



Construction d'ombrières ou d'une centrale photovoltaïque à Niort (79)

Rapport d'étude SNI2.Q.0039 Indice 1

Etude géotechnique de conception phase avant-projet (G2AVP)

02/06/2026



Agence de Niort • ZA de Baussais 1A – 4, rue de La Pérouse 79260 LA CRECHE
Tél. 33 (0)5.49.08.13.12 • Fax 33 (0)5.49.24.31.44 • cebtp.niort@groupeginger.com





CONSTRUCTION D'OMBRIERES OU D'UNE CENTRALE PHOTOVOLTAIQUE

Niort (79)

RAPPORT - Etude géotechnique de conception phase avant-projet (G2AVP)

Dossier : SNI2.Q.0039				Contrat : SNI2.Q.0114			
Indice	Date	Chargé d'affaire	Visa	Vérifié par	Visa	Contenu	Observations
1	02/06/26	Etienne GADIOUX		Gaëtan PUAUD		39 pages et 4 annexes	-

A compter du paiement intégral de la mission, le client devient libre d'utiliser le rapport et de le diffuser à condition de respecter et de faire respecter les limites d'utilisation des résultats qui y figurent et notamment les conditions de validité et d'application du rapport.

Sommaire

I. CONTEXTES.....	5
I.1. Contexte du projet.....	6
I.1.1. Données générales.....	6
I.1.2. Documents communiqués	6
I.1.3. Etude antérieure	6
I.1.4. Description du site et de l'existant	7
I.1.5. Description du projet	11
I.1.6. Terrassements.....	12
I.1.7. Ouvrages projetés.....	12
I.1.8. Sollicitations	12
I.1.9. Critères liés à l'exploitation.....	12
I.2. Mission Ginger CEBTP	13
I.3. Contextes géologique, géotechnique, risques majeurs.	14
I.3.1. Contextes géologique et géotechnique prévisionnels.....	14
I.3.2. Contexte hydrogéologique.....	14
I.3.3. Risques majeurs naturels ou anthropiques.....	15
II. INVESTIGATIONS GEOTECHNIQUES.....	17
II.1. Préambule	18
II.2. Implantation et nivellement.....	18
II.3. Sondages, essais et mesures in situ	18
II.4. Essais en laboratoire	19
III. INTERPRETATIONS ET SYNTHESE DES INVESTIGATIONS – MODELE GEOTECHNIQUE.....	20
III.1. Synthèse des investigations - Interprétations	21
III.1.1. Modèle géologique général	21
III.1.2. Résultats des sondages pénétrométriques	22
III.1.3. Résultats des essais en laboratoire.....	23
III.2. Modèle géotechnique	23
III.3. Interprétation et synthèse hydrogéologique	23
IV. ETUDE DES OUVRAGES	24
IV.1. Zone d'Influence Géotechnique : ZIG	25
IV.2. Traitement des risques majeurs ou anthropiques	25
IV.2.1. Risque sismique	25

IV.2.2. Radon	27
IV.2.3. Remblais	27
IV.3. Terrassements généraux - Fouilles	27
IV.3.1. Traficabilité en phase chantier.....	27
IV.3.2. Terrassabilité des matériaux	27
IV.3.3. Drainage de la plateforme en phase chantier	28
IV.4. Analyse du contexte et principe d'adaptation	28
IV.5. Protection vis-à-vis de l'aléa retrait gonflement	28
IV.6. Fondations.....	29
IV.6.1. Fondations par massifs isolés ou par puits	29
IV.6.2. Fondations par pieux battus	33
IV.7. Aléas résiduels	37
V. ENCHAINEMENT DES ETUDES ULTERIEURES	38

ANNEXES

ANNEXE 1 – NOTES GENERALES SUR LES MISSIONS GEOTECHNIQUES

ANNEXE 2 – PLANS DE LOCALISATION ET D'IMPLANTATION DES SONDAGES

ANNEXE 3 – COUPE DES SONDAGES ET ESSAIS IN SITU

ANNEXE 4 – PV DES ESSAIS EN LABORATOIRE

I. CONTEXTES

I.1. Contexte du projet

I.1.1. Données générales

I.1.1.1. Généralités

Nature de l'opération : Construction d'ombrières ou d'une centrale photovoltaïque
Adresse : 1 rue de l'Angélique - Bessines
Commune : Niort (79)
Client : CPAM 79

I.1.1.2. Intervenants

Maître d'ouvrage : CPAM 79

I.1.1.3. Phase du projet

D'après les éléments communiqués (cf. §I.1.2), le projet est au stade d'avancement suivant :

Etudes d'esquisse	Etudes d'avant-projet sommaire	Etudes d'avant-projet définitif	Etudes de projet	Etablissement DCE	Consultation ACT	Réalisation des ouvrages
		X				

I.1.1.4. Abréviations

TA : Terrain Actuel
TF : Terrain Fini
NGF : Nivellement Global de la France

I.1.2. Documents communiqués

Les documents fournis dans le cadre de cette étude sont les suivants :

Document	Echelle	Origine / référence	Date
Plan cadastral	1/1250	cadastre.gouv.fr	09/05/2023
Plan des réseaux	1/100	CPAM 79	-
Plan topographique	1/200	-	09/09/2005
Photographie aérienne des zones du projet	-	CPAM 79	-

I.1.3. Etude antérieure

Ginger CEBTP a réalisé des études G1 et G12 + G2 (ancienne G2 AVP et G2 PRO) dans le cadre du projet de construction du bâtiment de la CPAM 79 en 2001 puis en 2008 et référencées E122.1.508 et SNI2.08.032.

I.1.4. Description du site et de l'existant

Le projet se situe dans la ville de Niort sur la parcelle AM n°0315.

Lors de notre intervention les 13/03/2026 et 19/03/2026, le site était constitué d'une zone enherbée au Nord et d'une zone en enrobé au Sud (parking).

Le terrain est bordé par :

- Des voiries au Nord et à l'Est (rue de l'Angélique),
- Des voiries à l'Est (parking client CPAM 79),
- Le bâtiment de la CPAM 79 de type R+2 au Sud.



Parcelles cadastrales (Géoportail)

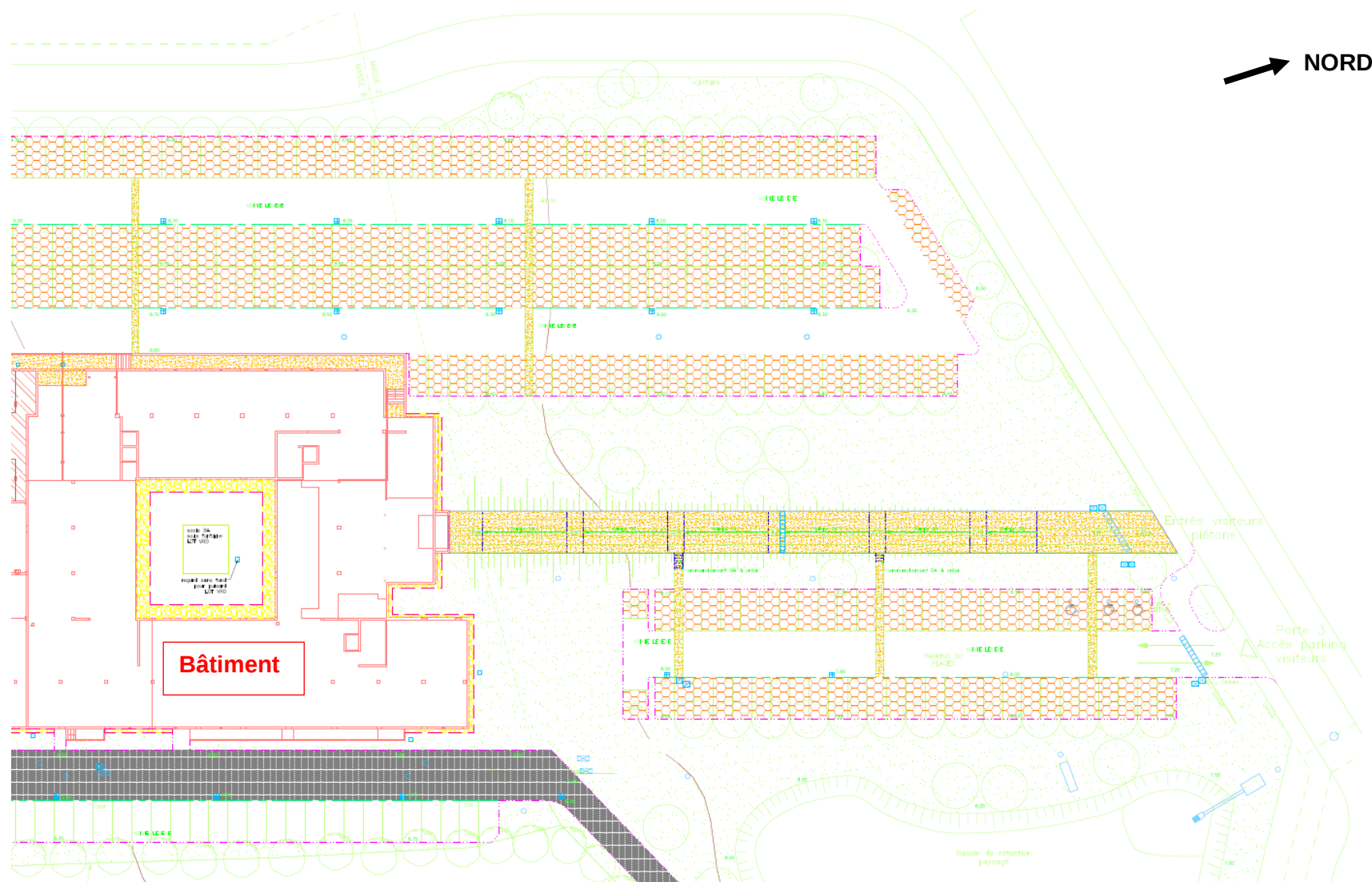
Le terrain a été remblayé en 2008 sur plus d'un mètre localement pour la construction du bâtiment actuel (plateforme).



Photographie de la zone Nord du site



Photographie de la zone Sud du site



Extrait du plan topographique

I.1.4.1. Topographie

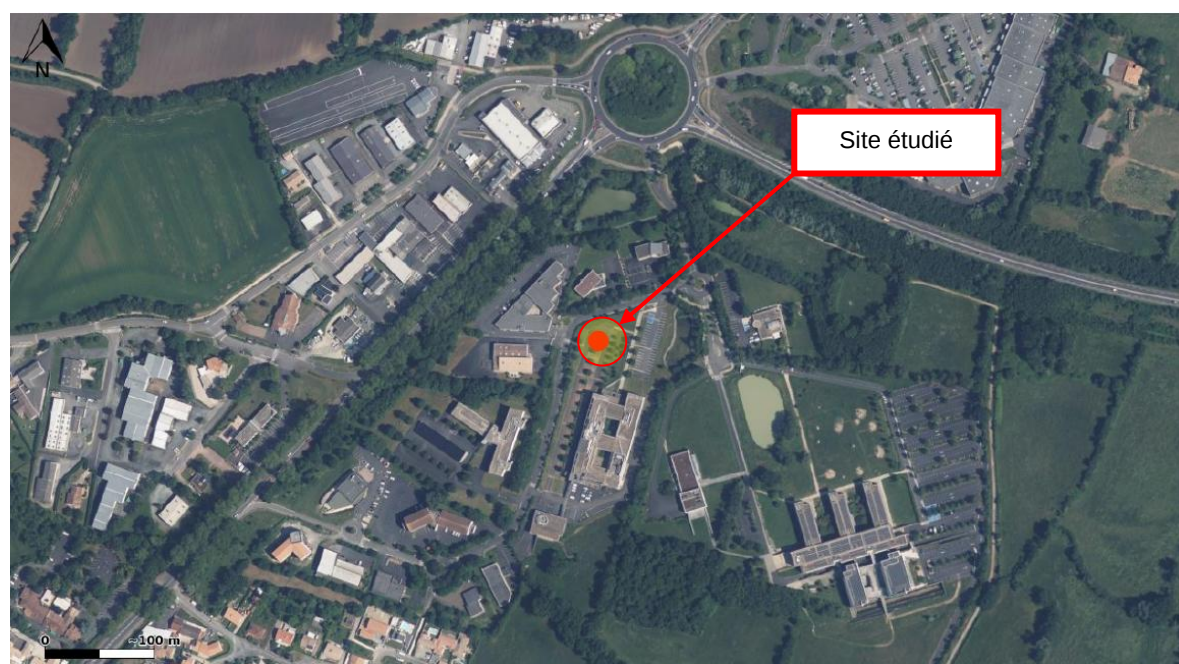
Le terrain est relativement plat et horizontal. Son altitude moyenne est de +8.3 mètres NGF d'après le plan topographique qui nous a été transmis.

