



---

## COMMUNE DE DUCOS

*Carrère – Parcelle E676*

**Projet de construction d'un Eco-Village d'Entreprises et Artisanat  
Construction de 4 bâtiments R+2 et d'un parking Silo R+5**

---

### ETUDE GEOTECHNIQUE DE CONCEPTION G2 – AVP

---

Dossier n°22-1222	Version I	Date : 06/09/2022
	<i>Ingénieur chargé du dossier</i> Claude MOREL	<i>Contrôle interne</i> Serge OLLIVIER

# SOMMAIRE

<b>PRESENTATION</b>	<b>1</b>
1. Définition de l'opération	1
2. Mission	1
3. Caractéristiques du projet	2
<b>RECONNAISSANCE</b>	<b>6</b>
4. Contenu de la reconnaissance	6
5. Résultats de la reconnaissance	6
<b>RECOMMANDATIONS</b>	<b>12</b>
6. Synthèse de la reconnaissance	12
7. Fondations des bâtiments	15
8. Efforts parasites	21
9. Reconnaissances complémentaires G2 PRO	21
10. Limites de l'étude	21

## ANNEXES :

- Annexe 1 : Plan d'implantation des sondages
- Annexes 2 à 4 : Log des sondages carottés SCI à SC3 – Campagne 2022
- Annexes 5 à 10 : Log des sondages pressiométriques SPI à SP6 – Campagne 2022
- Annexes 11 à 16 : Essais au pénétromètre statique CPTu1 à CPTU6 et diagramme de pénétration dynamique des avant trou
- Annexes 17 : Résultats des sondages et essais – Campagne antérieure ANTEA 2002
- Annexe 18 : Etude du risque de liquéfaction par la méthode NCEER
- Annexe 19 : Module de réaction linéique du sol
- Annexe 20 : Résultats des calculs FoXta – Pieux forés à la tarière – Sondage SPI
- Annexe 21 : Résultats des calculs FoXta – Pieux forés à la tarière – Sondage SP2
- Annexe 22 : Résultats des calculs FoXta – Pieux forés à la tarière – Sondage SP3
- Annexe 23 : Résultats des calculs FoXta – Pieux forés à la tarière – Sondage SP4
- Annexe 24 : Résultats des calculs FoXta – Pieux forés à la tarière – Sondage SP5
- Annexe 25 : Résultats des calculs FoXta – Pieux forés à la tarière – Sondage SP6
- Annexe 26 : Résultats des calculs FoXta – Pieux forés à la tarière – Sondage SPI ANTEA

# PRESENTATION

## I. Définition de l'opération

Commune : Ducos

Quartier : Carrère - Bac

Intitulé de l'opération : Construction d'un éco-village d'entreprises et artisanat

### I.1. Intervenants

Maître d'ouvrage : CARRERE SCCV

Architecte : MACC

BET Structure : STORM

### I.2. Documents techniques et graphiques communiqués

Document	Echelle	Origine / Référence	Date
Plan topographique	1/500	Cabinet FUCHS 0266-24-21	05/21
Plan masse	1/1500	MACC / PC 2.1	28/06/22
Plan en coupe du terrain et des constructions	1/250	MACC / PC 3	28/06/22
Extrait de la mission G I I relative à l'aménagement du terrain	-	ANTEA A28459	10/02

## 2. Mission

Il s'agit d'une mission de type G2 phase AVP selon la norme NFP 94 500 révisée en novembre 2013 (Cf. extraits en annexe I) réalisée pour le compte de la SCCV CARRERE.

L'objectif de la mission est de fournir :

- le schéma géomécanique et hydrogéologique du site ;
- le type de site vis-à-vis de l'eurocode 8 ;
- une analyse du risque de liquéfaction ;
- les solutions de fondations possibles pour les bâtiments (a priori fondations profondes) ;
- les caractéristiques à prendre en compte dans les calculs de justification des fondations ;
- un prédimensionnement au droit des sondages pressiométriques ;
- le traitement des planchers bas ;
- les précautions à prendre pour la bonne conduite des travaux de fondation.

### 3. Caractéristiques du projet

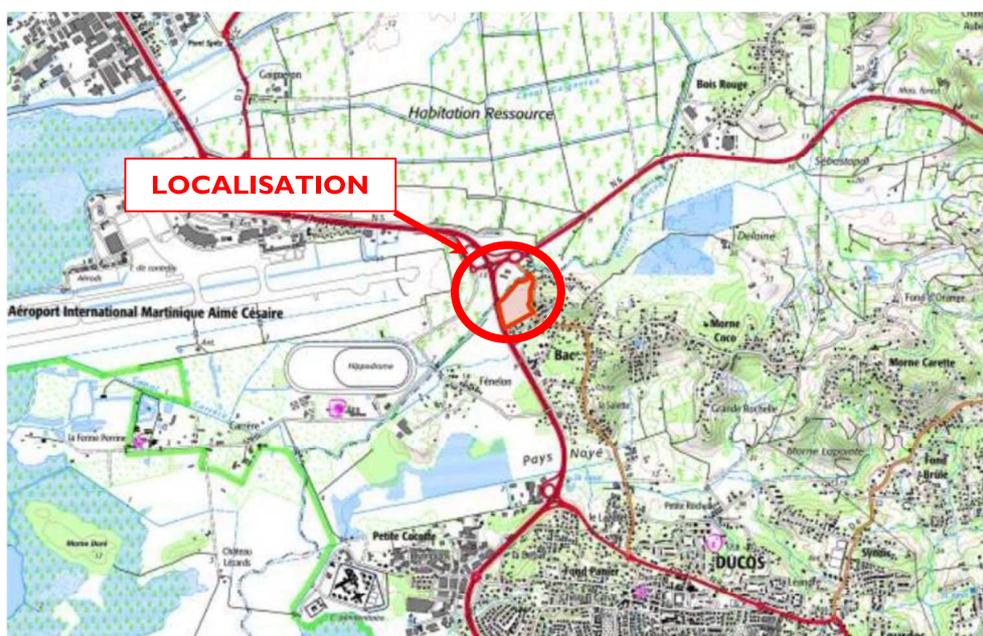
#### 3.1. Description du site

##### 3.1.1. Localisation

Le terrain retenu pour le projet se situe au quartier Bac en limite nord de la commune de Ducos. Il correspond à la parcelle E676 qui montre une superficie totale de 4 Ha.

Il est limité :

- à l'est, par la Route Nationale n°8 ;
- au sud, par des parcelles aménagées ;
- à l'ouest, par la Route Nationale n°5 ;
- au nord, par l'ancien lit de la Rivière Lézarde.



Localisation de la parcelle sur extrait de carte IGN – Image Geoportail



Vue aérienne de la parcelle – Image Geoportail

### 3.1.2. PRR de Ducos

La consultation du PPRN de Ducos révisé le 18 décembre 2013 montre que la parcelle est en zones réglementaires :

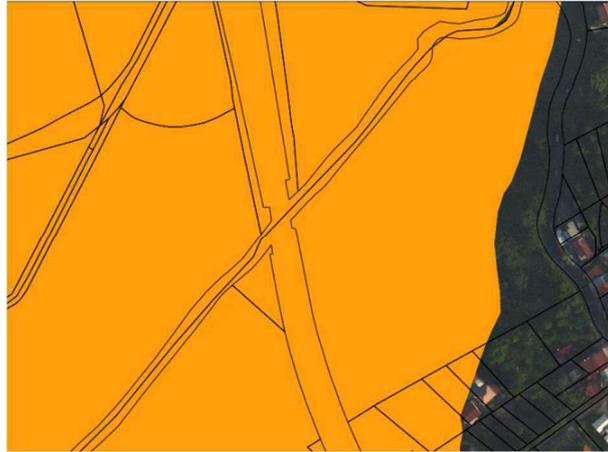
- rouge en limite nord de la parcelle du fait d'un aléa élevé d'inondation ;
- jaune en partie est avec :
  - un aléa moyen d'inondation ;
  - un aléa moyen de liquéfaction ;
  - un aléa faible à nul de mouvement de terrain.
- orange à orange-bleu en partie ouest avec :
  - un aléa fort d'inondation ;
  - un aléa moyen de liquéfaction ;
- un aléa faible à nul de mouvement de terrain.

Extrait de la carte réglementaire



Extrait carte aléa inondation



Extrait carte aléa liquéfactionExtrait carte aléa mouvement de terrain

Extraits du PRR de Fort de France

### 3.1.3. Géologie

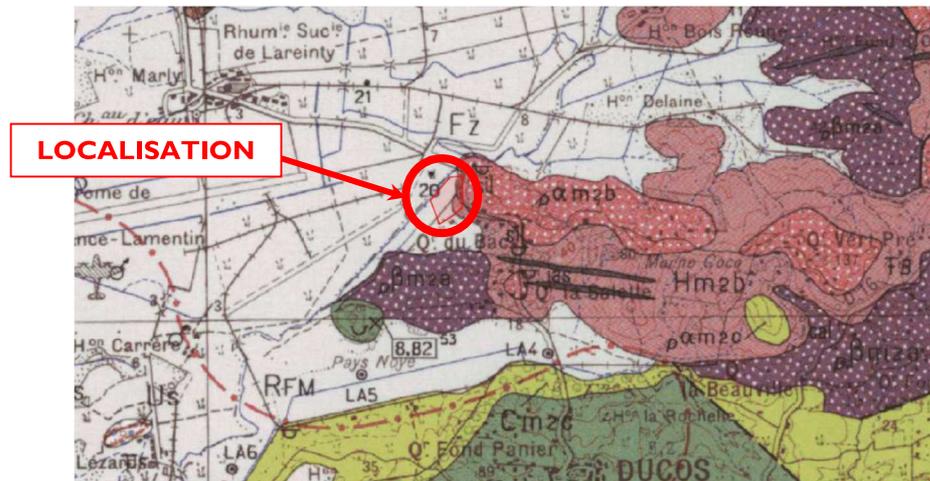
D'après la carte géologique de la Martinique à l'échelle 1/50 000, compte tenu de notre connaissance du site et des résultats des sondages réalisés antérieurement, la géologie du secteur est marquée par la présence d'un remplissage alluvionnaire qui masque un substratum volcanique.

Les alluvions sont généralement assez fortement hétérogènes (argiles molles, sableuses, passées plus grossières, tourbe).

Le substratum est lié à la phase majeure d'activité dite Vauclin-Pitault de la chaîne volcanique du même nom et datant d'environ 14.0 MA. Il s'agit soit d'une lave andésitique massive (notée  $\alpha m2b$ ) soit d'une hyaloclastite remaniée en tuffite stratifiée (notée Hm2b).

Ce substratum apparaît altéré argilisé à son toit et devient résistant en profondeur.

En surface, on peut craindre la présence de remblais hétérogènes sur des épaisseurs variables.



Extrait de la carte géologique – image Infoterre

Le niveau phréatique devrait être repéré à faible profondeur sur la majeure partie du terrain.

#### 3.1.4. Topographie – Occupation du site

Dans l'ensemble, le terrain montre une topographie assez peu chahutée, avec un point haut à une cote de l'ordre de 9.0 NGM en limite nord-est du terrain et un point bas à une cote de l'ordre de 6.2 NGM, le long de la RN5. La pente globale est orientée nord-est / sud-ouest avec une déclivité de l'ordre de 1 à 2 %.

Localement, en partie nord-est, des aménagements de surface (création de plateforme) ont sensiblement remodelé la topographie initiale. Sur sa majeure partie, le terrain est recouvert par une végétation herbeuse.

En partie sud-ouest, on note la présence de fossés de drainage des eaux de surface.

### 3.2. Description du projet

Le projet prévoit la construction de :

- quatre bâtiments principaux d'assez grande hauteur, qui recevront des commerces et des entrepôts. Ils seront de type R+2. Leur niveau plancher bas est prévu à la cote +7.85 NGM soit généralement assez largement au-dessus du TN actuel ;
- en partie sud, un parking silo sur 6 niveaux, le niveau bas étant prévu à la cote +7.0 NGM.

Il n'est pas prévu de terrassement autre qu'un reprofilage du site. Afin d'éviter tout remblais et ainsi toute compensation, les niveaux de voiries et parkings seront rattrapés à l'aide de structure alvéolaire.

Les descentes de charges ne nous ont pas été communiquées.

# RECONNAISSANCE

## 4. Contenu de la reconnaissance

La campagne de reconnaissance comprend la réalisation de :

- 3 sondages carottés de profondeur 20 m (SC3) et 25 m (SCI et SC2). Le sondage carotté SC2 est équipé en tube piézométrique ouvert dont la tête est protégée par un tube métallique ;
- 6 sondages pressiométriques de profondeur comprise entre 23.5 m et 30.5 m avec 1 essai/1.5 m ;
- 6 essais au pénétromètre statique à pointe électrique avec mesures de la pression interstitielle. Des avant trous au pénétromètre dynamique ont été réalisés pour éviter tout refus prématuré.

L'implantation des sondages a été faite en fonction d'un précédent plan masse. Le sondage SPI se situe hors de l'emprise actuelle des bâtiments.

Les sondages ont été implantés et nivelés par le cabinet de topographie TOPO972.

Les sondages carottés et pressiométriques ont été réalisés par BACHY FONDACO.

Dans le cadre de l'étude précédente menée par ANTEA en 2002, un sondage carotté SCI et un sondage pressiométrique SPI ont été réalisés sur le site. Les résultats sont intégrés au rapport. On notera cependant que la position de ces reconnaissances reste approximative car déduite du plan d'implantation fourni avec le rapport de 2002. De même, la cote de tête est déduite du plan topographique actuel en partant du principe qu'aucune modification topographique n'a affecté le secteur.

Les résultats des sondages et essais sont reportés en annexes :

- annexe I : plan d'implantation des sondages ;
- annexes 2 à 4 : résultats des sondages carottés SCI à SC3 ;
- annexes 5 à 10 : résultats des sondages pressiométriques SPI à SP6 ;
- annexes 11 à 16 : résultats des essais CPTu1 à CPTu6 (avec résultats des avant trou au pénétromètre dynamique sur 2.2 m) ;
- annexe 17 : résultat des sondages ANTEA – Campagne de 2002.

## 5. Résultats de la reconnaissance

### 5.1. Schéma lithologique

Les différents sondages et essais réalisés mettent en évidence trois ensembles principaux :

- les remblais ;
- les alluvions ;
- le substratum altéré.

Les remblais apparaissent hétérogènes et d'épaisseurs variables :

- au droit de SCI, sous une dalle béton d'épaisseur 0.1 m, ils apparaissent gravelo-argileux à leur toit et deviennent ensuite plus argileux à passées sableuses et graveleuses. Leur épaisseur totale est de 2.3 m ;
- au droit de SC2, ils sont légèrement moins épais de l'ordre de 1.9 m. En partie supérieure, ils apparaissent argileux bariolés et deviennent plus argilo-sableux à partir de 1.0 m ;
- au droit de SC3, sous une couche graveleuse en surface, ils sont essentiellement argileux, de puissance totale 2.4 m ;
- au droit de SCI ANTEA, ils sont plus épais de l'ordre de 4.0 m et correspondent à un matériau argileux renfermant de nombreux blocs centimétriques et des débris de construction.

