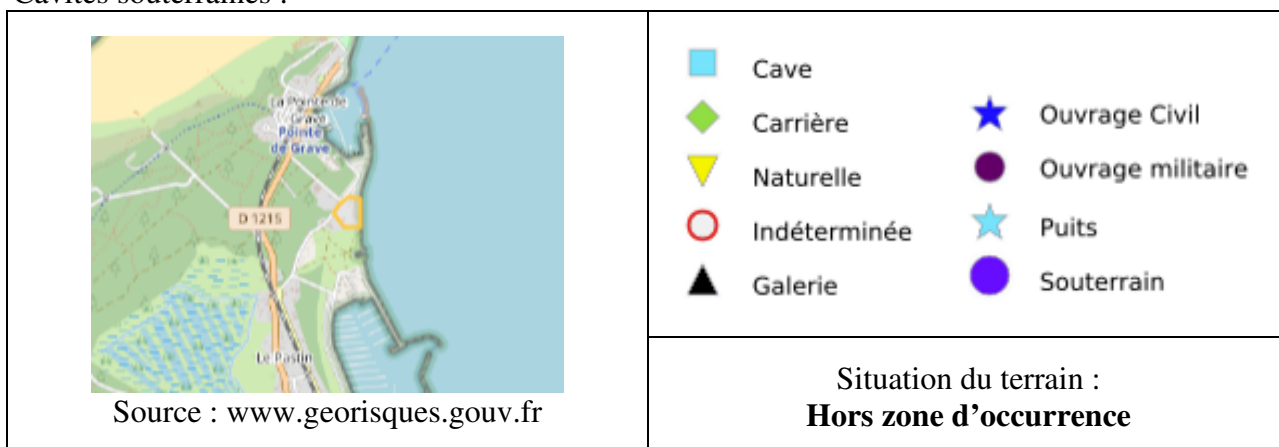
- Remontées de nappe :



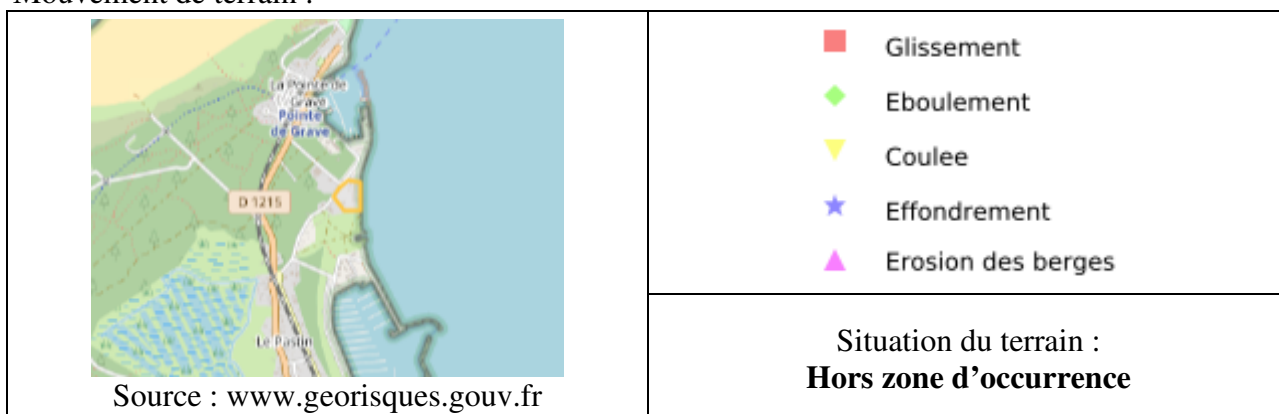
- Zonage sismique :



- Cavités souterraines :



- Mouvement de terrain :



Le terrain d'étude n'est pas concerné par le plan de prévention des risques inondations approuvé sur la commune du VERDON-SUR-MER.

Enfin, le site d'étude ne semble avoir été que légèrement impacté par le bombardement durant la Seconde Guerre Mondiale :



Extrait photographie aérienne du 29/05/1947

IV - ÉTUDE GÉOTECHNIQUE

4.1 MÉTHODE DE TRAVAIL

Nous avons procédé à l'exécution de :

- **4 sondages de reconnaissance** réalisés à la tarière hélicoïdale continue diamètre 63 mm descendus à **15 m** de profondeur par rapport à la surface topographique le 28/10/2024, et associés à **des essais de sol au pressiomètre** (Norme NF P 94-110). Ces sondages sont notés SP1 à SP4 sur le plan d'implantation annexé. Ces sondages ont également été associés à **des essais au pénétromètre dynamique** (Norme NF P 94-115) battus jusqu'à **5 m** de profondeur.
- **2 sondages de reconnaissance** réalisés à la tarière hélicoïdale continue diamètre 63 mm descendus à **15 m** de profondeur par rapport à la surface topographique le 28/10/2024, et associés chacun à **1 essai au pénétromètre dynamique** (Norme NF P 94-115) battu jusqu'à 15 m de profondeur. Ces sondages sont notés SPD5 et SPD6.
- **1 sondage de reconnaissance à la pelle mécanique** (gabarit 2 tonnes) descendu à **1,4 m de profondeur** par rapport à la surface topographique le 28/10/2024, et associé à **1 essai de perméabilité de type MATSUO**. Ce sondage est noté I1 sur le plan d'implantation annexé.
- **5 reconnaissances de fondation**, notées R1 à R5.
- **Des essais de laboratoire** pour la caractérisation géotechnique des matériaux et pour la classification des sols selon le guide technique pour la réalisation des remblais et des couches de forme, LCPC SETRA de juillet 2000.

Les implantations des différents sondages sont reportées sur le plan d'implantation annexé.

Les têtes de sondages ont été nivelées par nos soins en prenant comme référence le seuil d'une des portes d'un des bâtiments existants (altitude de + 5,12 m NGF d'après les plans communiqués). Ce point référence est reporté sur le plan annexé.

Ces altitudes sont inscrites en marge des feuilles de sondages annexées, et sont données avec une précision de +/- 0,1 mètre.

La coupe géologique de chacun des sondages, et les résultats des essais, sont joints sur les feuilles placées en annexe.

Pour mener à bien cette étude, nous nous sommes également appuyés sur 2 essais au pénétromètre statique réalisés par la société GINGER au droit du terrain d'étude le 21/07/2022. Ces coupes sont jointes en annexe.

4.2 RÉSULTATS ET INTERPRÉTATION

4.2.1 NATURE DU SOL

a) Reconnaissance des sols de fondation

Les 7 sondages de reconnaissance ont permis de distinguer les formations ci-après, de haut en bas :

- **Couche 1** : des remblais sableux, de couleur dominante brun-noirâtre, *ponctuellement +/- limoneux, et recouverts par une fine couche d'enrobé et contenant des cailloutis calcaires, des graviers divers et des fragments de brique*, ainsi que des remblais sableux, de couleur dominante marron, *à rares fragments de briques*, de la terre végétale sableuse, de couleur dominante brune, sur les épaisseurs suivantes :

Sondage (n°)	Ep. (m)	Sondage (n°)	Ep. (m)
SP1	2,4	SPD5	1,4
SP2	0,4	SPD6	1,2
SP3	0,4	I1	0,4
SP4	0,5		

- **Couche 2** : des sables, de couleur dominante beige à marron clair, *contenant des passages à débris coquilliers*, puis des sables, de couleur dominante grisâtre, *contenant également des passages à débris coquilliers*, reconnus au-delà.

b) Reconnaissance des fondations existantes

Le puits de reconnaissance **R1** a permis de mettre en évidence une fondation de type massif assise à 1,05 m de profondeur (cote de +3,33 m NGF) dans des remblais sableux marron, à cailloutis calcaires.

En R1, le massif présente une dimension de 120 cm x 120 cm pour une hauteur de 105 cm et présente un débord de l'ordre de 40 à 45 cm.



Le puits de reconnaissance **R2** a permis de mettre en évidence une fondation de type massif béton assise à 1,05 m de profondeur (cote de +3,38 m NGF) dans des sables marron (couche 2).

En R2, le massif présente un débord de 45 cm, une épaisseur de 105 cm et une longueur de 115 cm.



Au droit du puits de reconnaissance **R3**, il a été possible d'observer une petite fosse en béton qui a fortement pénalisé les observations de la fondation. Toutefois, il a été possible de constater une fondation de type **massif béton** assise à 1,48 m de profondeur (cote de +2,96 m NGF) dans des sables beiges (couche 2).

Compte tenu de la présence de cette fosse au-devant du massif, il n'a pas été possible de mesurer les différentes dimensions du massif.



Le puits de reconnaissance **R4** a permis de mettre en évidence une fondation de type **massif béton** assise à 0,80 m de profondeur (cote de +3,46 m NGF) dans des sables beiges (couche 2).

En R4, le massif présente un débord de 25 cm et une épaisseur de 80 cm pour une longueur de 70 cm.



Le puits de reconnaissance **R5** a permis de mettre en évidence une fondation de type **semelle béton** assise à 0,80 m de profondeur (cote de +3,80 m NGF) dans des sables (couche 2).

En R5, la semelle présente un débord de 20 cm et une épaisseur de 30 cm.



Les coupes schématiques et les photographies des puits de reconnaissance de fondations sont jointes en annexe.

4.2.2 L'EAU DANS LE SOL

Des niveaux d'eaux ont été relevés aux profondeurs suivantes par rapport à la surface topographique, du 28/10/2024 au 31/10/2024 :

Sondage (n°)	En fin de forage		En fin de chantier	
	Prof. (m)	Cote (m NGF)	Prof. (m)	Cote (m NGF)
SP1	2,7	+1,42	2,6	+1,52
SP2	2,6	+1,31	2,6	+1,31
SP3	2,7	+1,86	2,6	+1,96
SP4	3,0	+1,29	3,0	+1,29
SPD5	3,0	+1,31	3,0	+1,31
SPD6	3,0	+1,20	3,0	+1,20
I1	<i>Pas d'eau</i>	-	<i>Pas d'eau</i>	-

Il s'agit vraisemblablement d'une nappe dont le niveau fluctue fortement en fonction des apports météorologiques. En période de hautes eaux ou périodes pluvieuses avancées, le niveau de cette nappe pourra être plus proche de la surface topographique actuelle.

Compte tenu de la proximité du site avec l'estuaire, cette nappe est vraisemblablement influencée par le niveau des marées.

AVERTISSEMENTS :

Les cotes des niveaux d'eau communiquées dans ce rapport ne correspondent aucunement au niveau des plus hautes eaux connues, ni à aucun autre niveau de référence et ne constituent qu'une mesure ponctuelle.

La définition des niveaux de référence devra faire l'objet d'un rapport indépendant établi en collaboration avec un bureau d'études spécialisé (hydrogéologue).

4.2.3 CARACTÉRISTIQUES MÉCANIQUES

Les caractéristiques mécaniques mesurées au moyen d'essais au pressiomètre (Norme NF P 94-110), et au pénétromètre dynamique (Norme NF P 94-115) s'avèrent :

■ **Couche 1 : Faibles à moyennes** dans les *remblais* avec :

$$\begin{aligned} E_m &= 2,2 \text{ MPa (1 valeur)} \\ p_l^* &= 0,3 \text{ MPa (1 valeur)} \\ 0,8 \text{ MPa} &\leq q_d \leq + \text{ de } 20 \text{ MPa} \end{aligned}$$

■ **Couche 2 : Faibles à moyennes** dans les *sables* avec :

$$\begin{aligned} 3,5 \text{ MPa} &\leq E_m \leq 60,7 \text{ MPa} \\ 0,3 \text{ MPa} &\leq p_l^* \leq 2,6 \text{ MPa} \\ 0,4 \text{ MPa} &\leq q_d \leq + \text{ de } 20 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Avec : E_m : module pressiométrique ; p_l^* : pression limite nette équivalente ; q_d : résistance dynamique de pointe

4.2.4 CLASSIFICATION GÉOTECHNIQUE DES SOLS

Les essais de laboratoire suivants ont été réalisés sur des échantillons pris dans les sondages, afin de déterminer la classification des sols selon le guide technique de réalisation des remblais et des couches de forme de juillet 2000 (GTR2000) :

- 3 déterminations de la teneur en eau W (Norme NF P 94-050),
- 3 déterminations de la valeur au bleu des sols VBS (Norme NF P 94-068),
- 3 granulométries par tamisage (Norme NF P 94-056) avec tamis de mailles 80 μm et 2 mm fraction 0/50 mm.

Les résultats sont donnés dans le tableau ci-après ; les procès-verbaux des essais sont joints en annexe.

Sondage (n°)	Prof. (m)	Nature	W (%)	Passant à 2 mm (%)	passant à 80 µm (%)	VBS (%)	Classe GTR
I1	0,4 – 1,4	Sable	11,8	99,1	7,4	0,17	B₁
SP1	1,0 – 1,4	Remblais sableux	10,1	95,0	17,1	0,16	B₁
SP3	1,8 – 2,6	Sable à lentilles argileuses	21,4	99,6	30,9	0,7	B₅

Les remblais sableux (couche 1) sont des matériaux de classe GTR D₁ à B₁.

Les sables (couche 2) sont majoritairement des matériaux de classe GTR D₁ à B₁.

Les sables à lentilles argileuses (couche 2) reconnus ponctuellement en SP3 sont des matériaux de classe GTR B₅.

La granulométrie de ces sols de petit calibre les rend facilement érodables et d'une traficabilité difficile à l'état humide. Notons qu'il s'agit de sols pulvérulents et bouillants qui ne se tiendront pas au terrassement.

Ces sols ne sont pas sensibles au phénomène de retrait-gonflement.

4.2.5 CLASSIFICATION SELON LE RISQUE SISMIQUE

a) Le projet :

Les bâtiments dits « à risque normal » sont classés en quatre *catégories d'importance* définies suivant le Code de l'Environnement (article R 563-3). A chaque catégorie d'importance est associé un coefficient d'importance γ_I qui module l'action sismique de référence, conformément à l'Eurocode 8. Ces catégories sont référencées dans le tableau suivant :

Catégorie d'importance	Description	Coefficient d'importance γ_I
I	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Bâtiments dans lesquels il n'y a pas d'activité humaine nécessitant un séjour de longue durée 	0,8
II	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Bâtiments d'habitation individuelle, ▪ Etablissements recevant du public (ERP) de 4^{ème} et 5^{ème} catégorie à l'exception des écoles selon R123-2 et R123-19, ▪ Bâtiments dont la hauteur est inférieure ou égale à 28 mètres dont : <ul style="list-style-type: none"> ▪ Les bâtiments d'habitation collective, ▪ Les bâtiments à usage commercial ou de bureau pouvant accueillir simultanément <u>au plus</u> 300 personnes, ▪ Les bâtiments industriels pouvant accueillir <u>au plus</u> 300 personnes, ▪ Les parcs de stationnement ouverts au public. 	1,0
III	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Etablissements scolaires, ▪ Etablissements recevant du public de 1^{ère}, 2^{ème} et 3^{ème} catégorie selon R123-2 et R123-19, ▪ Bâtiments dont la hauteur est supérieure à 28 mètres dont : <ul style="list-style-type: none"> ▪ Les bâtiments d'habitation collective, ▪ Les bâtiments à usage de bureau, ▪ Les bâtiments pouvant accueillir simultanément <u>plus de</u> 300 personnes dont les bâtiments à usage commercial ou de bureau non classé ERP, ▪ Les bâtiments industriels pouvant accueillir <u>plus de</u> 300 personnes, ▪ Bâtiments des établissements sanitaires et sociaux à l'exception des bâtiments de santé, ▪ Bâtiments des centres de production collective d'énergie. 	1,2
IV	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Bâtiments indispensables à la sécurité civile, la défense nationale et le maintien de l'ordre public (moyens de secours, personnel et matériel de la défense, moyens de communication, sécurité aérienne), ▪ Bâtiments assurant la production et le stockage d'eau potable et la distribution <u>publique</u> d'énergie, ▪ Etablissements de santé, ▪ Centres météorologiques. 	1,4

Les bâtiments considérés dans le présent rapport sont vraisemblablement de catégorie d'importance **II**, soit un coefficient d'importance γ_I de **1,0**.

b) Classification des sols :

La classe du sol a été définie en considérant les profils lithologiques des sondages de reconnaissance et les essais géotechniques réalisés *in situ* et en laboratoire sur les échantillons remaniés ou intacts prélevés dans ces sondages. A chaque classe de sol correspond un coefficient de sol S qui permet de traduire l'amplification de la sollicitation sismique exercée.

Elle est définie selon le tableau ci-dessous :

Classe de sol	Description du profil stratigraphique	Paramètres			S (zone 1 à 4)
		V _s (m/s)	N _{SPT} (cps/30 cm)	C _u (kPa)	
A	Rocher ou autre formation géologique de ce type comportant une couche superficielle d'au plus 5 m de matériau moins résistant	> 800	-	-	1,00
B	Dépôts raides de sable, de gravier ou d'argile sur-consolidée, d'au moins plusieurs dizaines de mètres d'épaisseur, caractérisés par une augmentation progressive des propriétés mécaniques avec la profondeur	360 – 800	> 50	> 250	1,35
C	Dépôts profonds de sable de densité moyenne, de gravier ou d'argile moyennement raide, ayant des épaisseurs de quelques dizaines à plusieurs centaines de mètres	180 – 360	15 – 50	70 – 250	1,50
D	Dépôts de sol sans cohésion de densité faible à moyenne (avec ou sans couches cohérentes molles) ou comprenant une majorité de sols cohérents mous à fermes	< 180	< 15	< 70	1,60
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				1,80
S₁	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 valeur indicative	-	10 – 20	-
S₂	Dépôts de sols liquéfiables d'argiles sensibles ou tout autre profil de sol non compris dans les classes A à E ou S1.				-

Le profil de sol à considérer est de classe **C** et le coefficient de sol S est égal à **1,50**.

c) Classification du site :

Le site géographique est à classer en **zone de sismicité 2** d'après la carte de sismicité de la France (Décret n° 2010-1255 du 22 octobre 2010).

Une valeur d'accélération maximale de référence au niveau d'un sol de type rocheux a_{gr} est définie pour chaque zone de sismicité :

Zone de sismicité	Niveau d'aléa	a _{gr} (m/s ²)
Zone 2	Faible	0,7

Les bâtiments de catégorie d'importance II en zone de sismicité 2 ne requièrent pas le recours à la réglementation parasismique.

4.2.6 PERMÉABILITÉ DES SOLS

1 essai de détermination de la perméabilité a été réalisé.

Il s'agissait d'essais adaptés de l'essai MATSUO à niveau variable permettant d'obtenir le coefficient d'infiltration, réalisés dans les sables (couche 2).

L'essai consiste à injecter de l'eau dans une cavité d'essai dont la base atteint la couche à tester et dont la géométrie est parfaitement connue et ne varie pas. La variation du niveau d'eau en fonction du temps est mesurée. Les pentes déduites des courbes hauteur / temps, en fonction de la géométrie de la cavité, permettent de déterminer le coefficient de perméabilité k , lorsque le régime est considéré pseudo-permanent.

Les essais ont donné les résultats ci-dessous :

Essai (n°)	Nature	Profondeur (m)	Perméabilité k	
			(mm/h)	(m/s)
I1	Sables	1,4	349,9	$9,72 \cdot 10^{-5}$

La classification des sols en fonction des coefficients de perméabilité est donnée dans le tableau ci-dessous :

Perméabilité k (m/s)		10	1	10 ⁻¹	10 ⁻²	10 ⁻³	10 ⁻⁴	10 ⁻⁵	10 ⁻⁶	10 ⁻⁷	10 ⁻⁸	10 ⁻⁹	10 ⁻¹⁰	10 ⁻¹¹
Granulométrie	Homogène	Gravier pur			Sable pur		Sable très fin			Silt		Argile		
	Variée	Gravier gros et moyen		Gravier et sable		Sable et argile-limon								
Degré de perméabilité		Très élevé				Assez élevé		Faible		Très faible		Pratiquement imperméable		
Possibilité d'infiltration		Excellente				Bonnes		Moyennes à faibles			Faibles à nulles			

Il est rappelé qu'il s'agit d'essais ponctuels qui ne reflètent que partiellement la perméabilité à l'échelle du site.

V – ZONE D'INFLUENCE GÉOTECHNIQUE

La zone d'influence géotechnique (ZIG) est le volume de terrain au sein duquel il y a interaction entre d'une part l'ouvrage ou l'aménagement de terrain du fait de sa réalisation et de son exploitation et d'autre part l'environnement (sols, ouvrages existants, aménagements ou biens environnants. La forme et l'extension de cette zone sont spécifiques à chaque site et à chaque ouvrage ou aménagement de terrain.