I.1.4.2. Extrait de carte IGN



Source : Carte topographique (IGN)

I.1.4.3. Image aérienne

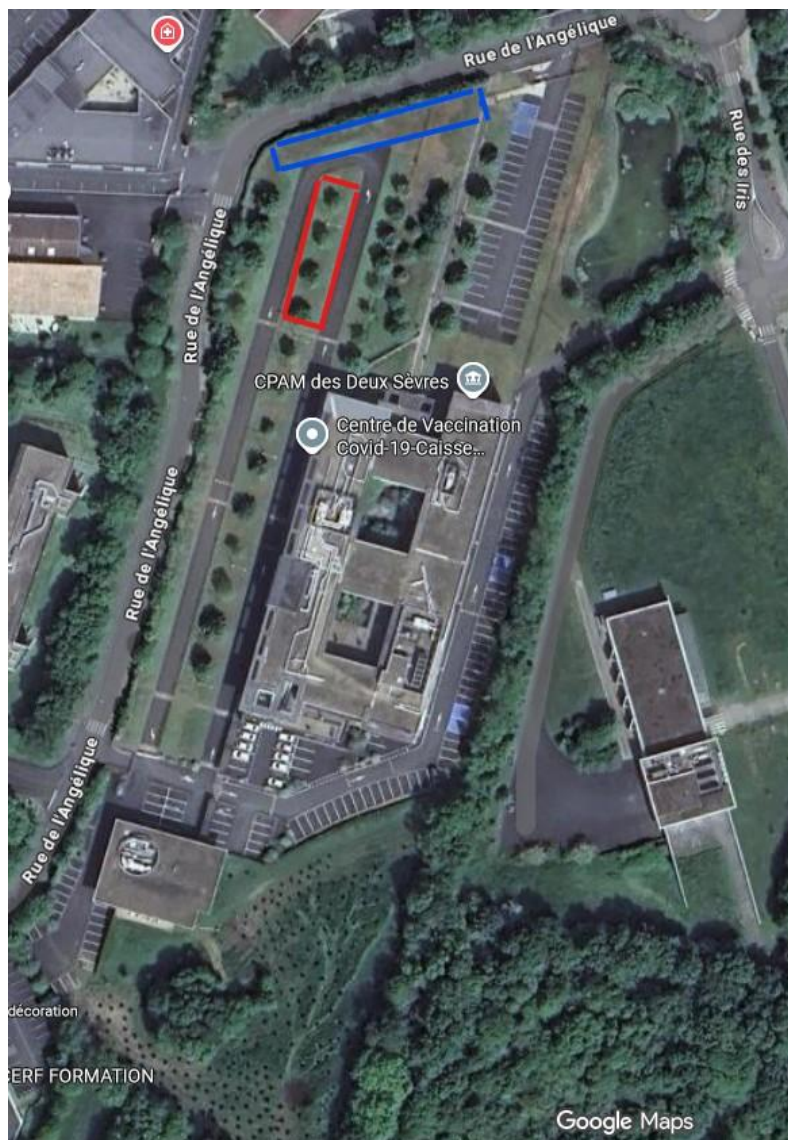


Source : Photographies aériennes (IGN)

I.1.5. Description du projet

D'après les documents communiqués par le maître d'ouvrage, le projet prévoit 2 options :

- La construction d'une centrale photovoltaïque au sol en zone Nord (rectangle bleu ci-dessous),
- Ou la construction d'ombrières photovoltaïques au Sud (rectangle rouge ci-dessous).



Zones envisagées pour le projet (transmis par le maître d'ouvrage)

Aucun plan du projet ne nous a été transmis à ce stade.

I.1.6. Terrassements

Il n'est pas prévu de terrassements autres que le simple reprofilage du terrain (+/- 0.3 m) et l'encastrement des fondations.

I.1.7. Ouvrages projetés

Les ouvrages géotechniques et travaux nécessaires à la construction du projet sont les suivants :

- Préparation du terrain, terrassements (déblais et remblais), épousement des fouilles,
- Fondations.

Le présent rapport traite de leur étude au stade d'avant-projet (mission G2 AVP).

I.1.8. Sollicitations

Les sollicitations ne nous ont pas été communiquées. Par conséquent, elles ont été estimées, sous toutes réserves, à 150 kN sous appui isolé.

Dans le cas de charges réelles différentes des estimations ci-dessus, il conviendra de revoir tout ou partie de nos conclusions.

Dans le cas de charges réelles différentes des estimations ci-dessus, il conviendra de revoir tout ou partie de nos conclusions.

I.1.9. Critères liés à l'exploitation

Les tassements admissibles ne nous ont pas été communiqués. Ils devront être définis par le bureau d'étude structure.

I.2. Mission Ginger CEBTP

La mission de Ginger CEBTP est conforme au contrat n°SNI2.Q.0114.

Il s'agit d'une étude géotechnique de conception (G2) réalisée en phase Avant-Projet (AVP), selon la norme AFNOR NF P 94-500 de novembre 2013 sur les missions d'ingénierie géotechnique.

Les résultats de l'étude réalisée au stade de la phase Avant-Projet (G2 AVP) ne sont pas suffisants pour être utilisés dans le DCE (Dossier de Consultation des Entreprises) car les risques importants sont traités à la fin de la mission G2 intégrant les phases PRO, DCE et ACT. De ce fait, cette étude d'Avant-Projet devra être suivie des études G2-PRO et G2-DCE/ACT.

L'étude comprend, conformément au contrat et à la Norme NF P 94-500 de Novembre 2013, les prestations suivantes :

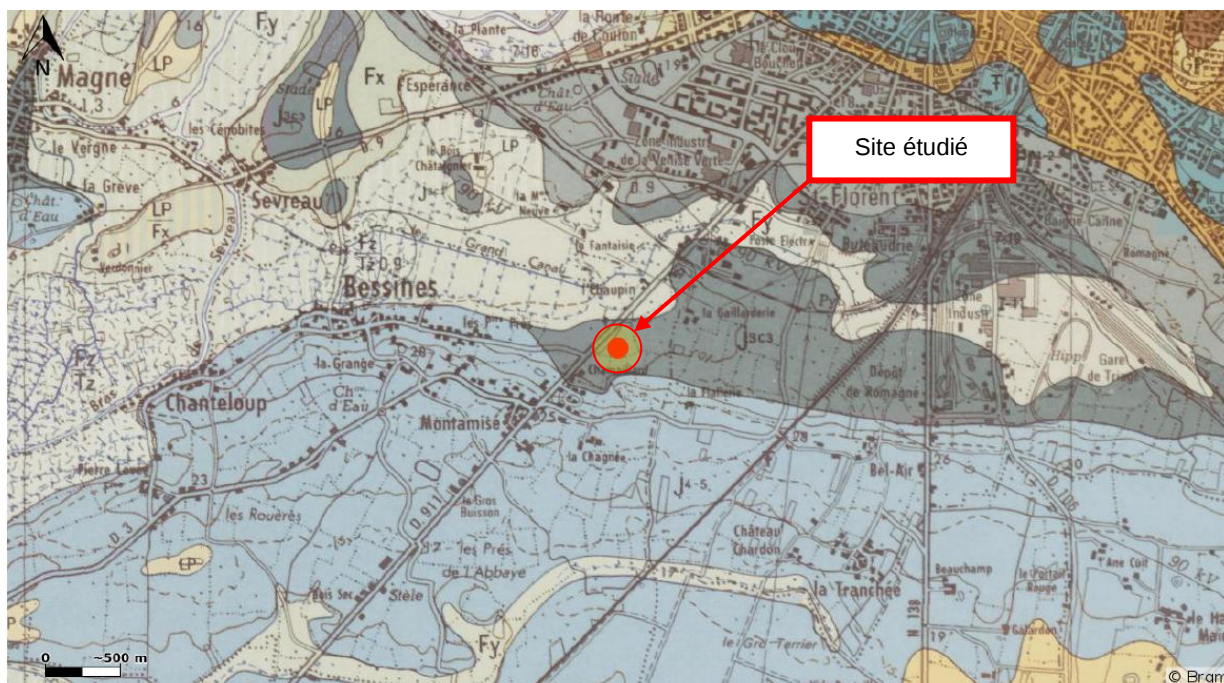
- L'ébauche des contextes géotechnique, hydrogéologique et sismique :
 - Etablir une première approche d'un modèle géologique,
 - Etudier les différents risques naturels identifiés,
 - Fournir une première approche d'un modèle hydrogéologique (niveaux d'eaux et relevés piézométriques dans le temps, ordres de grandeur des perméabilités locales, interprétation en termes de nappes et aquifères),
 - Présenter une première ébauche du contexte sismique et qualifier le risque de liquéfaction sous séisme,
 - Faire une première estimation des caractéristiques géotechniques importantes et des hypothèses géotechniques à prendre en compte au stade de l'avant-projet,
 - Donner Les principes de construction envisageables (terrassements, soutènements, pentes et talus, fondations, assises des dallages et voiries, améliorations des sols, dispositions générales vis-à-vis des nappes et avoisinants), ainsi qu'une ébauche dimensionnelle par type d'ouvrage géotechnique,
- Préciser la disposition vis à vis des avoisinants et des ouvrages situés dans la Zone d'Influence Géotechnique (ZIG) :
 - Etudier la stabilité générale du site pour un profil type, avant et après insertion du projet,
 - Juger de la stabilité des ouvrages avoisinants et mitoyens avant et après travaux.

I.3. Contextes géologique, géotechnique, risques majeurs.

I.3.1. Contextes géologique et géotechnique prévisionnels

D'après notre expérience locale et la carte géologique de Niort à l'échelle 1/50000, le site serait constitué des formations suivantes, de haut en bas :

- Des formations de couverture (remblais d'aménagement ou faible épaisseur de terre végétale),
- Des argiles marneuses sur environ 1.5 m d'épaisseur,
- Du substratum constitué de marnes grises notées j_{3c3}.



Source : Cartes géologiques 1/50000 (BRGM)

Extrait de la carte géologique de Niort

I.3.2. Contexte hydrogéologique

Dans le contexte géologique décrit plus haut, peuvent cohabiter plusieurs types de nappes. On distingue, de haut en bas :

- Une poche d'eau temporaire, de type nappe d'imbibition pouvant se mettre en place dans les horizons superficiels, alimentée par la pluviométrie efficace,
- Une nappe de type fissurale pouvant se développer au sein des marnes en fonction de l'état de fracturation du massif rocheux. Celle-ci s'apparente à de multiples venues d'eau observées au gré des discontinuités rencontrées dans le substratum. Ces circulations peuvent être en charge dans les fractures du substratum, généralement peu perméable.