Les alluvions sous-jacentes ne sont pas rencontrées au droit de la totalité des sondages. En effet, au droit de SC3, SP5, SP6, CPTu5 et CPTu6, dans une zone qui intéresse la partie sud-est du terrain, elles ne sont pas repérées. Dans l'ensemble, au droit des sondages carottés, elles sont assez fortement hétérogènes et repérées sur des épaisseurs assez largement variables :

- au droit de SCI, leur puissance est de 10.6 m. En partie supérieure, il s'agit essentiellement d'une argile sableuse de consistance molle. A partir de 4.5 m et jusqu'à 10.8 m, elles correspondent à des sables fins à localement grossiers. En partie basse, on repère une argile plus ou moins limoneuse, de consistance molle à moyenne ;
- au droit de SC2, l'hétérogénéité est encore plus marquée avec la succession de passées sableuses à argileuses molles avec intercalation de niveaux tourbeux. L'épaisseur totale des alluvions est de 7.1 m ;
- au droit de SCI ANTEA, elles sont présentes sur une épaisseur de l'ordre de 16.4 m. Leur hétérogénéité est également très marquée avec la succession schématique suivante :
  - argile plastique ;
  - sable argileux à passées tourbeuses ;
  - argile à galets ;
  - sable ;
  - tourbe plus ou moins argileuse ;
  - argile avec débris coquilliers.

La lave altérée constitue le substratum de tout le secteur. Elle est repérée à différents stades d'altération :

- à son toit, il s'agit d'une argile d'altération bariolée de couleurs dominantes rouge, marron, verdâtre, beige de consistance variable moyenne à localement raide ;
- puis, une lave altérée argilisée bariolée de couleurs dominantes marron, rouge, gris, beige et violacé, de consistance raide est mise en évidence ;
- ensuite, on repère une lave altérée argilisée bariolée de couleurs variées, de consistance raide à très raide voire très raide, avec intercalations de passées friables et de passages renfermant des blocs plus ou moins altérés ;
- en profondeur, la lave altérée devient plus ou moins argilisée de consistance très raide, avec passées d'aspect rocheux.

## 5.2. Caractéristiques pressiométriques

Pour chacun des grands horizons décrits, on retiendra les plages suivantes de variations des caractéristiques pressiométriques (pression limite nette et module pressiométrique).

Formation	$p_l^*$ (MPa)	E (MPa)
Remblais hétérogènes	0.23 à 0.97	4.5 à 8.8
Alluvions argileuses à sableuses	0.12 à 0.81	0.7 à 9.5
Argile d'altération	0.45 à 0.78	2.4 à 9.2
Lave altérée argilisée raide	0.82 à 1.23	5.1 à 23.9
Lave altérée argilisée raide à très raide	1.18 à 2.27	7.2 à 26.1
Lave altérée argilisée très raide	1.96 à 4.43	12.5 à 51.2
Lave altérée +/- argilisée très raide	4.0 à 5.0	41.5 à 64.6
Lave +/- altérée d'aspect rocheux très raide	> 5.0	> 100

Remarques :

- la distinction n'a pas été faite entre les différents horizons d'alluvions du fait de l'absence de contraste marqué des caractéristiques pressiométriques ;
- en profondeur, la distinction entre la lave altérée +/- argilisée très raide et la lave +/- altérée d'aspect rocheux très raide est basée sur la différence de module pressiométrique.

## 5.3. Essais au pénétromètre statique

Le tableau ci-dessous récapitule les variations de la résistance de pointe dans les ensembles identifiés :

Formation	$q_c$ (MPa)	Commentaires
Remblais	-	avant-trou dans les remblais en pénétration dynamique $q_d$ comprise entre 3 et plus de 10 MPa
Alluvions à dominante argileuse à argilo-sableuses	0.5 à 1.5	-
Alluvions dominante sableuse	1 à 3	pics avec $q_c > 5$ MPa dans passées plus grossières
Argile d'altération et lave altérée argilisée raide	1.5 à 3	pics avec $q_c > 3$ MPa dans passées à blocs
Lave altérée argilisée raide à très raide	2 à 4	-
Lave altérée argilisée très raide	> 6	-

## 5.4. Récapitulatif

Les tableaux ci-dessous récapitulent les profondeurs des principaux horizons au droit des sondages carottés et pressiométriques et des essais au pénétromètre statique.

### Sondages carottés

Formation	SCI	SC2	SC3	SCIANT
Cote NGM tête de sondage	7.50	7.00	6.47	# 8.0
Remblais hétérogènes	0.0/2.3	0.0/1.9	0.0/2.4	0.0/4.0
Alluvions argileuses à sableuses	2.3/12.9	1.9/9.0	n.r.	4.0/19.7
Argile d'altération	12.9/14.0	n.r.	2.4/3.9	19.7/26.5
Lave altérée argilisée raide	14.0/15.9	9.0/15.0	3.9/8.0	
Lave altérée argilisée raide à très raide	15.9/...	n.r.	8.0/...	26.5/...
Lave altérée argilisée très raide	n.a.	15/17.9	n.a.	n.a.
Lave altérée +/- argilisée très raide	n.a.	17.9/...	n.a.	n.a.
Lave +/- altérée d'aspect rocheux très raide	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.
Profondeur fin de sondage (m)	25.0	25.0	20.0	30.0

### Sondages pressiométriques

Formation	SPI	SP2	SP3	SP4
Cote NGM tête de sondage	7.91	7.89	6.58	6.82
Remblais hétérogènes	0.0/2.0	0.0/3.5	0.0/2.0	0.0/2.5
Alluvions argileuses à sableuses	2.0/21.5	3.5/11.5	2.0/8.5	2.5/7.0
Argile d'altération	21.5/22.5	11.5/13.0	n.r.	7.0/10.0
Lave altérée argilisée raide	22.5/24.5	13.0/14.5	8.5/14.5	10.0/12.5
Lave altérée argilisée raide à très raide	24.5/26.0	14.5/17.0	14.5/17.5	n.r.
Lave altérée argilisée très raide	n.r.	17.0/20.5	17.5/25.0	12.5/25.5
Lave altérée +/- argilisée très raide	26.0/27.5	n.r.	25.0/...	25.5/27.0
Lave +/- altérée d'aspect rocheux très raide	27.5/...	20.5/...	n.a.	27.0/...
Profondeur fin de sondage (m)	30.5	23.5	30.5	30.5

Formation	SP5	SP6	SPI ANT
Cote NGM tête de sondage	7.94	6.19	# 6.6
Remblais hétérogènes	0.0/2.0	0.0/2.5 (*)	0.0/4.5
Alluvions argileuses à sableuses	n.r.		
Argile d'altération	2.0/8.0		4.5/5.5
Lave altérée argilisée raide		2.5/7.0	5.5/7.5
Lave altérée argilisée raide à très raide	8.0/23.5	2.5/11.5	7.5/15.5
Lave altérée argilisée très raide	23.5/24.5	11.5/30.5	15.5/20.5
Lave altérée +/- argilisée très raide	n.r.	n.r.	20.5/23.5
Lave +/- altérée d'aspect rocheux très raide	24.5/...	n.r.	23.5/...
Profondeur fin de sondage (m)	27.5	30.5	25.5

(\*) les alluvions sont absentes au droit du sondage SP6

### Essais au pénétromètre statique

Formation		CPTu1	CPTu2	CPTu3
Cote NGM tête de sondage		7.71	6.87	7.66
Remblais hétérogènes		0.0/2.0	0.0/1.8	0.0/2.3
Alluvions	à dominante argileuse	2.0/6.5 12.4/...	1.8/3.6	2.3/6.2
	à dominante sableuse	6.5/12.4	3.6/8.2	n.r.
Argile d'altération et lave altérée argilisée raide		n.a.	8.2/12.8	6.2/...
Lave altérée argilisée raide à très raide		n.a.	12.8/...	n.a.
Profondeur fin de sondage (m)		19.75	15.1	12.7

Formation		CPTu4	CPTu5	CPTu6
Cote NGM tête de sondage		6.52	8.01	6.74
Remblais hétérogènes		0.0/2.0	0.0/3.0	0.0/2.3
Alluvions	à dominante argileuse	2.0/12.6	n.r.	n.r.
	à dominante sableuse	n.r.	n.r.	n.r.
Argile d'altération et lave altérée argilisée raide		12.6/...	3.0/11.3	2.3/11.0
Lave altérée argilisée raide à très raide		n.a.	11.3/...	11.0/...
Profondeur fin de sondage (m)		16.8	15.2	15.8

#### Notae :

- n.r. : horizon non repéré au droit du sondage ou de l'essai considéré ;
- n.a. : horizon non atteint au droit du sondage ou de l'essai considéré ;

#### Commentaires :

- ces tableaux montrent un plongement marqué du toit du substratum altéré du sud vers le nord. Les cotes de la base des alluvions au droit des reconnaissances sont reportées dans le tableau ci-après :

SPI : -17.0 NGM	SC2 : -2.0 NGM
SP2 : -12.5 NGM	SCI ANTEA : -11.7 NGM
SP3 : -16.8 NGM	CPTu1 : <-12.0 NGM
SP4 : -11.3 NGM	CPTu2 : -1.3 NGM
SPI ANTEA : # 2.1 NGM	CPTu3 : 1.4 NGM
SCI : -5.4 NGM	CPTu4 : -6.1 NGM

- le toit de substratum altéré très raide est repéré aux cotes suivantes au droit des sondages pressiométriques :
  - SPI : -18.1 NGM ;
  - SP2 : -9.1 NGM ;
  - SP3 : -10.9 NGM ;
  - SP4 : -5.7 NGM ;
  - SP5 : -15.6 NGM ;
  - SP6 : -5.3 NGM ;

➤ SPI ANTEA : -9.8 NGM.

### 5.5. Aspect hydrogéologique

Les niveaux d'eau dans les sondages sont relevés aux profondeurs suivantes en fin de sondage :

Sondage	Prof. eau (m)	Cote NGM
SPI	3.8	# 4.1
SP2	2.0	# 5.9
SP3	3.8	# 2.7
SP4	2.1	# 4.7
SP5	2.1	# 5.6
SP6	1.7	# 4.5
SCI	2.8	# 4.7
SC2	2.2	# 4.8
SC3	1.8	# 4.7

Il ne s'agit pas de niveaux stabilisés. Bien que dans le secteur la nappe se situe à faible profondeur, il est délicat de savoir si ces niveaux correspondent au niveau phréatique, à des eaux piégées dans les remblais ou à des niveaux liés au mode de forage. En première approximation, on peut cependant considérer un niveau de nappe à 4.7 NGM.

Une mesure réalisée en fin aout 2022 met en évidence un niveau d'eau à une profondeur de 1.7 m. Le 28 septembre le niveau d'eau dans le SC2 a été mesuré à 5.6 NGM soit une profondeur de 1.4 m.

# RECOMMANDATIONS

## 6. Synthèse de la reconnaissance

### 6.1. Schéma géomécanique

De la reconnaissance réalisée, il ressort que le schéma du sous-sol est marqué par la succession suivante :

- en tête, des remblais sont rencontrés sur une épaisseur comprise entre 1.8 m et 4.0 m. Ces remblais apparaissent assez fortement hétérogènes généralement plus graveleux en tête et plus argileux en profondeur. Ils renferment localement des débris divers de constructions ;
- des alluvions qui apparaissent essentiellement argileuses à argilo-limoneuses avec passées tourbeuses de faible qualité d'ensemble et qui renferment en partie nord des passées sableuses d'épaisseurs variables. La puissance des alluvions augmente très sensiblement du sud vers le nord. Elles sont absentes en partie sud-est du terrain.
- le substratum volcanique est repéré à différents niveaux d'altération :
  - à son toit, il s'agit d'une argile d'altération de qualité moyenne pouvant renfermer des cailloux et des blocs ;
  - puis, on repère une lave altérée argilisée de consistance raide devenant raide à très raide ;
  - en profondeur, cette lave altérée devient de consistance très raide ;
  - enfin, la lave apparaît plus ou moins altérée d'aspect rocheux, de consistance très raide avec une frange supérieure légèrement plus argilisée mais présentant cependant des caractéristiques pressiométriques élevées.

Des niveaux blocailleux sont repérés à différents niveaux au sein de la lave altérée argilisée.

Un niveau phréatique est repéré à assez faible profondeur.

### 6.2. Aspects sismiques

#### 6.2.1. Liquéfaction des alluvions

L'évaluation du risque de liquéfaction est déterminée selon la méthode NCEER à partir des résultats des essais CPTu (la résistance de pointe et du frottement latéral mesurés lors des sondages au pénétromètre statique) pour déterminer un facteur de sécurité FS en fonction de la profondeur et en déduire les épaisseurs effectivement liquéfiables.

L'eurocode 8 fixe la valeur minimale du coefficient de sécurité vis à vis de la liquéfaction à 1.25 :

- si  $FS > 1.25$ , le risque de liquéfaction est écarté ;
- si  $FS \leq 1.25$ , il convient de prendre en compte le phénomène de liquéfaction dans la conception du projet. Entre 1 et 1.25, la liquéfaction est probable et en dessous de 1 la liquéfaction est certaine.

Les calculs ont été réalisés à l'aide du logiciel CLiq V 2.2.1.4 – CPT Assesment Liquefaction Software (Logiciel d'évaluation de la liquéfaction à partir des données CPT) en tenant compte des éléments suivants :

- application des paramètres correctifs définis par ROBERTSON et WRIDE ;
- correction des calculs pour les couches minces ;
- valeurs seuil de prise en compte de la liquéfaction définies pour un indice de comportement tel que  $1.7 < I_c < 2.6$  (les sols présentant un indice de comportement en deçà de 1.7 et au-delà de 2.6 sont considérés comme ayant un potentiel de liquéfaction négligeable).

Le facteur de sécurité FS est calculé comme le rapport entre la résistance au cisaillement du sol (CRR) et le cisaillement induit par le séisme (CSR).

La contrainte de cisaillement cyclique CSR induite par le séisme est donnée par :

$$CSR = 0.65 \left( \frac{a_g}{g} \right) \left( \frac{\sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} \right) r_d$$

avec :

- $a_g = a_{gr} \cdot S$  avec  $a_{gr}$  : valeur de calcul de l'accélération pour un sol de classe A, et S : paramètre caractéristique de la classe de sol
- $\sigma_{v0}$  : contrainte totale des terres
- $\sigma'_{v0}$  : contrainte effective des terres
- $r_d$  : coefficient d'atténuation de la contrainte avec la profondeur

La Martinique est située en zone de sismicité 5 selon l'Eurocode 8. Ce dernier définit l'accélération nominale au niveau d'un sol de classe A dans cette zone telle que :  $a_{gr} = 3.0 \text{ m/s}^2$ .