La zone d'influence géotechnique comprend le site étudié et doit tenir compte des ouvrages existants, des parcelles situées en amont et en aval pouvant être le siège de transits importants d'eaux de ruissèlement et d'infiltration, des voiries, et de la végétation présente localement en limites de propriété ou dans le voisinage.

La visite du site et des environs et les données consultables permettent de proposer une synthèse de l'importance de la ZIG au stade de définition du projet :

Géomorphologie du terrain :	
Parcelle d'étude	Terrain relativement plat

Végétation :	
Parcelle d'étude	Terrain sans végétation arbustive ou arborée

Ouvrages existants :	
Parcelle d'étude	Présence de bâtiments industriels de stockage en structures et bardages métalliques et de bâtiments de bureaux en maçonneries traditionnelles en simple rez-de-chaussée sans sous-sol

Observations importantes :	
Parcelle d'étude	La partie Sud du site était occupée par une grande lagune aujourd'hui comblée et gagnée sur l'estuaire
	Les anciennes photos aériennes montrent également que la partie Sud du site a été ensuite fortement boisée puis défrichée

Lors de la conception du projet, une attention particulière et/ou des dispositions constructives particulières sont donc requises, compte tenu :

- de la géomorphologie du terrain d'étude car s'agissant d'un terrain gagné sur la mer,
- de la présence d'ouvrages mitoyens au projet,
- de la présence d'une nappe à de faibles profondeurs,
- de la présence de remblais et/ou de terrains remaniés sur des hauteurs +/- importantes.

VI – OUVRAGES GEOTECHNIQUES

Les sondages ont permis de mettre en évidence sous une couche de terre végétale et de remblais (couche 1), de 0,4 m à 2,4 m d'épaisseur, des sables faiblement à moyennement compacts (couche 2).

Rappelons qu'un niveau de nappe a été relevé entre 2,6 m et 3,0 m de profondeur entre le 28/10/2024 et 31/10/2024.

6.1 FONDTATIONS

Il a été retenu une solution de fondations de type semelles et/ou massifs ancrés au minimum de 0,5 m dans les sables (couche 2) et ponctuellement dans les remblais sableux (couche 1), dans le cas où ces derniers seraient reconnus sur des épaisseurs trop importantes pour être purgées, tout en respectant une profondeur minimale d'assise de 1,0 m par rapport au terrain fini extérieur.

Le bâtiment de stockage sera fondé par radier assis dans les sables (couche 2) et ponctuellement dans les remblais sableux (couche 1), par l'intermédiaire d'une couche de forme compactée pour la rendre incompressible.

Notons toutefois que les fondations ne pourront pas être assises dans les remblais sableux noirâtres de tête, ce qui pourra conduire à un approfondissement des niveaux des fondations.

Le mode de fondations par semelles et/ou massifs comporte de possibles difficultés de terrassement compte tenu de la nature pulvérulente des sols, de la présence d'une nappe à de faibles profondeurs et de la présence de mitoyens.

➤ Notes :

- Ancrage = hauteur de pénétration de la fondation dans les sables dunaires (couche 2).
- L'épaisseur de la terre végétale et des remblais (couche 1) pouvant varier sensiblement entre les sondages, seul le critère d'ancrage dans les sables dunaires (couche 2) sera retenu, qui pourra conduire à un approfondissement du niveau des fondations.
- Dans le cas où les remblais (couche 1) seraient reconnus sur des épaisseurs trop importantes pour être purgées, les fondations ne devront pas être assises dans les remblais sableux noirâtres de tête, ce qui pourra conduire à un approfondissement du niveau des fondations.

En appliquant l'Eurocode 7 et la norme d'Application Nationale NF P 94-261 "Fondations superficielles", les contraintes de calcul aux états limites des sables dunaires (couche 2) et des remblais (couche 1) sont déterminées avec la relation suivante :

$$\begin{aligned} D' \text{ où } q_{\text{net}} &= 0,28 \text{ MPa} \\ R_{v;d} \text{ (ELU) } / A' &= q_{\text{net}} / \gamma_{R;d} \text{ (ELU) } \times \gamma_{R;d;v} = 0,16 \text{ MPa} \\ R_{v;d} \text{ (ELS) } / A' &= q_{\text{net}} / \gamma_{R;d} \text{ (ELS) } \times \gamma_{R;d;v} = 0,10 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Le dimensionnement des fondations est vérifié au chapitre VIII.

6.2 PLANCHERS BAS

D'après les informations communiquées par ATES, les surcharges d'exploitation sur les planchers bas devraient être de l'ordre de :

- 5 kN/m² réparties pour l'extension des bureaux,
- 20 kN/m² réparties pour les bâtiments de stockage.

Les planchers bas de bâtiments industriels et de bureaux sont encadrés par la norme NF P 11-213-1-1-1 (NF DTU 13.3 partie 1-1-1).

Les planchers bas seront mis en œuvre sur les terrassements (dallages sur terre-plein), en respectant les précautions de réalisation suivantes :

1. Travail impératif en période météorologique favorable : favoriser un état hydrique moyen pour les sols, éviter les périodes pluvieuses ou post pluvieuses. Dans le cas contraire la grande sensibilité à l'eau des sols entrainera vraisemblablement des purges complémentaires et l'épaississement de la couche de forme.
2. Purge des cinquante premiers centimètres des remblais (couche 1), des éventuelles poches médiocres et des sols détériorés par les engins de terrassement ou par les eaux de pluie, des anciennes maçonneries enterrées pouvant constituer des points durs et des souches. **Dans l'impossibilité, faire porter les planchers bas par les fondations.**
3. Compactage soigné du fond de forme à 95 % de l'Optimum Proctor Normal (O.P.N.).
4. Un géotextile de classe élevée pour éviter sa perforation sera mis en place à l'interface avec les sols pour éviter la contamination des nouveaux remblais.
5. Mise en place des remblais de substitution ou d'alignement de niveau traités en couche de forme sur toute leur hauteur, et/ou d'une **couche de forme de 50 cm d'épaisseur minimale**, en concassé de roche dure non gélive de type concassé calcaire ou diorite, fraction 0/31,5 mm, compactés selon les règles de l'art.
6. Contrôle de la couche de forme, tous les 60 cm de hauteur, à l'aide d'une campagne d'essais de détermination du module sous chargement statique à la plaque E_{V2} selon la norme NF P 94-117-1 et de détermination du module sous chargement statique E_{V1} et du rapport de compactage E_{V2}/E_{V1} selon le mode opératoire LCPC-CT2. Pour des charges d'exploitations inférieures ou égales à 20 kN/m² réparties, 20 kN ponctuelles ou 20 kN/roue mobiles, la valeur minimale du module E_{V2} devra être de 50 MPa avec un rapport E_{V2}/E_{V1} inférieur à 2,2 ; s'assurer de résultats homogènes sur la plateforme.

AVERTISSEMENTS :

- L'usage pour le compactage d'un rouleau vibrant à forte énergie est déconseillé au contact des mitoyens.

- Les matériaux d'apport seront conformes aux prescriptions de la norme NF P 11-213-1-1-1 de décembre 2021, Annexe A.2.2. Ils doivent satisfaire aux critères suivants :
 - ne pas figurer dans la liste des matériaux à exclure ou des matériaux à exclure sauf action sur la granularité de l'annexe A.2.2,
 - dimension des plus gros éléments compatibles avec les tolérances de réglage et l'épaisseur des couches mises en œuvre,
 - acceptabilité environnementale,
 - insensibilité à l'eau,
 - insensibilité au gel dans certains cas, notamment en zone périphérique au dallage et pour les dalles extérieures,
 - aptitude à drainer l'eau (arrivées d'eau zénithales pendant le chantier, interaction avec arrivées d'eau sous-jacentes), le cas échéant.
- **Les épaisseurs de la préparation des sols et de la couche de forme préconisées à chaque étape sont minimales.** Il ne pourra nous être reproché ce dimensionnement en mission G2 de projet si les conditions du chantier conduisent à l'épaississement de cette couche de forme ou à la mise en œuvre de techniques particulières pour obtenir les valeurs de réception de la plateforme ; **des missions complémentaires G3 et G4 en phase d'exécution permettront de réduire les aléas résiduels** concernant le comportement des sols lors des terrassements, en fonction de leurs propriétés hydriques constatées.

6.2 TERRASEMENTS

Les terrassements dans les remblais (couche 1) et les sables dunaires (couche 2) ne présenteront pas de difficultés particulières tant que les conditions météorologiques seront favorables (ni pluie, ni gel).

Dans le cas contraire, la grande sensibilité à l'eau de ces sols nécessitera des purges complémentaires, des mesures de drainage et/ou d'assainissement des fouilles par pompage et/ou de blindage des fouilles.

Rappelons que les remblais sableux (couche 1) et les sables (couche 2) sont des matériaux pulvérulents et bouillants qui ne se tiendront pas au terrassement d'autant plus s'ils sont circulés par l'eau. En l'absence de blindage des fouilles, il sera très difficile d'en maîtriser la géométrie ce qui pourra entraîner des volumes de béton supplémentaires.

L'utilisation d'une pelle mécanique de moyenne puissance devrait suffire dans ces terrains meubles.

Les talus provisoires de la fouille seront dressés en première approche, avec une pente maximale de 2H/3B (2 de hauteur pour 3 de base) dans les remblais (couche 1) et les sables dunaires (couche 2). Ils seront protégés de l'érosion par des feuilles de polyane soigneusement fixées le temps du chantier, purgés au préalable des blocs instables, pour assurer la sécurité des personnes et des biens.

Nous conseillons de réaliser les travaux de terrassement hors périodes pluvieuses de manière à limiter des risques de déstabilisation des fouilles et hors périodes de hautes eaux afin de s'affranchir d'un potentiel niveau de nappe à de faibles profondeurs qui compliquerait fortement les opérations de terrassement.

VII – STABILITE GENERALE DU SITE

La vérification de la stabilité générale d'un site, notamment ceux en pente, doit être effectuée conformément aux dispositions de la norme NF EN 1997-1 et plus particulièrement l'article 7.6.1.1 et la section 11 (stabilité générale), complétées par celles du paragraphe 8.2 de la norme d'application nationale NF P 94-262.

On doit vérifier au moins que, pour toute surface de rupture potentielle qui englobe la fondation complète, l'ensemble des actions qui tendent à faire glisser le massif limité par cette surface est équilibré par la résistance au cisaillement du sol le long de celle-ci.

On doit vérifier que l'inégalité suivante est satisfaite pour tous les cas de charge et de combinaisons de charges et toutes les surfaces de glissement potentiel :

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

Avec :

- $T_{dst;d}$: valeur de calcul de l'effet déstabilisant des actions qui agissent sur le massif limité par la surface de glissement étudiée,
- $R_{st;d}$: valeur de calcul de la résistance stabilisatrice ultime mobilisée le long de la surface de glissement correspondante,
- $\gamma_{R;d}$: facteur partiel de mobilisation au cisaillement des terres = 1 (0,9 si l'ouvrage est peu sensible aux déformations) dans le cas de l'approche 2 et 1,2 (1,1 si l'ouvrage est peu sensible aux déformations) dans le cas de l'approche 3.

Le site est quasiment plat et le projet ne comporte pas de terrassements importants. Dans ces conditions la stabilité générale du site est assurée.

VIII – DIMENSIONNEMENT DES FONDATIONS

8.1 PRINCIPES GENERAUX AUX ETATS LIMITES

8.1.1 ÉTATS LIMITES ULTIMES

Tous les phénomènes qui peuvent entraîner la ruine de l'ouvrage doivent être pris en compte et vérifiés lorsqu'il y a lieu, conformément aux prescriptions de l'Eurocode 7 et de la norme d'application nationale NF P 94-261.

Les vérifications minimales à établir aux ELU sont listées ci-dessous :

Projet	Etat-limite	Situation de projet (caractère)	Combinaison d'action
Tous les projets	GEO : poinçonnement	Exécution (transitoire)	Fondamentale
	GEO : excentrement du chargement	et	
	GEO : glissement	Exploitation (durable)	
	STR : structure de la fondation	et/ou	
Selon le cas	GEO : tassement / rotation	Exploitation (transitoire)	
	UPL : soulèvement		
Selon le cas	GEO / STR	Accidentelle (choc)	Accidentelle

8.1.2 ÉTATS LIMITE DE SERVICE

Tous les phénomènes qui peuvent être préjudiciables à la fonction de la structure portée par la fondation, et le cas échéant, à la fonction des constructions voisines doivent être considérés.

Les vérifications minimales à établir aux ELS sont listées ci-dessous :

Projet	Etat-limite	Situation de projet (caractère)
Tous les projets	GEO : tassement / rotation / tassement différentiel	Quasi-permanent
	GEO : excentrement du chargement	et/ou
	GEO : limitation de la charge transmise au terrain	Caractéristique
	STR : structure de la fondation	

8.2 DESCENTES DE CHARGES AUX ETATS LIMITES

L'ensemble des dispositions constructives et des modes de fondations proposés dans ce rapport repose sur les hypothèses de descentes de charges communiquées par le BET ATES :

- 36 et 47,5 kN/ml sur appuis continus,
- 25 à 105 kN sur appuis isolés,
- 10,1 kN/m² sur radier.

L'arase supérieure des massifs est à - 0,4 m et celle des semelles filantes est à - 0,4 m.

Le poids propre des fondations n'a pas été intégré aux descentes de charges communiquées. Pour les justifications, la charge correspondant au poids des fondations + GB + sol sur fondation à considérer sera intégrée aux charges permanentes en considérant une masse volumique du béton de fondation de 25 kN/m³, du gros béton de 20 kN/m³ et du sol sur fondation de 18 kN/m³.

Pour le dimensionnement, les différentes combinaisons d'action à considérer sont les suivantes :

- ELU durable et transitoire : combinaisons fondamentales

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

Avec $\gamma_{G,sup} = 1,35$, $\gamma_{G,inf} = 1,0$, $\gamma_{Q,1} = 1,5$ (0 si favorable) et $\gamma_{Q,i} = 1,5$ (0 si favorable)

- ELS caractéristique :

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum_{j > 1} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

- ELS quasi-permanent :

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

Les valeurs recommandées des coefficients ψ pour les charges d'exploitation des bâtiments sont les suivantes :

Action	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Charges d'exploitation des bâtiments (voir EN 1991-1.1) :			
Catégorie B : bureaux	0,7	0,5	0,3
Catégorie E : stockage	1,0	0,9	0,8
Charges dues à la neige sur les bâtiments :			
Lieux situés à une altitude ≤ 1000 m a.n.m.	0,5	0,2	0
Charges dues au vent sur les bâtiments :	0,6	0,2	0

Les combinaisons de charges vérifiées ont été les suivantes :

Fondation	Dimensions (cm)	Etats limites	Vz (kN/ml)	Hx (kN/ml)	My (kN.m/ml)	Ey (m)
SF2	50 x 25ht AS = -40 GB = 35*	ELU D&T	79,43	0,00	0,00	0,0000
			47,73	0,00	0,00	0,0000
		ELS C	57,73	0,00	0,00	0,0000
			47,73	0,00	0,00	0,0000
		ELS QP	50,73	0,00	0,00	0,0000
			47,73	0,00	0,00	0,0000

* Pour respecter encastrement d'au moins 1 m

Fondation	Dimensions (cm)	Etats limites	Vz (kN)	Hx (kN)	Hy (kN)	Mx (kN.m)	My (kN.m)	Ex (m)	Ey (m)
Auvent Nord E11	250 x 250 x 80ht AS = -40 GB = 5	ELU D&T	348,19	-40,35	30,00	13,50	32,28	0,0388	0,0927
			131,25	-51,00	30,00	-21,00	40,80	-0,1600	0,3109
		ELS C	252,75	-26,00	20,00	12,00	20,80	0,0475	0,0823
			156,25	-31,00	20,00	-4,00	24,80	-0,0256	0,1587
		ELS QP	206,25	9,00	0,00	30,00	-7,20	0,1455	-0,0349
Stockage B7	250 x 250 x 80ht AS = -40 GB = 5	ELU D&T	444,04	38,40	0,00	0,00	-30,72	0,0000	-0,0692
			95,25	-33,00	0,00	0,00	26,40	0,0000	0,2772
		ELS C	320,55	28,00	0,00	0,00	-22,40	0,0000	-0,0699
			145,25	-14,00	0,00	0,00	11,20	0,0000	0,0771
		ELS QP	273,97	18,40	0,00	0,00	-14,72	0,0000	-0,0537
Stockage M2	80 x 80 x 100ht AS = -40 GB = 5	ELU D&T	64,68	0,00	0,00	0,00	0,00	0,0000	0,0000
			31,25	0,00	0,00	0,00	0,00	0,0000	0,0000
		ELS C	46,25	0,00	0,00	0,00	0,00	0,0000	0,0000
			31,25	0,00	0,00	0,00	0,00	0,0000	0,0000
		ELS QP	43,25	0,00	0,00	0,00	0,00	0,0000	0,0000
Stockage M3	180 x 180 x 80ht AS = -40 GB = 5	ELU D&T	155,60	0,00	0,00	0,00	0,00	0,0000	0,0000
			71,37	0,00	0,00	0,00	0,00	0,0000	0,0000
		ELS C	113,87	0,00	0,00	0,00	0,00	0,0000	0,0000
			81,37	0,00	0,00	0,00	0,00	0,0000	0,0000
		ELS QP	101,37	0,00	0,00	0,00	0,00	0,0000	0,0000
Radier stockage	994 x 526 x 20ht GB = 5	ELU D&T	1208,14	0,00	0,00	0,00	0,00	0,0000	0,0000
			313,81	0,00	0,00	0,00	0,00	0,0000	0,0000
		ELS C	836,81	0,00	0,00	0,00	0,00	0,0000	0,0000
			313,81	0,00	0,00	0,00	0,00	0,0000	0,0000
		ELS QP	732,21	0,00	0,00	0,00	0,00	0,0000	0,0000
			313,81	0,00	0,00	0,00	0,00	0,0000	0,0000

Ces combinaisons de charges seront à confirmer par un BET structures.

8.3 MODELE DE TERRAIN

Les calculs de dimensionnement seront menés selon l'approche du « modèle de terrain » exposé dans la norme d'application nationale NF P 94-261 de l'Eurocode 7.

Le modèle de terrain retenu pour les calculs sera le suivant :

Couche (n°)	Nature	Ep. (m)	α	Em (MPa)	Pl _e * (MPa)	c' (kPa)	c _u (kPa)	φ' (°)	γ (kN/m³)
0	Nouveaux remblais	0,5	1/3	5,0	0,50	0	0	30	18
2	Sables	> 10	1/3	3,5	0,35	0	0	30	18

Avec : **Em**, module pressiométrique ; **Pl_e***, Pression limite nette ; **c'**, cohésion effective (long terme) ; **c_u**, cohésion non drainée (court terme) ; **φ'**, angle de frottement interne effectif (long terme) ; **γ** poids volumique.

8.4 CAPACITE PORTANTE (ELU & ELS)

A l'ELU, pour les situations durables et transitoires, pour démontrer qu'une fondation superficielle supporte la charge de calcul avec une sécurité adéquate vis-à-vis d'une rupture par défaut de portance du terrain, on doit vérifier, selon l'approche de calcul 2 de la norme NF EN 1997-1, que l'inégalité suivante est satisfaite, pour tous les cas de charges et de combinaisons de charges :

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

Avec :

- **V_d** : valeur de calcul de la composante verticale de la charge transmise par la fondation superficielle au terrain (donc poids de la fondation comprise),
- **R₀ = Aq₀ = AγH** : valeur du poids du volume de sol constitué du volume de la fondation sous le terrain après travaux et des sols compris entre la fondation et la surface après travaux ; **A** : largeur de la fondation,
- **R_{v;d} = $\frac{A' q_{net}}{\gamma_{R,v} \times \gamma_{R;d,v}}$** : valeur de calcul de la résistance nette du terrain sous la fondation superficielle ; **A'** : valeur de la surface effective de la semelle (annexe Q NF P 94-261) ; **q_{net}** : contrainte associée à la résistance nette du terrain sous la fondation superficielle ; **γ_{R,v}** : valeur du facteur partiel permettant le calcul de la portance à l'ELU durables & transitoires = 1,4 ; **γ_{R;d,v}** : coefficient de modèle associé à la résistance nette du terrain = 1,2 pour les méthodes pressiométriques et pénétrométriques et 2 pour le calcul à partir des propriétés de cisaillement du sol.