I.3.3. Risques majeurs naturels ou anthropiques

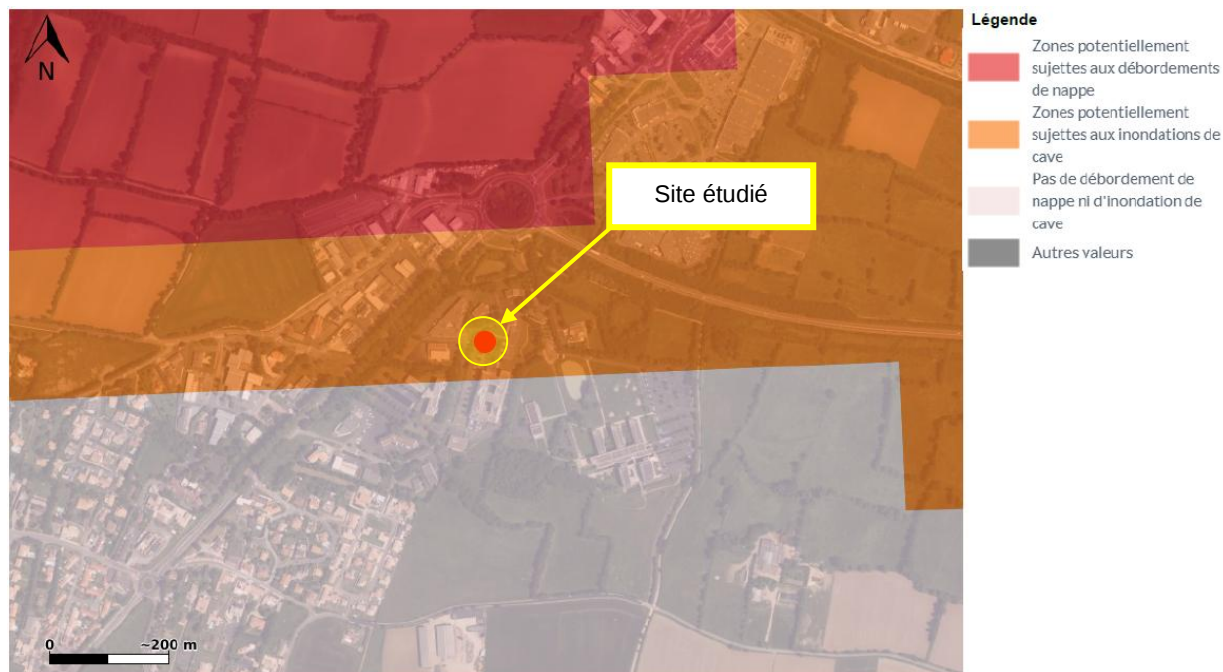
Les informations recueillies sur les sites internet consultés (www.georisques.gouv.fr) et le site de la préfecture ou transmises par le maître d'ouvrage sont consignées dans le tableau ci-dessous.

Risques majeurs	Informations documentaires
Inondations/débordement de cours d'eau	Hors zone inondable identifiée (PPRI de Niort) Zone potentiellement sujette aux inondations de cave*
Cavités naturelles ou anthropiques carrières	Pas de cavité répertoriée à proximité du projet
Argiles (retrait/gonflement - carte 2020)	Niveau exposition : fort *
Mouvements de terrains Instabilité – Glissement – Chute de blocs	Pas de mouvement de terrain recensé à proximité du projet
Séismes	Zone 3 : risque modéré *
Radon	Potentiel radon de catégorie 1
Pollution – Chimique - Pyrotechnique	Aucun ancien site industriel ou activité de service référencé à moins de 500 m du projet

* cf. détail et illustrations ci-après

I.3.3.1. Inondation

D'après les informations issues du site www.georisques.gouv.fr, la parcelle destinée à accueillir le projet est située hors zone potentiellement sujette aux débordements de nappe ou inondations de cave (cf. carte ci-dessous).

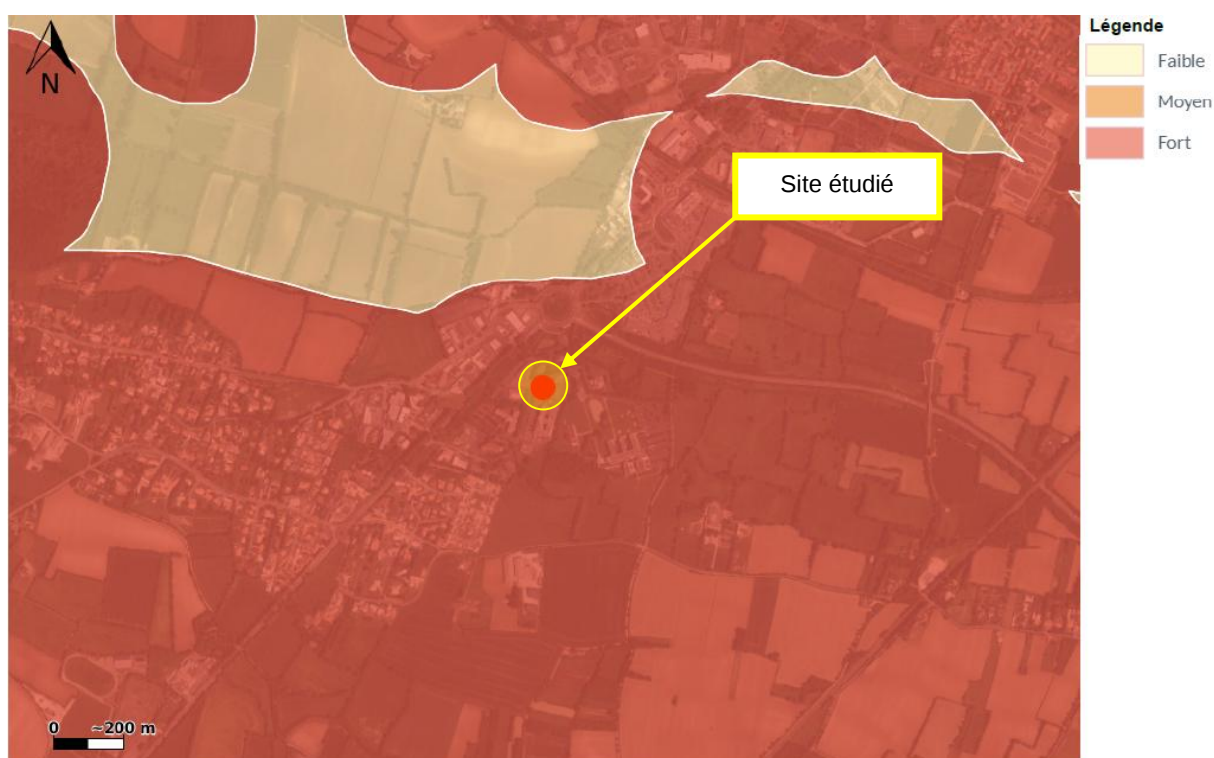


Source : Georisques.gouv.fr / Zones sensibles aux remontées de nappes

Par ailleurs des informations précises sur le risque réel d'inondation peuvent être fournies dans les documents d'urbanisme (P.L.U.) et dépendent des travaux de protection réalisés, donc susceptibles de varier dans le temps. S'agissant de données d'aménagement hydraulique et non de données hydrogéologiques, elles ne font pas partie de notre mission d'étude géotechnique.

I.3.3.2. Argiles (retrait/gonflement - carte 2020)

D'après les informations données par le BRGM (Bureau de Recherches Géologiques et Minières), le niveau d'exposition vis-à-vis du retrait / gonflement des terrains argileux au droit du projet est fort.



Source : Georisques.gouv.fr / Exposition au retrait gonflement des argiles

I.3.3.3. Séisme

Le site étudié est classé en zone de sismicité 3 (modérée).

Dans le cas d'un ouvrage de catégorie d'importance II, III ou IV, l'application des règles parasismiques est obligatoire et il faut se reporter à l'Eurocode 8 (Norme NF EN 1998 – Calcul des structures pour leur résistance au séisme).

II. INVESTIGATIONS GEOTECHNIQUES

II.1. Préambule

La campagne d'investigations a été définie par Ginger CEBTP en accord avec le client.

Ces investigations ont toutes été réalisées.

II.2. Implantation et nivellement

L'implantation des sondages et essais in situ figure sur le plan d'implantation joint en annexe 2. Elle a été définie et réalisée par Ginger CEBTP en fonction du projet et des réseaux enterrés.

L'altitude des têtes de sondages correspond au niveau du terrain au moment des investigations, noté « TA » dans la suite de ce rapport.

L'altitude des têtes de sondages a été nivelée par rapport à un point de référence correspondant à un tampon EP fixé à la cote +8.3 m NGF et représenté sur le plan d'implantation joint en annexe.

II.3. Sondages, essais et mesures in situ

Les investigations suivantes ont été réalisées en 2001 au droit du projet au Nord-Ouest :

Type de sondage	Quantité	Noms	Prof. / TA	Altitude (m NGF)
Sondage semi-destructif à la tarière hélicoïdale continue Ø 63 mm	1	SP7	10.0	+7.5
Exécution d'essais pressiométriques Norme NF EN ISO 22476-4	8	-		

Les investigations suivantes ont été réalisées en 2008 au droit du projet au Sud :

Type de sondage	Quantité	Noms	Prof. / TA	Altitude (m NGF)
Sondage à la pelle mécanique	1	PM8	2.2	+8.1

Les investigations suivantes ont été réalisées en 2026 :

Type de sondage	Quantité	Noms	Prof. / TA	Altitude (m NGF)
Sondage semi-destructif à la tarière hélicoïdale continue Ø 63 mm Exécution d'essais pressiométriques Norme NF EN ISO 22476-4	4	SP1	8.0	+8.2
		SP2	8.0	+8.5
		ST1	8.0	+8.3
		ST2	8.0	+8.3
	8	-		
Essai au pénétromètre dynamique type DPSH-B Norme NF EN ISO 22476-2	3	PD1	3.2 ®	+8.1
		PD2	3.6 ®	+8.3
		PD3	3.9 ®	+8.3

® : Refus

Les coupes des sondages sont présentées en annexe 3.

II.4. Essais en laboratoire

Les essais suivants ont été réalisés en 2008 :

Identification des sols	Nombre	Norme
Teneur en eau pondérale W	1	NF P94-050
Analyse granulométrique par tamisage	1	NF P94-056
Valeur au bleu du sol (VBS)	1	NF P94-068
Classification des sols (GTR)	1	NF P11-300
Indice Portant immédiat (IPI)	1	NF P94-078

III. INTERPRETATIONS ET SYNTHESE DES INVESTIGATIONS – MODELE GEOTECHNIQUE

III.1. Synthèse des investigations - Interprétations

III.1.1. Modèle géologique général

III.1.1.1. Lithologie

Cette synthèse devra être affinée par l'ingénierie géotechnique lors de l'étude géotechnique de conception en phase PROJET (G2 PRO), puis en phase d'élaboration du dossier de consultation des entreprises et assistance au contrat de travaux (G2 DCE/ACT).

A noter que la profondeur des formations est donnée par rapport au terrain naturel tel qu'il était au moment de la reconnaissance (février 2001, février 2008 et mai 2026).

L'analyse et la synthèse des résultats des investigations réalisées ont permis de dresser la coupe géotechnique schématique suivante sous environ 20 cm de terre végétale :

Formation n°0 : Remblai argilo-limoneux marron à cailloutis divers

Epaisseur : de 0.5 à 1.8 m

Caractéristiques mécaniques :

- Pression limite p_l^* : 0.54 MPa (1 essai)
- Module pressiométrique E_M : 9.6 MPa (1 essai)

Commentaires :

- Les épaisseurs de remblais semblent être plus importantes au Nord du site,
- Les profondeurs pour cet horizon remblayé sont données à titre indicatif ; le passage entre les remblais et le sol support sous-jacent peut correspondre à des matériaux plus ou moins poinçonnés et/ou remaniés sur une frange superficielle dont l'épaisseur n'est pas connue. De plus, compte tenu du caractère anthropique de ces matériaux, il faut s'attendre à des variations d'épaisseurs de cet horizon dans l'emprise du projet, avec des répartitions aléatoires sur le site.