Le paramètre de sol S relatif à la classe de sol C du site est de  $S = 1.15$ .

Ainsi, l'accélération nominale pour le séisme de calcul à retenir est :  $a_g = S \cdot a_{gr} = 3.5 \text{ m/s}^2$ .

La résistance au cisaillement du sol est approchée par l'intermédiaire d'un rapport appelé Cone Resistance Ratio ( $CRR_{7.5}$ ) qui est calculé pour une magnitude référence de 7.5 et à partir des données de sondage au pénétromètre.

Pour chaque profondeur, un coefficient  $I_c$  est calculé en fonction d'un exposant n (dépendant du type de sol), de la résistance de pointe normalisée  $Q_{tn}$  et du rapport de frottement normalisé  $F_r$  (déterminés en fonction de l'état de contrainte du sol et des données du sondage).

On en déduit une résistance de pointe normalisée équivalente à un sable propre ( $Q_{tn,cs}$ ).

La résistance au cisaillement CRR est ensuite calculée par la relation suivante :

$$CRR_{7.5} = 93 \left[ \frac{Q_{tn,cs}}{1000} \right]^3 + 0.08 \quad \text{si } 50 \leq Q_{tn,cs} \leq 160$$

$$CRR_{7.5} = 0.833 \left[ \frac{Q_{tn,cs}}{1000} \right] + 0.05 \quad \text{si } Q_{tn,cs} < 50$$

L'analyse est réalisée à partir des données numériques des essais au droit des essais CPTu1 à CPTu4 au droit desquels les alluvions sont présentes.

Le détail des résultats figure en annexe 18.

De cette étude, il ressort que les valeurs du coefficient de sécurité vis-à-vis de la liquéfaction sont les suivantes :

- $FS > 1.25$  dans les alluvions à dominante argileuse et argilo-limoneuse ainsi que dans les alluvions à dominante argileuse à passées tourbeuses ;
- $FS < 1.0$  dans les alluvions à dominante sableuse sur des épaisseurs variables :
  - CPTu1 : 5.4 m (de 6.8 m à 12.2 m de profondeur) ;
  - CPTu2 : 4.6 m (de 3.6 m à 8.2 m de profondeur) ;

En conclusion, le risque de liquéfaction est avéré pour les alluvions sableuses et devra être pris en compte dans la conception du projet et/ou les calculs de justification. On notera que ces alluvions sableuses sont clairement mises en évidence au droit des sondages carottés SC1 SC2 et SC1 ANTEA ainsi qu'au droit des essais CPTu1 et CPTu2.

### 6.2.2. Classement du sol selon Eurocode 8

Compte tenu de la présence de formations liquéfiables, on pourra considérer une classe de sol S2.

Avant l'apparition de la liquéfaction, en l'absence de mesures des vitesses de cisaillement  $v_{s,30}$ , compte tenu des épaisseurs et des caractéristiques des sols mis en évidence par la reconnaissance réalisée, on considérera un sol de classe C selon l'Eurocode 8.

### 6.3. Caractérisation mécanique

Pour chacun des ensembles identifiés, les principales caractéristiques à prendre en compte dans les calculs de justification sont reportées dans le tableau ci-après :

	$p_l^*$ (MPa)	$E_M$ (MPa)	$\alpha$	Catégorie sol
Remblais hétérogènes	0.46	6.0	2/3	argile molle
Alluvions à dominante argileuse à argilo-limoneuse avec passées sableuses	0.29	2.5	2/3	argile molle
Argile d'altération	0.60	5.2	2/3	argile ferme
Lave altérée argilisée raide	0.89	9.2	2/3	argile ferme
Lave altérée argilisée raide à très raide	1.40	12.8	2/3	argile raide
Lave altérée argilisée très raide	2.72	27.6	2/3	rocher altéré
Lave altérée +/- argilisée très raide	4.33	50.9	1/2	rocher fragmenté
Lave +/- altérée aspect rocheux	5.0	100	1/2	rocher fragmenté

avec :

- $p_l^*$  : pression limite nette, correspondant à la moyenne des valeurs mesurées diminuée d'un demi écart type ;
- $E$  : module pressiométrique, correspondant à la moyenne géométrique des valeurs mesurées ;
- $\alpha$  : coefficient rhéologique ;
- catégorie sol : catégorie conventionnelle des sols selon l'annexe B de la norme NF P 94-262.

## 7. Fondations des bâtiments

### 7.1. Principe de fondation

Compte tenu du schéma géomécanique du site (présence de formations alluvionnaires de médiocre qualité sur des épaisseurs variables et localement importantes), du risque de liquéfaction des alluvions à dominante sableuse (partie nord) et de la nécessité de retenir un système de fondation unique par ouvrage, les fondations devront nécessairement reporter les efforts en profondeur dans le substratum altéré.

Dans ces conditions, on retiendra pour les bâtiments **une solution de fondations profondes par pieux**.

Les pieux seront ancrés soit dans la lave altérée argilisée de consistance très raide soit dans la lave altérée +/- argilisée très raide soit encore dans la lave +/- altérée d'aspect rocheux.

Du fait de la profondeur de l'horizon d'ancrage et de la nécessité d'armer les pieux sur toute hauteur, le diamètre minimal des pieux préconisé est de 620 mm.

Les planchers bas seront nécessairement traités en dalle portée par les fondations. De plus, il n'est pas prévu de remblais dans l'emprise du projet.

### 7.2. Type de fondations envisageables

Dans le contexte du site, on pourra retenir des pieux forés à la tarière creuse avec enregistrement des paramètres de forage et bétonnage.

Il conviendra d'adapter le matériel de foration pour tenir compte de la présence de passages blocailleux au sein de la lave altérée argilisée et pour obtenir un ancrage satisfaisant notamment dans la lave +/- altérée d'aspect rocheux.

### 7.3. Hypothèses de dimensionnement selon la norme NF P94-262

#### 7.3.1. Méthode de calcul

Les calculs des charges verticales applicables en tête des pieux sont réalisés par la méthode pressiométrique conformément à la norme NF P 94-262. La procédure retenue est la méthode dite du modèle de terrain.

Les pieux forés à la tarière creuse avec enregistrement des paramètres de forage et bétonnage correspondent à la classe 2 et à la catégorie 6.

#### 7.3.2. Facteur de portance pressiométrique

Les fondations seront ancrées dans la lave altérée argilisée très raide ou dans lave altérée +/- argilisée très raide ou bien encore dans la lave +/- altérée d'aspect rocheux très raide avec un ancrage minimal de 1.5 m (pieux de diamètres supérieurs à 0.5 m). Cet ancrage pourra être limité à 0.5 m dans le substratum d'aspect rocheux à condition de garantir la bonne exécution des pieux.

Pour des encastresments effectifs  $D_{ef}$  supérieurs à 5 diamètres, le facteur de portance en pointe peut être fixé à  $k_{p_{max}} = 2.0$  pour les pieux forés à la tarière creuse avec enregistrement des paramètres de forage et bétonnage.

Pour des encastresments relatifs inférieurs à 5 diamètres,  $k_p$  aura une valeur réduite, fonction de la hauteur d'encastrement effective  $D_{ef}$  conformément à l'annexe F §4.2 de la norme NF P 94-262.

### 7.3.3. Frottement axial

La résistance de frottement axiale est définie par  $R_s$  et est calculée à partir du frottement axial unitaire limite de chaque couche  $q_{si}$  avec  $q_{si} = \alpha_{\text{pieu\_sol}} \times f_{\text{sol}}$ .

Les valeurs de  $f_{\text{sol}}$  ne dépendent que de la catégorie de sol et de la pression limite.

Les valeurs de  $q_{si}$  sont bornées par des valeurs maximales  $q_{si\text{ max}}$  fonction de la catégorie du pieu et de la catégorie du sol.

#### Frottement axial unitaire limite

Le tableau ci-après précise pour chacune des formations la courbe retenue ainsi les valeurs de  $f_{\text{sol}}$  correspondantes.

	Catégorie de sol	$pl^*$ (MPa)	Courbe	$f_{\text{sol}}$ (kPa)
Remblais hétérogènes	argile molle	0.46	-	- (*)
Alluvions argileuses à passées sableuses	argile molle	0.29	-	- (*)
Argile d'altération	argile ferme	0.60	Q1	37
Lave altérée argilisée raide	argile ferme	0.89	Q1	41
Lave altérée argilisée raide à très raide	argile raide	1.40	Q1	44
Lave altérée argilisée très raide	rocher altéré	2.72	Q5	107
Lave altérée +/- argilisée très raide	rocher fragmenté	4.33	Q5	123
Lave +/- altérée aspect rocheux	rocher fragmenté	5.0	Q5	130

(\*) les remblais étant très hétérogènes et alluvions argileuses étant de médiocre qualité et renfermant des passées sableuses liquéfiables, le frottement positif est négligé sur l'épaisseur du complexe remblais+ alluvions.

Le tableau ci-après récapitule les valeurs de  $\alpha_{\text{pieu\_sol}}$ ,  $q_{si}$  et  $q_{si\text{ max}}$  pour les pieux forés à la tarière avec enregistrement paramètre forage et bétonnage.

	$\alpha_{\text{pieu\_sol}}$	$q_{si}$ (kPa)	$q_{si\text{ max}}$ (kPa)
Argile d'altération	1.5	<b>55</b>	90
Lave altérée argilisée raide	1.5	<b>61</b>	90
Lave altérée argilisée raide à très raide	1.5	<b>66</b>	90
Lave altérée argilisée très raide	1.6	<b>171</b>	200
Lave altérée +/- argilisée très raide	1.6	<b>197</b>	200
Lave +/- altérée aspect rocheux	1.6	<b>208</b>	<b>200</b>

Les valeurs **en gras** sont celles retenues.

### 7.3.4. Hypothèses de dimensionnement sous charges horizontales

#### **Module de réaction linéique horizontal - Statique :**

Les pieux devant reprendre des efforts horizontaux et/ou des moments en tête, ces fondations pourront être calculées à partir des données ci-après, déduites des essais pressiométriques, conformément à la norme NF P 94-262 :

	Kf (MPa)				pf* (MPa)	pl* (MPa)
	B=0.62 m	B=0.72 m	B=0.82 m	B=0.92 m		
Remblais hétérogènes	22.4	23.3	24.1	24.8	0.27	0.46
Alluvions argileuses à passées sableuses	9.5	9.9	10.2	10.5	0.17	0.29
Argile d'altération	19.3	20.1	20.7	21.4	0.36	0.60
Lave altérée argilisée raide	34.4	35.8	37.0	38.1	0.52	0.89
Lave altérée argilisée raide à très raide	47.8	49.7	51.3	52.9	0.82	1.40
Lave altérée argilisée très raide	103	107	111	114	1.60	2.72
Lave altérée +/- argilisée très raide	232	247	260	272	2.55	4.33
Lave +/- altérée aspect rocheux	455	484	509	533	2.94	5.0

avec :

- Kf = module linéique applicable pour les sollicitations brèves ;
- pf\* = pression de fluage prise égale à pl\*/1.7 (valeur déterminée à partir des résultats pressiométriques), valeur du palier de plasticité sous sollicitations de courte durée (hors chocs) et longue durée d'application ;
- pl\* = pression limite, valeur du palier de plasticité sous chocs.

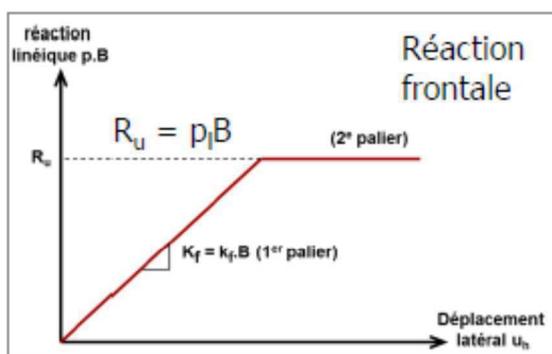
Notae :

- pour les sollicitations de longue durée, le module Kf doit être divisé par 2 ;
- pour obtenir le module surfacique (MPa/m) utilisé dans certains programmes, il suffit de diviser ces valeurs par la largeur de la fondation.

Le détail des calculs est reporté en annexe I9.

### **Module de réaction linéique horizontale - Séisme :**

Dans le cas des sollicitations sismiques, le module de réaction doit tenir compte d'une zone de déformation nettement plus faible que pour le cas usuel en statique. Cependant en zone 5 qui concerne la Martinique, il n'y a pas lieu d'affecter à ce terme un coefficient majorateur. En revanche, le palier de plasticité sera égal à pl\*B, conformément au graphique ci-dessous.



Sur l'épaisseur des remblais et les alluvions à dominante sableuse qui présentent un risque de liquéfaction, si aucun traitement n'est réalisé, on retiendra les valeurs suivantes pour les calculs de justification :

- calcul avant liquéfaction : valeurs données dans le tableau ;
- calcul après apparition de la liquéfaction : le module de réaction du sol sera pris égal à 10 % de sa valeur hors liquéfaction avec également limitation du palier plastique à pl\*/10.

### Traitement des alluvions liquéfiables

Conformément au cahier technique n°38 de l'AFPS, il peut être intéressant de traiter le risque de liquéfaction même en cas de fondations profondes. Une solution adaptée au contexte est le renforcement des sols par colonnes ballastées.

Vis à vis du risque de liquéfaction, de part ses capacités à intervenir sur plusieurs paramètres en même temps, cette technique est bien adaptée dans les sols hétérogènes (cas de la zone intéressée par le projet). L'effet stabilisateur de la colonne ballastée repose sur sa résistance élevée au cisaillement et sur son aptitude à dissiper très rapidement dans son environnement immédiat les pressions interstitielles. Elle permet :

- l'augmentation du CRR (Cyclic Resistant Ratio ou taux de résistance au cisaillement cyclique du sol) par une augmentation de la compacité du sol ;
- la réduction du CSR (Cyclic Stress Ratio, ou taux de contrainte cyclique engendré par le séisme) : réduction des sollicitations sismiques par la concentration des contraintes de cisaillement liées au séisme sur l'élément le plus raide, à savoir la colonne ballastée ;
- la réduction rapide des surpressions interstitielles par la forte perméabilité du gravier des colonnes.

Il est observé en général qu'il est délicat de supprimer le risque de liquéfaction uniquement par l'augmentation du CRR (notamment du fait de la présence de passées plus fines dans les alluvions et donc une moindre efficacité des vibrations) et par la réduction du CSR (nécessitant un taux d'incorporation de la l'ordre de 30% ce qui n'est pas envisageable).

En revanche, le drainage fourni par les colonnes ballastées permettra de réduire fortement le potentiel de liquéfaction par la dissipation rapide des surpressions interstitielles. Dans ces conditions, conformément à l'Eurocode 8, les colonnes ballastées sont dimensionnées pour respecter le critère suivant :  $ru = u/\sigma' \leq 0.6$ .