À partir de la méthode pressiométrique, la contrainte associée à la résistance nette du terrain sous la fondation superficielle **q_{net}** est obtenu selon la relation suivante :

$$q_{net} = k_p \cdot P_{le}^* \cdot i_\delta \cdot i_\beta$$

Avec :

- **P_{le}*** : pression limite nette déterminée au moyen de l'essai de sol au pressiomètre,
- **k_p** : facteur de portance pressiométrique dont le calcul est exposé au chapitre D.2.3 de l'annexe D de la norme NF P 94-261,
- **i_δ** : coefficient de réduction de portance lié à l'inclinaison de la charge égal à 1 si la charge est verticale,

- i_β : coefficient de réduction de portance lié à la proximité d'un talus de pente β égal à 1 si la fondation est suffisamment éloignée d'un talus ($d > 8B$),

Le critère de limitation de la charge transmise au terrain est également à vérifier à l'ELS quasi-permanent et caractéristique selon le même principe que pour la vérification de la capacité portante aux ELU durables et transitoires, avec la valeur de 2,3 pour $\gamma_{R;v}$.

Ces vérifications ont été menées au moyen d'un outil développé en interne. Les notes de calcul sont annexées.

Les résultats sont synthétisés ci-dessous :

Fondation	V _d (kN ou kN/ml)		R _{v;d} + R ₀ (kN ou kN/ml)		Critère de rupture
	ELU	ELS	ELU	ELS	
SF2 - CEI	79,43	57,73	150,19	93,88	Vérifié / Vérifié
E11 – Auvent Nord	348,19	252,75	1268,24	850,76	Vérifié / Vérifié
B7 - stockage	444,04	320,55	1487,39	958,39	Vérifié / Vérifié
M2 - stockage	64,68	456,25	227,37	144,94	Vérifié / Vérifié
M3 - stockage	155,60	113,87	991,00	631,75	Vérifié / Vérifié
Radier - stockage	1208,14	836,81	11835,15	7296,07	Vérifié / Vérifié

Le critère de rupture est vérifié.

8.5 EXCENTREMENT (ELU & ELS)

Pour les situations durables et transitoires, afin de limiter l'excentrement e , il convient de vérifier les relations suivantes :

- pour une semelle filante de largeur B : $1 - \frac{2e}{B} \geq \frac{1}{15}$
- pour une semelle rectangulaire de largeur B et de longueur L : $(1 - \frac{2e_B}{B})(1 - \frac{2e_L}{L}) \geq \frac{1}{15}$

Pour les combinaisons de charge à l'ELS caractéristique, afin de limiter l'excentrement e , il convient de vérifier les relations suivantes :

- pour une semelle filante de largeur B : $1 - \frac{2e}{B} \geq \frac{1}{2}$
- pour une semelle rectangulaire de largeur B et de longueur L : $(1 - \frac{2e_B}{B})(1 - \frac{2e_L}{L}) \geq \frac{1}{2}$

Pour les combinaisons de charge à l'ELS quasi-permanent et fréquent, afin de limiter l'excentrement e , il convient de vérifier les relations suivantes :

- pour une semelle filante de largeur B : $1 - \frac{2e}{B} \geq \frac{2}{3}$
- pour une semelle rectangulaire de largeur B et de longueur L : $(1 - \frac{2e_B}{B})(1 - \frac{2e_L}{L}) \geq \frac{2}{3}$

Ces vérifications ont été menées au moyen d'un outil développé en interne. Les notes de calcul sont annexées.

Fondation	i _e			Critère d'excentrement
	ELU D&T	ELS C	ELS QP	
SF2 - CEI	1,00	1,00	1,00	Vérifié / vérifié / vérifié
E11 – Auvent Nord	0,66	0,90	0,86	Vérifié / vérifié / vérifié
B7 - stockage	0,78	0,94	0,96	Vérifié / vérifié / vérifié
M2 - stockage	1,00	1,00	1,00	Vérifié / vérifié / vérifié
M3 - stockage	1,00	1,00	1,00	Vérifié / vérifié / vérifié
Radier - stockage	1,00	1,00	1,00	Vérifié / vérifié / vérifié

Le critère d'excentrement est vérifié.

8.6 GLISSEMENT (ELU)

A l'ELU, pour les situations durables et transitoires, pour démontrer que la fondation superficielle supporte la charge de calcul avec une sécurité adéquate vis-à-vis d'une rupture par glissement sur le terrain, on doit vérifier, selon l'approche de calcul 2 de la norme NF EN 1997-1 que l'inégalité suivante est satisfaite, pour tous les cas de charge et de combinaisons de charge :

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

Avec :

- H_d : valeur de calcul de la composante horizontale ou parallèle à la base de la fondation de la charge transmise au terrain,
- $R_{p;d}$: valeur de calcul de la résistance frontale ou tangentielle de la fondation à l'effet de H_d . Elle n'est habituellement pas prise en compte sauf justification,
- $R_{h;d}$: valeur de calcul de la résistance au glissement de la fondation sur le terrain.

En conditions non drainées $R_{h;d} = \min \left\{ \frac{A' c_{u,k}}{\gamma_{R;h} \times \gamma_{R;d;h}} ; 0,4V_d \right\}$,

Avec :

- V_d : valeur de calcul de la composante verticale de la charge transmise par la fondation au terrain déduite de la situation de calcul fournissant la valeur de la composante H_d ,
- $\gamma_{R;h}$: facteur partiel pour la résistance au glissement de la fondation = 1,1,

- $\gamma_{R;d,h}$: coefficient de modèle lié à l'estimation de la résistance au glissement = 1,1,
- $C_{u;k}$: valeur caractéristique de la cohésion non drainée du terrain d'assise de la fondation.

En conditions drainées $R_{h;d} = \frac{V_d \tan \delta_{a;k}}{\gamma_{R:h} \times \gamma_{R;d,h}}$,

Avec :

- $\delta_{a;k}$: valeur caractéristique de l'angle de frottement à l'interface entre la base de la fondation et le terrain (dans le cadre de l'approche 2 $\delta_{a;k} = \delta_{a;d}$). La valeur de l'angle de frottement $\delta_{a;d}$ peut être égale à la valeur de calcul de l'angle de frottement interne à l'état critique ϕ'_{crit}

Ces vérifications ont été menées au moyen d'un outil développé en interne. Les notes de calcul sont annexées.

Fondation	H _d (kN ou kN/ml)	R _{h,d} (kN ou kN/ml)	Critère de glissement
	ELU	ELU	
SF2 - CEI	0,00	22,77	Vérifié
E11 – Auvent Nord	59,17	62,63	Vérifié
B7 - stockage	38,40	45,45	Vérifié
M2 - stockage	0,00	14,91	Vérifié
M3 - stockage	0,00	34,05	Vérifié
Radier - stockage	0,00	149,73	Vérifié

Le critère de glissement est vérifié.

8.7 TASSEMENT ET ROTATION (ELU & ELS)

La valeur de tassement a été estimée pour un chargement à l'ELS quasi-permanent selon la procédure d'estimation du tassement d'une fondation superficielle à partir des modules pressiométriques Ménard.

Dans le cas d'un sol hétérogène, les tassements sphérique et déviatorique doivent être calculés respectivement à partir des expressions suivantes :

$$S_c = \frac{\alpha}{9E_c} (q' - \sigma'_{v0}) \lambda_c B$$

$$S_d = \frac{2}{9E_d} (q' - \sigma'_{v0}) B_0 \left(\lambda_d \frac{B}{B_0} \right)^\alpha$$

Avec :

- E_c est le module pressiométrique Ménard équivalent correspondant à la zone où les déformations volumétriques sont prépondérantes (zone dite d'influence sphérique),
- E_d est le module pressiométrique Ménard équivalent correspondant à la zone où les déformations de cisaillement sont prépondérantes (zone dite d'influence déviatorique),
- α est un coefficient rhéologique moyen sur l'épaisseur de terrain,

- λ_c et λ_d sont des coefficients de forme, fonction du rapport L/B,
- B est la largeur de la fondation et B_0 une largeur de référence égale à 0,6,
- q' est la contrainte moyenne effective appliquée au sol par la fondation,
- σ'_{v0} est la contrainte verticale effective au niveau de fondation, dans la configuration du terrain avant travaux.

Le calcul du module E_d nécessite un découpage du sol en tranches horizontales fictives sous la fondation, chaque tranche ayant une épaisseur de B/2. Les modules équivalents E_c et E_d sont donnés par les formules suivantes :

$$E_c = E_1$$

E_c est égal à la valeur E_1 mesurée dans la tranche d'épaisseur B/2 située immédiatement sous la fondation.

$$\frac{1}{E_d} = \frac{0,25}{E_1} + \frac{0,3}{E_2} + \frac{0,25}{E_{2,5}} + \frac{0,1}{E_{6,8}} + \frac{0,1}{E_{9,16}}$$

$E_{i,j}$ est la moyenne harmonique des modules mesurés dans les couches i à j ($j > i$) :

$$\frac{1}{E_{i,j}} = \frac{1}{j - i + 1} \sum_{k=i}^j \frac{1}{E_k}$$

Ces vérifications ont été menées au moyen d'un outil développé en interne. Les notes de calcul sont annexées.

Les résultats sont donnés ci-dessous :

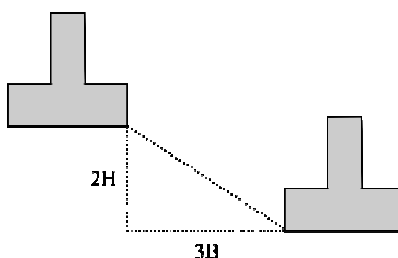
Fondation	V _d (kN ou kN/ml)		S _f (cm)		S _{diff} (cm)	Critère de tassement	
	ELU	ELS	ELU	ELS	ELS		
SF2 - CEI	79,43	50,73	0,800	0,480	< 0,5	Vérifié	Vérifié
E11 – Auvent Nord	348,19	206,25	0,363	0,146	< 0,2	Vérifié	Vérifié
B7 - stockage	444,04	273,97	0,483	0,214	< 0,3	Vérifié	Vérifié
M2 - stockage	64,68	43,25	0,396	0,219		Vérifié	
M3 - stockage	155,60	101,37	0,199	0,069		Vérifié	
Radier - stockage	1208,14	732,21	0,292	0,149	< 0,2	Vérifié	Vérifié

Le critère de tassement est vérifié.

8.8 PRECAUTIONS DE MISE EN OEUVRE

8.8.1 DISPOSITIONS GENERALES

- Il sera nécessaire de travailler hors période de hautes eaux afin de s'affranchir d'un éventuel niveau de nappe à de faibles profondeurs qui rendrait impossible les opérations de terrassement.
- Travailler en période météorologique favorable (ni pluie, ni gel) eu égard à la sensibilité des sols à l'eau, qui pourra entraîner des problèmes de traficabilité lors du chantier et des terrassements.
- Compte tenu de la profondeur minimale d'assise de 1,0 m demandée précédemment pour les semelles et/ou massifs, la profondeur de mise hors gel H de 0,5 m minimum sera automatiquement assurée. Pour le radier, des bèches périphériques seront descendues à la profondeur hors-gel.
- Vérification soigneuse des matériaux extraits des fouilles pour assurer le bon ancrage des semelles et/ou massifs dans les sables dunaires (couche 2) ; purger le cas échéant toutes poches de terre végétale et de remblais (couche 1), de sol mou, que l'on pourrait encore rencontrer au niveau d'assise retenu et éliminer les anciennes maçonneries enterrées pouvant constituer des "points durs", ce qui pourra conduire à un approfondissement du niveau de fondations entre les sondages et des volumes de béton supplémentaires.
- Évacuation des eaux d'infiltration lors de leur apparition dans les fonds de fouille des fondations.
- Le rattrapage des niveaux d'assise pourra se faire à l'aide de gros béton coulé pleine fouille.
- Bétonner aussitôt après terrassement et pleine fouille, pour éviter les phénomènes de décompression des sables (couche 2) particulièrement sensibles à l'eau, car cette décompression pourrait induire des tassements supplémentaires non négligeables à ceux estimés précédemment.
- Les sables dunaires (couche 2) sont des matériaux pulvérulents et boullants qui ne se tiendront pas au terrassement, Il sera donc difficile de maîtriser la géométrie des fouilles de fondation en l'absence de blindage. Des surconsommations de béton sont à prévoir.
- En l'absence de justification contraire, si des fondations voisines doivent être fondées à des niveaux différents, on respectera une pente maximale de 2H pour 3B (2 de hauteur pour 3 de base) entre les arêtes des fondations, à moins de dispositions spéciales (redans).



- Éloigner la végétation de la construction.

8.8.2 DISPOSITIONS SPECIFIQUES AU RADIER

Le radier sera mis sur les terrassements en respectant les modalités de réalisation suivantes :

1. Travail en période météorologique favorable.
2. Purge de la terre végétale et des remblais noirâtres (couche 1), des éventuelles poches médiocres, et des sols détériorés par les engins de terrassement, que l'on pourrait encore rencontrer au niveau d'assise retenu et éliminer les anciennes maçonneries enterrées pouvant constituer des "points durs", ce qui pourra conduire à un approfondissement du niveau de fondations entre les sondages et des volumes de béton supplémentaires.
3. Compactage soigné du fond de fouille pour obtenir une bonne assise aux nouveaux remblais
4. Un géotextile de classe élevée pour éviter sa perforation sera mis en place à l'interface avec les sols pour éviter la contamination des nouveaux remblais.
5. Mise en place des remblais de substitution ou d'alignement de niveau traités en couche de forme sur toute leur hauteur, et/ou d'une **couche de forme de 50 cm d'épaisseur minimale**, en concassé de roche dure non gélive de type concassé calcaire ou diorite, fraction 0/31,5 mm, compactés selon les règles de l'art.
6. Contrôle de la couche de forme, tous les 60 cm de hauteur, à l'aide d'une campagne d'essais de détermination du module sous chargement statique à la plaque E_{V2} selon la norme NF P 94-117-1 et de détermination du module sous chargement statique E_{V1} et du rapport de compactage E_{V2}/E_{V1} selon le mode opératoire LCPC-CT2. La valeur minimale du module E_{V2} devra être de 50 MPa avec un rapport E_{V2}/E_{V1} inférieur à 2,2 ; s'assurer de résultats homogènes sur la plateforme.

AVERTISSEMENTS :

- Les matériaux d'apport devront satisfaire aux critères suivants :
 - ne pas figurer dans la liste des matériaux à exclure ou des matériaux à exclure sauf action sur la granularité de l'annexe A.2.2 de la norme NF P 11-213-1-1-1 de décembre 2021,
 - dimension des plus gros éléments compatibles avec les tolérances de réglage et l'épaisseur des couches mises en œuvre,
 - acceptabilité environnementale,
 - insensibilité à l'eau,
 - insensibilité au gel,
 - aptitude à drainer l'eau.
- **Les épaisseurs de la préparation des sols et de la couche de forme préconisées à chaque étape sont minimales.** Il ne pourra nous être reproché ce dimensionnement en mission G2 de projet si les conditions du chantier conduisent à l'épaississement de cette couche de forme ou à la mise en œuvre de techniques particulières pour obtenir les valeurs de réception de la plateforme ; **des missions complémentaires G3 et G4 en phase d'exécution permettront de réduire les aléas résiduels** concernant le comportement des sols lors des terrassements, en fonction de leurs propriétés hydriques constatées.

IX – L’EAU DANS LE SOL

Des niveaux d’eaux ont été relevés entre 2,6 et 3,0 m de profondeur entre le 28/10/2024 et le 31/10/2024.

Il s'agit vraisemblablement d'une nappe dont le niveau fluctue fortement en fonction des apports météorologiques. En période de hautes eaux ou périodes pluvieuses avancées, le niveau de cette nappe pourra être plus proche de la surface topographique actuelle.

Rappelons à ce titre que le terrain d'étude est classé en zone potentiellement sujette aux débordements de nappe (fiabilité forte).

AVERTISSEMENTS :

Les cotes des niveaux d'eau communiquées dans ce rapport ne correspondent aucunement au niveau des plus hautes eaux connues, ni à aucun autre niveau de référence et ne constituent qu'une mesure ponctuelle.

La définition de ces niveaux fera l'objet d'un rapport indépendant établi par un bureau d'études spécialisé (hydrogéologue).

X – MITOYENS

Les travaux impliquent des terrassements au contact de bâtiments existants dont les fondations ont été reconnues.

Les reconnaissances de fondation sont présentées au chapitre 4.2.1.

Il conviendra de travailler par parties au contact des existants et de ne pas laisser exposer les fouilles aux intempéries.

Il conviendra d'adapter les fondations du projet au contact des existants, notamment en cas de débord : fondations déportées et dalle en porte-à-faux / console, fondations excentrées et longrines de redressement, etc.

En l'absence de justification contraire si le mode de fondations superficielles est retenu, le niveau d'assise des nouvelles fondations sera ajusté à celui des fondations existantes en respectant une pente maximale de 2H pour 3B (2 de hauteur pour 3 de base) entre les arêtes des fondations, pour ne pas faire tasser ni fissurer les mitoyens.

Toutes les précautions seront prises pendant les travaux, et constructives à long terme, pour ne pas abîmer les mitoyens.

XI - CHAUSSEES ET PARKINGS

11.1 METHODOLOGIE DE DIMENSIONNEMENT

Le trafic des chaussées ne nous a pas été communiqué. Il s'agira de voiries lourdes.

Il est retenu comme hypothèse de travail un trafic moyen journalier annuel (TMJA), correspondant à l'ensemble du trafic poids lourds (PL, véhicule de PTAC ≥ 35 kN) toutes voies confondues de moins de 20 PL par jour pour les voiries ou moins de 300 véhicules par jour, toutes catégories confondues.

Dans ce cas, le dimensionnement peut être réalisé en utilisant :

- Les fascicules 1 et 2 du guide technique pour la réalisation des remblais et des couches de forme, LCPC-SETRA de juillet 2000,
- La norme NF P 98-086 – dimensionnement structurel des chaussées routières – application aux chaussées neuves de mai 2019,
- Le manuel de dimensionnement des structures de chaussées urbaines CERTU de 2000.

Le trafic poids lourds dimensionnant, le $TMJA_d$, est le trafic poids lourds éventuellement corrigé en fonction de la largeur de la chaussée :

	Corrections
Largeur de chaussée supérieure à 6 m	$TMJA_d = 50\%$ du trafic PL total
Largeur de chaussée comprise entre 5 et 6 m	$TMJA_d = 75\%$ du trafic PL total
Largeur de chaussée inférieure à 5 m	$TMJA_d = 100\%$ du trafic PL total

Dans la présente étude, pour un TMJA de moins de 20 PL/j ou 300 V/j et une largeur de chaussée supérieur à 6 m, $TMJA_d$ est donc inférieur ou égal à 10 PL/j/sens, soit une classe de trafic T5⁻.

Classe de trafic	T5-	T5+	T4	T3-	T3+
$TMJA_d$	1-10	11-25	26-50	51-85	86-150

Définition des classes de trafic en fonction du nombre de PL par sens de circulation

Le trafic poids lourds cumulé N_{PL} est calculé par la relation :

$$N_{PL} = TMJA_d \times 365 \times C$$

Avec C, facteur de cumul de la période considérée, dans le cas d'une croissance arithmétique par défaut, égal à,

$$C = n \times \left(1 + \frac{(n-1) \times t}{2} \right)$$

où :

n: durée de service retenue par le maître d'ouvrage en année = 20 ans pour les chaussées courantes

t : taux de croissance annuel moyen = 1 % par défaut

D'où $N_{PL} = \underline{\underline{80\,000\,PL}}$ pendant la durée de service de 20 ans.