Formation n°1 : Argile marneuse marron grise à cailloutis calcaires, limon marron beige

Toit : entre 0.0 et 1.8 m/TA

Base : entre 0.9* et 2.8 m/TA (arrêt de PM8)

Caractéristiques mécaniques :

- Pression limite p_l^* : > 0.75 MPa (1 essai)
- Module pressiométrique E_M : 7.7 MPa (1 essai)

* La profondeur pour PM8 est donnée par rapport au TN existant en 2008 (avant plateforme)

Commentaire : ces argiles sont « fermes » au sens de la norme NF P94 261.

Formation n°2a : Marne argileuse +/- altérée grisâtre

Toit : entre 0.9* et 2.8 m/TA

Base : entre > 2.2 et 3.7 m/TA (arrêt de PM8)

Caractéristiques mécaniques :

- Pression limite p_l^* : entre 1.24 et 2.48 MPa (3 essais)
- Module pressiométrique E_M : entre 5.5 et 29.3 MPa (3 essais)

Commentaire : ces marnes sont « raides » au sens de la norme NF P94 261.

Formation n°2b : Marne grise +/- raide

Toit : entre > 2.2 et 3.7 m/TA

Base : entre > 8.0 et > 10.0 m/TA (arrêt de ST1, ST2, SP1, SP2 et SP7)

Caractéristiques mécaniques :

- Pression limite p_l^* : entre > 3.83 et > 4.30 MPa (11 essais)
- Module pressiométrique E_M : entre 35.6 et > 250 MPa (11 essais)

Commentaire : ces marnes sont « raides » à « très raides » au sens de la norme NF P94 261.

Remarque :

- *Nous rappelons qu'il n'est pas toujours évident de distinguer les variations horizontales et/ou verticales éventuelles, inhérentes aux changements de faciès, compte tenu de la surface investiguée par rapport à celle concernée par le projet. De ce fait, les caractéristiques indiquées précédemment ont un caractère représentatif mais non absolu.*
- *Au droit des essais de pénétration dynamique, les limites des couches sont extrapolées à partir des diagrammes (valeurs de compacité du sol) et de notre connaissance du contexte géologique. La nature des terrains et les limites des couches pourront être confirmées lors des phases ultérieures (études ou travaux).*

III.1.2. Résultats des sondages pénétrométriques

D'après l'interprétation des données pénétrométriques, les résistances de pointes obtenues en PD1 et PD2 sont très variables ($4 \leq q_d \leq 25$ MPa) jusqu'à 0.7 à 1.1 m de profondeur, correspondant vraisemblablement aux remblais de la formation n°0.

Puis les résistances de pointe deviennent globalement faibles ($2 \leq q_d \leq 5.5$ MPa avec pics jusqu'à 8 MPa) jusqu'à 1.6 à 2.8 m environ, correspondant vraisemblablement aux argiles marneuses de la formation n°1.

A noter qu'il est difficile à distinguer les remblais des argiles marneuses sous-jacentes.

Au-delà de 1.6 à 2.8 m de profondeur, les résistances de pointe augmentent ($7 \leq q_d \leq 15$ MPa avec pics jusqu'à > 25 MPa), correspondant vraisemblablement aux marnes argileuses +/- altérées jusqu'à obtenir le refus sur le toit des marnes raides entre 3.2 et 3.9 m de profondeur/TA.

III.1.3. Résultats des essais en laboratoire

Les résultats des essais d'identification GTR réalisés en 2008 sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Sondage	Formation / type de sol	Prof. (m) échantillon	W (%)	VBS	Tamisat < 80 µm	IPI	Classe G.T.R.
PM8	1/ Argile marneuse	0.60 – 0.90	19.5	3.17	98 %	8.4	A2m

III.2. Modèle géotechnique

Au stade de la G2 AVP, les valeurs caractéristiques suivantes ont été retenues sur la base des sondages exploités dans le cadre de cette étude :

Formation	Nature du sol	Prof. base /TA (m)	q _d	Valeurs pressiométriques		α
				p _L * (MPa)	E _M (MPa)	
n°0	Remblais argilo-limoneux à cailloutis divers	0.7 à 1.8	-	-	-	-
n°1	Argile marneuse marron grise	1.7 à 2.8	3.5	0.60	6	2/3
n°2a	Marne argileuse grisâtre	2.8 à 3.7	7	1.25	12	2/3
n°2b	Marne grise +/- raide	> 10.0	25	3.80	100	1/2

Ces données ont pour seul objet de préciser les hypothèses de calcul retenues pour la justification des ouvrages. La conception des infrastructures devra tenir compte des variations des limites de couches et des hétérogénéités locales toujours possibles.

III.3. Interprétation et synthèse hydrogéologique

Aucune arrivée d'eau n'a été observée dans nos sondages lors des investigations (février 2001 et 2008, mai 2026) et aux profondeurs reconnues.

Toutefois, des circulations d'eau ponctuelles ne sont pas à exclure au sein des formations superficielles notamment en cas de précipitations.

L'étude du contexte hydrogéologique ne fait pas partie de la présente mission et doit faire l'objet d'une étude spécifique (cf. annexe A1 de la norme NFP 94-500). Nous restons à la disposition pour effectuer cette étude.

IV. ETUDE DES OUVRAGES

IV.1. Zone d'Influence Géotechnique : ZIG

Le projet est concerné par les avoisinants suivants :

- Voiries et réseaux enterrés (parking et rue de l'Angélique).

Nous demandons au MOA de nous communiquer la sensibilité de ces ouvrages, leurs tolérances aux déformations afin de les prendre en considération dans l'étude de projet.

IV.2. Traitement des risques majeurs ou anthropiques

IV.2.1. Risque sismique

IV.2.1.1. Données réglementaires

La classe de sol, au sens de la norme NF EN 1998-1 (EUROCODE 8), est fonction de la valeur moyenne de la propagation des ondes S ($V_{s,30}$) dans les 30 m de sols superficiels.

La classe de sol a été estimée à partir des formules mathématiques suivantes :

- Estimation de la vitesse de propagation des ondes sismiques S sur chacune des couches du modèle géotechnique en fonction des modules E_M :

$$\text{Si } E_M < 2 \text{ MPa} : V_s = 3 \times \sqrt{E_M}$$

$$\text{Si } 2 \text{ MPa} < E_M < 4 \text{ MPa} : V_s = 2.5 \times \sqrt{E_M}$$

$$\text{Si } E_M > 4 \text{ MPa} : V_s = 2 \times \sqrt{E_M}$$

- Détermination de la vitesse de propagation des ondes sismiques sur les 30 premiers mètres de profondeur (en partant de l'hypothèse que l'on rencontre la formation 3b jusqu'à 30 m de profondeur) :

$$V_{s30} = \frac{30}{\sum_{i=1,N} \frac{h_i}{V_{s,i}}}$$

Où h_i et V_i sont respectivement l'épaisseur et la vitesse des ondes de cisaillement des n couches constituant les 30 m de sols superficiels.

Dans notre cas, $V_{s,30}$ est de l'ordre de 500 m/s. On serait donc en présence d'un sol en classe B au sens de l'Eurocode 8 – partie 1 - §3.1.2 – Tableau 3.1 (cf. page suivante) :

Classe de sol	Description du profil stratigraphique	Paramètres		
		$v_{s,30}$ (m/s)	N_{SPT} (coups/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	—	—
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
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
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
E	Profil de sol comprenant une couche superficielle d'alluvions avec des valeurs de v_s de classe C ou D et une épaisseur comprise entre 5 m environ et 20 m, reposant sur un matériau plus raide avec $v_s > 800$ m/s			
S_1	Dépôts composés, ou contenant, une couche d'au moins 10 m d'épaisseur d'argiles molles/vases avec un indice de plasticité élevé ($PI > 40$) et une teneur en eau importante.	< 100 (valeur indicative)	—	10 – 20
S_2	Dépôts de sols liquéfiables d'argiles sensibles ou tout autre profil de sol non compris dans les classes A à E ou S_1 .			

Nous avons retenu les hypothèses suivantes pour les accélérations de calcul :

- Ouvrage situé en « zone 3 » de sismicité modérée,
- Ouvrage de catégorie d'importance II d'où un facteur d'importance $\gamma_1 = 1.0$.

Les paramètres suivants sont pris en compte :

- Accélération maximale de référence $a_{gR} = 1.1 \text{ m/s}^2$,
- Accélération horizontale de calcul $a_g = \gamma_1 \times a_{gR}$ soit $1.0 \times 1.1 = 1.1 \text{ m/s}^2$

Les principales données parasismiques déduites des éléments du projet et des reconnaissances effectuées dans le cadre de cette étude et présentées dans les paragraphes précédents, figurent dans le tableau ci-dessous :

Zone de sismicité	3 (modérée)
Type de sol	B
Paramètre de sol S	1.35
Accélération horizontale de calcul a_g	1.1 m/s^2

La classe d'ouvrage devra être confirmée à minima avant les études de la phase projet.

IV.2.1.2. Liquéfaction

Les reconnaissances réalisées dans le cadre de ce projet ne permettent pas de statuer sur le risque de liquéfaction. Toutefois, compte tenu de l'absence de nappe dans les formations de recouvrement et la présence du substratum marneux au-delà, ce risque peut être négligé

IV.2.2. Radon

Ce risque est à considérer pour les bâtiments à présence humaine.

La définition des dispositions techniques à retenir ne fait pas partie de notre mission. Elle est de la responsabilité des concepteurs du projet.

Le site étudié est concerné par un potentiel radon de catégorie 1.

Nous rappelons que la prévention du risque radon repose également sur des recommandations et des bonnes pratiques sans lien avec les études géotechniques.

Nous pouvons examiner les dispositions techniques envisagées dans le cadre d'une mission d'assistance spécifique.

IV.2.3. Remblais

Des remblais ont été observés jusqu'à une profondeur de 1.8 m de profondeur au droit de SP2. Toutefois, compte tenu de la faible quantité d'éléments connus à ce jour, l'épaisseur de ces remblais ainsi que leur nature sont également susceptibles de varier à l'échelle du projet.

Dans tous les cas, aucun ouvrage ne devra être fondé dans ces derniers.

IV.3. Terrassements généraux - Fouilles

Il n'est pas prévu de terrassements autres que le simple reprofilage du terrain (+/- 0.3 m) et l'encastrement des fondations.

IV.3.1. Traficabilité en phase chantier

La formation n°1 de nature argileuse est par expérience sensible à l'eau. Par conséquent, les travaux devront être réalisés dans des conditions météorologiques favorables sinon le chantier pourrait rapidement devenir impraticable et nécessiter la mise en place de surépaisseurs en matériaux insensibles à l'eau.

IV.3.2. Terrassabilité des matériaux

La réalisation des déblais concernant les remblais et les argiles marneuses (formation n°0 et 1) ne devrait pas poser de problèmes particuliers. Toutefois, il n'est pas exclu de rencontrer des blocs au sein des remblais, ce qui pourrait nécessiter l'emploi d'engins adaptés (grosse pelle, BRH, ...).

IV.3.3. Drainage de la plateforme en phase chantier

Suite aux observations faites au cours de la campagne d'investigations, le terrain devrait en principe être sec. Cependant, des venues d'eau peuvent apparaître exceptionnellement en cours de terrassement. Elles seront alors collectées en périphérie et évacuées en dehors de la fouille (captage).

Les dispositions spécifiques prévisibles seront adaptées au cas par cas pour assurer la mise au sec de la plateforme de travail à tout moment (notamment merlon ou fossé périphérique pour protéger le chantier des eaux extérieures).

Toute zone décomprimée fera l'objet d'un traitement spécifique si elle doit recevoir un élément de l'ouvrage à porter (purge, compactage).