En première approximation, un maillage de 2.0 m x 2.0 m pour des colonnes de diamètre 800 mm peut être retenu. En cas de traitement, la valeur du module de réaction horizontal sera adaptée au dispositif retenu. En première approximation, on peut retenir la valeur fournie dans le tableau pour le cas statique.

#### 7.3.5. Prise en compte de la sécurité

La valeur de la portance est  $R_c = R_b$  (valeur en pointe) +  $R_s$  (valeur de frottement axial) et la limite en traction  $R_t = R_s$

Dans les notations ci-après, l'indice k se rapporte à la valeur caractéristique, et l'indice d à la valeur de calcul.

#### **Calcul ELU :**

Aux ELU, les valeurs des résistances de calculs sont les suivantes :

- en compression :  $R_{c;d} = R_{c;k} / \gamma_t = R_{b;k} / \gamma_b + R_{s;k} / \gamma_s$
- en traction :  $R_{t;d} = R_{s;k} / \gamma_{s;t}$

avec :

$$R_{b;k} = A_b q_b / (\gamma_{R;d1} \cdot \gamma_{R;d2})$$

$$R_{s;k} = 1 / (\gamma_{R;d1} \cdot \gamma_{R;d2}) \sum_i A_{s;i} q_{s;i}$$

Les coefficients partiels de résistance sont les suivants :

	situations durables et transitoires	situations accidentelles	sous séisme
Fût en compression	$\gamma_t = \gamma_b = \gamma_s = 1.1$	$\gamma_t = \gamma_b = \gamma_s = 1.0$	$\gamma_t = \gamma_b = \gamma_s = 1.1$
Fût en traction	$\gamma_{s,t} = 1.15$	$\gamma_{s,t} = 1.05$	$\gamma_{s,t} = 1.15$

Pour la procédure dite "du modèle de terrain" et pour les pieux de classe I à 7 (qui regroupent les pieux de la catégorie 6), les coefficients de modèle  $\gamma_{R;d1}$  et  $\gamma_{R;d2}$  prennent les valeurs suivantes :

	$\gamma_{R;d1}$	$\gamma_{R;d2}$	$\gamma_{R;d1} \cdot \gamma_{R;d2}$
Fût en compression	1.15	1.1	1.265
Fût en traction	1.4	1.1	1.54

### **Calcul ELS :**

La valeur caractéristique de la charge de fluage est :

- en compression :  $R_{c;cr;k} = 0.5R_{b;k} + 0.7R_{s;k}$  (en pointe, le pieu est réalisé sans refoulement)
- en traction :  $R_{t;cr;k} = 0.7R_{s;k}$

Aux ELS, la valeur de résistance de calcul est :

- en compression :  $R_{c;cr;d} = R_{c;cr;k} / \gamma_{cr}$
- en traction :  $R_{t;cr;d} = R_{t;cr;k} / \gamma_{s;cr}$

La vérification de la capacité portante des fondations profondes est réalisée en retenant les coefficients réducteurs suivants, appliqués aux charges limites pour les différents cas de charge :

	combinaisons caractéristiques	combinaisons quasi permanentes
Fût en compression	$\gamma_{cr} = 0.9$	$\gamma_{cr} = 1.1$
Fût en traction	$\gamma_{s;cr} = 1.1$	$\gamma_{s;cr} = 1.5$

## **7.4. Ebauche dimensionnelle sous charges verticales – exemples de calculs**

Des calculs de prédimensionnement sont réalisés en compression au droit des sondages SPI à SP6 et SPI ANTEA en considérant :

- les coupes déduites des sondages, données au §5.4 ;
- les caractéristiques pressiométriques de calcul données au §6.3 ;
- des pieux forés à la tarière creuse avec enregistrement des paramètres de forage et bétonnage de diamètre 620 à 920 mm (compte tenu des charges verticales et horizontales a priori attendues) ;
- les hypothèses données au chapitre 7.3.
- Les calculs sont menés à l'aide du logiciel FOXTA V3.3.6, module FondProf.

Nota : Le logiciel FOXTA utilise un coefficient de sécurité global vis à vis de la charge de rupture en pointe et au frottement. Ces coefficients sont déterminés à partir des coefficients partiels. Pour les pieux forés à la boue, ils prennent les valeurs suivantes :

		ELS QP	ELS CARAC	ELU FOND	ELU ACC
Calcul en compression	Frottement latéral $R_s$	0.636	0.778	0.909	1.000
	Pointe $R_p$	0.455	0.556	0.909	1.000
Calcul en traction	Frottement latéral $R_s$	0.467	0.636	0.870	0.952
	Pointe $R_p$	0.0	0.0	0.0	0.0

En l'absence de données sur les charges appliquées, et afin d'avoir une idée des fiches de pieux à prévoir, les longueurs sont définies de manière à pouvoir mobiliser au maximum la contrainte dans le béton à l'ELS Caractéristique :

$$\sigma_{b,ELS,lim} = 0.3 \cdot k_3 \cdot f_{ck} \text{ (MPa)} = 0.3 \cdot k_3 \cdot f_{ck} / (k_1 \cdot k_2)$$

avec :

Pieux forés à la tarière creuse	
k1	1.35
k2	1.05
k3	1.0

Pour un béton de type C30/35, avec  $f_{ck}=30$  MPa, il vient les valeurs suivantes :

Pieux forés à la tarière creuse	
$\sigma_{b,ELS,lim}$	6.35 MPa
Pieu $\Phi$ 620	1917 kN
Pieu $\Phi$ 720	2585 kN
Pieu $\Phi$ 820	3353 kN
Pieu $\Phi$ 920	4221 kN

Le tableau ci-après récapitule la cote de la base (en NGM) des pieux permettant de mobiliser cette contrainte à l'ELS Caractéristique :

	SPI	SP2	SP3	SP4	SP5 (*)	SP6	SPI ANT
Pieu $\Phi$ 620	-20.0	-11.9	-13.7	-9.7	-17.1	-7.9	-11.4
Pieu $\Phi$ 720	-20.4	-12.3	-14.5	-10.7	-17.1	-8.9	-12.4
Pieu $\Phi$ 820	-20.8	-12.6	-15.5	-11.7	-17.1	-9.7	-13.0
Pieu $\Phi$ 920	-21.2	-12.8	-16.3	-12.7	-17.1	-10.7	-13.4

(\*) au droit de SP5, la cote de base des pieux correspond à un ancrage minimal de 1.5 m dans la lave altérée argilisée très raide.

Le détail des calculs est donné en annexes :

- 20 – sondage SPI ;
- 21 – sondage SP2 ;
- 22 – sondage SP3 ;
- 23 – sondage SP4 ;
- 24 – sondage SP5 ;
- 25 – sondage SP6 ;
- 26 – sondage SPI ANTEA.

## **8. Efforts parasites**

Il n'est pas envisagé un rechargement de la plateforme actuelle. Dans ces conditions, la prise en compte de frottement négatif en statique n'apparaît pas nécessaire.

En cas de non-traitement des alluvions vis-à-vis de la liquéfaction, il conviendra de vérifier la portance des pieux en prenant en compte les efforts de frottement négatif post-sismique liés à la liquéfaction.

## **9. Reconnaissances complémentaires G2 PRO**

Afin de préciser le schéma du sous-sol et notamment l'emprise et de l'épaisseur des formations liquéfiables, il apparaît nécessaire de prévoir des reconnaissances complémentaires sur la base d'essais CPTu répartis selon une maille assez étroite.

Il pourrait également être intéressant de prévoir des sondages pressiométriques complémentaires pour préciser les répartitions des différents horizons dans l'emprise des bâtiments afin d'optimiser les pieux.

## **10. Limites de l'étude**

La reconnaissance réalisée dans le cadre de cette mission G2 AVP est basée sur des sondages ponctuels et la géométrie des différentes formations peut varier entre deux points de sondage. Dans tous les cas, l'ancrage des pieux sera adapté à la position de la lave altérée argilisée très raide, de la lave altérée +/- argilisée très raide ou de la lave +/- altérée d'aspect rocheux.

Le présent rapport et ses annexes constituent un tout indissociable. La mauvaise utilisation qui pourrait en être faite suite à une communication ou une reproduction partielle ne saurait engager MAGMA Caraïbes.

Tous éléments nouveaux mis en évidence lors de l'exécution des fondations et n'ayant pu être détectés au cours des reconnaissances de sol (exemples : hétérogénéité localisée, venues d'eau, instabilité locale, etc.) doivent nous être signalés, car pouvant rendre caduques certaines de nos recommandations.

Fait à Case Pilote, le 06/09/22

# **MISSIONS D'INGENIERIE GEOTECHNIQUE**

**Extraits de la norme NF P 94-500**

## Extrait de la norme NF P 94-500 révisée en novembre 2013

**Tableau I —Enchaînement des missions types d'ingénierie géotechnique**

Enchaînement des missions G1 à G4	Phase de la maîtrise d'œuvre	Missions 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
Etape 1 : Etude géotechnique préalable (G1)		Étude géotechnique préalable (G1) Phase Etude 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
Etape 2 : Etude 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	Etude 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	Etude 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		
Etape 3 : Etudes géotechniques de réalisation (G3/G4)		A la charge de l'entreprise	A la charge du maître d'ouvrage			
	EXE/VISA	Etude et suivi géotechniques d'exécution (G3) Phase Etude (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)	Etude d'exécution conforme aux exigences du projet, avec la maîtrise de la qualité, du délai et du cout	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	Etude et suivi géotechnique d'exécution (G3) Phase Suivi (en interaction avec la phase Etude)	Supervision géotechnique d'exécution (G4) Phase supervision de l'étude géotechnique d'exécution (en interaction avec la phase Supervision de l'Etude)			Fonction du contexte géotechnique observé et du comportement de l'ouvrage et des avoisinants en cours de travaux
A 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 étudiés	Fonction de l'élément géotechnique étudié

## Tableau 2 — Classification des missions types 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 géologiques. 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 PRELABLE (G1)

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

#### Phase Etude de Site (ES)

Elle est réalisée en amont d'une étude préliminaire, d'esquisse ou d'APS pour une première identification des risques géologiques d'un site :

- Faire une enquête documentaire sur le cadre géotechnique du site et l'existence d'avoisnants 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 majeurs.

#### Phase Principes Généraux de construction (PGC)

Elle est réalisée au stade d'une étude préliminaire, d'esquisse ou d'APS pour réduire les conséquences des risques géotechniques majeurs identifiés. Elle s'appuie obligatoirement sur des données géotechniques adaptées.

- Définir si besoin un programme d'investigations spécifiques, le réaliser ou en assurer le suivi techniques, 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, amélioration 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 géotechnique importants identifiés. Elle est à la charge du maître d'ouvrage ou son mandataire et est réalisée en collaboration avec la maîtrise d'œuvre ou intégrée à cette dernière. Elle comprend trois phases :

#### Phase Avant Projet (APS)

Elle est réalisée au stade de l'avant projet de la maîtrise d'œuvre et s'appuie obligatoirement sur des données géotechniques adaptées.

- Définir 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, assise des dallages et voiries, améliorations de sols, dispositions générales vis-à-vis des nappes et avoisnants), une ébauche dimensionnelle par type d'ouvrage géotechnique et la pertinence d'application de la méthode observationnelle pour une meilleure maîtrise des risques géotechniques.

#### Phase Projet (PRO)

Elle est réalisée au stade du projet de la maîtrise d'œuvre et s'appuie obligatoirement sur des données géotechniques adaptées suffisamment représentatives pour le site.

- Définir 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 (terrassement, soutènements, pentes et talus, fondations, assises des dallages et voiries, améliorations des sols, dispositions vis-à-vis des nappes et des avoisnants), 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 nécessaires et suffisants à la consultation des entreprises pour leurs études de réalisation des ouvrages géotechniques (dossier de la phase projet avec plan, 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 types d'ingénierie géotechnique (suite)**
**ÉTAPE 3 : ETUDES GEOTECHNIQUES DE REALISATION (G3 et G4, distinctes et simultanées)**
**ÉTUDE ET SUIVI GÉOTECHNIQUES D'EXÉCUTION (G3)**

Cette mission permet de réduire les risques géotechniques résiduels par la mise en œuvre à temps de mesures correctives d'adaptation ou d'optimisation. Elle est confiée à l'entrepreneur sauf disposition contractuelle contraire, sur la base de la phase G2 DCE/ACT. Elle comprend deux phases interactives :

Phase Étude

- Définir si besoin un programme d'investigations géotechniques spécifique, le réaliser ou en assurer le suivi technique, en exploiter les résultats.
- Étudier dans le détail les ouvrages géotechniques : notamment établissement d'une note d'hypothèses géotechniques sur la base des données fournies par le contrat de travaux ainsi que des résultats des éventuelles investigations complémentaires, définition et dimensionnement (calculs justificatifs) des ouvrages géotechniques, méthodes et conditions d'exécution (phasages généraux, suivis, auscultations et contrôles à prévoir, valeurs seuils, dispositions constructives complémentaires éventuelles).
- Elaborer 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 Etude.
- Vérifier les données géotechniques par relevés lors des travaux et par un programme d'investigations géotechniques complémentaire si nécessaire (le réaliser ou en assurer le suivi technique, en exploiter les résultats).
- Etablir la prestation géotechnique du dossier des ouvrages exécutés (DOE) et fournir les documents nécessaires à l'établissement du dossier d'interventions ultérieures sur l'ouvrage (DIUO)

**SUPERVISION GÉOTECHNIQUE D'EXÉCUTION (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 normalement à la charge du maître d'ouvrage ou son mandataire et est réalisée en collaboration avec la maîtrise d'œuvre ou intégrée à cette dernière. Elle comprend deux phases interactives :

- Phase Supervision de l'étude d'exécution

Donner un avis sur la pertinence des hypothèses géotechniques de l'étude géotechnique d'exécution, des dimensionnements et méthodes d'exécution, des adaptations ou optimisations des ouvrages géotechniques proposées par l'entrepreneur, du plan de contrôle, du programme d'auscultation et des valeurs seuils.

- Phase Supervision du suivi d'exécution

Par interventions ponctuelles sur le chantier, donner un avis sur la pertinence du contexte géotechnique tel qu'observé par l'entrepreneur (G3), du comportement tel qu'observé par l'entrepreneur de l'ouvrage et des avoisinants concernés (G3), de l'adaptation ou de l'optimisation de l'ouvrage géotechnique proposée par l'entrepreneur (G3).  
Donner un avis sur la prestation géotechnique du DOE et sur les documents fournis pour le DIUO.