Il convient de calculer enfin le nombre équivalent d'essieux de référence NE à prendre en compte pour le dimensionnement. Il dépend de la composition du trafic poids lourds et de la structure de chaussée. Il est obtenu par la relation :

$$NE = N_{PL} \times CAM$$

avec CAM, coefficient d'agressivité moyen d'un trafic donné, égal à l'agressivité du trafic PL considéré, divisé par le nombre de PL constituant le trafic. La valeur de CAM est indiquée dans le tableau ci-dessous :

Type de chaussée	Résidentiel parking VL	Voie principale ou de distribution	Voie principale à trafic poids lourds	Voie de transport en commun
Souple	0,1	0,1	0,4	0,8
Bitumineuse	0,1	0,1	0,2	0,5
Semi-rigide et rigide	0,1	0,1	0,4	0,8

Valeur de CAM en fonction du type de voie et des matériaux d'assise

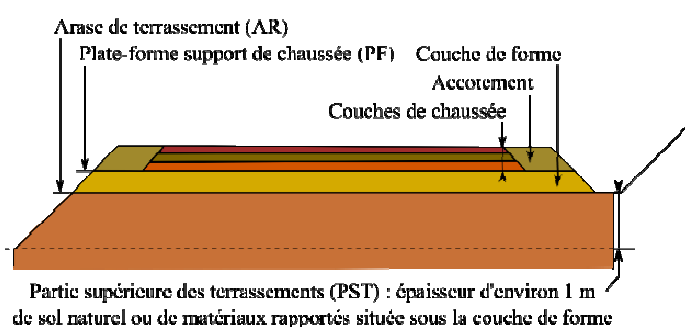
Le nombre équivalent d'essieux NE est donc égal à **32000 PL** pour des matériaux d'assise en GNT, bétons ou matériaux traités aux liants hydrauliques et pour des matériaux bitumineux.

Nous rappelons que ce dimensionnement est réalisé sur la base d'hypothèses de travail. Si ces hypothèses ne sont pas conformes ou si le projet évolue, il conviendra impérativement de nous contacter pour corriger ou compléter ces informations.

Dans le cas contraire notre responsabilité ne pourra pas être engagée sur ces préconisations.

11.2 COUCHE DE FORME

La couche de forme se situe à l'interface avec le terrain naturel et les couches de chaussées :



La purge de la terre végétale (couche 1) et des trente premiers centimètres de remblais (couche 1) est obligatoire.

La partie supérieure des terrassements sera alors composée en majorité par des remblais sableux (couche 1) et des sables (couche 2) de classe GTR D₁ à B₁ sensibles aux conditions météorologiques, la pluie en particulier.

La réalisation d'une couche de forme sera nécessaire.

Une classe minimum de plate-forme PF de 2 (module sous chargement statique à la plaque $EV2 \geq 50$ MPa, module sous chargement dynamique à la dynaplaque $E \geq 50$ MPa ou déflexion mesurée selon la norme NF P 98-200 inférieure à 2 mm) au moment des travaux est demandée pour une bonne circulation des véhicules de chantier.

A ce stade de l'étude il est donc fortement conseillé de travailler en périodes météorologiques favorables (ni trop humide, ni trop sèche), afin de permettre les opérations de terrassement.

Les épaisseurs de couche de forme, au stade de ce dimensionnement ont été déterminées selon le guide technique de réalisation des remblais et des couches de forme de juillet 2000. Elles dépendent, pour des matériaux choisis, de la nature et des conditions hydriques des matériaux en place, de l'occurrence d'une éventuelle remontée de nappe et des choix techniques retenus.

Elles sont présentées dans le tableau ci-dessous :

Période des travaux	Sols	PST estimée	AR estimée	Epaisseur minimale couche de forme selon matériaux (cm)
Pluie, même faible, état hydrique (th) <i>Les engins s'embourbent</i>	Ai, B2, B4, B5, B6, C1 se trouvant dans un état hydrique (th)	0	0	Purges, drainage pour reclasser AR1
Post-pluvieux, état hydrique (h), mauvaise portance sans amélioration à long terme <i>Les engins s'enfoncent</i>	Ai, B2, B4, B5, B6, C1, R12, R13, R34 et certains matériaux C2, R43 et R63 dans un état hydrique (h)	1	1 (20 MPa)	R ₂₁ , R ₄₁ , R ₆₁ : 60 R ₂₁ , R ₄₁ , R ₆₁ : 45 avec géotextile D ₂₁ : 75 D ₂₁ : 60 avec géotextile → PF2
Pas de pluie, état hydrique (m), sans nappe, avec bonne portance pouvant chuter avec infiltrations, <u>sans</u> drainage ni imperméabilisation de l'arase <i>Traficabilité normale</i>	Ai, B2, B4, B5, B6, C1, R12, R13, R34 et certains matériaux C2, R43 et R63 dans un état hydrique (m)	3	1 (20 MPa)	R ₂₁ , R ₄₁ , R ₆₁ : 40 R ₂₁ , R ₄₁ , R ₆₁ : 30 avec géotextile D ₂₁ : 40 D ₂₁ : 30 avec géotextile → PF2

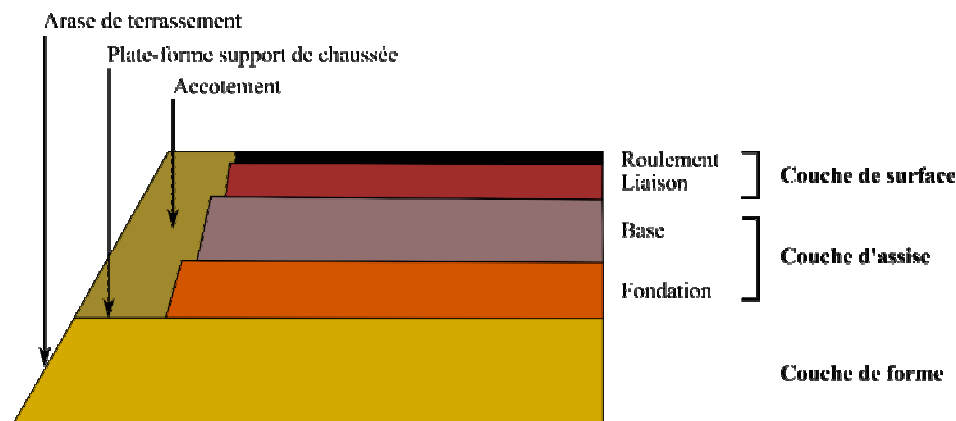
AVERTISSEMENTS :

Le géotechnicien ne saurait être tenu comme responsable dans le cadre de son dimensionnement, car il n'est maître ni de la compétence de l'entreprise, ni de la météorologie de la période d'exécution du chantier.

L'entreprise est responsable de sa couche de forme en appliquant les règles de l'art, c'est à dire les règles du GTR 2000, même dans le cadre de travaux traités au forfait. Elle est tenue à adapter une épaisseur de couche de forme conforme à l'état réel du sol support à l'époque du chantier.

11.3 STRUCTURES DE CHAUSSEES

Les chaussées sont constituées par les couches suivantes :



Il est proposé une structure de chaussée GNT2 / GNT2 avec GNT2 = graves non traitées de granulométrie 0/31,5 mm, $LA \leq 40$ et $MDE \leq 35$.

En fonction du nombre d'essieux équivalents NE définis précédemment et avec une plateforme de classe PF2, les épaisseurs des différentes couches sont données ci-dessous :

Structure de chaussée	Couche de roulement	Couche de base (cm)	Couche de fondation (cm)
GNT2 / GNT2	BBSG = 4 cm	15	20

BBSG : béton bitumineux semi-grenu

Il est conseillé de mettre en place une couche de liaison (d'accrochage) en émulsion de bitume, à la base de la couche de roulement ce qui permettra d'assurer une bonne tenue à la fatigue de l'enrobé de surface, notamment où les efforts de traction seront importants.

11.4 VÉRIFICATION AU GEL

Nous avons retenu comme hypothèse la réalisation d'une chaussée en GNT avec enrobé de surface.

Lors d'une période de gel intense et/ou long, le front de gel peut traverser le corps de chaussée et l'éventuelle couche de forme pour atteindre le sol support entraînant, si ce dernier est sensible au gel, un léger gonflement par transformation de l'eau en glace et la migration de l'eau en surface du sol, à l'interface avec la couche de forme ou la couche de chaussée, par cryosuccion. Lors du dégel, l'eau gelée retourne à l'état liquide et l'augmentation de la teneur en eau à l'interface provoque alors une chute de portance de la partie supérieure du sol, ce qui conduit à un endommagement important voire à la ruine accélérée de la chaussée.

C'est la sensibilité au gel des sols qui conditionne la nécessité de devoir protéger la chaussée. Pour de petits projets, à défaut d'évaluer la sensibilité au gel par l'essai de gonflement au gel (norme NF P 98-234-2), on retiendra les indications suivantes pour estimer Q_g :

Classe de sensibilité au gel estimée	Valeurs de Q_g ($\sqrt{(^{\circ}\text{C}.\text{j})}$)
Sols non gélif	4,0
Sols peu gélifs	2,5
Sols moyennement gélifs	1,0
Sols très gélifs	0

La protection apportée par la couche de forme, constituée de matériaux non gélifs, est fonction de son épaisseur et de sa nature :

$$Q_{cdf} = \frac{A_n \times H_n^2}{(H_n + 0,1)}$$

Avec A_n le coefficient dépendant de la nature du matériau de CDF et H_n l'épaisseur des matériaux non gélifs de la couche de forme en m.

La valeur de A_n est définie dans le tableau ci-dessous :

Matériaux	Non traités	Traités	
	GNT et mat insensibles à l'eau avec passant à $80\mu\text{m} < 3\%$	(C1)A ₁ - A ₂ - A ₃ traités à la chaux ou aux liants hydrauliques	(C1)B ₂ à B ₆ traités au liant hydraulique avec ou sans chaux
A_n ($\sqrt{(^{\circ}\text{C}.\text{j})/\text{m}}$)	12	14	13

La quantité de gel admissible au niveau de la plateforme est alors de :

$$Q_{PF} = Q_g + Q_{cdf}$$

Ainsi dans le cas de notre chantier, $Q_{PF} = 2,5 + 2,7 = \underline{5,2} \sqrt{(^{\circ}\text{C}.\text{j})}$.

La protection apportée par la structure de chaussée vaut :

$$\sqrt{(IS)} = (1 + a \times h) \times Q_{PF} + b \times h$$

Avec IS l'indice de gel en surface de la chaussée en $^{\circ}\text{C}.\text{j}$, Q_{PF} la quantité de gel en surface de la plateforme support en $\sqrt{(^{\circ}\text{C}.\text{j})}$, h l'épaisseur de la structure en m et a et b les coefficients équivalents fonction de la structure qui s'obtiennent par les formules :

$$a = \frac{\sum_i a_i \cdot h_i}{\sum_i h_i} \quad \text{et} \quad b = \frac{\sum_i b_i \cdot h_i}{\sum_i h_i}$$

Avec h_i l'épaisseur de la couche i en m et a_i et b_i les coefficients individuels du matériau de la couche i respectivement en m^{-1} et en $\sqrt{(^{\circ}\text{C}.\text{j})/\text{m}}$.

Les valeurs de a_i et b_i sont données dans le tableau ci-dessous :

Matériaux	BB – GB – EME	GNT
a_i	0,8	0,8
b_i	6	10

L'indice de gel admissible pour la chaussée s'écrit alors :

$$IA = \frac{IS}{0,7} + 10$$

Ainsi pour la présente étude, l'indice de gel pour la chaussée $IA = \underline{169,4}^{\circ}\text{C.j.}$

L'indice de gel de référence IR est fonction de la géographie du lieu et de la politique voulue par le maître d'ouvrage concernant le réseau.

Dans la région d'étude les valeurs des indices de gel de référence sont les suivants :

Stations	HRNE	HE
La Rochelle	30°C.j	75°C.j
Cognac	35°C.j	100°C.j
Bordeaux	40°C.j	95°C.j

Ainsi, IA étant supérieur ou égal à IR , quelle que soit la rigueur de l'hiver, la structure est protégée au gel.

11.5 SYNTHÈSE STRUCTURE

La structure justifiée pour cette opération pourra être la suivante :

Couche	Nature	Ep. (cm)
Couche de roulement	Béton bitumineux semi-grenu	4
Couche de base	GNT 2	15
Couche de fondation	GNT 2	20
Couche de forme	GNT insensible à l'eau et non gélive	≥ 30



Nous restons à la disposition des différents intervenants pour tous renseignements complémentaires.

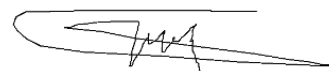


Nous restons à la disposition de notre donneur d'ordre ou de ses conseils pour étudier toutes les adaptations et variantes de ce projet et accompagner la réalisation des ouvrages géotechniques. Cela se fera notamment en mission de supervision de l'étude et du suivi géotechnique d'exécution du type G4, conformément à la norme NF P 94-500.

L'ingénieur chargé du dossier
Laurent DESINDES



Contrôle Qualité
Rachid DAMOU



Repère topographique :
Seuil existant
(+5,12 m NGF)





Compétence Géotechnique Atlantique

Sondages et essais - Etudes de sol
Ingénierie - Instrumentation
Laboratoire - Expertise

ZAC des Groix
17120 COZES
Tél.: 05 46 90 22 90

Chantier : LE VERDON-SUR-MER (33)

Allée de Déclide

Agrandissement du Centre POLMAR

Étude géotechnique d'avant-projet G2 AVP

Echelle 1/75

CLIENT : Direction interrégionale de la mer Sud-Atlantique

MACHINE : SD / DR1

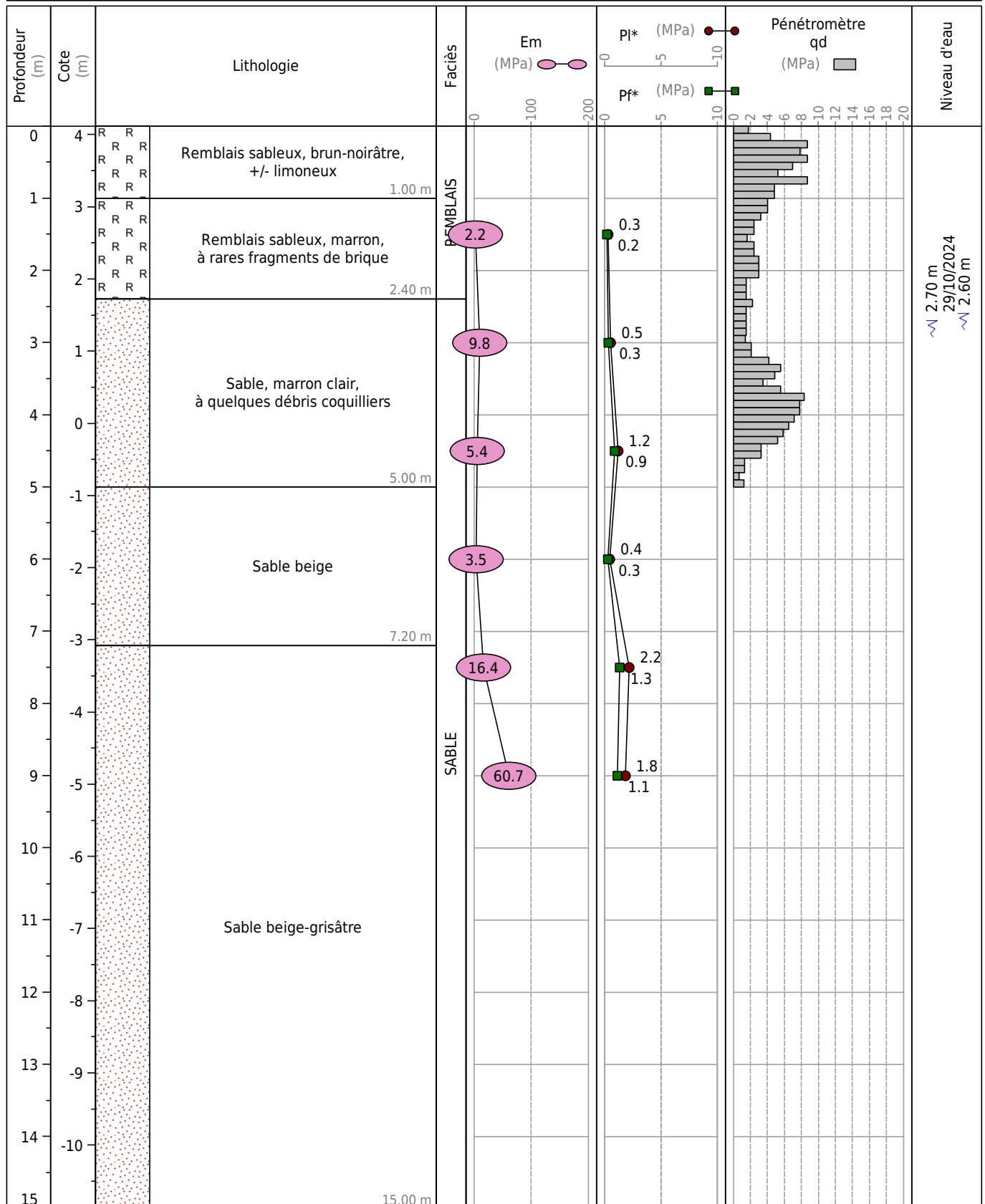
Foreur : CHAUMETTE A. / CHATEL A. / DHAUD M.

Dossier : W24-413

Z : 4.12 m

Date : 29/10/2024

SONDAGE SP1



Obs. :



CLIENT : Direction interrégionale de la mer Sud-Atlantique

Dossier : W24-413

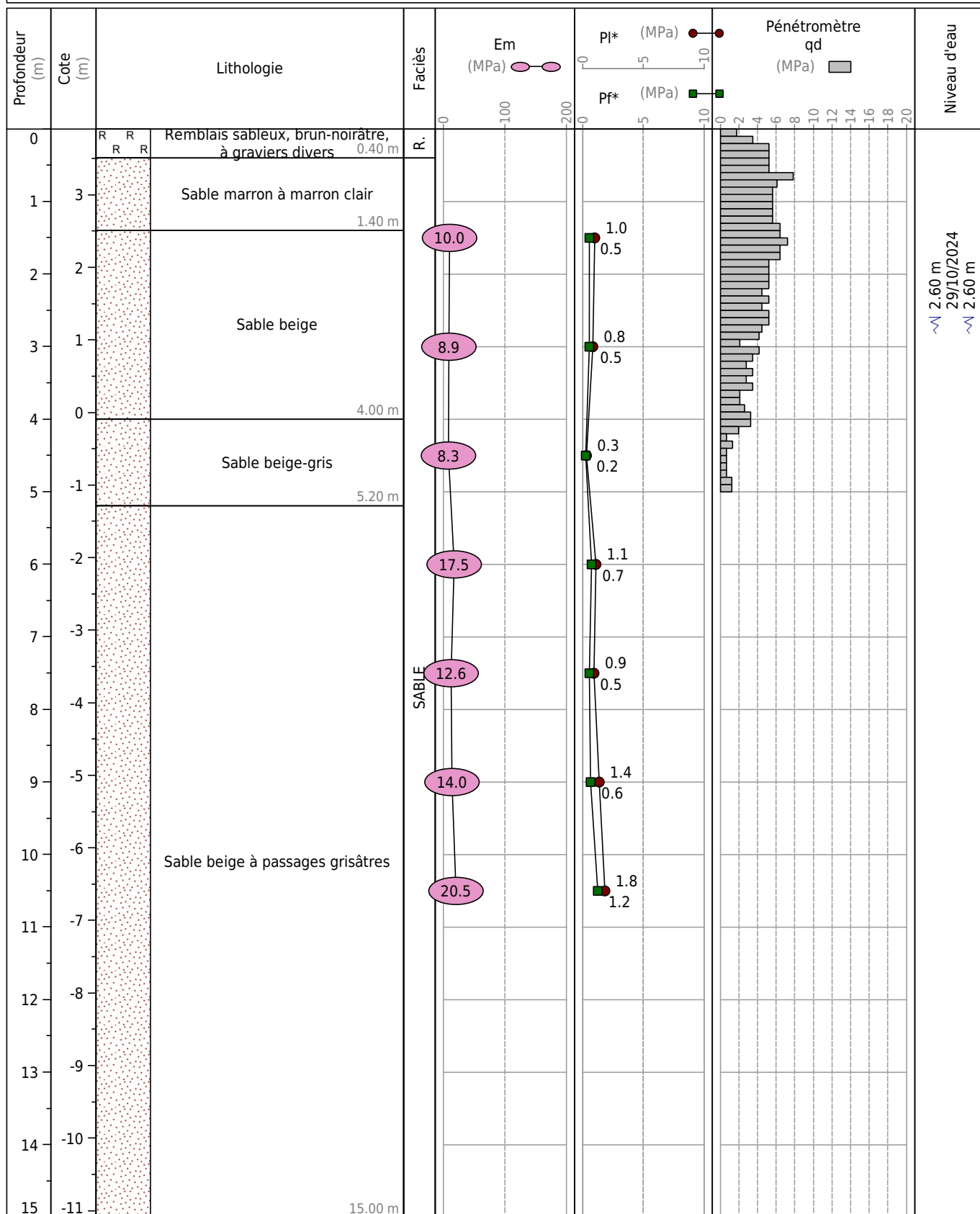
Date : 29/10/2024

MACHINE : SD / DR1

Z : 3.91 m

SONDAGE SP2

Foreur : CHAUMETTE A. / CHATEL A. / DHAUD M.