IV.4. Analyse du contexte et principe d'adaptation

Compte tenu de la sensibilité au retrait gonflement des argiles d'assise et de la présence de remblais jusqu'à 1.8 m de profondeur localement (SP2), on envisagera en première approche les systèmes de fondations suivants :

- soit des fondations par massifs isolés ou par puits ancrés d'au moins 0.3 m dans les argiles marneuses de la formation n°1 rencontrées entre 0.7 et 1.8 m/TA de 2026. Les fondations devront être encastrées d'au moins 1.5 m/TF afin de les protéger vis-à-vis du retrait-gonflement.
- Soit par pieux métalliques battus ancrés dans les marnes +/- raides dont le toit a été reconnu entre 2.9 et 3.7 m/TA. Cette solution restera toutefois à valider une fois les efforts connus et compte tenu du faible ancrage prévisible dans les marnes +/- raides (risque de refus prématuré pris en compte dans l'ébauche dimensionnelle).

Dans le cas où les efforts réels étaient supérieurs à la capacité de reprises des pieux battus, une solution de pieux forés à la tarière creuse pourrait être nécessaire.

IV.5. Protection vis-à-vis de l'aléa retrait gonflement

Il conviendra de retenir les dispositions suivantes pour les sols sensibles au retrait/gonflement :

- Les fondations superficielles seront descendues à une profondeur minimale de 1.5 m par rapport au terrain fini extérieur et le frottement neutralisé sur la même profondeur pour les fondations profondes. La profondeur de la dessiccation est une donnée très approximative au stade actuel des connaissances scientifiques. De ce fait, l'encastrement demandé des fondations doit impérativement être respecté ainsi que le chaînage,
Les fondations seront coulées à pleine fouille sur toute la hauteur afin de garder le sol d'assise à l'abri des variations hydriques.
- Les eaux de pluie seront collectées et évacuées à distance des fondations,

- Les arbres plantés seront éloignés des fondations, à une distance qui dépend de la nature de l'arbre et de son réseau racinaire mais en respectant une distance minimale de 1.5 fois la hauteur adulte de l'arbre entre l'ouvrage et l'arbre,
- Proscrire toute infiltration d'eau et tout pompage à proximité de la construction.

La définition exacte des dispositions à prendre en compte ne fait pas partie de la présente mission et devra faire l'objet d'une mission complémentaire dans le cadre d'une étude en phase projet (G2 PRO).

Il appartient au BET structure de prendre en compte les tassements différentiels et de concevoir une éventuelle rigidification de l'ouvrage.

IV.6. Fondations

IV.6.1. Fondations par massifs isolés ou par puits

IV.6.1.1. Généralités

Compte tenu de l'aléa fort au retrait gonflement des argiles d'assise et de la présence de remblais jusqu'à 1.8 m de profondeur localement (SP2), on envisagera en première approche les systèmes de fondations par massifs isolés ou par puits ancrés d'au moins 0.3 m dans les argiles marneuses de la formation n°1 et encastrés d'au moins 1.5 m/TF.

IV.6.1.2. Rappel terminologique

La définition des termes « *encastrement* » et « *ancrage* » est indiquée sur le schéma ci-dessous :

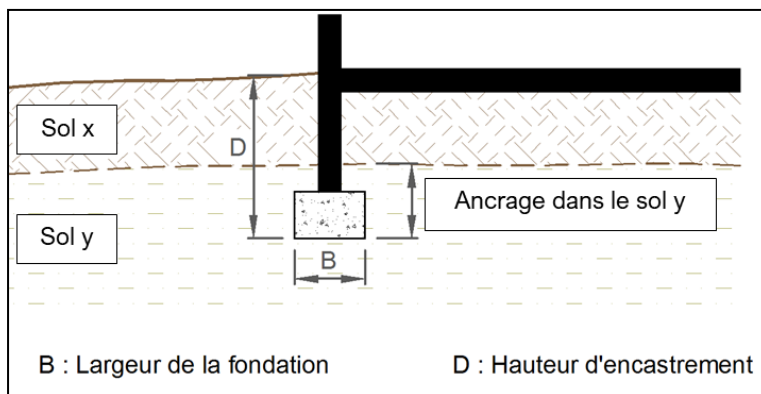


Figure 1 : Schéma d'une fondation

IV.6.1.3. Justifications

Suivant la NF P 94 261, les vérifications doivent porter sur :

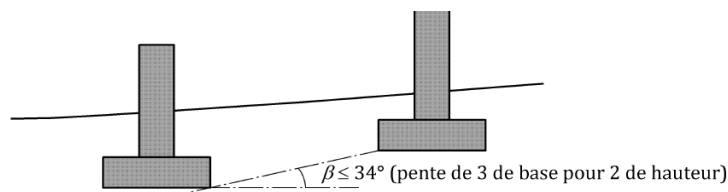
- Pour les situations à l'ELU :
 - Poinçonnement,
 - Glissement,
 - Excentrement de la charge,

- Pour les situations à l'ELS :
 - Limitation de la charge,
 - Excentrement de la charge,
 - Tassement.

IV.6.1.4. Prescriptions générales

Comme critères définissant le niveau d'assise, on retiendra, parmi les suivants le plus restrictif :

- ancrage minimal de 0.3 m dans l'horizon porteur,
- respect de la garde au gel fixée ici à 0.5 m,
- respect de la norme NFP 94-261 pour les fondations à niveaux décalés, mitoyennes ou à proximité de talus :



IV.6.1.5. Ebauche dimensionnelle des fondations

Le dimensionnement aux ELS et ELU des fondations est mené à partir des résultats pressiométriques, conformément à la norme NF P 94-261 de juin 2013 (Justification des ouvrages géotechniques – Normes d'application nationale de l'Eurocode 7 – Fondations superficielles).

Capacité portante :

On s'assurera que la charge verticale transmise par la fondation superficielle au terrain V_d est inférieure à la résistance nette du terrain sous la fondation superficielle $R_{v;d}$:

$$V_d - R_0 \leq R_{v;d} \quad R_{v;d} = \frac{R_{v;k}}{\gamma_{R;v}} \quad R_{v;k} = \frac{A' q_{net}}{\gamma_{R;d;v}}$$

Avec :

- R_0 est la valeur du poids de volume de sol constitué du volume de la fondation sous le terrain après travaux et des sols compris entre la fondation et le terrain après travaux – ici négligé,
- $R_{v;d}$ est la valeur de calcul de la résistance nette du terrain sous la fondation superficielle,
- $\gamma_{R;v}$ est un facteur partiel à considérer, égal à 2.30 à l'ELS quasi-permanent et caractéristique et 1.40 à l'ELU pour les situations durables et transitoires,
- $R_{v;k}$ est la valeur caractéristique de la résistance nette du terrain sous la fondation superficielle,
- A' est la surface effective de la base d'une fondation superficielle,
- q_{net} est la contrainte associée à la résistance nette du terrain sous la fondation superficielle,
- $\gamma_{R;d;v}$ est le coefficient de modèle lié à la méthode de calcul utilisée pour le calcul de la contrainte q_{net} (1.20 pour la méthode pressiométrique).

Calcul de q_{net} , contrainte associée à la résistance nette du terrain sous la fondation superficielle :

La contrainte q_{net} du terrain sous une fondation est déterminée à partir de la relation suivante :

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

Avec :

- k_p est le facteur de portance pressiométrique qui dépend des dimensions de la fondation, de son encastrement relatif et de la nature du sol,
- p_{le}^* est la pression limite nette équivalente,
- i_δ est le coefficient de réduction de portance lié à l'inclinaison du chargement (on considère ici une charge verticale centrée, soit $i_\delta = 1.00$),
- i_β est le coefficient de réduction de portance lié à la proximité d'un talus de pente β (pour une fondation éloignée d'un talus, $i_\beta = 1.00$).

Ainsi, pour une fondation ancrée dans la formation n°1a selon les prescriptions données plus haut, en tablant sur $p_{le}^* = 0.6$ MPa et $k_p = 0.8$, il vient :

$$q_{net} = 0.48 \text{ MPa.}$$

Il vient les contraintes maximales suivantes :

- à l'ELU, pour les situations durables et transitoires, une contrainte de 290 kPa,
- à l'ELS quasi-permanent et caractéristique, une contrainte de 170 kPa.

Le tableau suivant présente la vérification au poinçonnement pour les fondations considérées :

Type de fondation	Dimensions (m)	Horizon d'ancrage	$R_{v;d}$ ELS	Vd ELS	Vérification Vd < $R_{v;d}$
Massif isolé	1.0 x 1.0	n°1	170 kN	150 kN	Oui

Toutefois, ces ouvrages étant caractérisés par des efforts horizontaux et moments importants, la dimension de semelle dans le tableau ci-dessus pourrait s'avérer plus importante (à confirmer en G2PRO).

Estimations des tassements :

Conformément à l'exemple donné :

- Pour un massif isolé ou un puits de dimension 1.0 m chargé à 150 kN, le tassement estimé est inférieur au centimètre.

Les tassements ont été calculés selon les recommandations de l'annexe H norme NF P 94-261 pour des charges verticales centrées et pour des sollicitations et dimensions de semelles précises.

On rappelle que les tassements sont dimensionnants pour les ouvrages. Ainsi, en fonction de l'admissibilité des tassements, une limitation de charge pourra s'appliquer.

Limites du pré-dimensionnement :

Dans le cas où les charges seraient inclinées, par exemple pour des semelles excentrées en limite de propriété, il conviendra d'appliquer les coefficients minorateurs i_δ et i_β (cf. les recommandations de l'annexe D de la norme NF P 94-261).

Prédimensionnement sismique : les éléments qui nous ont été fournis ne permettent pas de d'établir une ébauche dimensionnelle pour les combinaisons sismiques (pas de descentes de charges ou modélisation des fondations par des encastrement).

IV.6.1.6. Dispositions constructives

Les choix constructifs ne peuvent être faits que par le BET structure mais les points suivants sont toutefois à signaler :

- **Des sur-profondeurs du toit de la couche d'ancrage (surépaisseur de remblais localement) sont toujours possibles et pourront nécessiter un rattrapage en gros béton et, par conséquent, des surconsommations de béton.**
- il est recommandé de ne pas descendre la largeur des fondations en dessous de 0.5 m avec une surface au sol (assise) de 0.5 m² minimum pour une semelle isolée (soit 0.7 m x 0.7 m pour des semelles carrées), ceci pour des raisons de bonne exécution (cela permet notamment d'assurer un enrobage correct des armatures standards)
- il appartient au BET structure de vérifier que les tassements déterminés précédemment sont acceptables par l'ouvrage et les avoisinants,
- la structure sera rigidifiée au maximum pour limiter l'effet des tassements différentiels,
- les massifs ou puits étant descendus dans des formations sensibles à l'affouillement, leur exécution risque d'être difficile. Dans ces conditions, une solution de confortement provisoire des fouilles sera nécessaire telle qu'un blindage par buses en béton ou viroles métalliques (havage) à moins d'utiliser la méthode des pieux forés à la tarière creuse ou forés tubés en gros diamètre

Par ailleurs, des fondations établies à des niveaux différents et à proximité de talus, doivent respecter la règle des 3 de base pour 2 de hauteur entre arêtes de fondations et/ou pied de talus (NF P 94-261 et NF DTU 13.1).

Les puits devront être coulés pleine fouille immédiatement et à l'avancement des terrassements. En présence d'eau, il faudra procéder au bétonnage à l'aide d'un tube plongeur. La justification du dimensionnement devra faire l'objet d'une étude spécifique dans le cadre d'une étude de projet géotechnique (G2 PRO).

IV.6.2. Fondations par pieux battus

IV.6.2.1. Généralités

Il est proposé de mettre en œuvre des pieux battus profilés H (classe 6 catégorie 14 suivant la NF P 94 262) ancrés de 0.5 m dans les marnes +/- raides de la formation n°2b.

La capacité portante de chaque pieu prendra en compte le frottement latéral dans les formations 2a et 2b. Le frottement sera négligé dans les remblais de la formation n°0 et dans les argiles marneuses de la formation n°1.

On proposera des pieux de type HEB200, de 200 mm de côté soit une aire de 0.04 m² ainsi et un périmètre de 0.8 m.