**DIAGNOSTIC GÉOTECHNIQUE (G5)**

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

- Définir, après enquête documentaire, un programme d'investigations géotechniques spécifique, le réaliser ou en assurer le suivi technique, en exploiter les résultats.
- Étudier un ou plusieurs éléments géotechniques spécifiques (par exemple soutènement, rabattement, causes géotechniques d'un désordre) dans le cadre de ce diagnostic, mais sans aucune implication dans la globalité du projet ou dans 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 géotechnique seront réalisés ultérieurement, conformément à l'enchaînement des missions d'ingénierie géotechnique (étape 2 et/ou 3).

**ANNEXES**



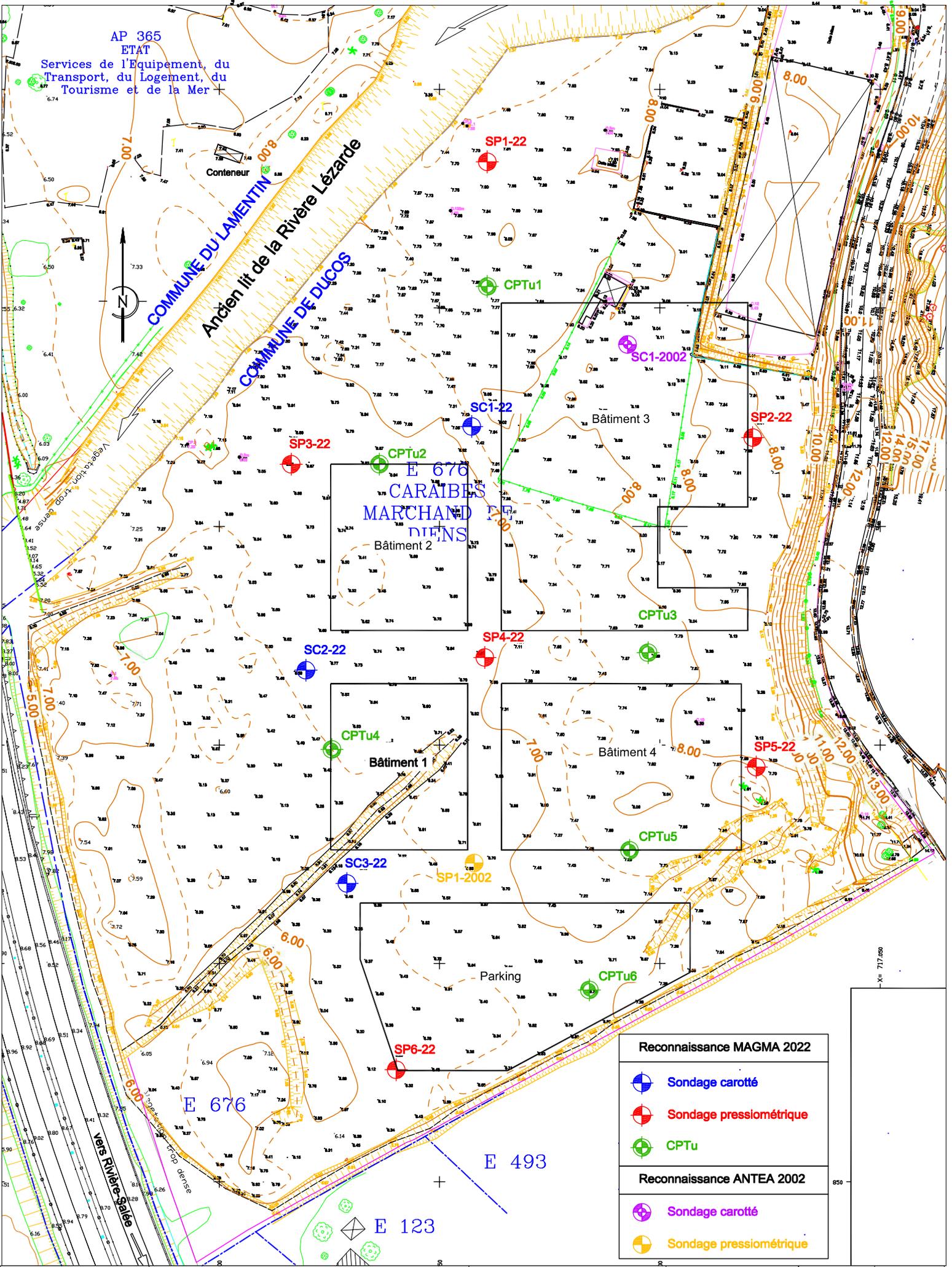
DOSSIER N° : 22-1222

CHANTIER : Eco-Village d'entreprises et artisanat  
Carrère à Ducos

## ANNEXE 1

### PLAN D'IMPLANTATION DES SONDAGES

AP 365  
ETAT  
Services de l'Équipement, du  
Transport, du Logement, du  
Tourisme et de la Mer



Reconnaissance MAGMA 2022	
	Sondage carotté
	Sondage pressiométrique
	CPTu
Reconnaissance ANTEA 2002	
	Sondage carotté
	Sondage pressiométrique

MAITRE D'OUVRAGE  
CARRERE SARL

COMMUNE DE DUCOS  
Carrère  
Concept Eco-Village d'entreprises et artisanat

PLAN D'IMPLANTATION  
DES SONDAGES

Echelle: 1/750

Dossier 22-1222 ANNEXE 1  
**MAGMA**  
Caribéens  
309, Immeuble la Caribée  
97222 CASB PILOTE  
Tel. : 05.96.66.94.51  
Fax : 05.96.66.94.32



DOSSIER N° : 22-1222

CHANTIER : Eco-Village d'entreprises et artisanat  
Carrère à Ducos

**ANNEXES 2 A 4**

**SONDAGES CAROTTES - CAMPAGNE 2022**

**Sondages SC1 à SC3**

## Opération : Eco-village d'entreprises de Carrère

SONDAGE CAROTTE n°: **SC1**

2 lotissement Sommier - Morne aux Bœufs

Dossier n° : 22-1222

Date :

Page : 1 / 1

97221 LE CARBET

X : 716957.3

Y : 1614022.9

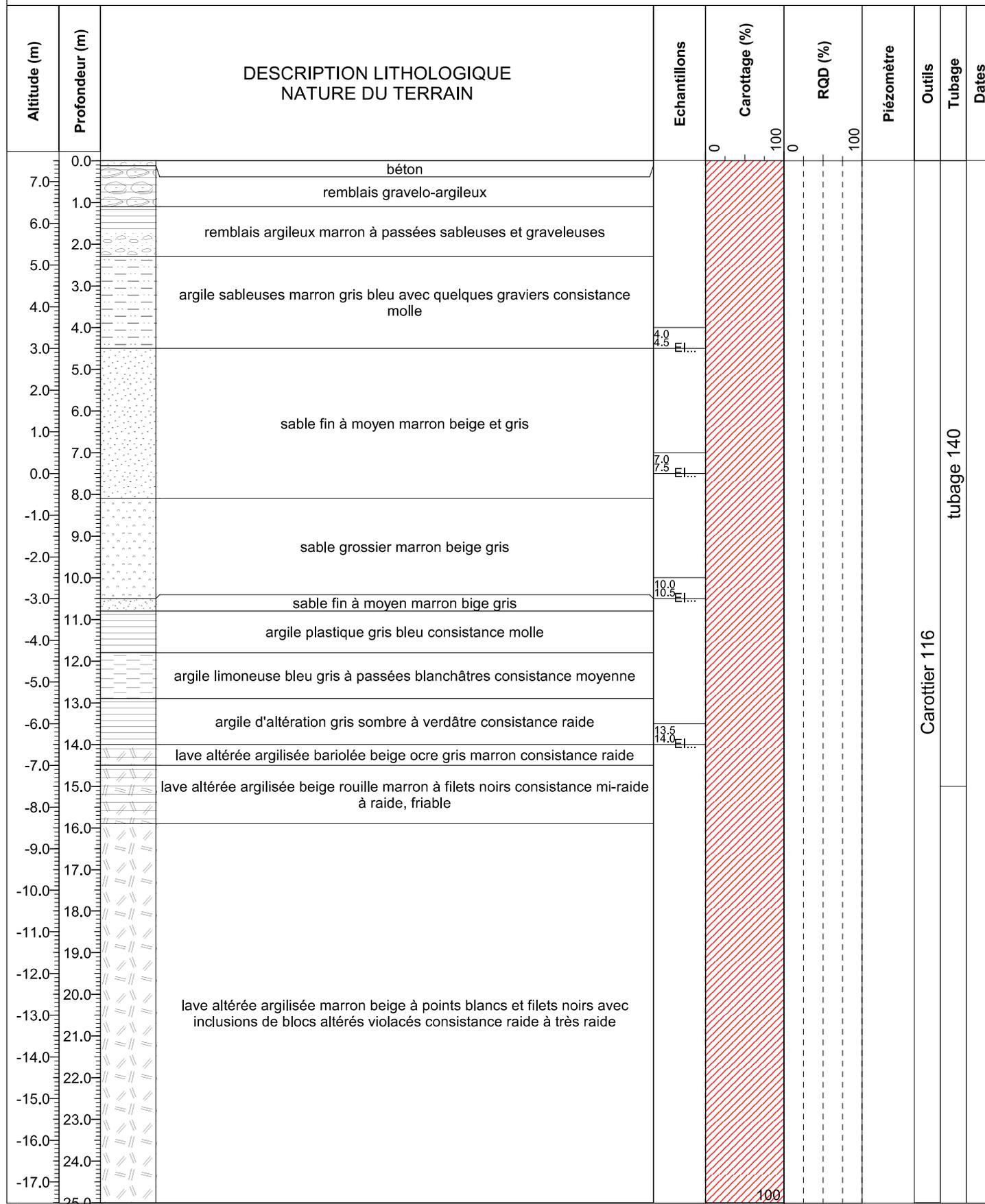
Z : 7.5 m N.G.M.

Inclinaison :

Atelier : BERETTA

Opérateur : Alex Louemba

Tél : 05.96.66.94.31 Fax : 05.96.66.94.32



Carottier 116

tubage 140

## Opération : Eco-village d'entreprises de Carrère

 SONDAGE CAROTTE n° : **SC2**

2 lotissement Sommier - Morne aux Bœufs

Dossier n° : 22-1222

Date :

Page : 1 / 1

97221 LE CARBET

X : 719919.7

Y : 1613967.1

Z : 7 m

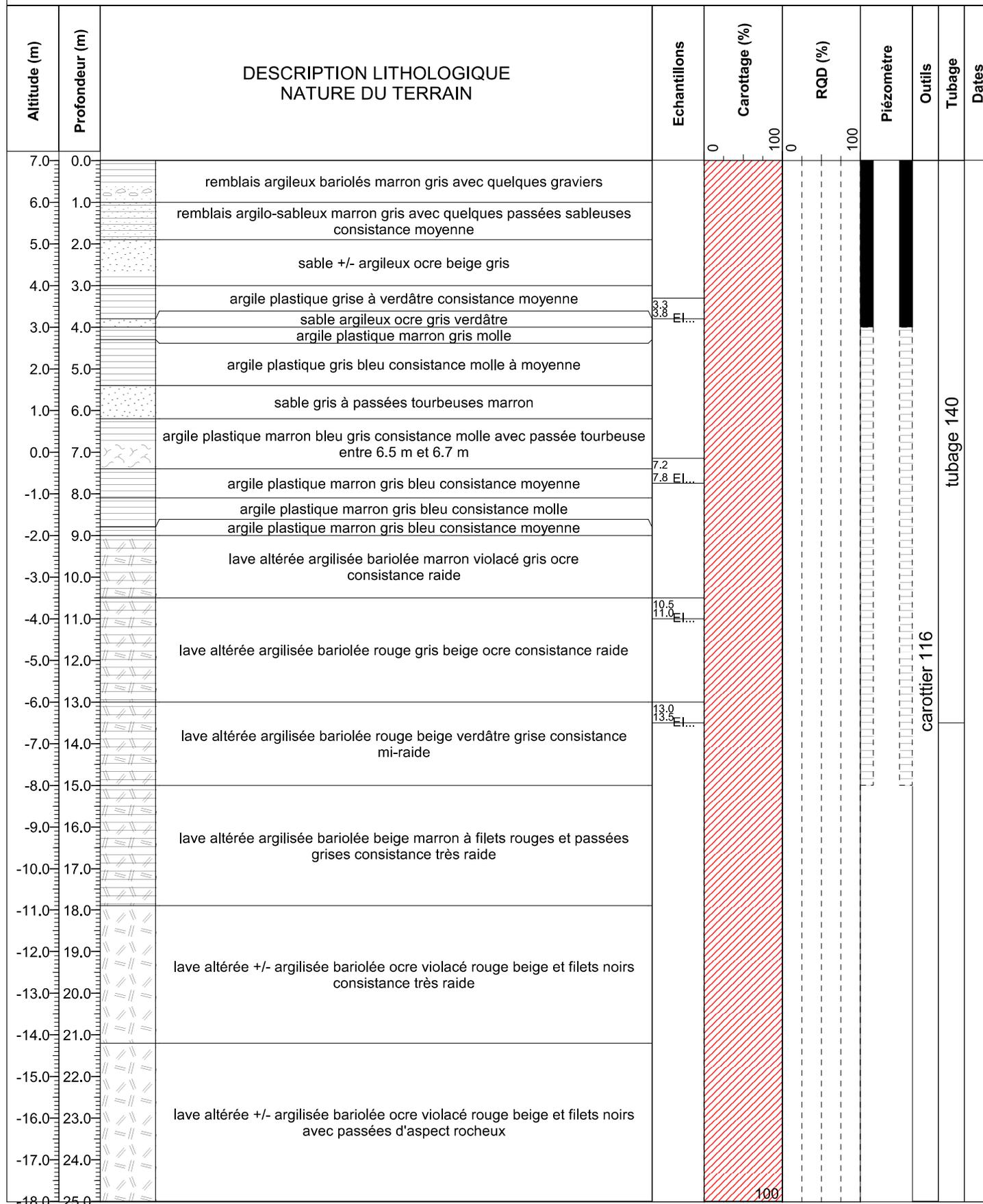
N.G.M.