CLIENT : Direction interrégionale de la mer Sud-Atlantique

Dossier : W24-413

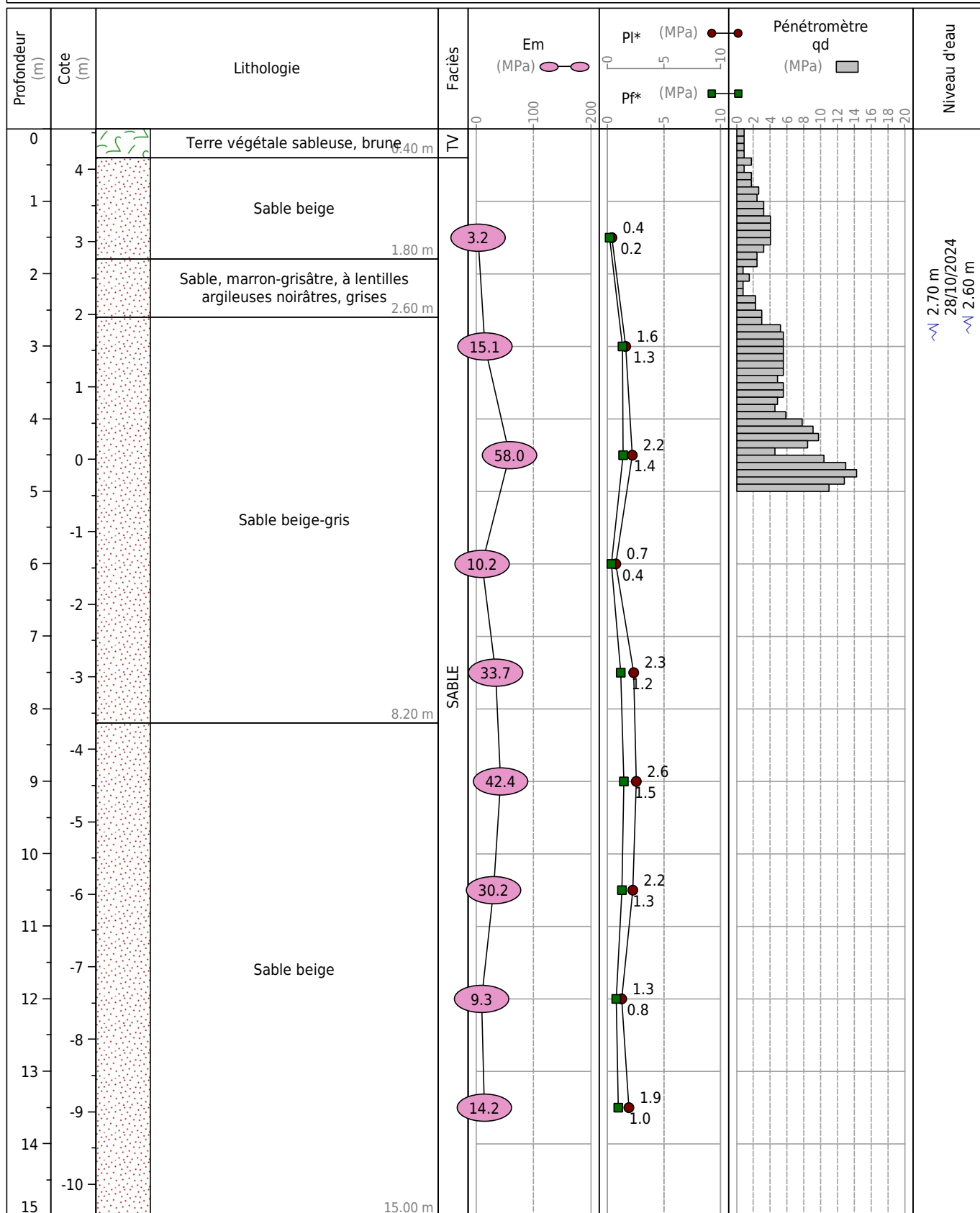
Date : 28/10/2024

MACHINE : SD / DR1

Foreur : CHAUMETTE A. / CHATEL A. / DHAUD M.

Z : 4.56 m

SONDAGE SP3



Obs. :



Compétence Géotechnique Atlantique

Sondages et essais - Etudes de sol ZAC des Groix
Ingénierie - Instrumentation 17120 COZES
Laboratoire - Expertise Tél.: 05 46 90 22 90

Chantier : LE VERDON-SUR-MER (33)
Allée de Décide
Agrandissement du Centre POLMAR
Etude géotechnique d'avant-projet G2 AVP

Echelle 1/75

CLIENT : Direction interrégionale de la mer Sud-Atlantique

Dossier : W24-413

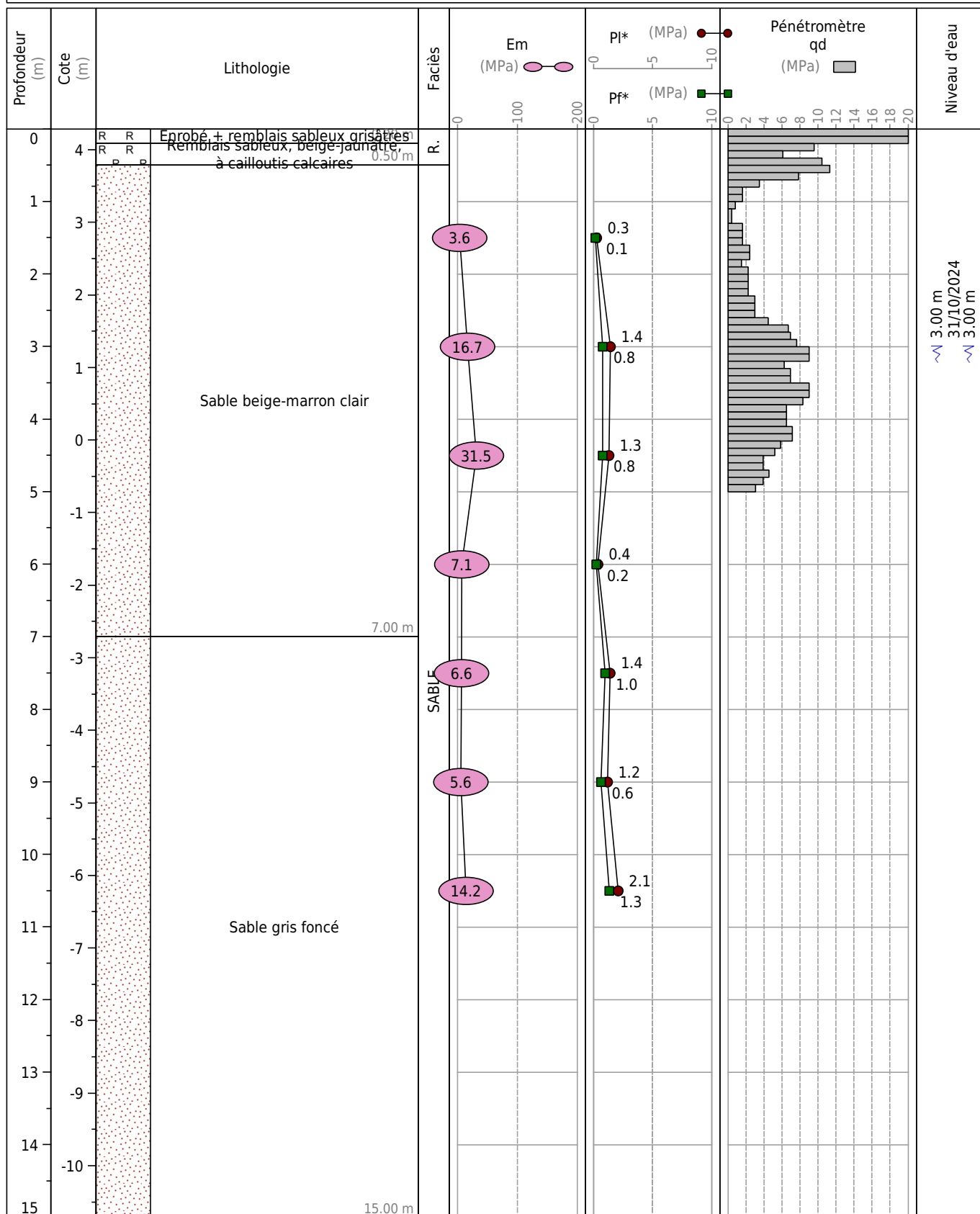
Date : 31/10/2024

MACHINE : SD / DR1

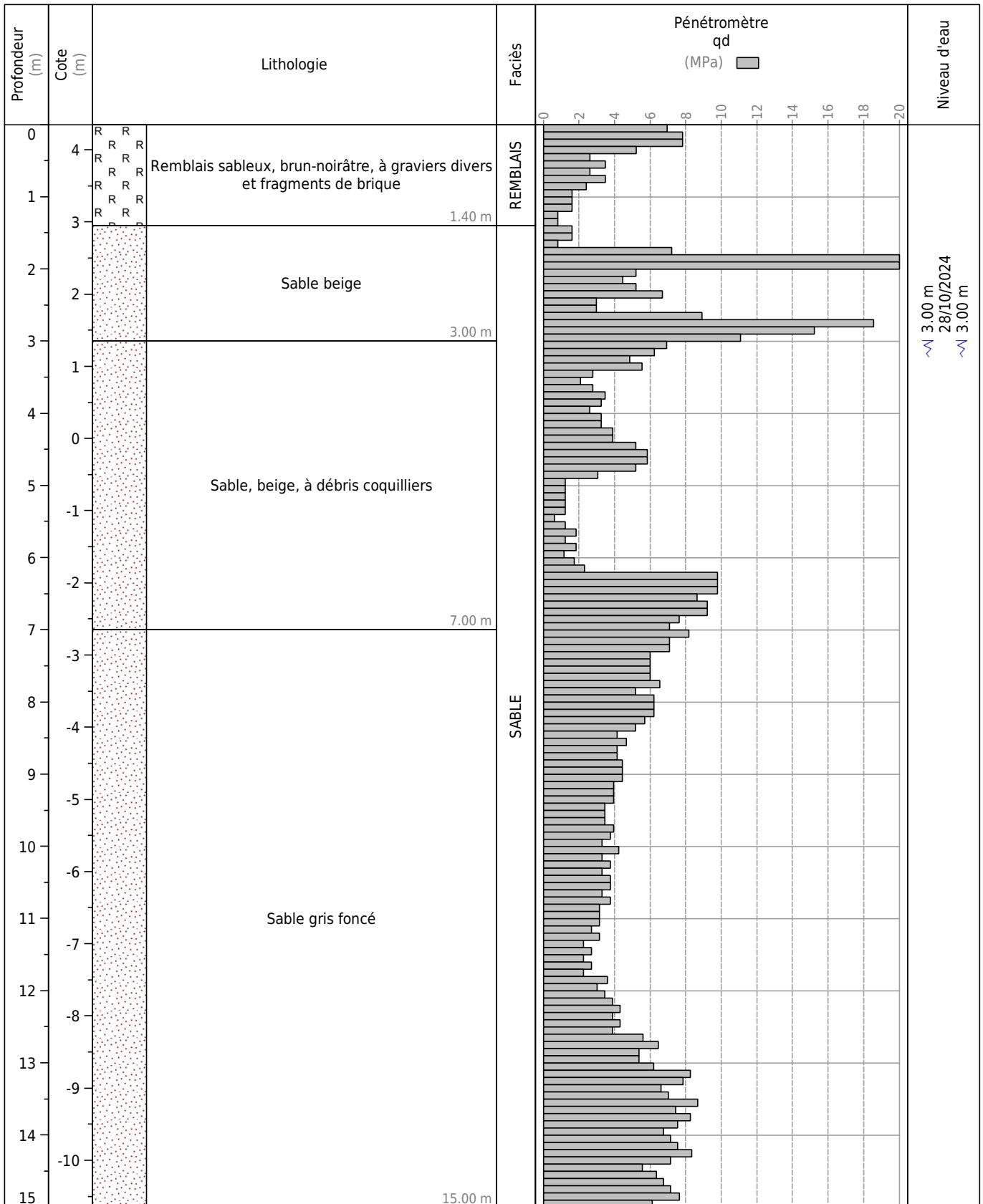
Foreur : CHAUMETTE A. / CHATEL A. / DHAUD M.

Z : 4.29 m

SONDAGE SP4



Obs. :





Compétence Géotechnique Atlantique

Sondages et essais - Etudes de sol
Ingénierie - Instrumentation
Laboratoire - Expertise

ZAC des Groix
17120 COZES
Tél.: 05 46 90 22 90

Chantier : LE VERDON-SUR-MER (33)

Allée de Déclide

Agrandissement du Centre POLMAR

Étude géotechnique d'avant-projet G2 AVP

Echelle 1/75

CLIENT : Direction interrégionale de la mer Sud-Atlantique

MACHINE : DR1

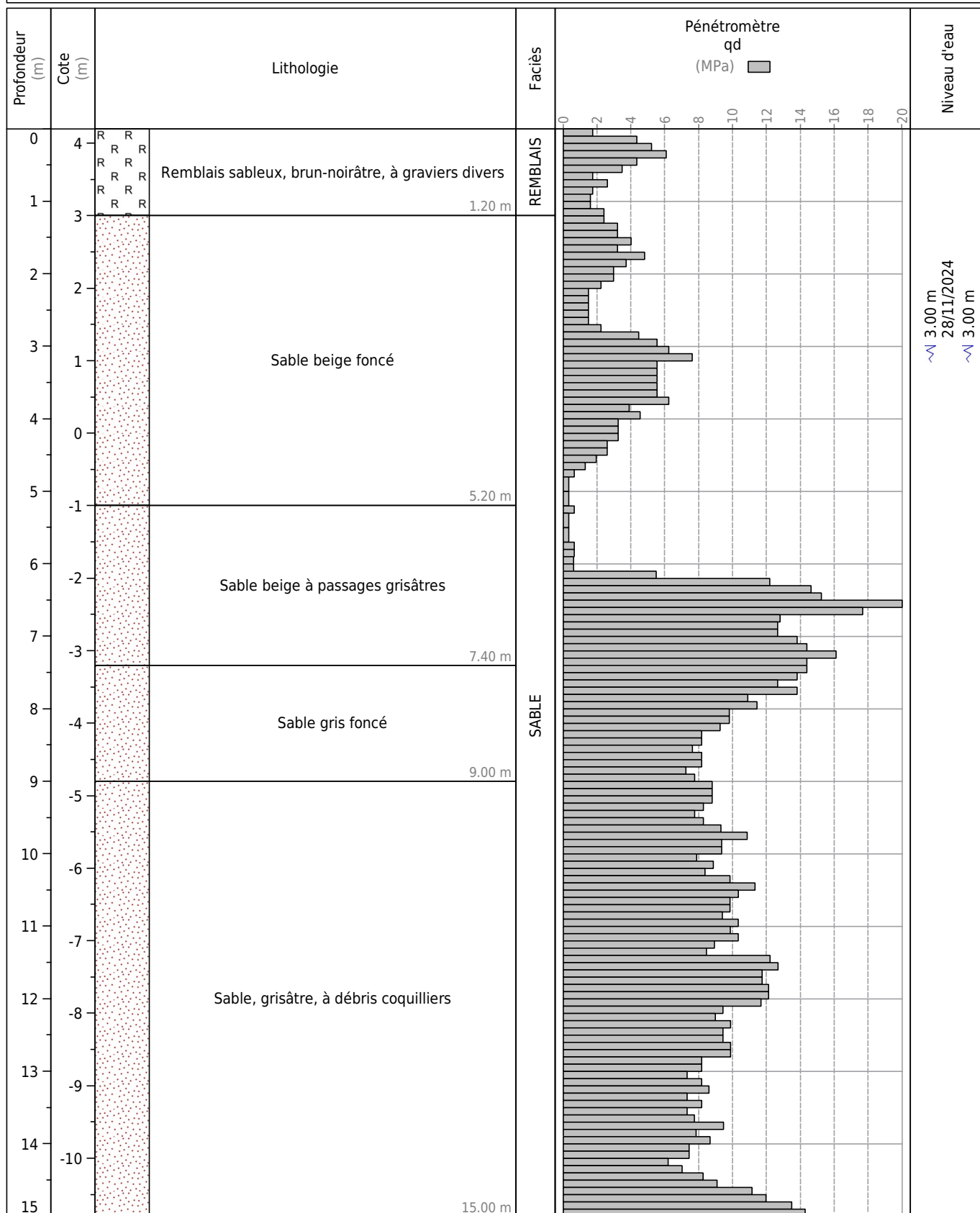
Foreur : CHAUMETTE A. / CHATEL A. / DHAUD M.

Dossier : W24-413

Z : 4,20 m

Date : 28/11/2024

SONDAGE SPD6



Obs. :



Compétence Géotechnique Atlantique

Sondages et essais - Etudes de sol
Ingénierie - Instrumentation
Laboratoire - Expertise

ZAC des Groix
17120 COZES
Tél.: 05 46 90 22 90

Chantier : LE VERDON-SUR-MER (33)
Allée de Déclide
Agrandissement du Centre POLMAR
Étude géotechnique d'avant-projet G2 AVP

Echelle 1/25

CLIENT : Direction interrégionale de la mer Sud-Atlantique
MACHINE : PELLE MECANIQUE
Foreur: DHAUD M.