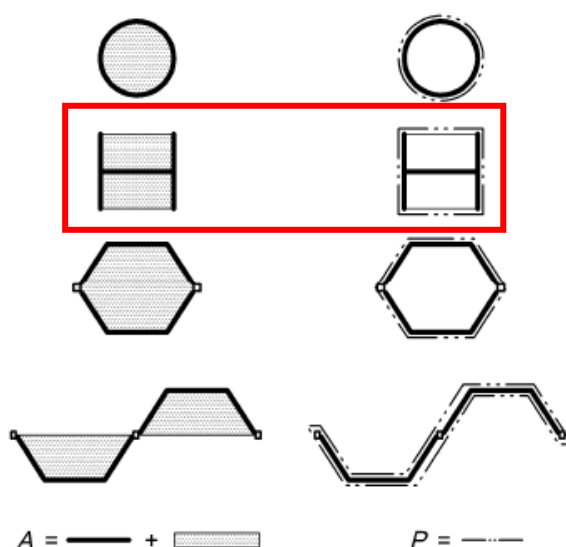


Figure A.10.1 — Aire A des sections transversales et périmètre P des pieux tubulaires, des pieux H, des caissons et des palplanches métalliques

Extrait de la norme NF P94-262

IV.6.2.2. Calcul de la capacité portante

Le dimensionnement est mené selon la Norme NF P 94 262/A1 de Juillet 2018. L'approche retenue est celle du « modèle de terrain ».

Selon les données transmises, les pieux sont ici considérés :

- sous sollicitations axiales et verticales uniquement (pas de sollicitations transversales ou inclinées),
- avec un comportement isolé, ce qui implique :
 - une distance bord à bord entre micropieux supérieure à 2 fois leur diamètre, (entraxe de 3 diamètres),
 - l'absence d'effet de groupe.

IV.6.2.3. Coefficients de modèle

S'agissant d'une procédure « modèle de terrain » avec analyse statistique des données, on retiendra :

	Procédure Modèle de terrain			
	$\gamma_{R,d1}$ Compression	$\gamma_{R,d1}$ Traction	$\gamma_{R,d2}$ Compression	$\gamma_{R,d2}$ Traction
Pieux non ancrés dans la craie de classe 1 à 7 hors pieux de catégorie 10 et 15	1.15	1.4	1.1	

IV.6.2.4. Pondérations

Aux Etats Limites Ultimes :

Facteurs partiels de résistance	γ_b	γ_s	γ_t	$\gamma_{s;t}$
Situations durables et transitoires	1.10	1.10	1.10	1.15
Situations accidentelles	1.00	1.00	1.00	1.05

Aux Etats Limites de Services :

Facteurs partiels de résistance	Résistance	Symboles	Valeurs
ELS Caractéristiques	Fût en compression	γ_{cr}	0.9
	Fût en traction	$\gamma_{s;cr}$	1.1
ELS quasi permanents	Fût en compression	γ_{cr}	1.1
	Fût en traction	$\gamma_{s;cr}$	1.5

IV.6.2.5. Valeurs caractéristiques des sols

On retiendra que les formations ont comme caractéristiques liées à la couche pour le type de pieux retenu :

Formation	2a/ Marne argileuse grisâtre	2b/ Marne grise +/- raide
p_l^* (MPa)	1.25	3.8
Courbe :	Q1	Q4
a	0.003	0.008
b	0.04	0.08
c	3.5	3.0
Pieux	Catégorie 14	Catégorie 14
$\alpha_{\text{pieu-sol}}$	1.1	1.0
q_{si} (kPa)	47	90
$q_{s \text{ max}}$ (kPa)	90	90
$K_p \text{ max}$	1.2	2.2

A noter que par défaut, une épaisseur d'1 m de marne argileuse sera prise en compte dans les calculs

Nota : Une optimisation des dimensionnements pourrait être effectuée dans le cadre de la mission G2PRO, si cette mission nous était confiée.

Par ailleurs, nous considérerons que les pieux sont battus et non vibrofoncés. Si tel était le cas, un abattement de 50 % sur le facteur k_p sera à effectuer.

IV.6.2.6. Résultats en compression

Pour un pieu battu profilé H et noté HB selon la Norme NF P 94-262/A1 de juillet 2018, selon les dimensions données §IV.6.2.1, il vient :

Ancrage dans la formation 2b	Fiche ⁽¹⁾	YR,d1	YR,d2	$R_{c,cr,k}$ (kN)	$R_{c,d}$ ELU Fond. (kN)	$R_{c,d}$ ELU Acc. (kN)	$R_{c,cr,d}$ ELS Carac. (kN)	$R_{c,cr,d}$ ELS QP. (kN)
0.5	4.2	1.15	1.10	238	310	340	265	216

Légende :

- $R_{c,cr,k}$: charge de fluage caractéristique en compression en kN,
- $R_{c,d}$: valeur de calcul de la portance pour la combinaison correspondante (ELU fondamentale ou accidentelle),
- $R_{c,cr,d}$: valeur de calcul de la charge de fluage de compressions pour la combinaison correspondant (ELS caractéristique ou quasi permanente).

IV.6.2.7. Résultats en traction

Pour un pieu battu profilé H et noté HB selon la Norme NF P 94-262/A1 de juillet 2018, selon les dimensions données §IV.6.2.1, il vient :

Ancrage dans la formation 2b	Fiche ⁽¹⁾	YR,d1	YR,d2	$R_{t,cr,k}$ (kN)	$R_{t,d}$ ELU Fond. (kN)	$R_{t,d}$ ELU Acc. (kN)	$R_{t,cr,d}$ ELS Carac. (kN)	$R_{t,cr,d}$ ELS QP. (kN)
0.5	4.2	1.4	1.10	47	72	79	53	19

Légende :

- $R_{t,cr,k}$: charge de fluage caractéristique en traction en kN,
- $R_{t,d}$: valeur de calcul de la résistance de traction pour la combinaison correspondante (ELU fondamentale ou accidentelle),
- $R_{t,cr,d}$: valeur de calcul de la charge de fluage de traction pour la combinaison correspondante (ELS caractéristique ou quasi permanente).

Remarques :

- aucun frottement négatif ni effort parasite (soulèvements, moments, efforts horizontaux) n'a été pris en compte dans le dimensionnement proposé,
- aucun effet de groupe n'a été pris en compte dans le dimensionnement proposé. Le cas échéant, il conviendrait donc de revoir tout ou partie de ce dimensionnement
- en cas de surcharges notables aux abords des pieux et/ou d'efforts en tête de pieux, il conviendrait donc de revoir tout ou partie de ce prédimensionnement.

⁽¹⁾ Pour un toit des marnes grises +/- raides à 3.7 m de profondeur / terrain actuel

IV.6.2.8. Efforts horizontaux

La résistance des pieux aux efforts horizontaux sera vérifiée au plus tard lors des études de projet, sur la base d'une descente de charges établie actualisée. Ces efforts sont repris par butée sur la partie supérieure des pieux, et outre les caractéristiques des sols, la résistance est très liée au diamètre de la fondation profonde.

Des augmentations du diamètre de certains pieux, ou leur doublement, peuvent donc être nécessaires.

IV.6.2.9. Dispositions constructives

Les choix constructifs ne peuvent être faits que par le BET structure mais les points suivants sont toutefois à signaler :

- Des risques de refus existent au sein des calcaires ce qui pourra nécessiter de changer la technique de mise en œuvre (pieux tarière creuse par exemple). Un pieu test avec essai de portance et de traction pourra être réalisé au préalable afin de confirmer la méthode,
- l'entrepreneur vérifiera que le type de pieux et la puissance du matériel qu'il propose permettront de réaliser les ancrages demandés pour assurer les capacités portantes retenues,
- l'entreprise de fondations spéciales prendra toutes les mesures nécessaires pour ne pas déstabiliser les fondations voisines (reconnaissance complémentaires de fondations, déport de la machine, tonnage limité),
- le dimensionnement des pieux doit tenir compte de la présence ou non de longrines permettant de recentrer les charges sur l'axe des pieux.

Conformément aux prescriptions de la norme NF P 94-262, un contrôle de continuité et de la qualité du fût des pieux en béton pourra être prévu par carottage sonique ou impédance. Ginger CEBTP se tient à la disposition du client pour la réalisation de ces essais de contrôle.

Lors de la réalisation des pieux, il conviendra :

- de suivre les courbes de battage (enregistrements impératifs à l'avancement) pour s'assurer du bon ancrage dans la formation n°2b dans le cadre d'une mission de suivi géotechnique d'exécution G3 qui incombe à l'entrepreneur et G4 que Ginger CEBTP est en mesure de réaliser,
- de prévoir les essais et contrôle suivant la NF EN 1536 complétée par le DTU 13.2 ou le Fascicule 68 du CCTG
- prévoir le relevé X, Y, Z des têtes de pieux (recentrage à prévoir le cas échéant ou efforts parasites).

IV.7. Aléas résiduels

A ce stade du projet les incertitudes suivantes persistent :

- Agressivités du sol vis-à-vis des bétons et/ou des aciers,
- Emprise et épaisseur des remblais.

Ces aléas devront être levés lors des études géotechniques de conception phase projet (G2PRO) et/ou en phase EXE (G3-G4).

V. ENCHAINEMENT DES ETUDES ULTERIEURES

Les conclusions du présent rapport ne sont valables que sous réserve de nos conditions générales et des missions d'ingénierie géotechnique selon la norme NF P94-500 de novembre 2013 (extrait en annexe).

Nous rappelons que cette étude est une mission de niveau G2 menée en phase Avant-Projet.

Ginger CEBTP se tient à disposition pour la réalisation des missions géotechniques suivantes.

Conformément à la norme NF P94-500 de novembre 2013, il est nécessaire d'enchaîner les études d'ingénierie géotechniques avec les phases suivantes :

- Etude géotechnique de conception phase PROJET (G2 PRO),
- Etude géotechnique de conception phase DCE/ACT (G2 DCE / ACT),
- Puis, après attribution du marché de travaux, les études géotechniques de réalisation G3 et G4.

Enfin, Ginger CEBTP peut également assurer la maîtrise d'œuvre des ouvrages géotechniques.

ANNEXE 1 – NOTES GENERALES SUR LES MISSIONS GEOTECHNIQUES

- Classification des missions types d'ingénierie géotechnique,
- Schéma d'enchaînement des missions types d'ingénierie géotechnique.