Inclinaison :

Atelier : BERETTA

Opérateur : G. Flam

Tél : 05.96.66.94.31 Fax : 05.96.66.94.32







DOSSIER N° : 22-1222

CHANTIER : Eco-Village d'entreprises et artisanat  
Carrère à Ducos

**ANNEXES 5 A 10**

**SONDAGES PRESSIOMETRIQUES - CAMPAGNE 2022**

**Sondages SP1 à SP6**





## Opération : Eco-village d'entreprises de Carrère

SONDAGE PRESSIOMETRIQUE NFP 94-110-1 n°: **SP3**

2 lotissement Sommier - Morne aux Bœufs

Dossier n° : 22-1222

Date : 04/04/2022

Page : 1 / 1

97221 LE CARBET

X : 716916.3

Y : 1614014.2

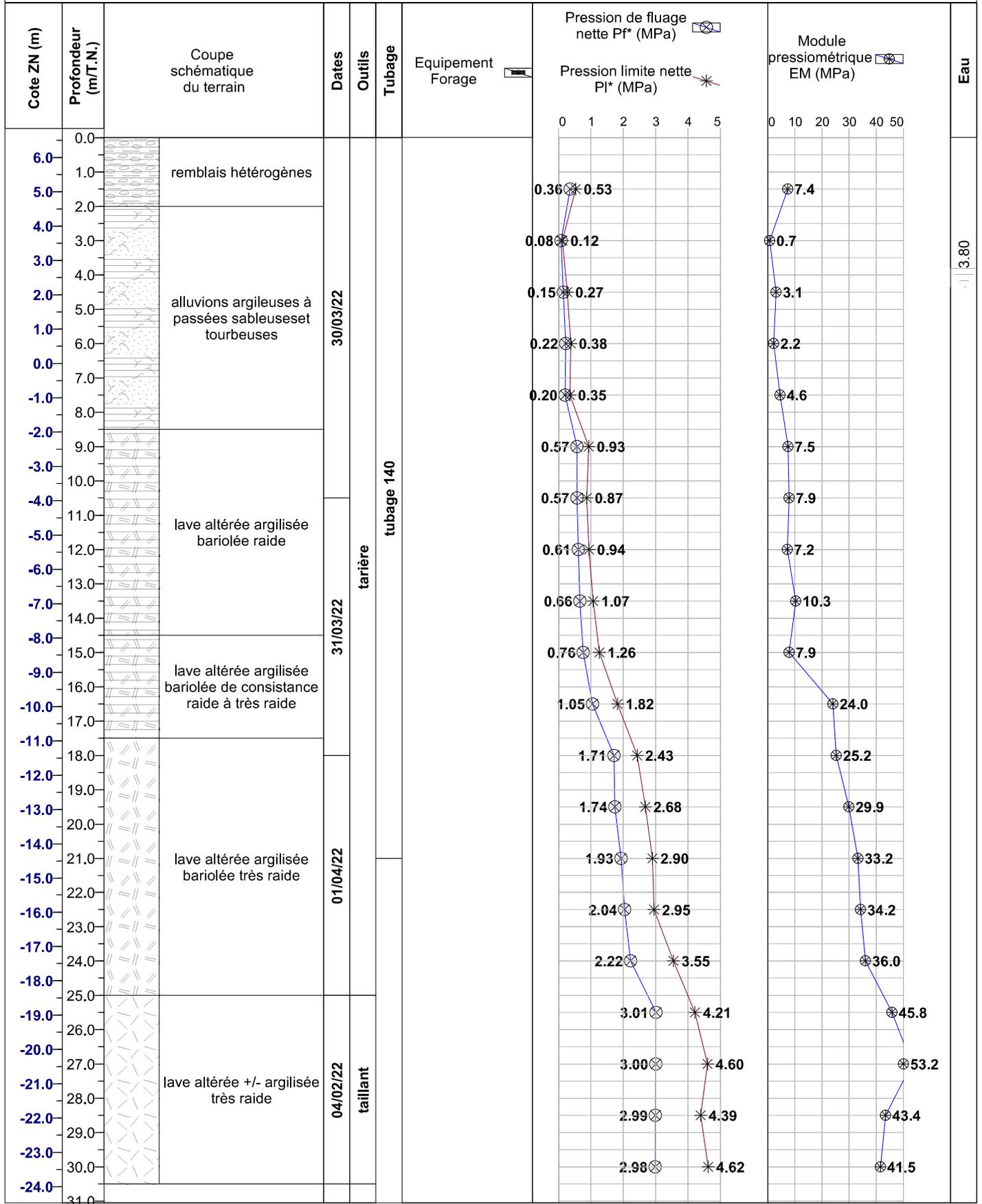
Z : 6.58 m N.G.M.

Inclinaison :

Atelier : BERETTA

Opérateur : G. Flam

Tél : 05.96.66.94.31 Fax : 05.96.66.94.32





## Opération : Eco-village d'entreprises de Carrère

SONDAGE PRESSIOMETRIQUE NFP 94-110-1 n°: **SP5**

2 lotissement Sommier - Morne aux Bœufs

Dossier n° : 22-1222

Date : 26/04/2022

Page : 1 / 1

97221 LE CARBET

X : 717021.9

Y : 1613945

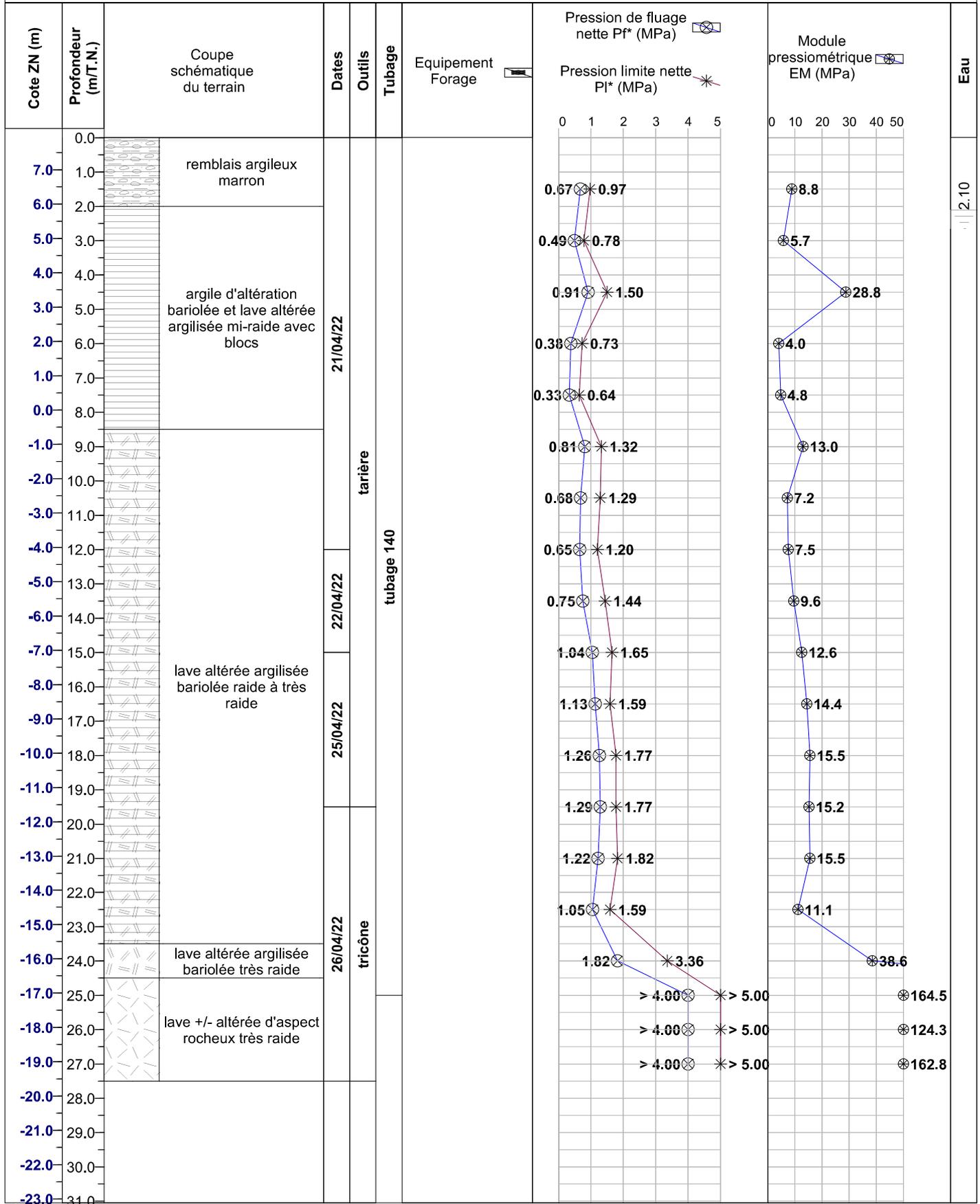
Z : 7.94 m N.G.M.

Inclinaison :

Atelier : BERETTA

Opérateur : JC Louemba

Tel : 05.96.66.94.31 Fax : 05.96.66.94.32







DOSSIER N° : 22-1222

**CHANTIER : Eco-Village d'entreprises et artisanat  
Carrère à Ducos**

**ANNEXES 11 A 16**

**ESSAIS AU PENETROMETRE STATIQUE - CAMPAGNE 2022**

**CPTu1 à CPTu6**

## ESSAI AU PENETROMETRE DYNAMIQUE

Norme NFP 94-115

CHANTIER : Construction d'éco-village d'entreprises  
à Carrère - Commune de Ducos

DOSSIER N° : 22-1222

ESSAI N° :

CPTu1

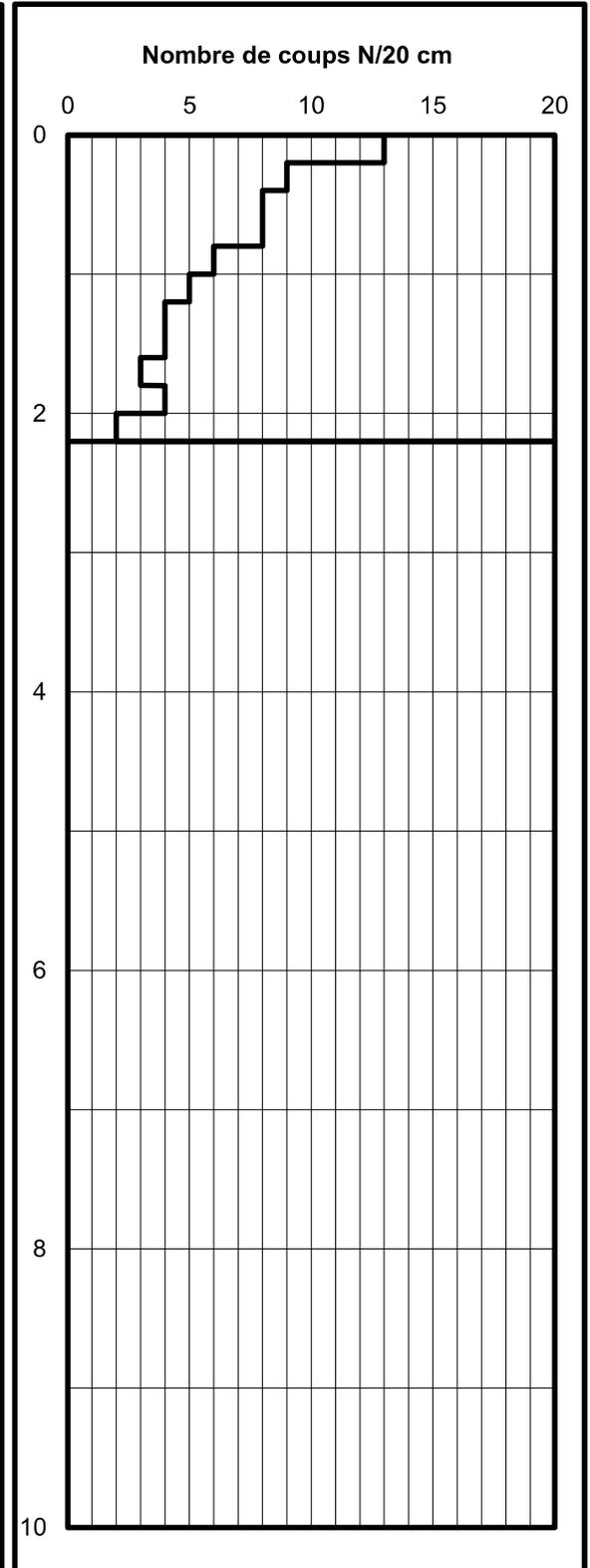
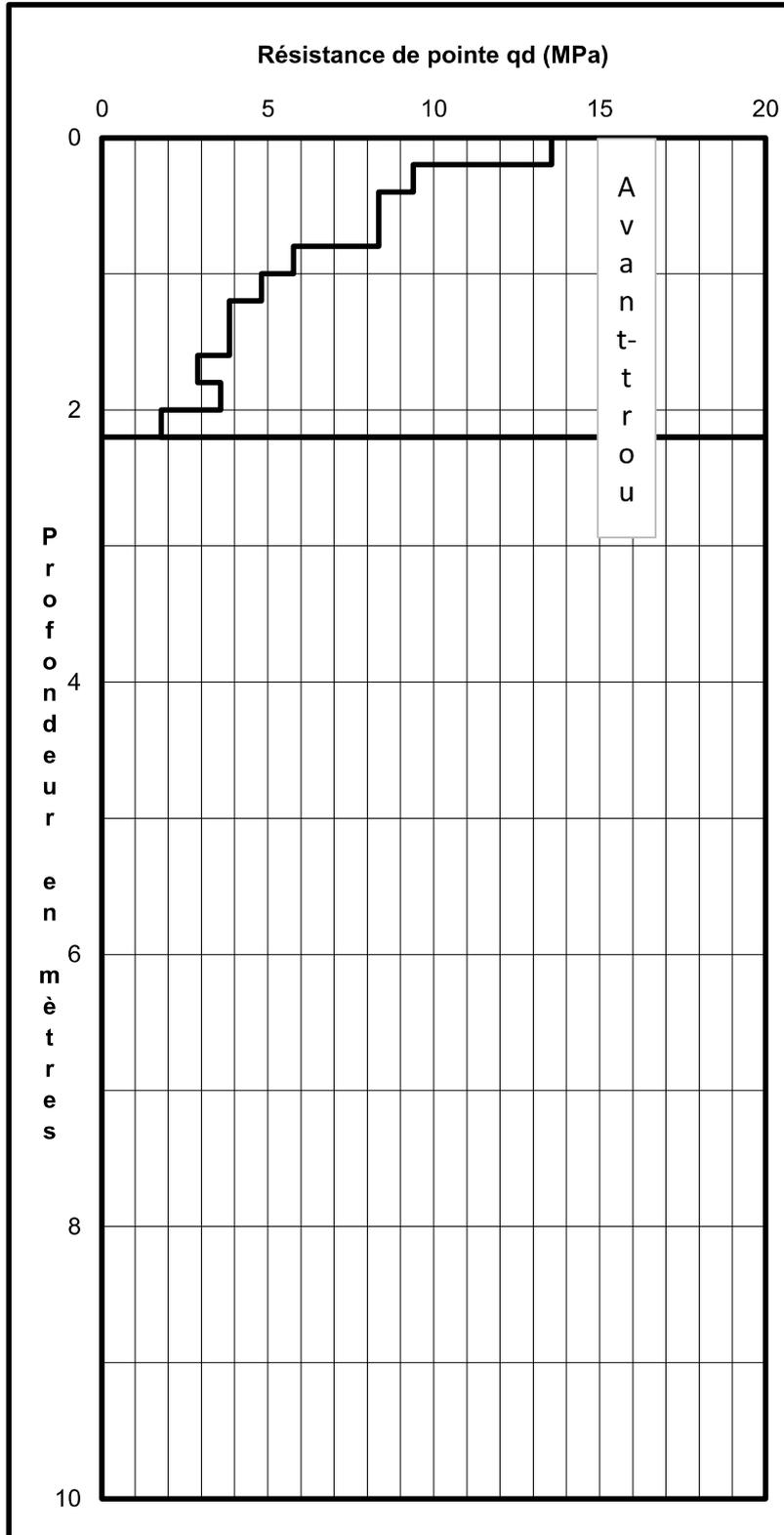
DATE DE REALISATION : 08/06/22