Dossier : W24-413
Z : 3.97 m

Date : 29/10/2024

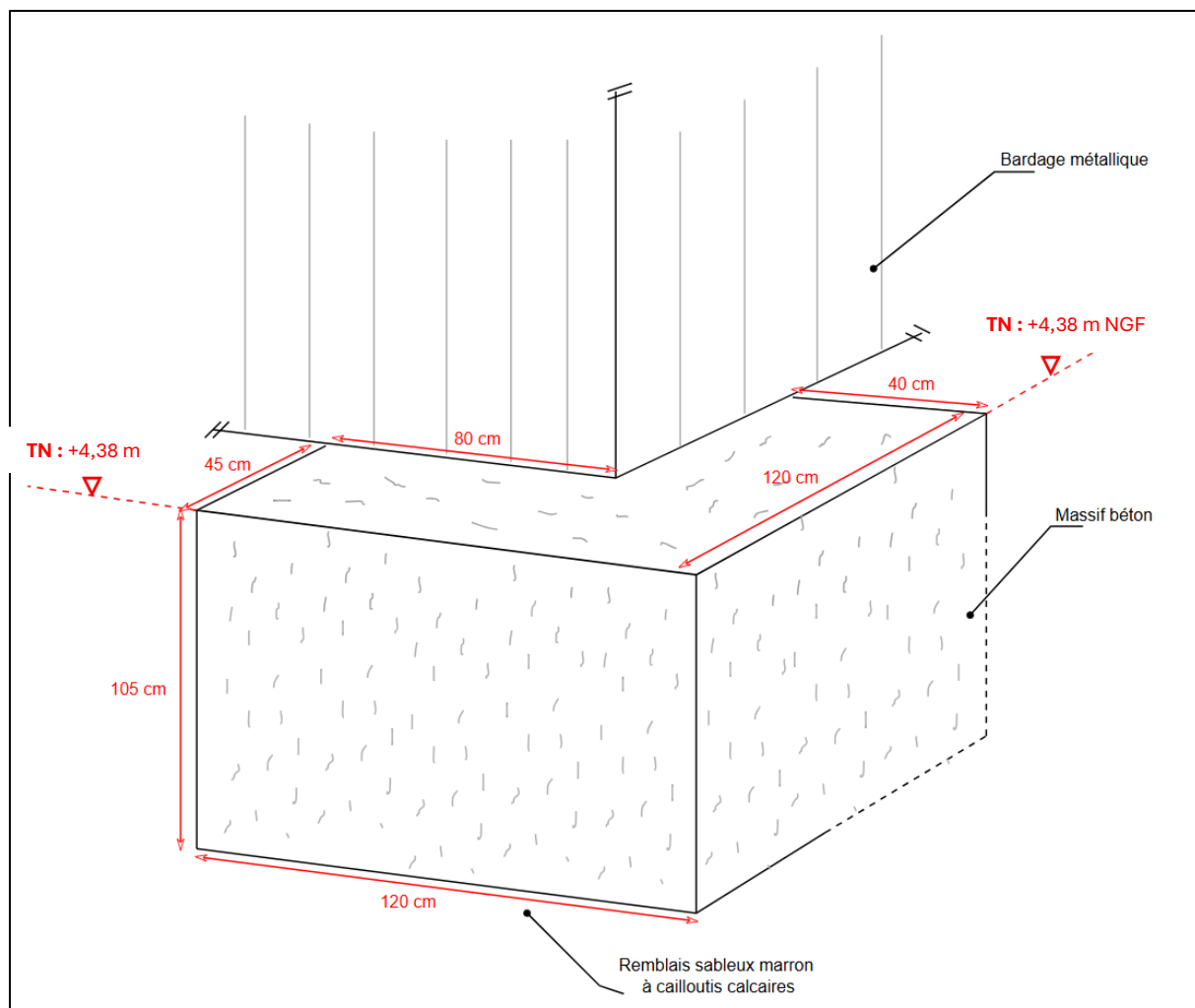
SONDAGE I1

Profondeur (m)	Cote (m)	Lithologie	Facès
0		<div><div><div>R</div><div>R</div><div>R</div><div>R</div><div>R</div><div>R</div><div>R</div><div>R</div></div><div>Remblais sableux, brun-noirâtre, à graviers divers</div><div>0.40 m</div></div>	REMBLAIS
1	3	<div><div><div>S</div><div>S</div><div>S</div><div>S</div><div>S</div><div>S</div><div>S</div><div>S</div></div><div>Sable marron clair-beige</div><div>$k = 9,72.10^{-5} \text{ m/s}$</div><div>$k = 349,9 \text{ mm/h}$</div><div>1.40 m</div></div>	SABLE
2	2		
3	1		
4	0		
5	-1		

Obs. :

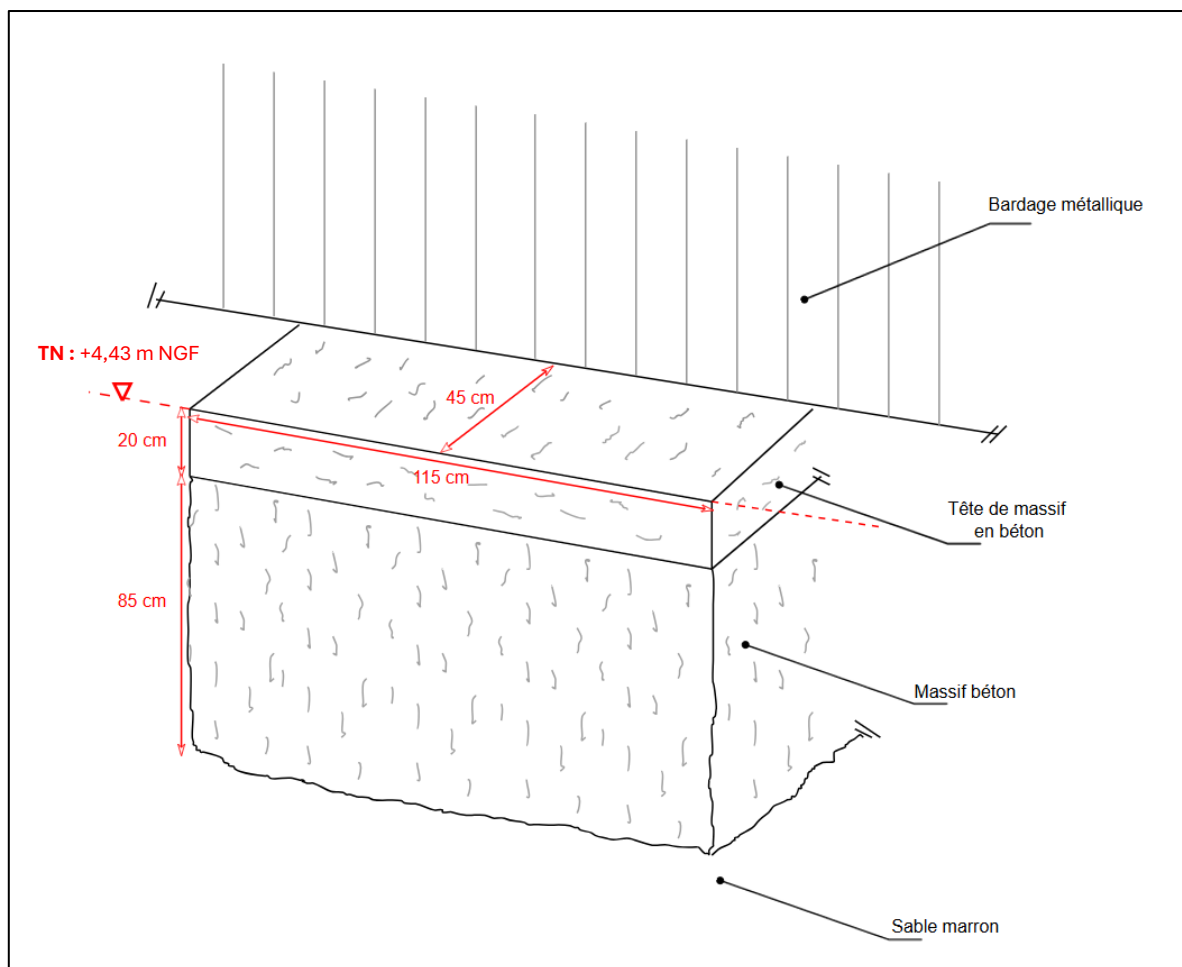
Photographies et schéma du puits de reconnaissance R1 :





Photographies et schéma du puits de reconnaissance R2 :





Photographies du puits de reconnaissance R3 :

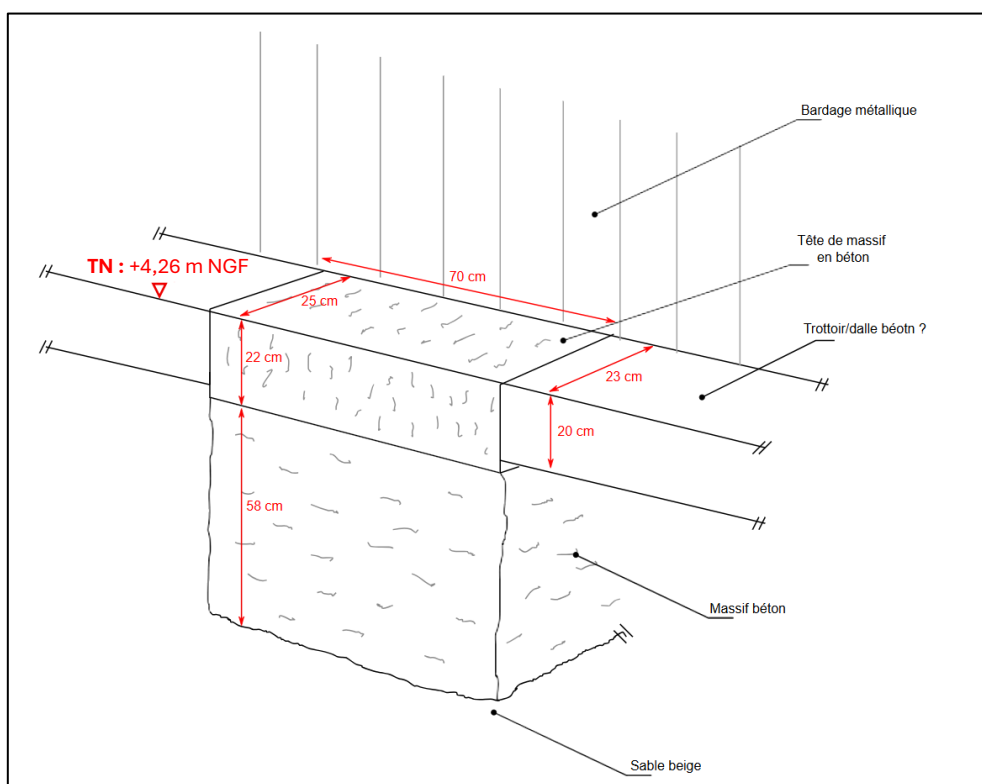


Petite fosse en béton

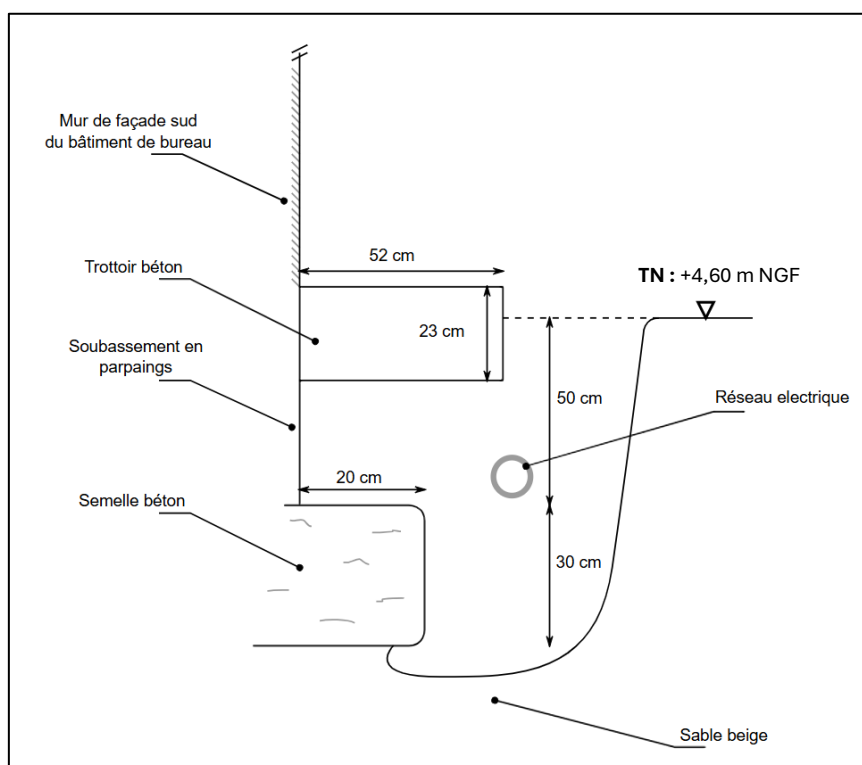


Base du massif béton vers
1,48 m de profondeur (cote
de +2,96 m NGF), assis
dans des sables beiges

Photographies et schéma du puits de reconnaissance R4 :



Photographies et schéma du puits de reconnaissance R5 :





Identification GTR simplifiée

PROCES VERBAL
ESSAI LABORATOIRE

Compétence Géotechnique
Atlantique
ZAC Des Groix - 8 impasse des Petits
Fossés 17120 Cozes

Chantier: LE VERDON SUR MER

N°Dossier: **W24-413**

Sondage: I1 0,4-1,4 m

Tel: 05.46.90.22.90
Fax: 05.46.90.28.30
atlantique@competence-
geotechnique.fr

1 - Renseignements généraux

Opérateur: Ludovic VAUZELLE

Date prélèvement: 29/10/2024

Date rédaction PV: 18/11/2024

Mode de prélèvement: Pelle mécanique

2 - Valeur au bleu du sol - NF P 94-068

Date essai: 18/11/2024

Caractères organoleptiques:

Proportion 0/5 mm dans la fraction 0/50 mm du matériau sec: **C = 1**

V (mL)= 16,0 B (g)= 0,2 m₀ (g)= 93,3

VBS= 0,17

3 - Teneur en eau pondérale

Date essai: 18/11/2024

Méthode : ☐ Etuve NF P 94-050

T (g): 15,2

mh₂+T(g) : 967,8

mh₂ (g) : 952,6

Cycle de chauffage :

T (h) :		+24	
Prise d'essai sèche (g) :		867,2	

W(%)= 11,8

4 - Passant à 2 mm et 80 µm

Mise en suspension:

m₀'(g): 177,2

Pesée après dessiccation

Tamis vide (g) : 701,6

Tamis+refus (g) : 864,0

Refus net (g) : 162,4

Pesée après dessiccation

Tamis vide (g) : 856,3

Tamis+refus (g) : 857,9

Refus net (g) : 1,6

% 80 µm = 7,4

% 2 mm = 99,1

5 - Classe GTR

B1



Identification GTR simplifiée

PROCES VERBAL
ESSAI LABORATOIRE

Compétence Géotechnique
Atlantique
ZAC Des Groix - 8 impasse des Petits
Fossés 17120 Cozes

Chantier: LE VERDON SUR MER

N°Dossier: **W24-413**

Sondage: SP1 1,0-2,4 m

Tel: 05.46.90.22.90
Fax: 05.46.90.28.30
atlantique@competence-
geotechnique.fr

1 - Renseignements généraux

Opérateur: Ludovic VAUZELLE

Date prélèvement: 29/10/2024

Date rédaction PV: 18/11/2024

Mode de prélèvement: Tarière mécanique

2 - Valeur au bleu du sol - NF P 94-068

Date essai: 18/11/2024

Caractères organoleptiques:

Proportion 0/5 mm dans la fraction 0/50 mm du matériau sec: **C = 1**

V (mL)= 11,0 B (g)= 0,1 m₀ (g)= 67,5

VBS= 0,16

3 - Teneur en eau pondérale

Date essai: 18/11/2024

Méthode : ☐ Etuve NF P 94-050

T (g): 14,1

mh₂+T (g): 812,0

mh₂ (g): 797,9

Cycle de chauffage :

T (h) :		+24	
Prise d'essai sèche (g) :		738,9	

W(%)= 10,1

4 - Passant à 2 mm et 80 µm

Mise en suspension:

m₀'(g): 194,4

Pesée après dessiccation

Tamis vide (g): 702,8

Tamis+refus (g): 854,2

Refus net (g): 151,4

Pesée après dessiccation

Tamis vide (g): 880,1

Tamis+refus (g): 889,9

Refus net (g): 9,8

% 80 µm = 17,1

% 2 mm = 95,0

5 - Classe GTR

B1



Identification GTR simplifiée

PROCES VERBAL ESSAI LABORATOIRE

Compétence Géotechnique
Atlantique
ZAC Des Groix - 8 impasse des Petits
Fossés 17120 Cozes

Chantier: LE VERDON SUR MER

N°Dossier: **W24-413**

Sondage: SP3 1,8-2,6 m

Tel: 05.46.90.22.90
Fax: 05.46.90.28.30
atlantique@competence-
geotechnique.fr

1 - Renseignements généraux

Opérateur: Ludovic VAUZELLE

Date prélèvement: 29/10/2024

Date rédaction PV: 20/11/2024

Mode de prélèvement: Tarière mécanique

2 - Valeur au bleu du sol - NF P 94-068

Date essai: 20/11/2024

Caractères organoleptiques:

Proportion 0/5 mm dans la fraction 0/50 mm du matériau sec: **C = 1**

V (mL)= 25,0 B (g)= 0,3 m₀ (g)= 36,0

VBS= 0,7

3 - Teneur en eau pondérale

Date essai: 20/11/2024

Méthode : ☐ Etuve NF P 94-050

T (g): 13,5

mh₂+T (g): 790,4

mh₂ (g): 776,9

Cycle de chauffage :

T (h) :		+24	
Prise d'essai sèche (g) :		653,4	

W(%)= 21,4

4 - Passant à 2 mm et 80 µm

Mise en suspension:

m₀'(g): 203,0

Pesée après dessiccation

Tamis vide (g): 702,7

Tamis+refus (g): 842,1

Refus net (g): 139,4

Pesée après dessiccation

Tamis vide (g): 880,2

Tamis+refus (g): 881

Refus net (g): 0,8

% 80 µm = 30,9

% 2 mm = 99,6

5 - Classe GTR

B5



*Compétence Géotechnique
Atlantique*

Essais réalisés par la société GINGER

Sondages et essais
Etudes de sol
Ingénierie - Instrumentation
Laboratoire – Expertises

ZAC des Groix – 8 imp. des Petits Fossés
17120 COZES
Tél. : 05.46.90.22.90

atlantique@competence-geotechnique.fr

Groupe *Compétence Géotechnique* :
COZES (17), BRIVE (19), CHATILLON-LE-DUC (25),
FONDETTE (37), SEYCHES (47),
MAIZIERES-LES-METZ (57), RADINGHEM-EN-WEPPES (59)



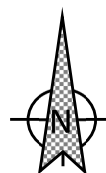
SCHEMA D'IMPLANTATION DES SONDAGES

LEGENDE : ▼ ESSAI AU PENETROMETRE

GINGER
CEBTP

Echelle : 0 40 m 80 m

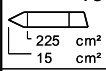
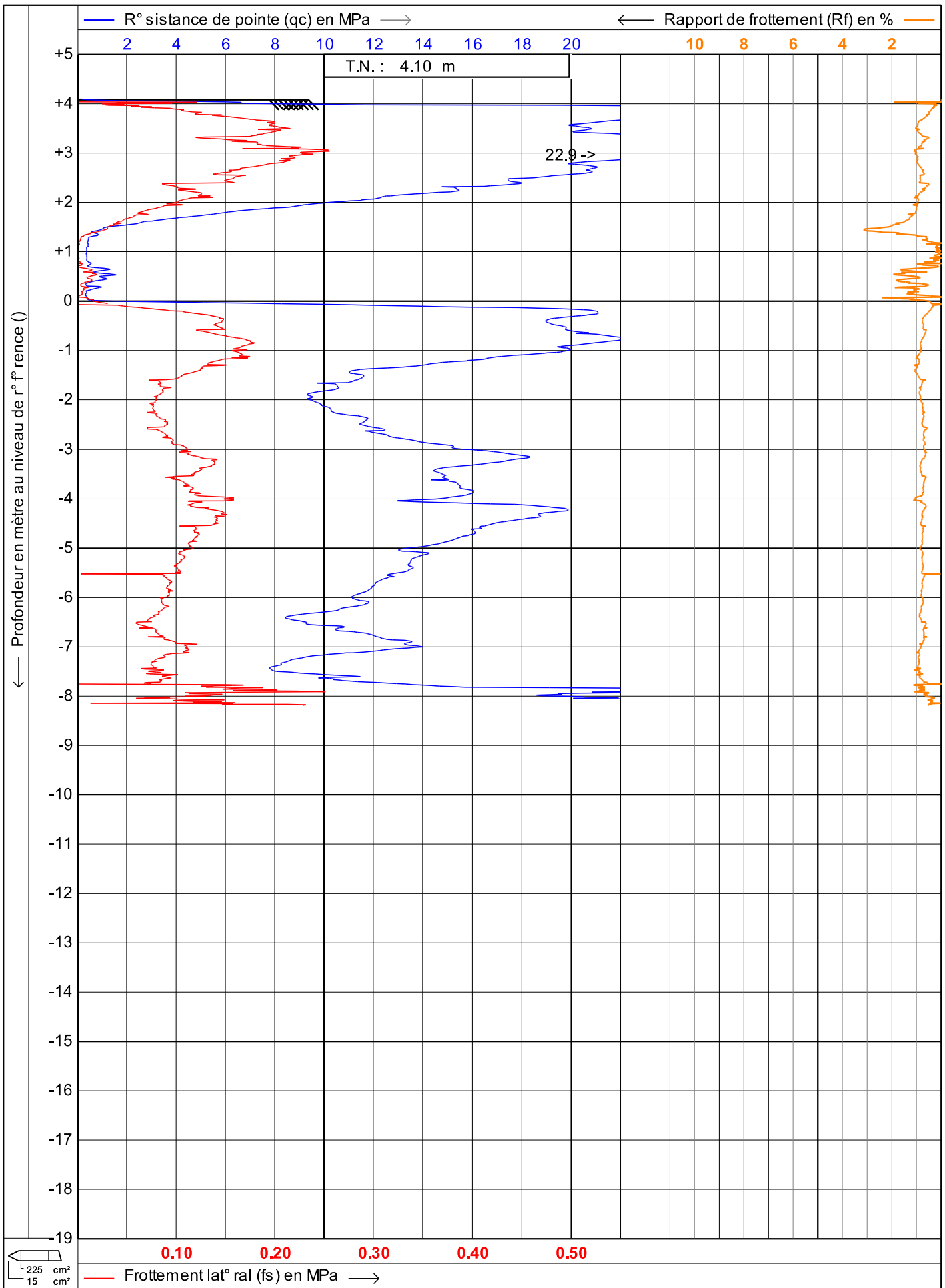
SBX2.M.0103