4.2.4 Tableaux synthétiques

Tableau 1 — Enchaînement des missions d'ingénierie géotechnique

Enchaînement des missions G1 à G4	Phases de la maîtrise d'œuvre	Mission d'ingénierie géotechnique (GN) et Phase de la mission		Objectifs à atteindre pour les ouvrages géotechniques	Niveau de management des risques géotechniques attendu	Prestations d'investigations géotechniques à réaliser
Étape 1 : Étude géotechnique préalable (G1)		Étude géotechnique préalable (G1) Phase Étude de Site (ES)		Spécificités géotechniques du site	Première identification des risques présentés par le site	Fonction des données existantes et de la complexité géotechnique
	Étude préliminaire, esquisse, APS	Étude géotechnique préalable (G1) Phase Principes Généraux de Construction (PGC)		Première adaptation des futurs ouvrages aux spécificités du site	Première identification des risques pour les futurs ouvrages	Fonction des données existantes et de la complexité géotechnique
Étape 2 : Étude géotechnique de conception (G2)	APD/AVP	Étude géotechnique de conception (G2) Phase Avant-projet (AVP)		Définition et comparaison des solutions envisageables pour le projet	Mesures préventives pour la réduction des risques identifiés, mesures correctives pour les risques résiduels avec détection au plus tôt de leur survenance	Fonction du site et de la complexité du projet (choix constructifs)
	PRO	Étude géotechnique de conception (G2) Phase Projet (PRO)		Conception et justifications du projet		Fonction du site et de la complexité du projet (choix constructifs)
	DCE/ACT	Étude géotechnique de conception (G2) Phase DCE / ACT		Consultation sur le projet de base / Choix de l'entreprise et mise au point du contrat de travaux		
Étape 3 : Études géotechniques de réalisation (G3/G4)		À la charge de l'entreprise	À la charge du maître d'ouvrage			
	EXE/VISA	Étude et suivi géotechniques d'exécution (G3) Phase Étude (en interaction avec la phase Suivi)	Supervision géotechnique d'exécution (G4) Phase Supervision de l'étude géotechnique d'exécution (en interaction avec la phase Supervision du suivi)	Étude d'exécution conforme aux exigences du projet, avec maîtrise de la qualité, du délai et du coût	Identification des risques résiduels, mesures correctives, contrôle du management des risques résiduels (réalité des actions, vigilance, mémorisation, capitalisation des retours d'expérience)	Fonction des méthodes de construction et des adaptations proposées si des risques identifiés surviennent
	DET/AOR	Étude et suivi géotechniques d'exécution (G3) Phase Suivi (en interaction avec la phase Étude)	Supervision géotechnique d'exécution (G4) Phase Supervision du suivi géotechnique d'exécution (en interaction avec la phase Supervision de l'étude)	Exécution des travaux en toute sécurité et en conformité avec les attentes du maître d'ouvrage		Fonction du contexte géotechnique observé et du comportement de l'ouvrage et des avoisinants en cours de travaux
À toute étape d'un projet ou sur un ouvrage existant	Diagnostic	Diagnostic géotechnique (G5)		Influence d'un élément géotechnique spécifique sur le projet ou sur l'ouvrage existant	Influence de cet élément géotechnique sur les risques géotechniques identifiés	Fonction de l'élément géotechnique étudié

Tableau 2 — Classification des missions d'ingénierie géotechnique

L'enchaînement des missions d'ingénierie géotechnique (étapes 1 à 3) doit suivre les étapes de conception et de réalisation de tout projet pour contribuer à la maîtrise des risques géotechniques. Le maître d'ouvrage ou son mandataire doit faire réaliser successivement chacune de ces missions par une ingénierie géotechnique. Chaque mission s'appuie sur des données géotechniques adaptées issues d'investigations géotechniques appropriées.
ÉTAPE 1 : ÉTUDE GÉOTECHNIQUE PRÉALABLE (G1) Cette mission exclut toute approche des quantités, délais et coûts d'exécution des ouvrages géotechniques qui entre dans le cadre de la mission d'étude géotechnique de conception (étape 2). Elle est à la charge du maître d'ouvrage ou son mandataire. Elle comprend deux phases : <u>Phase Étude de Site (ES)</u> Elle est réalisée en amont d'une étude préliminaire, d'esquisse ou d'APS pour une première identification des risques géotechniques d'un site. — Faire une enquête documentaire sur le cadre géotechnique du site et l'existence d'avoisinants avec visite du site et des alentours. — Définir si besoin un programme d'investigations géotechniques spécifique, le réaliser ou en assurer le suivi technique, en exploiter les résultats. — Fournir un rapport donnant pour le site étudié un modèle géologique préliminaire, les principales caractéristiques géotechniques et une première identification des risques géotechniques majeurs. <u>Phase Principes Généraux de Construction (PGC)</u> Elle est réalisée au stade d'une étude préliminaire, d'esquisse ou d'APS pour réduire les conséquences des risques géotechniques majeurs identifiés. Elle s'appuie obligatoirement sur des données géotechniques adaptées. — Définir si besoin un programme d'investigations géotechniques spécifique, le réaliser ou en assurer le suivi technique, en exploiter les résultats. — Fournir un rapport de synthèse des données géotechniques à ce stade d'étude (première approche de la ZIG, horizons porteurs potentiels, ainsi que certains principes généraux de construction envisageables (notamment fondations, terrassements, ouvrages enterrés, améliorations de sols).
ÉTAPE 2 : ÉTUDE GÉOTECHNIQUE DE CONCEPTION (G2) Cette mission permet l'élaboration du projet des ouvrages géotechniques et réduit les conséquences des risques géotechniques importants identifiés. Elle est à la charge du maître d'ouvrage ou son mandataire et est réalisée en collaboration avec la maîtrise d'œuvre ou intégrée à cette dernière. Elle comprend trois phases : <u>Phase Avant-projet (AVP)</u> 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. <u>Phase Projet (PRO)</u> Elle est réalisée au stade du projet de la maîtrise d'œuvre et s'appuie obligatoirement sur des données géotechniques adaptées suffisamment représentatives pour le site. — Définir si besoin un programme d'investigations géotechniques spécifique, le réaliser ou en assurer le suivi technique, en exploiter les résultats. — Fournir un dossier de synthèse des hypothèses géotechniques à prendre en compte au stade du projet (valeurs caractéristiques des paramètres géotechniques en particulier), des notes techniques donnant les choix constructifs des ouvrages géotechniques (terrassements, soutènements, pentes et talus, fondations, assises des dallages et voiries, améliorations de sols, dispositions vis-à-vis des nappes et des avoisinants), des notes de calcul de dimensionnement, un avis sur les valeurs seules et une approche des quantités. <u>Phase DCE / ACT</u> Elle est réalisée pour finaliser le Dossier de Consultation des Entreprises et assister le maître d'ouvrage pour l'établissement des Contrats de Travaux avec le ou les entrepreneurs retenus pour les ouvrages géotechniques. — Établir ou participer à la rédaction des documents techniques nécessaires et suffisants à la consultation des entreprises pour leurs études de réalisation des ouvrages géotechniques (dossier de la phase Projet avec plans, notices techniques, cahier des charges particulières, cadre de bordereau des prix et d'estimatif, planning prévisionnel). — Assister éventuellement le maître d'ouvrage pour la sélection des entreprises, analyser les offres techniques, participer à la finalisation des pièces techniques des contrats de travaux.

Tableau 2 — Classification des missions d'ingénierie géotechnique (suite)

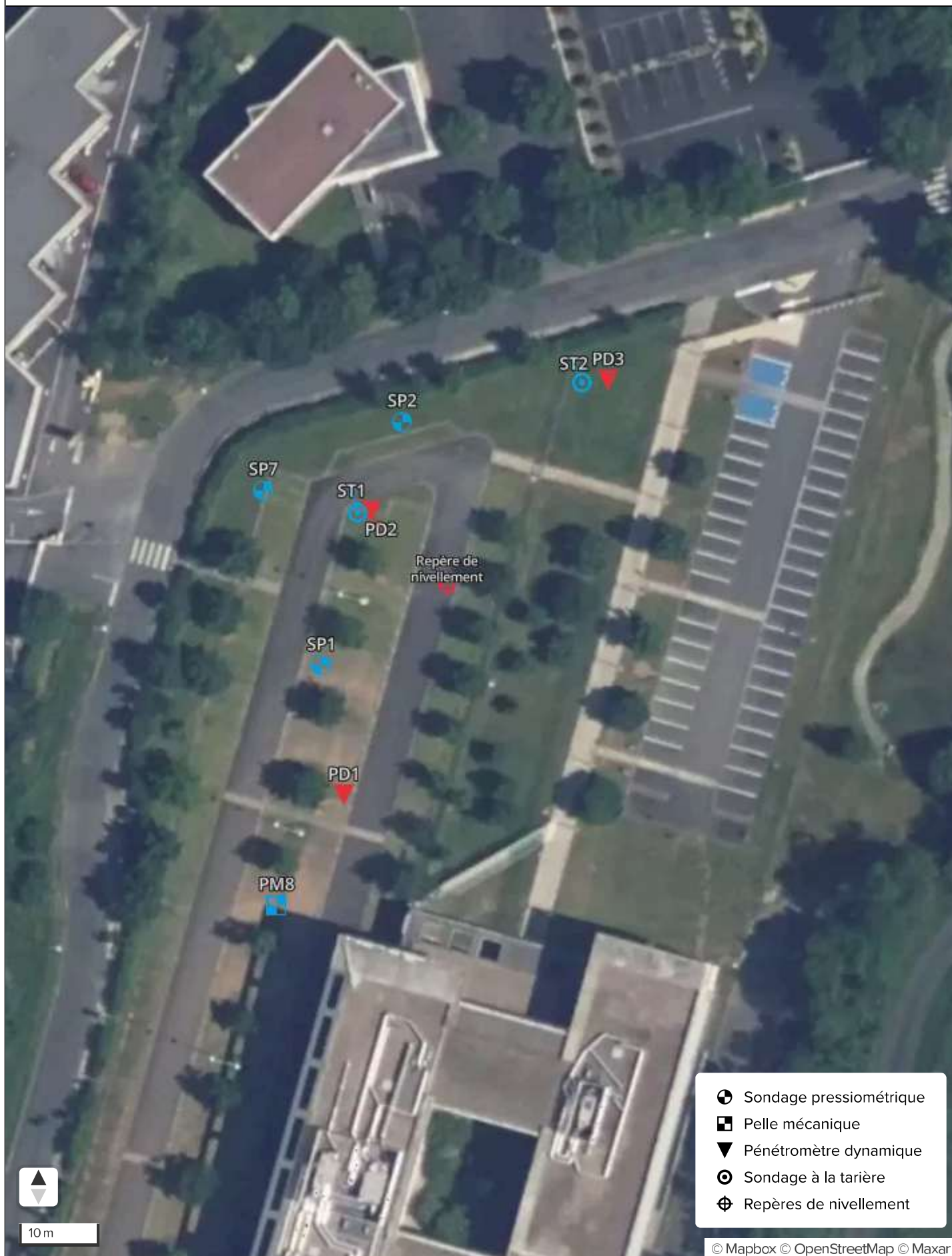
ÉTAPE 3 : ÉTUDES GÉOTECHNIQUES DE RÉALISATION (G3 et G4, distinctes et simultanées) ÉTUDE ET SUIVI GÉOTECHNIQUES D'EXECUTION (G3) Cette mission permet de réduire les risques géotechniques résiduels par la mise en œuvre à temps de mesures correctives d'adaptation ou d'optimisation. Elle est confiée à l'entrepreneur sauf disposition contractuelle contraire, sur la base de la phase G2 DCE/ACT. Elle comprend deux phases interactives : <u>Phase Étude</u> — 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. <u>Phase Suivi</u> — Suivre en continu les auscultations et l'exécution des ouvrages géotechniques, appliquer si nécessaire des dispositions constructives prédéfinies en phase Étude. — Vérifier les données géotechniques par relevés lors des travaux et par un programme d'investigations géotechniques complémentaire si nécessaire (le réaliser ou en assurer le suivi technique, en exploiter les résultats). — Établir la prestation géotechnique du dossier des ouvrages exécutés (DOE) et fournir les documents nécessaires à l'établissement du dossier d'interventions ultérieures sur l'ouvrage (DIUO) SUPERVISION GÉOTECHNIQUE D'EXECUTION (G4) Cette mission permet de vérifier la conformité des hypothèses géotechniques prises en compte dans la mission d'étude et suivi géotechniques d'exécution. Elle est à la charge du maître d'ouvrage ou son mandataire et est réalisée en collaboration avec la maîtrise d'œuvre ou intégrée à cette dernière. Elle comprend deux phases interactives : <u>Phase Supervision de l'étude d'exécution</u> — 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. <u>Phase Supervision du suivi d'exécution</u> — Par interventions ponctuelles sur le chantier, donner un avis sur la pertinence du contexte géotechnique tel qu'observé par l'entrepreneur (G3), du comportement tel qu'observé par l'entrepreneur de l'ouvrage et des avoisinants concernés (G3), de l'adaptation ou de l'optimisation de l'ouvrage géotechnique proposée par l'entrepreneur (G3). — donner un avis sur la prestation géotechnique du DOE et sur les documents fournis pour le DIUO. DIAGNOSTIC GÉOTECHNIQUE (G5) Pendant le déroulement d'un projet ou au cours de la vie d'un ouvrage, il peut être nécessaire de procéder, de façon strictement limitative, à l'étude d'un ou plusieurs éléments géotechniques spécifiques, dans le cadre d'une mission ponctuelle. Ce diagnostic géotechnique précise l'influence de cet ou ces éléments géotechniques sur les risques géotechniques identifiés ainsi que leurs conséquences possibles pour le projet ou l'ouvrage existant. — Définir, après enquête documentaire, un programme d'investigations géotechniques spécifique, le réaliser ou en assurer le suivi technique, en exploiter les résultats. — Étudier un ou plusieurs éléments géotechniques spécifiques (par exemple soutènement, causes géotechniques d'un désordre) dans le cadre de ce diagnostic, mais sans aucune implication dans la globalité du projet ou dans l'état de l'état général de l'ouvrage existant. — Si ce diagnostic conduit à modifier une partie du projet ou à réaliser des travaux sur l'ouvrage existant, des études géotechniques de conception et/ou d'exécution ainsi qu'un suivi et une supervision géotechniques seront réalisés ultérieurement, conformément à l'enchaînement des missions d'ingénierie géotechnique (étape 2 et/ou 3).