COTE TN :

7.71

NIVEAU D'EAU (m)

:



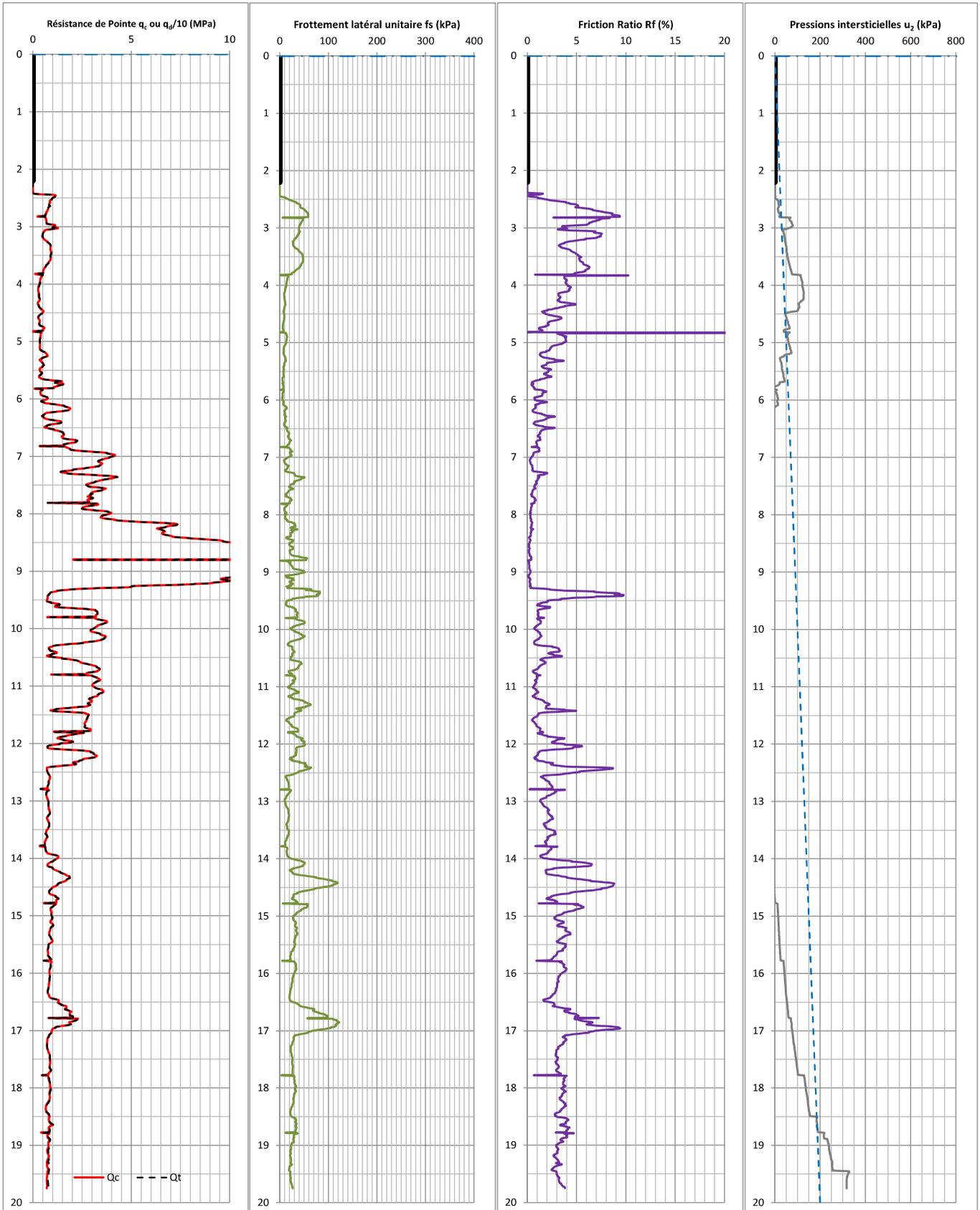
Appareil :  
PAGANI TG63-100

Caractéristiques :  
Hauteur de chute (m) : 0.75  
Masse du mouton (kg) : 64

Masse d'une tige (kg) : 6  
Section de la pointe (cm<sup>2</sup>) : 20

# ESSAI DE PENETRATION STATIQUE A POINTE ELECTRIQUE AVEC MESURE DES PRESSIONS INTERSTITIELLES (NFP 94-113 et NFP94-119)

## CPTu1



Avant trou	Niveau hydrostatique	Essai	
- Mode : Dynamique - Profondeur : 2m20	- Profondeur : m/TN - Cote : S.O.	- Réalisé par : WS et JP - Date : 08/06/2022	

Remarque : Sur le graphique des résistances de pointe,  $q_c$  (Mpa) est en rouge et  $q_t/10$  (Mpa) est en noir.

	Commune de Ducos	Localisation :
	Carrère	X = 716960.8 m Y = 1614054.9 m Z = + 7.71 m NGM WGS84 UTM20 Nord
Dossier n°22-1222	Construction d'un éco-village d'entreprises	

Pointe  
MK381

## ESSAI AU PENETROMETRE DYNAMIQUE

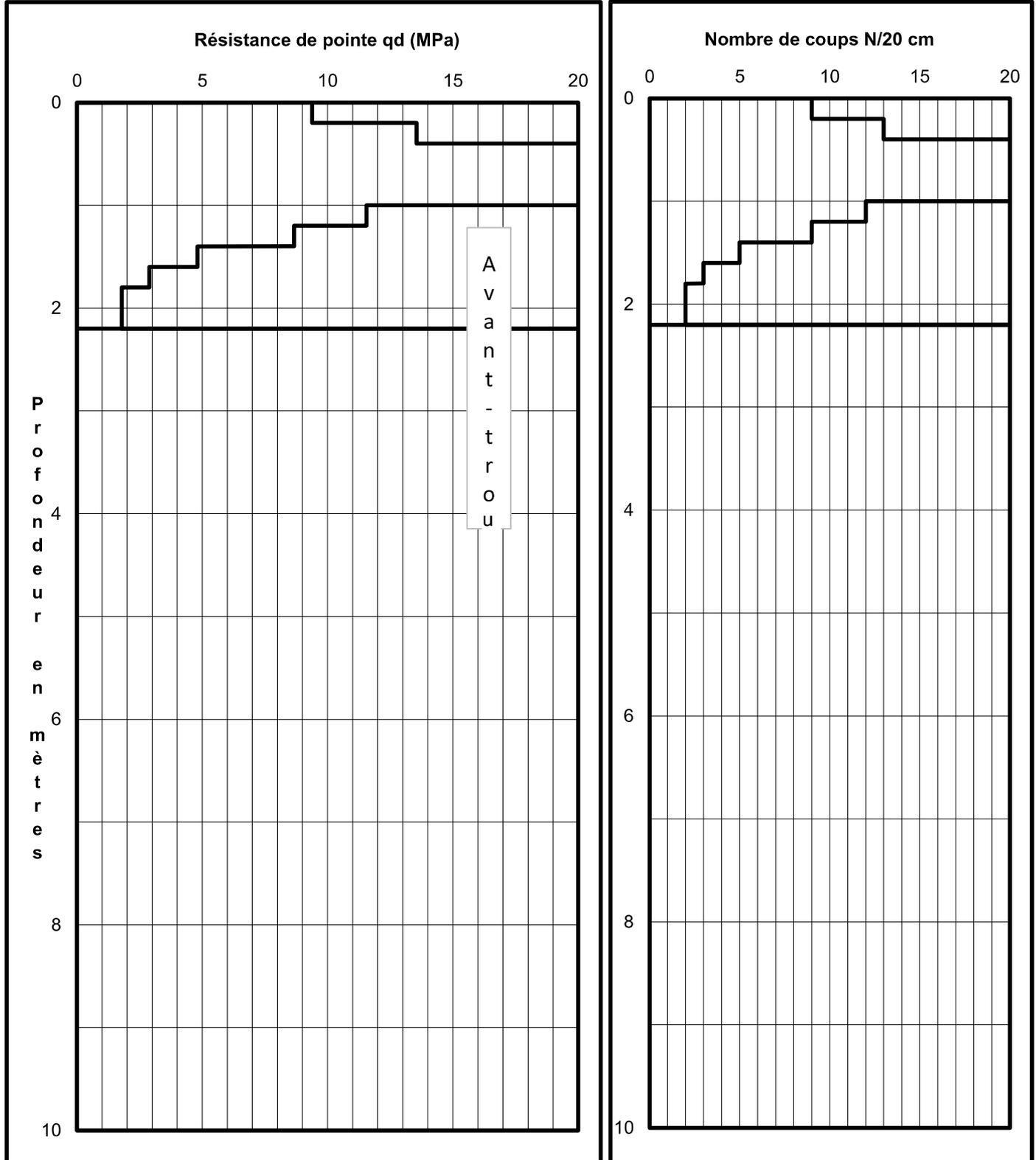
Norme NFP 94-115

CHANTIER : Construction d'éco-village d'entreprises  
à Carrère - Commune de Ducos

DOSSIER N° : 22-1222

ESSAI N° : CPTu2 DATE DE REALISATION : 08/06/22

COTE TN : 6.87 NIVEAU D'EAU (m) :



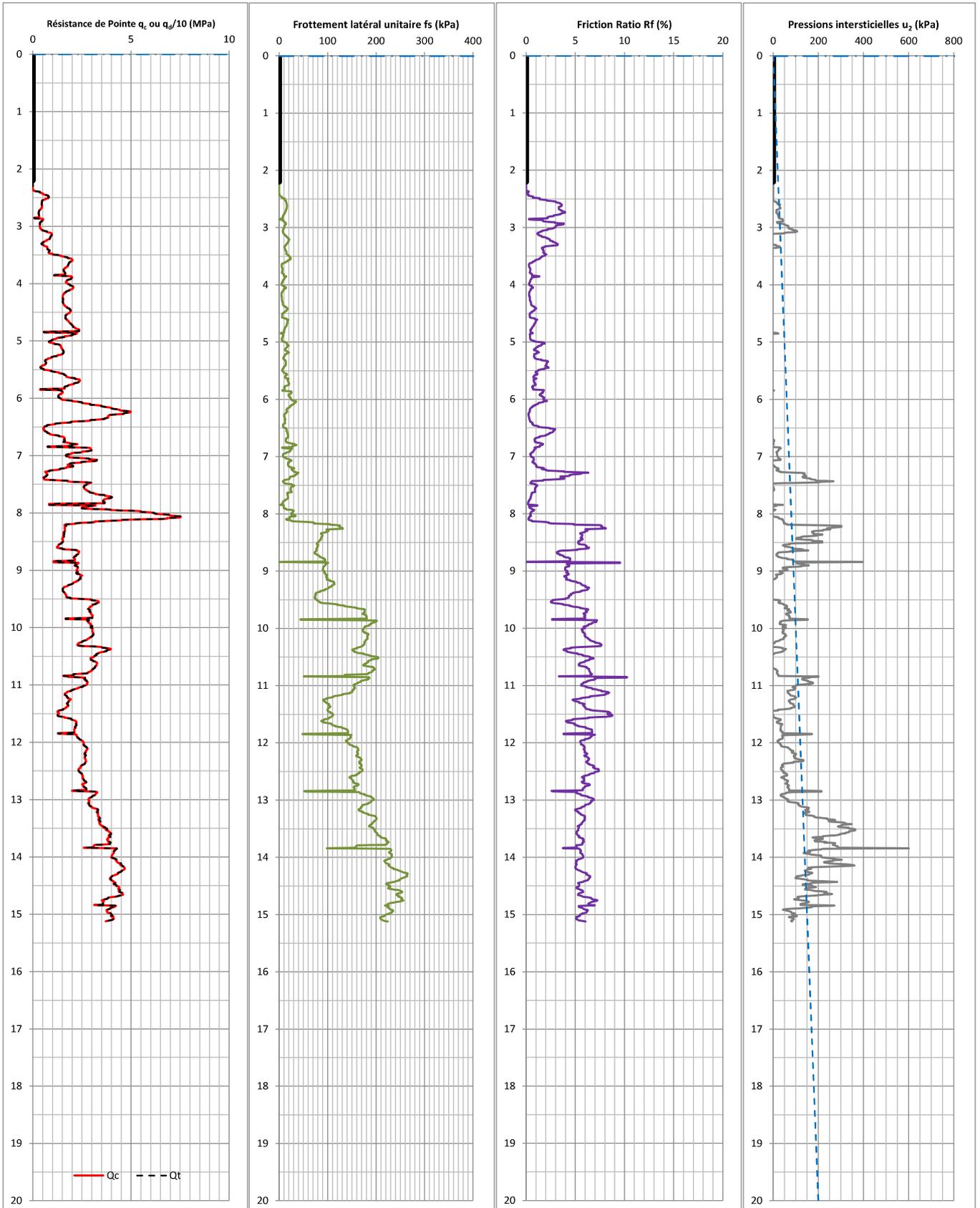
Appareil :  
PAGANI TG63-100

Caractéristiques :  
Hauteur de chute (m) : 0.75  
Masse du mouton (kg) : 64

Masse d'une tige (kg) : 6  
Section de la pointe (cm<sup>2</sup>) : 20

# ESSAI DE PENETRATION STATIQUE A POINTE ELECTRIQUE AVEC MESURE DES PRESSIONS INTERSTITIELLES (NFP 94-113 et NFP94-119)

## CPTu2



Avant trou	Niveau hydrostatique	Essai	
- Mode : Dynamique - Profondeur : 2m20	- Profondeur : m/TN - Cote : S.O.	- Réalisé par : WS + JP - Date : 08/06/2022	

Remarque : Sur le graphique des résistances de pointe,  $q_c$  (Mpa) est en rouge et  $q_t$  (Mpa) est en noir.