LE VERDON SUR MER (33)

Essais pénétrométriques

PURE SALMON



GINGER
CEBTP

Test according NEN 5140 class 1

Projet : **Essais pénétrométriques**

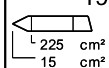
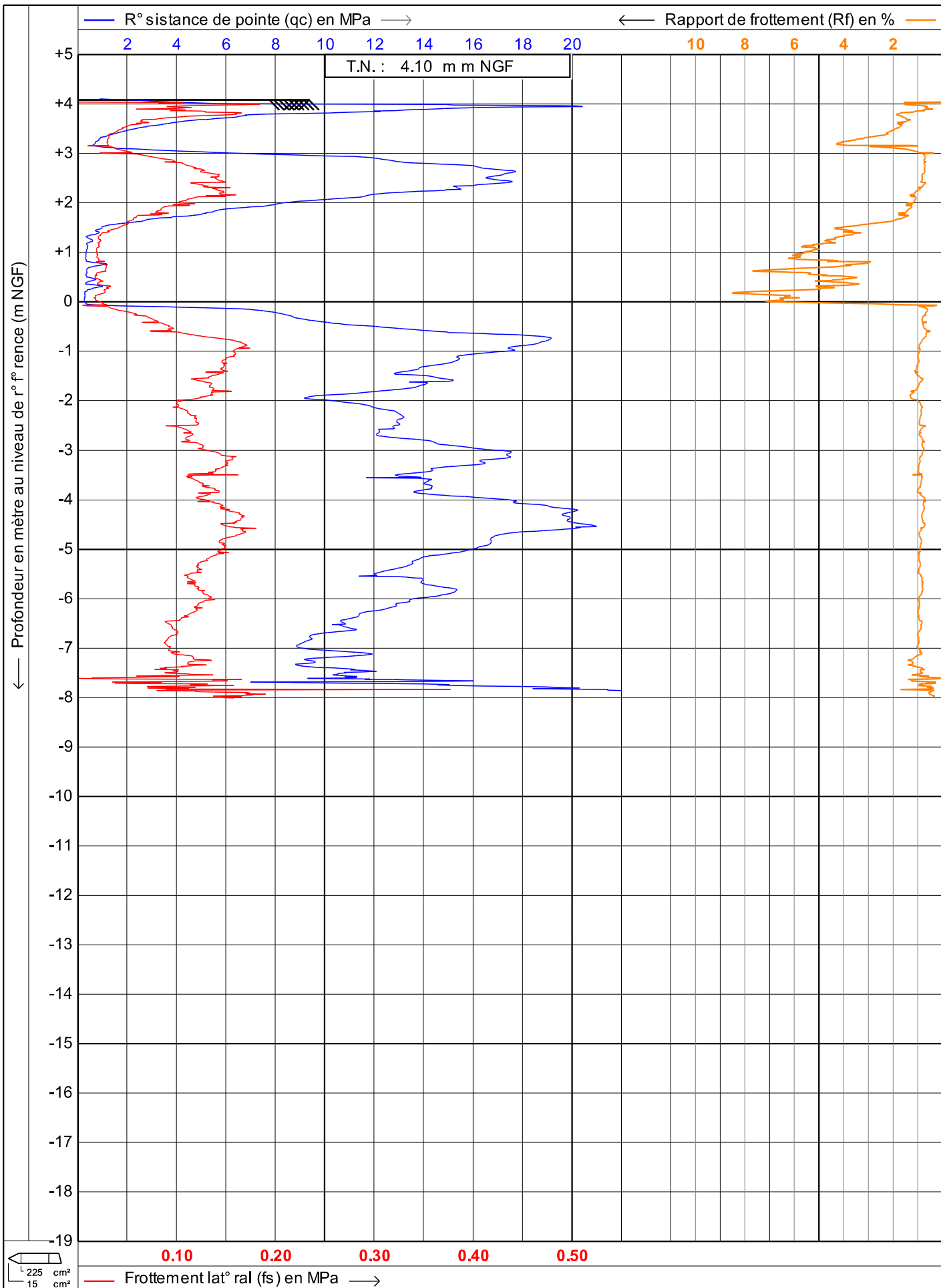
Site : **Le Verdon sur Mer**

Date : **21-7-2022**

N° pointe : **S15CFILS21019**

N° projet : **SBX2.M.0109**

N° essai : **CPT N° 2** 1/1



GINGER
CEBTP

Test according NEN 5140 class 1

Projet : **Essais pénétrométriques**

Site : **Le Verdon sur Mer**

Date : **21-7-2022**

N° pointe : **S15CFILS21019**

N° projet : **SBX2.M.0109**

N° essai : **CPT N° 2 Bis** 1/1



*Compétence Géotechnique
Atlantique*

Justification des fondations

Sondages et essais
Etudes de sol
Ingénierie - Instrumentation
Laboratoire – Expertises

ZAC des Groix – 8 imp. des Petits Fossés
17120 COZES
Tél. : 05.46.90.22.90

atlantique@competence-geotechnique.fr

Groupe *Compétence Géotechnique* :
COZES (17), BRIVE (19), CHATILLON-LE-DUC (25),
FONDETTES (37), SEYCHES (47),
MAIZIERES-LES-METZ (57), RADINGHEM-EN-WEPPES (59)

Dimensionnement des fondations

Affaire : W24-413B

Localisation : LE VERDON SUR MER

Projet : Extension du centre POLMAR

Semelles filantes
Fondation : SF2

Largeur : 0,50 m
Surface : 0,50 m²
Hauteur : 0,25 m

Arase sup : 0,40 m
Hauteur gros béton : 0,35 m (Non structurel)
Encastrement D : 1,00 m

Présence talus : Non

Profil géotechnique :

Couche n°	1	2	3	4
Em (Mpa)	5	3,5	0	0
Pl (MPa)	0,5	0,35	0	0
α	1/3	1/3	0	0
Ep. (m)	0,5	10	0	0

γ béton : 25 kN/m³
 γ GB : 20 kN/m³
 γ sol / massif : 18 kN/m³

γ sol d'assise : 18 kN/m³
 ϕ' sol d'assise : 30 °
 c' sol d'assise : 0 kPa
Nature sol d'assise : Sables et graves

Profondeur nappe : 2,6 m

Paramètres sismiques :

Comportement :

Coeff partiel de modèle γ_{Rd} :

Accélération pesanteur :

Fact calcul coeff sism horizontal r :

Angle de frott sol ϕ' :

Classe de sol S :

ϕ_h / ϕ_v :

Angle de frott sol-structure δ :

Coeff. importance ouvrage γ_I :

Coeff d'aplication topo S_T :

Données :

n°	Etat-lim	Vz (kN)	Hx (kN)			My (kN.m)	Vd (kN)	Hd (kN)		e _y (m)	i _e	$\sigma_{v,d}$ (kPa)		
												Meyerhof	Triang / Trap	
1	ELU D&T	79,43	0,00			0,00	79,43	0,00		0,0000	1,00	158,86	158,86	Trap
2	ELU D&T	47,73	0,00			0,00	47,73	0,00		0,0000	1,00	95,45	95,45	Trap
7	ELS C	57,73	0,00			0,00	57,73	0,00		0,0000	1,00	115,45	115,45	Trap
8	ELS C	47,73	0,00			0,00	47,73	0,00		0,0000	1,00	95,45	95,45	Trap
9	ELS QP	50,73	0,00			0,00	50,73	0,00		0,0000	1,00	101,45	101,45	Trap
10	ELS QP	47,73	0,00			0,00	47,73	0,00		0,0000	1,00	95,45	95,45	Trap

Capacité portante - glissement - excentrement selon NF P 94-261 :

n°	Etat-lim	h _r (m)	D _e (m)	k _p	Pl _e [*] (kPa)	i _δ	i _β	A' (m²)	R _{v,d} + R0 (kN)		R _{h,d} (kN)		i _e		σ _{R,d} (kPa)	Mey	T/T
1	ELU D&T	0,75	1,214	1,393	350	1,000	1,000	0,50	154,10	OK	37,90	OK	1,00	OK	290,21	OK	OK
2	ELU D&T	0,75	1,214	1,393	350	1,000	1,000	0,50	154,10	OK	22,77	OK	1,00	OK	290,21	OK	OK
7	ELS C	0,75	1,214	1,393	350	1,000	1,000	0,50	97,32	OK			1,00	OK	176,65	OK	OK
8	ELS C	0,75	1,214	1,393	350	1,000	1,000	0,50	97,32	OK			1,00	OK	176,65	OK	OK
9	ELS QP	0,75	1,214	1,393	350	1,000	1,000	0,50	97,32	OK			1,00	OK	176,65	OK	OK
10	ELS QP	0,75	1,214	1,393	350	1,000	1,000	0,50	97,32	OK			1,00	OK	176,65	OK	OK

Tassement selon NF P 94-261 :

n°	Etat-lim	q _{ref} (kPa)	E _c (kpa)	E _d (kpa)	λ _c	λ _d	S _c (cm)	S _d (cm)	S _f (cm)	
1	ELU D&T	158,86	3500	3500	1,500	2,650	0,112	0,699	0,811	
2	ELU D&T	95,45	3500	3500	1,500	2,650	0,061	0,384	0,446	
7	ELS C	115,45	3500	3500	1,500	2,650	0,077	0,483	0,561	OK
8	ELS C	95,45	3500	3500	1,500	2,650	0,061	0,384	0,446	OK
9	ELS QP	101,45	3500	3500	1,500	2,650	0,066	0,414	0,480	OK
10	ELS QP	95,45	3500	3500	1,500	2,650	0,061	0,384	0,446	OK

Capacité portante et glissement sous sollicitations sismiques selon NF EN 1998-5 :

[illegible]



Semelles carrées ou rectangulaires	Largeur :	2,50	m	Hauteur gros béton :	0,05	m	(Non structurel)
Fondation : E11 - Auvent	Hauteur :	0,80	m	Encastrement D :	1,25	m	

Fondation : E11 - Auvent Hauteur : 0,80 m Encastrement D : 1,25 m

Présence talus : Non

Profil géotechnique :

Couche n°	1	2	3	4
Em (Mpa)	5	3,5	0	0
PI (MPa)	0,5	0,35	0	0
α	1/3	1/3	0	0
Ep. (m)	0,5	20	0	0

γ béton : 25 kN/m³ γ sol d'assise : 18 kN/m³
 γ GB : 20 kN/m³ ϕ' sol d'assise : 30 °
 γ sol / massif : 18 kN/m³ c' sol d'assise : 0 kPa
 Nature sol d'assise : Sables et graves
 Profondeur nappe : 2,6 m

γ sol d'assise : 18 kN/m³

φ' sol d'assise : 30°

c' sol d'assise : 0 kPa

α	1/3	1/3	0	0
----------	-----	-----	---	---

Nature sol d'assise : **Sables et graves**

Ep. (m)	0,5	20	0	0	Profondeur nappe : 2,6 m
---------	-----	----	---	---	--------------------------

Paramètres sismiques : Comportement : Coeff partiel de modèle γ_{Rd} :

Paramètres sismiques : Comportement : Coeff partiel de modèle γ_{Rd} :

Paramètres sismiques : Comportement : Coeff partiel de modèle γ_{Rd} :

Accélération pesanteur : Fact calcul coeff sism horizontal r : Angle de frott sol ϕ' :

Classe de sol S : σ_h / σ_v : Angle de frott sol-structure δ :

Coeff. importance ouvrage γ_i : Coeff d'aplification topo $S_T \tau$:

Données :

[illegible]

Capacité portante - glissement - excentrement selon NF P 94-261 :

[illegible]

Tassement selon NF P 94-261 :

[illegible]

Capacité portante et glissement sous sollicitations sismiques selon NF EN 1998-5 :

[illegible]

Affaire : W24-413B

Localisation : LE VERDON SUR MER

Projet : Extension du centre POLMAR

Semelles carrées ou rectangulaires

Fondation : B7 - stock

Longueur : 2,50 m

Largeur : 2,50 m

Hauteur : 0,80 m

Arase sup : 0,40 m

Hauteur gros béton : 0,05 m (Non structurel)

Encastrement D : 1,25 m

Présence talus : Non

Profil géotechnique :

Couche n°	1	2	3	4
Em (Mpa)	5	3,5	0	0
PI (MPa)	0,5	0,35	0	0
α	1/3	1/3	0	0
Ep. (m)	0,5	20	0	0

γ béton : 25 kN/m³

γ sol d'assise : 18 kN/m³

γ GB : 20 kN/m³

ϕ' sol d'assise : 30 °

γ sol / massif : 18 kN/m³

c' sol d'assise : 0 kPa

Nature sol d'assise : Sables et graves

Profondeur nappe : 2,6 m

Paramètres sismiques :

Comportement :

Coeff partiel de modèle γ_{rd} :

Accélération pesanteur :

Fact calcul coeff sism horizontal r :

Angle de frott sol ϕ' :

Classe de sol S :

σ_h / σ_v :

Angle de frott sol-structure δ :

Coeff. importance ouvrage γ_I :

Coeff d'aplication topo S_τ :

Données :

												Meyerhof
n°	Etat-lim	Vz (kN)	Hx (kN)	Hy (kN)	Mx (kN.m)	My (kN.m)	Vd (kN)	Hd (kN)	e _x (m)	e _y (m)	i _e	$\sigma_{v,d}$ (kPa)
1	ELU D&T	444,04	38,40	0,00	0,00	-30,72	444,04	38,40	0,0000	-0,0692	0,94	75,21
2	ELU D&T	95,25	-33,00	0,00	0,00	26,40	95,25	33,00	0,0000	0,2772	0,78	19,58
7	ELS C	320,55	28,00	0,00	0,00	-22,40	320,55	28,00	0,0000	-0,0699	0,94	54,32
8	ELS C	145,25	-14,00	0,00	0,00	11,20	145,25	14,00	0,0000	0,0771	0,94	24,77
9	ELS QP	273,97	18,40	0,00	0,00	-14,72	273,97	18,40	0,0000	-0,0537	0,96	45,80
10	ELS QP	245,25	24,00	0,00	0,00	-19,20	245,25	24,00	0,0000	-0,0783	0,94	41,86

Capacité portante - glissement - excentrement selon NF P 94-261 :

n°	Etat-lim	h _r (m)	D _e (m)	k _p	Pl _e ' (kPa)	i _δ	i _β	A' (m²)	R _{v,d} + R0 (kN)		R _{h,d} (kN)		i _e		σ _{R,d} (kPa)	
1	ELU D&T	3,75	1,464	1,308	350	0,000	1,000	5,90	1487,39	OK	211,87	OK	0,94	OK	228,11	OK
2	ELU D&T	3,75	1,464	1,308	350	0,000	1,000	4,86	749,47	OK	45,45	OK	0,78	OK	125,17	OK
7	ELS C	3,75	1,464	1,308	350	0,000	1,000	5,90	958,39	OK			0,94	OK	138,59	OK
8	ELS C	3,75	1,464	1,308	350	0,000	1,000	5,86	937,83	OK			0,94	OK	135,94	OK
9	ELS QP	3,75	1,464	1,308	350	0,000	1,000	5,98	1005,73	OK			0,96	OK	144,63	OK
10	ELS QP	3,75	1,464	1,308	350	0,000	1,000	5,86	934,52	OK			0,94	OK	135,51	OK

Tassement selon NF P 94-261 :

n°	Etat-lim	q _{ref} (kPa)	E _c (kpa)	E _d (kpa)	λ _c	λ _d	S _c (cm)	S _d (cm)	S _r (cm)	
1	ELU D&T	75,21	3500	3526	1,100	1,120	0,153	0,330	0,483	
2	ELU D&T	19,58	3500	3526	1,100	1,120	-0,008	-0,018	-0,027	
7	ELS C	54,32	3500	3526	1,100	1,120	0,093	0,199	0,292	OK
8	ELS C	24,77	3500	3526	1,100	1,120	0,007	0,014	0,021	OK
9	ELS QP	45,80	3500	3526	1,100	1,120	0,068	0,146	0,214	OK
10	ELS QP	41,86	3500	3526	1,100	1,120	0,056	0,121	0,178	OK

Capacité portante et glissement sous sollicitations sismiques selon NF EN 1998-5 :

[illegible]

Dimensionnement des fondations

Affaire : W24-413B

Localisation : LE VERDON SUR MER

Projet : Extension du centre POLMAR

Semelles carrées ou rectangulaires

Fondation : M2 - stock

Longueur : 0,80 m

Largeur : 0,80 m

Hauteur : 1,00 m

Arase sup : 0,40 m

Hauteur gros béton : 0,05 m (Non structurel)

Encastrement D : 1,45 m

Présence talus : Non

Profil géotechnique :

Couche n°	1	2	3	4
Em (Mpa)	5	3,5	0	0
PI (MPa)	0,5	0,35	0	0
α	1/3	1/3	0	0
Ep. (m)	0,5	20	0	0

γ béton : 25 kN/m³

γ sol d'assise : 18 kN/m³

γ GB : 20 kN/m³

ϕ' sol d'assise : 30 °

γ sol / massif : 18 kN/m³

c' sol d'assise : 0 kPa

Nature sol d'assise : Sables et graves

Profondeur nappe : 2,6 m

Paramètres sismiques :

Comportement :

Coeff partiel de modèle γ_{rd} :

Accélération pesanteur :

Fact calcul coeff sism horizontal r :

Angle de frott sol ϕ' :

Classe de sol S :

σ_h / σ_v :

Angle de frott sol-structure δ :

Coeff. importance ouvrage γ_I :

Coeff d'aplication topo S_τ :

Données :

												Meyerhof
n°	Etat-lim	Vz (kN)	Hx (kN)	Hy (kN)	Mx (kN.m)	My (kN.m)	Vd (kN)	Hd (kN)	e _x (m)	e _y (m)	i _e	$\sigma_{v,d}$ (kPa)
1	ELU D&T	64,68	0,00	0,00	0,00	0,00	64,68	0,00	0,0000	0,0000	1,00	101,07
2	ELU D&T	31,25	0,00	0,00	0,00	0,00	31,25	0,00	0,0000	0,0000	1,00	48,83
7	ELS C	46,25	0,00	0,00	0,00	0,00	46,25	0,00	0,0000	0,0000	1,00	72,26
8	ELS C	31,25	0,00	0,00	0,00	0,00	31,25	0,00	0,0000	0,0000	1,00	48,83
9	ELS QP	43,25	0,00	0,00	0,00	0,00	43,25	0,00	0,0000	0,0000	1,00	67,58
10	ELS QP	31,25	0,00	0,00	0,00	0,00	31,25	0,00	0,0000	0,0000	1,00	48,83

Capacité portante - glissement - excentrement selon NF P 94-261 :

n°	Etat-lim	h _r (m)	D _e (m)	k _p	PI _e ⁺ (kPa)	i _δ	i _β	A' (m²)	R _{v,d} + R0 (kN)		R _{h,d} (kN)		i _e		σ _{R,d} (kPa)	
1	ELU D&T	1,2	1,664	1,580	350	0,000	1,000	0,64	227,37	OK	30,86	OK	1,00	OK	329,17	OK
2	ELU D&T	1,2	1,664	1,580	350	0,000	1,000	0,64	227,37	OK	14,91	OK	1,00	OK	329,17	OK
7	ELS C	1,2	1,664	1,580	350	0,000	1,000	0,64	144,94	OK			1,00	OK	200,36	OK
8	ELS C	1,2	1,664	1,580	350	0,000	1,000	0,64	144,94	OK			1,00	OK	200,36	OK
9	ELS QP	1,2	1,664	1,580	350	0,000	1,000	0,64	144,94	OK			1,00	OK	200,36	OK
10	ELS QP	1,2	1,664	1,580	350	0,000	1,000	0,64	144,94	OK			1,00	OK	200,36	OK

Tassement selon NF P 94-261 :

n°	Etat-lim	q _{ref} (kPa)	E _c (kpa)	E _d (kpa)	λ _c	λ _d	S _c (cm)	S _d (cm)	S _f (cm)	
1	ELU D&T	101,07	3500	3500	1,100	1,120	0,070	0,326	0,396	
2	ELU D&T	48,83	3500	3500	1,100	1,120	0,021	0,099	0,120	
7	ELS C	72,26	3500	3500	1,100	1,120	0,043	0,201	0,244	OK
8	ELS C	48,83	3500	3500	1,100	1,120	0,021	0,099	0,120	OK
9	ELS QP	67,58	3500	3500	1,100	1,120	0,039	0,181	0,219	OK
10	ELS QP	48,83	3500	3500	1,100	1,120	0,021	0,099	0,120	OK