ANNEXE 2 – PLANS DE LOCALISATION ET D'IMPLANTATION DES SONDAGES

PLAN DE LOCALISATION



PLAN D'IMPLANTATION



ANNEXE 3 – COUPE DES SONDAGES ET ESSAIS IN SITU

soilcloud.tech

soilcloud.tech

		Construction d'une centrale photovoltaïque à Bessines (79)							
		SNI2.Q.0039							
ST1	Longitude		Latitude		Système de coordonnées		Précision des relevés		
	-0,4925		46,3006		WGS 84		Non renseigné		
	Élévation		Prof. atteinte		Angle	Azimut	Nivellement	Précision des nivellements	
	+8,3 m		8,0 m		-	-	NGF	Non renseigné	
Début			Fin			Machine		Opérateur	
19/05/2026			19/05/2026			M339		-	
Élévation	Prof.	Lithologie	Descriptions						Outils
8,3	0		Terre végétale 0,2 m						
8,1			Remblai limoneux à cailloutis divers 0,9 m						
7,4	1		Argile marneuse marron grise à cailloutis calcaires 1,8 m						
6,5	2		Marne argileuse +/- altérée grisâtre 3 m						
5,3	3		Marne grise +/- raide 8 m						Tarière hélicoïdale Ø 63 mm
	4								
	5								
	6								
	7								
0,3	8								8 m
soilcloud.tech									

Tarière hélicoïdale Ø 63 mm

		Construction d'une centrale photovoltaïque à Bessines (79)						
		SNI2.Q.0039						
ST2	Longitude		Latitude		Système de coordonnées		Précision des relevés	
	-0,4921		46,3008		WGS 84		Non renseigné	
	Élévation		Prof. atteinte		Angle	Azimut	Nivellement	Précision des nivellements
	+8,3 m		8,0 m		-	-	NGF	Non renseigné
Début			Fin		Machine		Opérateur	
19/05/2026			19/05/2026		M339		-	
Élévation	Prof.	Lithologie	Descriptions					Outils
8,3	0		Terre végétale					Tarière hélicoïdale Ø 63 mm
8,1	1		0,2 m					
			Remblai limono-argileux marron à cailloutis divers					
	2		1,5 m					
6,8			Argile marneuse marron grise à cailloutis calcaires					
	3		2,8 m					
5,5			Marne argileuse +/- altérée grisâtre					
	4	3,7 m						
4,6								
	5							
	6	Marne grise +/- raide						
	7							
		8 m						
0,3	8						8 m	
soilcloud.tech								

Refus

Refus

The figure consists of two parts. The left part is a horizontal bar chart showing the number of impacts (coups) at different depths (Prof.) and elevations (Élévation). The right part is a graph of the dynamic pressure (q_d) in MPa versus depth (Prof.) in meters.

Left Chart: Number of impacts (coups)

Prof. (m)	Élévation (m)	Nombre de coups
0	0	1
0	1	2
0	2	3
0	3	4
0	4	5
0	5	6
0	6	7
0	7	8
0	8	9
0	9	10
0	10	11
0	11	12
1	0	1
1	1	2
1	2	3
1	3	4
1	4	5
1	5	6
1	6	7
1	7	8
1	8	9
1	9	10
1	10	11
1	11	12
2	0	1
2	1	2
2	2	3
2	3	4
2	4	5
2	5	6
2	6	7
2	7	8
2	8	9
2	9	10
2	10	11
2	11	12
3	0	1
3	1	2
3	2	3
3	3	4
3	4	5
3	5	6
3	6	7
3	7	8
3	8	9
3	9	10
3	10	11
3	11	12

Right Chart: Dynamic pressure (q_d) in MPa versus depth (Prof.) in meters

Prof. (m)	q_d (MPa)
0	0
1	0
2	0
3	0
4	0
5	0
6	0
7	0
8	0
9	0
10	0
11	0
12	0
13	0
14	0
15	0
16	0
17	0
18	0
19	0
20	0
21	0
22	0
23	0
24	0
25	0

Refus

Refus

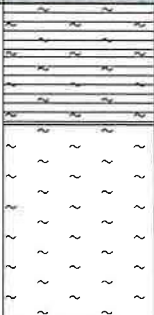
Chantier : Création du nouveau centre à BESSINES (79)

Client : CPAM de NIORT

Dossier: SNI2.8.032

Ech. 1/50°

Date : 26/02/2008

sondage PM7			Description des sols		Résultats d'essais ou observations	
Prof. en m.	matériel	Nappe	Prof	NGF	Echant.	
1	Tracto-Pelle		0.80		1	
2						
3						
4						

Arrêt volontaire sur marne raide

Nappe: pas d'eau à la prof. reconnue (à date du sondage) | Observations : Bonne tenue des parois.

Ech. 1/50°

Date : 26/02/2008

Prof. en m.		matériel		Nappe		sondage PM8		Description des sols		Echant.		Résultats d'essais ou observations	
						Prof NGF							
1		Tracto-Pelle				0.90		ARGILE marneuse beige jaune et grise		1		- Arrêt volontaire sur marne raide	
2						2.20		MARNE +/- altérée grise jaune orangée					
3													
4													
Nappe: pas d'eau à la prof. reconnue (à date du sondage) Observations : Bonne tenue des parois.													

CHANTIER : PROJET CPAM - BESSINES

Dossier: E122.1.508

OBSERVATIONS :

Date: 12/02/01

PROF. en m.	OUTILS	NATURE DU SOL	MODULE PRESSIOMETRIQUE			Valeurs nettes selon NFP 94-110-1			E/P ₁	
			E (MPa)	5	10	50	MPa	0.5		1
Ech. 1/ 50										
1	TAILLANT D64	LIMON marron-beige								
2		2.25	5.25							
3										
4										
5										
6		MARNE grise								
7										
8										
9										
10		10.00	-2.50							
		Fin du Sondage								

niveau d'eau : /

6.7 - Norme NF P 94-110-1

ANNEXE 4 – PV DES ESSAIS EN LABORATOIRE

RAPPORT D'ESSAIS SUR MATERIAUX DE TERRASSEMENT

suiuant normes NF françaises

page 1/1 - édité le 19/03/2008

Chantier : Création d'un centre à Bessines (79)

Client : CPAM de NIORT
Destinataire : CPAM de NIORT
Dossier : SNI2.08.032
N° d'enregistrement : -

Nature du matériau : Argile marneuse beige
Repère ou sondage : PM8
Profondeur : 0.6-0.9
Mode prélèvement :
Date prélèvement :
Date des essais : 29/02/08 au 19/03/08

Dmax	Inférieurs à 0,08 mm	Teneur en eau (*) W	Valeur au bleu VBS	Equivalent de sable		Friabilité des sables	Essai Los Angeles LA	Micro Deval MDE	I.P	I.P.I	Classification
				ESV	ESP						
mm	%	%	g/100g				%	%			GTR 92
		NFP 94-050	NFP 94-068	NF EN 933-8		P 18-576	NF EN 1097-2	NF EN 1097-1			NFP 11-300
6.3	98	19.5	3.17							8.36	A2m

(*) Par dérogation à la norme, la mesure de la teneur en eau est effectuée en laissant le matériau au moins 12 heures à l'étuve

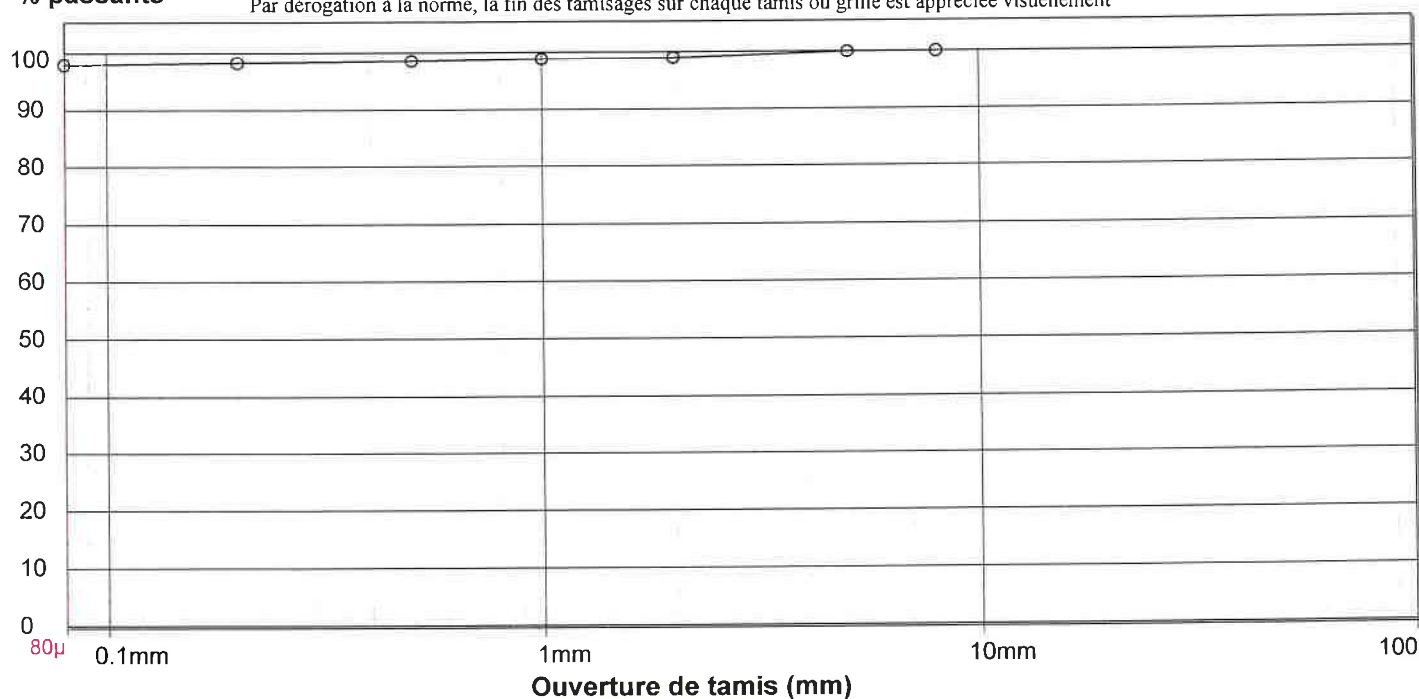
ANALYSE GRANULOMETRIQUE DU MATERIAU

Tamissage à sec après lavage

Granulométrie: NFP 94 056

% passants

Par dérogation à la norme, la fin des tamisages sur chaque tamis ou grille est appréciée visuellement



Tamis en mm	0.08	0.2	0.5	1	2	5	8
Passants (%)	98%	98%	99%	99%	99%	100%	100%

GRASOL32-S Version 5.30

Le présent rapport d'essai comporte une page unique. Il ne concerne que les objets soumis aux essais.
Sauf autorisation préalable, il n'est utilisable à des fins commerciales ou publicitaires qu'en reproduction intégrale.



www.groupe-cebtp.com

CONTACT

Agence de NIORT

4, rue de La Pérouse

79260 LA CRECHE

Tél. : +33 (0)5 49 08 13 12

www.ginger-cebtp.com