Capacité portante et glissement sous sollicitations sismiques selon NF EN 1998-5 :

[illegible]



Fondation : M3 - stock

Hauteur : 0,80 m

Encastrement D : 1,25 m

Profil géotechnique :

Profondeur nappe : 2,6 m

Coeff partiel de modèle γ_{Rd} :

Angle de frott sol φ' :

Angle de frott sol-structure δ :

Coeff d'aplification topo $S\tau$:

[illegible]

Capacité portante - glissement - excentrement selon NF P 94-261 :

[illegible]

Tassement selon NF P 94-261 :

[illegible]

Capacité portante et glissement sous sollicitations sismiques selon NF EN 1998-5 :

[illegible]

Dimensionnement des fondations

Affaire : W24-413B

Localisation : LE VERDON SUR MER

Projet : Extension du centre POLMAR

Semelles carrées ou rectangulaires

Fondation : Radier

Longueur : 9,94 m

Largeur : 5,26 m

Hauteur : 0,20 m

Arase sup : 0,00 m

Hauteur gros béton : 0,05 m (Non structurel)

Encastrement D : 0,25 m

Présence talus : Non

Profil géotechnique :

Couche n°	1	2	3	4
Em (Mpa)	5	3,5	0	0
PI (MPa)	0,5	0,35	0	0
α	1/3	1/3	0	0
Ep. (m)	0,5	45	0	0

γ béton : 25 kN/m³

γ sol d'assise : 18 kN/m³

γ GB : 20 kN/m³

ϕ' sol d'assise : 30 °

γ sol / massif : 18 kN/m³

c' sol d'assise : 0 kPa

Nature sol d'assise : Sables et graves

Profondeur nappe : 2,6 m

Paramètres sismiques :

Comportement :

Coeff partiel de modèle γ_{rd} :

Accélération pesanteur :

Fact calcul coeff sism horizontal r :

Angle de frott sol ϕ' :

Classe de sol S :

σ_h / σ_v :

Angle de frott sol-structure δ :

Coeff. importance ouvrage γ_I :

Coeff d'aplication topo S_τ :

Données :

												Meyerhof
n°	Etat-lim	Vz (kN)	Hx (kN)	Hy (kN)	Mx (kN.m)	My (kN.m)	Vd (kN)	Hd (kN)	e _x (m)	e _y (m)	i _e	$\sigma_{v,d}$ (kPa)
1	ELU D&T	1208,14	0,00	0,00	0,00	0,00	1208,14	0,00	0,0000	0,0000	1,00	23,11
2	ELU D&T	313,81	0,00	0,00	0,00	0,00	313,81	0,00	0,0000	0,0000	1,00	6,00
7	ELS C	836,81	0,00	0,00	0,00	0,00	836,81	0,00	0,0000	0,0000	1,00	16,00
8	ELS C	313,81	0,00	0,00	0,00	0,00	313,81	0,00	0,0000	0,0000	1,00	6,00
9	ELS QP	732,21	0,00	0,00	0,00	0,00	732,21	0,00	0,0000	0,0000	1,00	14,00
10	ELS QP	313,81	0,00	0,00	0,00	0,00	313,81	0,00	0,0000	0,0000	1,00	6,00

Capacité portante - glissement - excentrement selon NF P 94-261 :

n°	Etat-lim	h _r (m)	D _e (m)	k _p	Pl _e [*] (kPa)	i _δ	i _β	A' (m²)	R _{v,d} + R0 (kN)		R _{h,d} (kN)		i _e		σ _{R,d} (kPa)	
1	ELU D&T	7,89	0,353	1,066	353,97796	0,000	1,000	52,28	11835,15	OK	576,46	OK	1,00	OK	221,86	OK
2	ELU D&T	7,89	0,353	1,066	353,97796	0,000	1,000	52,28	11835,15	OK	149,73	OK	1,00	OK	221,86	OK
7	ELS C	7,89	0,353	1,066	353,97796	0,000	1,000	52,28	7296,07	OK			1,00	OK	135,05	OK
8	ELS C	7,89	0,353	1,066	353,97796	0,000	1,000	52,28	7296,07	OK			1,00	OK	135,05	OK
9	ELS QP	7,89	0,353	1,066	353,97796	0,000	1,000	52,28	7296,07	OK			1,00	OK	135,05	OK
10	ELS QP	7,89	0,353	1,066	353,97796	0,000	1,000	52,28	7296,07	OK			1,00	OK	135,05	OK

Tassement selon NF P 94-261 :

n°	Etat-lim	q _{ref} (kPa)	E _c (kpa)	E _d (kpa)	λ _c	λ _d	S _c (cm)	S _d (cm)	S _r (cm)	
1	ELU D&T	23,11	3603	3525	1,232	1,565	0,124	0,168	0,292	
2	ELU D&T	6,00	3603	3525	1,232	1,565	0,010	0,014	0,024	
7	ELS C	16,00	3603	3525	1,232	1,565	0,077	0,104	0,181	OK
8	ELS C	6,00	3603	3525	1,232	1,565	0,010	0,014	0,024	OK
9	ELS QP	14,00	3603	3525	1,232	1,565	0,063	0,086	0,149	OK
10	ELS QP	6,00	3603	3525	1,232	1,565	0,010	0,014	0,024	OK

Capacité portante et glissement sous sollicitations sismiques selon NF EN 1998-5 :

[illegible]

L'enchaînement de chacune de ces 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 pertinentes issues d'investigations géotechniques appropriées.

ETAPE 1 : ETUDE GEOTECHNIQUE PREALABLE (G1)

Cette mission, comprenant deux phases, 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.

Phase Étude de Site (ES)

Elle est réalisée en amont d'une étude préliminaire, d'esquisse ou d'APS et permet 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 ou d'esquisse ou d'APS et permet de réduire les conséquences sur les futurs ouvrages des risques géotechniques majeurs identifiés en cas de survenance. Elle s'appuie obligatoirement sur des données géotechniques pertinentes.

- 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 une synthèse des données géotechniques à ce stade d'étude (première approche de la ZIG, horizons porteurs potentiels, modes de fondations possibles, contraintes pour les terrassements et la création d'ouvrages enterrés, améliorations de sols possibles) ainsi que certains principes généraux de construction envisageables.

ETAPE 2 : ETUDE GEOTECHNIQUE DE CONCEPTION (G2)

Cette mission, comprenant trois phases, 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.

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 et 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 comprenant la 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.

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

ETUDE ET SUIVI GEOTECHNIQUES D'EXECUTION (G3)

Se déroulant en deux phases interactives, 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.

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 GEOTECHNIQUE D'EXECUTION (G4)

Se déroulant en deux phases interactives, 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.

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 dossier des ouvrages exécutés (DOE) et sur les documents du dossier d'interventions ultérieures sur l'ouvrage (DIUO).

DIAGNOSTIC GEOTECHNIQUE (G5)

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

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



Notre référence à rappeler
dans toute correspondance :

N° assuré : 418383J

N° contrat : 7302000/001 472624

N° SIREN : 413087511

Pour tout renseignement contacter :

SMABTP LIMOGES

2 ALLEE DUKE ELLINGTON

BP 50013

87067 LIMOGES CEDEX

Tél : 01.58.01.42.20

Courriel : amandine_rusek@smabtp.fr

SARL COMPETENCE GEOTECHNIQUE

3 IMPASSE DES FOUGERES

19100 BRIVE LA GAILLARDE

ATTESTATION D'ASSURANCE

Contrat d'assurance GLOBAL INGENIERIE

Période de validité : du 01/01/2025 au 31/12/2025

SMABTP ci-après désigné l'assureur atteste que l'assuré désigné ci-dessus est titulaire d'un contrat d'assurance professionnelle GLOBAL INGENIERIE numéro 418383J 7302.000/1 472624.

1. ASSURES

Les sociétés listées ci-dessous bénéficient de la qualité d'assuré :

- COMPETENCE GEOTECHNIQUE ATLANTIQUE (siren 814172383)
- COMPETENCE GEOTECHNIQUE CENTRE OUEST (siren 789894615)
- COMPETENCE GEOTECHNIQUE FRANCHE COMTE (siren 488400367)
- COMPETENCE GEOTECHNIQUE GRAND EST (siren 488202755)
- COMPETENCE GEOTECHNIQUE NORD (siren 814521951)
- COMPETENCE GEOTECHNIQUE SUD (siren 507474997)
- COMPETENCE GEOTECHNIQUE CENTRE (siren 814252870)

2. PERIMETRE DES MISSIONS PROFESSIONNELLES GARANTIES

Seules les missions suivantes sont garanties par le présent contrat :

2.1 Missions bénéficiant des garanties d'assurance de responsabilité décennale obligatoire et complémentaire, de responsabilité décennale pour les ouvrages non soumis à l'obligation d'assurance et des garanties de responsabilité civile

⇒ **Etudes GEOTECHNIQUES G1 à G4 dans le cadre de la norme NF P 94-500 comportant :**

- **Etude géotechnique préalable (G1)** comprenant 2 phases :

- la phase Etude de Site (ES) pour définir un modèle géologique préliminaire et une première identification des risques géotechniques majeurs,



- la phase Principes Généraux de Construction (PGC) pour compléter le modèle géologique et définir le contexte géotechnique à prendre en compte dans un rapport de synthèse. Elle doit permettre de réduire les conséquences des risques majeurs identifiés en cas de survenance.

- **Etude géotechnique de conception (G2)** comprenant 3 phases, qui permet l'élaboration du projet des ouvrages géotechniques et réduit les conséquences des risques géotechniques importants identifiés :

- la phase Avant-Projet (AVP) pour fournir les hypothèses géotechniques, les principes de construction envisageables et une ébauche dimensionnelle. Elle précise la pertinence de l'application de la méthode observationnelle,

- la phase Projet (PRO) pour fournir un rapport de synthèse justifiant des choix constructifs, des notes de calculs de dimensionnement, des valeurs seuils et une approche des quantités,

- la phase DCE/ACT pour établir ou participer à la rédaction des documents techniques nécessaires à la consultation des entreprises et pour assister le maître d'ouvrage dans l'analyse des offres techniques.

- **Etude et suivi géotechnique d'exécution (G3)**, normalement à la charge des entreprises, comprenant 2 phases interactives, qui permet de réduire les risques résiduels par des mesures correctives :

- la phase Etude, sur la base de la G2, pour étudier dans le détail les ouvrages géotechniques et élaborer le dossier d'exécution,

- la phase Suivi pour suivre la réalisation et vérifier les données par des relevés lors des travaux, et pour établir le dossier des ouvrages exécutés.

- **Supervision géotechnique d'exécution (G4)** comprenant 2 phases interactives :

- la phase Etude pour donner un avis sur la pertinence des hypothèses prises par l'entreprise,

- la phase Suivi, par interventions ponctuelles sur le chantier, pour donner un avis sur les adaptations proposées par l'entreprise, sur le contexte géotechnique retenu et le comportement de l'ouvrage et des avoisinants.

Chaque mission s'appuie sur des données géotechniques issues d'investigations pouvant être réalisées à chaque étape par un BET.

⇒ Diagnostics géotechniques G5 :

Missions ponctuelles de Diagnostics géotechniques (G5) réalisées en dehors de toute autre mission de la norme NF P 94 -500 et limitées strictement à l'étude d'un ou plusieurs éléments géotechniques spécifiques pour permettre d'identifier l'influence d'un ou plusieurs éléments géotechniques et les conséquences possibles sur le projet en cours ou sur l'ouvrage existant.

N° assuré : 418383J
N° contrat : 7302000/001 472624
N° SIREN : 413087511
Attestation

3/7

2.2 Missions bénéficiant des garanties d'assurance de responsabilité civile hors garanties d'assurance de responsabilité décennale obligatoire et complémentaire et de responsabilité décennale pour les ouvrages non soumis à l'obligation d'assurance

⇒ Etudes environnementales :

Impacts remembrements de carrières, études hydrogéologiques et diagnostic pollution (mission LEVE et mission EVAL).

3. GARANTIES D'ASSURANCE DE RESPONSABILITE DECENNALE OBLIGATOIRE ET COMPLEMENTAIRE POUR LES OUVRAGES SOUMIS A L'OBLIGATION D'ASSURANCE

Les garanties objet de la présente attestation s'appliquent :

- aux missions professionnelles suivantes : missions listées au paragraphe 1-1 ci-avant ;
- aux travaux ayant fait l'objet d'une ouverture de chantier pendant la période de validité mentionnée ci-dessus. L'ouverture de chantier est définie à l'annexe I à l'article A243-1 du code des assurances ;
- aux travaux réalisés en France Métropolitaine et dans les DROM ;
- aux chantiers dont le coût total de construction H.T. tous corps d'état (honoraires compris), déclaré par le maître d'ouvrage, n'est pas supérieur à la somme de 26 000 000 €.
Cette somme est illimitée en présence d'un contrat collectif de responsabilité décennale bénéficiant à l'assuré, comportant à son égard une franchise absolue au maximum de 3 000 000 € par sinistre ;
- aux travaux, produits et procédés de construction suivants : tous travaux, produits et procédés de construction.

Dans le cas où les travaux réalisés ne répondent pas aux caractéristiques énoncées ci-dessus, l'assuré en informe l'assureur.

-----Tableau de la garantie d'assurance de responsabilité décennale obligatoire en page suivante-----

N° assuré : 418383J
 N° contrat : 7302000/001 472624
 N° SIREN : 413087511
 Attestation

4/7

3.1 ASSURANCE DE RESPONSABILITE DECENNALE OBLIGATOIRE

Nature de la garantie	Montant de la garantie
<p>Le contrat garantit la responsabilité décennale de l'assuré instaurée par les articles 1792 et suivants du code civil, dans le cadre et les limites prévus par les dispositions des articles L. 241-1 et L. 241-2 du code des assurances relatives à l'obligation d'assurance décennale, et pour des travaux de construction d'ouvrages qui y sont soumis, au regard de l'article L. 243-1-1 du même code.</p> <p>La garantie couvre les travaux de réparation, notamment en cas de remplacement des ouvrages, qui comprennent également les travaux de démolition, déblaiement, dépose ou démontage éventuellement nécessaires.</p>	<p>En Habitation : Le montant de la garantie couvre le coût des travaux de réparation des dommages à l'ouvrage.</p>
	<p>Hors habitation : Le montant de la garantie couvre le coût des travaux de réparation des dommages à l'ouvrage dans la limite du coût total de construction déclaré par le maître d'ouvrage et sans pouvoir être supérieur au montant prévu au I de l'article R. 243-3 du code des assurances.</p>
	<p>En présence d'un CCRD : Lorsqu'un Contrat Collectif de Responsabilité Décennale (CCRD) est souscrit au bénéfice de l'assuré, le montant de la garantie est égal au montant de la franchise absolue stipulée par ledit contrat collectif.</p>
Durée et maintien de la garantie	
<p>La garantie s'applique pour la durée de la responsabilité décennale pesant sur l'assuré en vertu des articles 1792 et suivants du code civil. Elle est maintenue dans tous les cas pour la même durée.</p>	

3.2 GARANTIE DE RESPONSABILITE DU SOUS-TRAITANT EN CAS DE DOMMAGES DE NATURE DECENNALE

Le contrat garantit la responsabilité de l'assuré qui intervient en qualité de sous-traitant, en cas de dommages de nature décennale dans les conditions et limites posées par les articles 1792 et 1792-2 du code civil, sur des ouvrages soumis à l'obligation d'assurance de responsabilité décennale. Cette garantie est accordée pour une durée ferme de dix ans à compter de la réception visée à l'article 1792-4-2 du code civil.

La garantie couvre les travaux de réparation, notamment en cas de remplacement des ouvrages, qui comprennent également les travaux de démolition, déblaiement, dépose ou démontage éventuellement nécessaires.

Le montant des garanties accordées couvre le coût des travaux de réparation des dommages à l'ouvrage sans pouvoir excéder, en cas de CCRD, 3 000 000 € par sinistre.

N° assuré : 418383J
N° contrat : 7302000/001 472624
N° SIREN : 413087511
Attestation

5/7

3.3 GARANTIE DE BON FONCTIONNEMENT

Le contrat garantit la responsabilité de l'assuré en cas de dommages matériels affectant les éléments d'équipements relevant de la garantie de bon fonctionnement visée à l'article 1792-3 du code civil.

Cette garantie est accordée pour une durée de deux ans à compter de la réception et pour un montant de 750 000 € par sinistre.

4. GARANTIE D'ASSURANCE DE RESPONSABILITE DECENNALE POUR LES OUVRAGES NON SOUMIS A L'OBLIGATION D'ASSURANCE

La garantie objet du présent paragraphe s'applique :

- aux réclamations formulées pendant la période de validité de la présente attestation ;
- aux travaux réalisés en France Métropolitaine et dans les DROM ;
- aux opérations de construction non soumises à l'obligation d'assurance dont le coût total de construction H.T. tous corps d'état (honoraires compris), déclaré par le maître d'ouvrage, n'est pas supérieur à la somme de 26 000 000 €. Au-delà de ce montant, l'assuré doit déclarer le chantier concerné et souscrire auprès de l'assureur un avenant d'adaptation de garantie. A défaut, il sera appliqué la règle proportionnelle prévue à l'article L121-5 du code des assurances ;
- aux missions, travaux, produits et procédés de construction listés au paragraphe 1-1 ci-avant.

Dans le cas où les travaux réalisés ne répondent pas aux caractéristiques énoncées ci-dessus, l'assuré en informe l'assureur. Tous travaux, ouvrages ou opérations ne correspondant pas aux conditions précitées peuvent faire l'objet sur demande spéciale de l'assuré d'une garantie spécifique, soit par contrat soit par avenant.

Nature de la garantie	Montant de garantie
Garantie de responsabilité décennale pour les ouvrages non soumis à l'obligation d'assurance mentionnés au contrat, y compris en sa qualité de sous-traitant, dans les conditions et limites posées par les articles 1792, 1792-4-1 et 1792-4-2 du code civil.	3 000 000 € par sinistre et par an

N° assuré : 418383J
N° contrat : 7302000/001 472624
N° SIREN : 413087511
Attestation

6/7

5. GARANTIE D'ASSURANCE DE RESPONSABILITE CIVILE EXPLOITATION

La garantie objet du présent paragraphe s'applique :

- aux conséquences pécuniaires de la responsabilité incombant à l'assuré à l'occasion de l'exploitation de sa société pour l'exercice de son activité ;
- aux réclamations formulées pendant la période de validité de la présente attestation.

Nature de la garantie	Montants de garantie
Dommages corporels	8 000 000€ par sinistre
Dommages matériels et immatériels	2 000 000€ par sinistre
- dont dommages immatériels non consécutifs	1 000 000€ par sinistre
- dont dommages aux biens des préposés	50 000€ par sinistre

6. GARANTIE D'ASSURANCE DE RESPONSABILITE CIVILE PROFESSIONNELLE

Cette garantie a vocation à couvrir les dommages causés aux tiers relevant de la responsabilité civile professionnelle de l'assuré en dehors des dispositions relevant des articles 1792 et suivants du code civil relatifs à la garantie décennale traités aux paragraphes 2 et 3 ci-avant.

La garantie objet du présent paragraphe s'applique :

- aux missions professionnelles listées au paragraphe 1 ci-avant ;
- aux réclamations formulées pendant la période de validité de la présente attestation.

N° assuré : 418383J
 N° contrat : 7302000/001 472624
 N° SIREN : 413087511
 Attestation

7/7

Nature de la garantie	Montant de garantie
Dommages corporels	8 000 000 € par sinistre et par an
Dommages matériels et immatériels France	4 000 000 € par sinistre et par an
- dont dommages immatériels non consécutifs	1 000 000 € par sinistre et par an
- dont dommages aux biens confiés	200 000 € par sinistre et par an
Limite pour tous dommages confondus d'atteinte à l'environnement y compris ceux dus ou liés à l'amiante	1 000 000 € par sinistre et par an
Responsabilité environnementale <i>(pour les dommages survenus pendant la période de validité de la présente attestation et constatés pendant cette même période)</i>	150 000 € par sinistre et par an

La présente attestation ne peut engager l'assureur au-delà des clauses et conditions du contrat précité auquel elle se réfère.

Fait à LIMOGES
 Le 07/01/2025

Le Directeur général