	Commune de Ducos	Localisation :
	Carrère	X = 716936.4 m Y = 1614014.3 m Z = + 6.87 m NGM WGS84 UTM20 Nord
Dossier n°22-1222	Construction d'un éco-village d'entreprises	

## ESSAI AU PENETROMETRE DYNAMIQUE

Norme NFP 94-115

CHANTIER : Construction d'éco-village d'entreprises  
à Carrère - Commune de Ducos

DOSSIER N° : 22-1222

ESSAI N° :

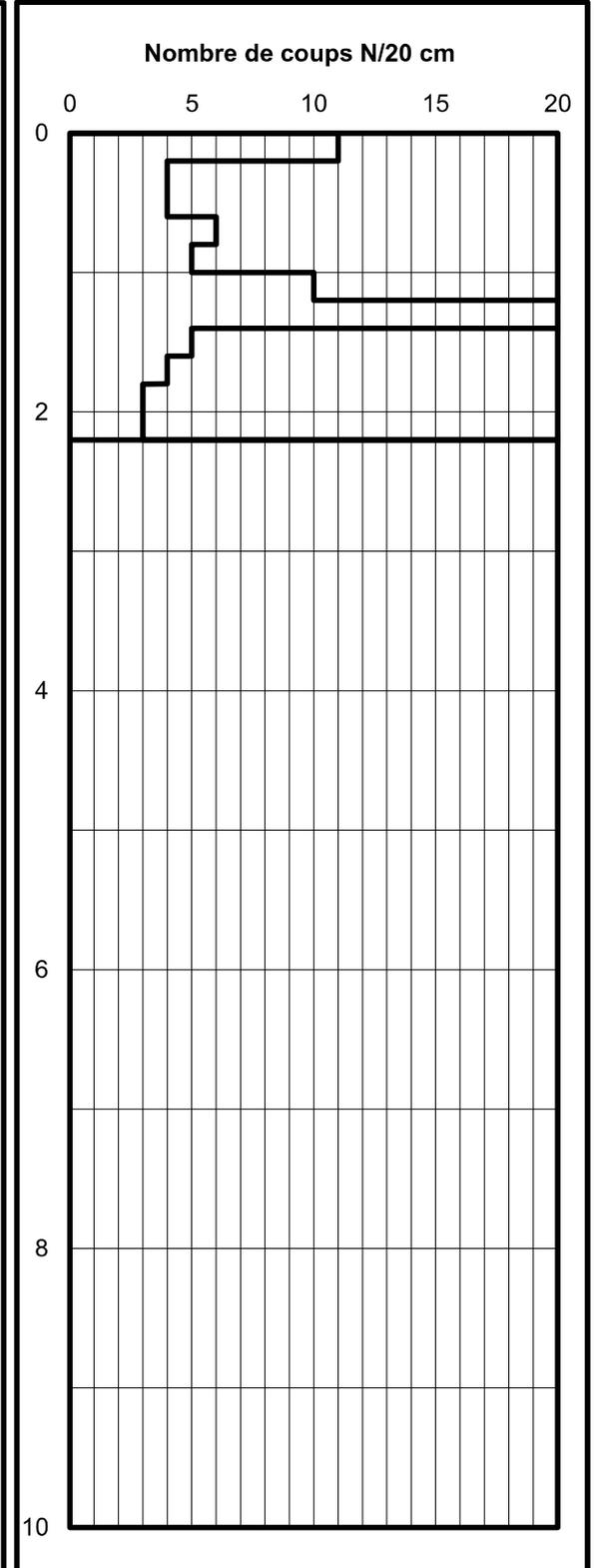
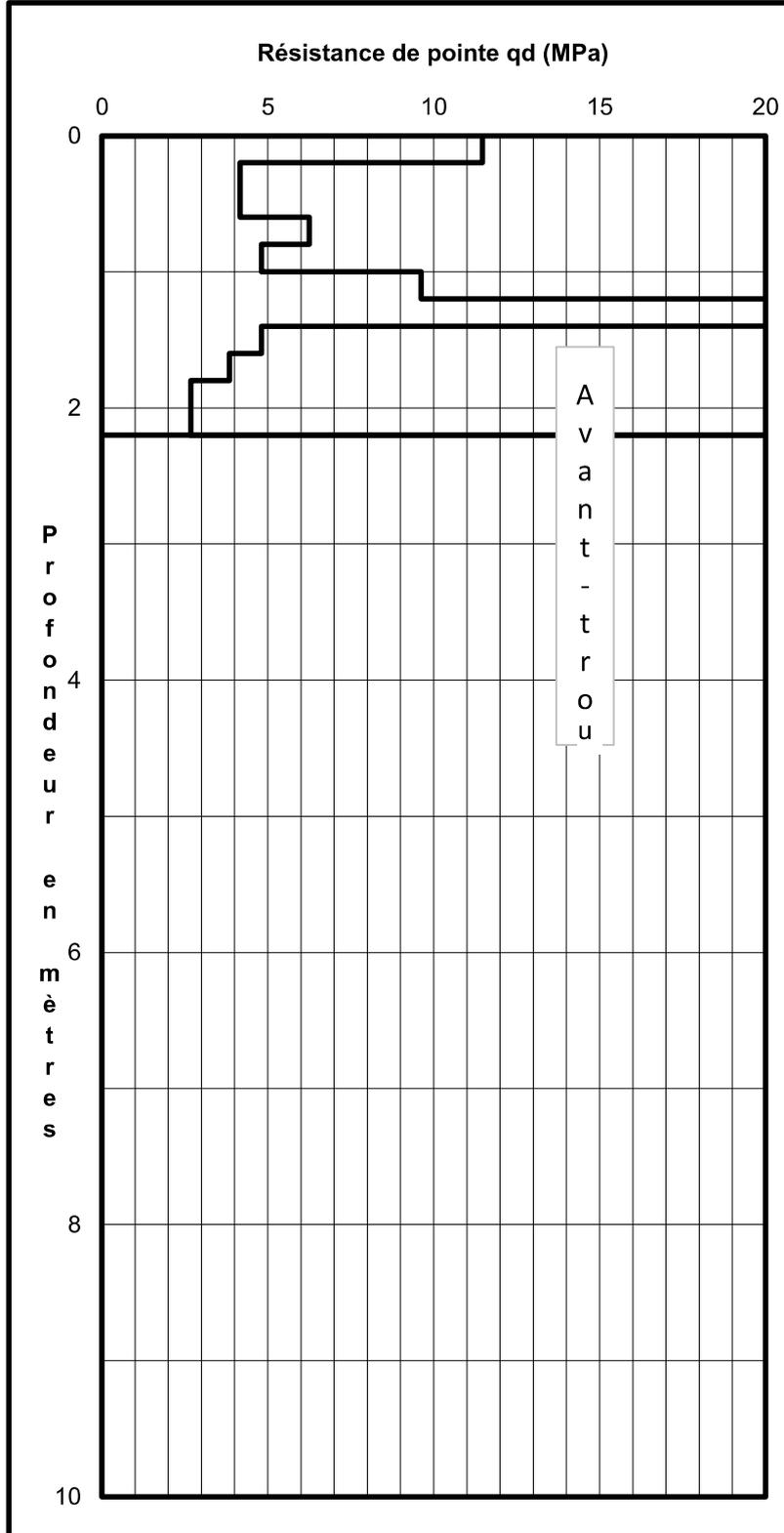
CPTu3

DATE DE REALISATION : 07/06/22

COTE TN :

7.66

NIVEAU D'EAU (m) :



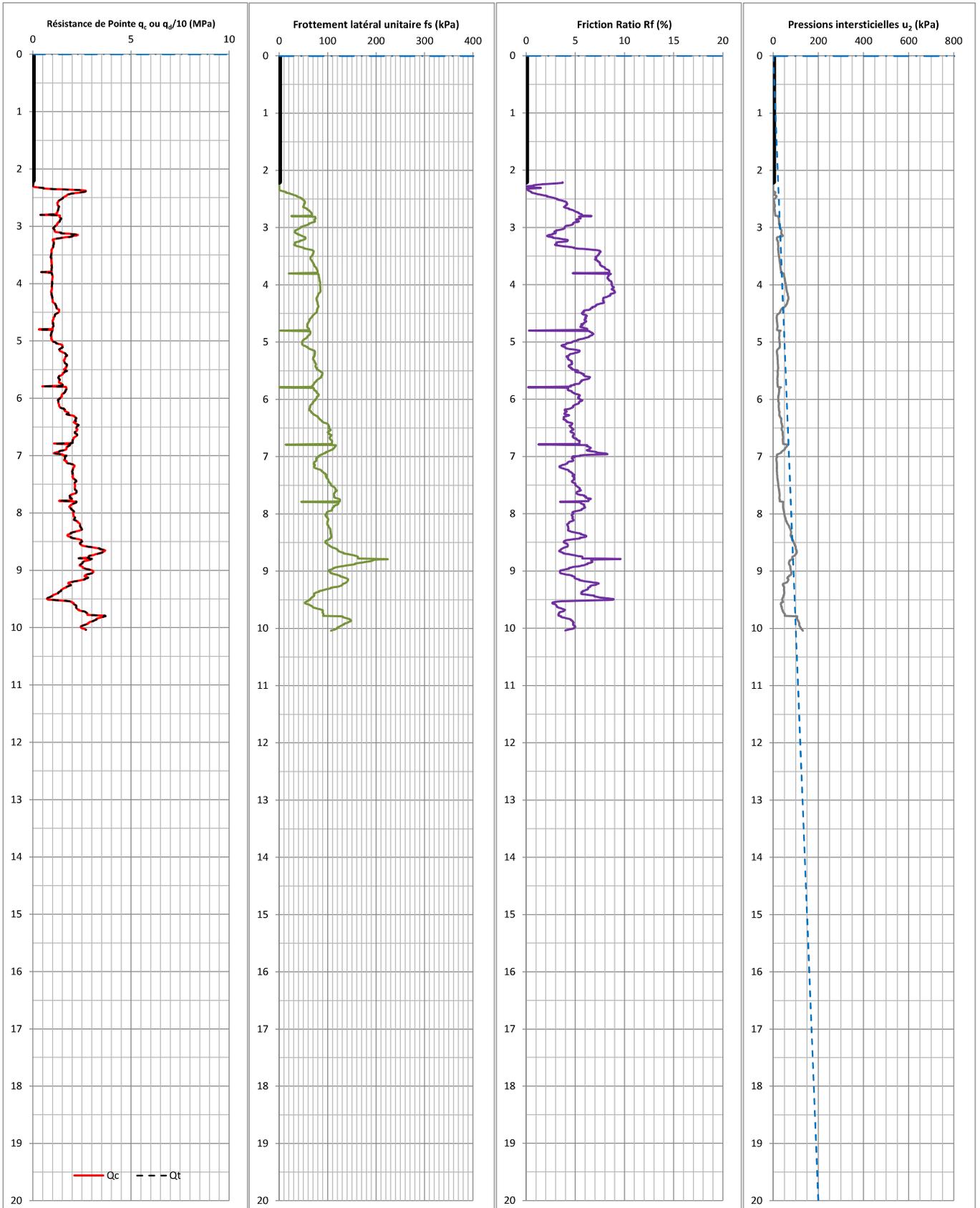
Appareil :  
PAGANI TG63-100

Caractéristiques :  
Hauteur de chute (m) : 0.75  
Masse du mouton (kg) : 64

Masse d'une tige (kg) : 6  
Section de la pointe (cm<sup>2</sup>) : 20

# ESSAI DE PENETRATION STATIQUE A POINTE ELECTRIQUE AVEC MESURE DES PRESSIONS INTERSTITIELLES (NFP 94-113 et NFP94-119)

## CPTu3



Avant trou	Niveau hydrostatique	Essai	
- Mode : Dynamique - Profondeur : 2m20	- Profondeur : m/TN - Cote : S.O.	- Réalisé par : WS + JP - Date : 07/06/2022	

Remarque : Sur le graphique des résistances de pointe,  $q_c$  (Mpa) est en rouge et  $q_t$  (Mpa) est en noir.

	<h3>Commune de Ducos</h3>	<b>Localisation :</b> X = 716993.1 m Y = 1613976.3 m Z = + 7.66 m NGM WGS84 UTM20 Nord
	Carrère Construction d'un éco-village d'entreprises	
Dossier n°22-1222		

## ESSAI AU PENETROMETRE DYNAMIQUE

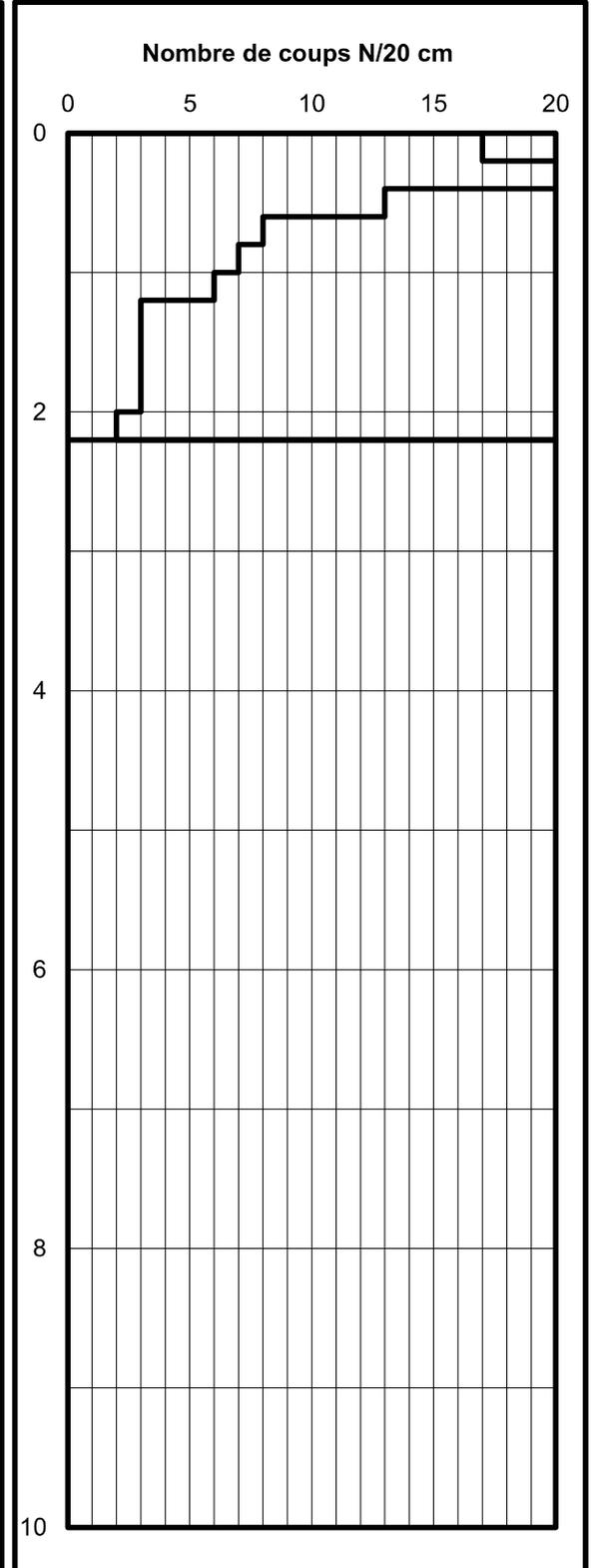
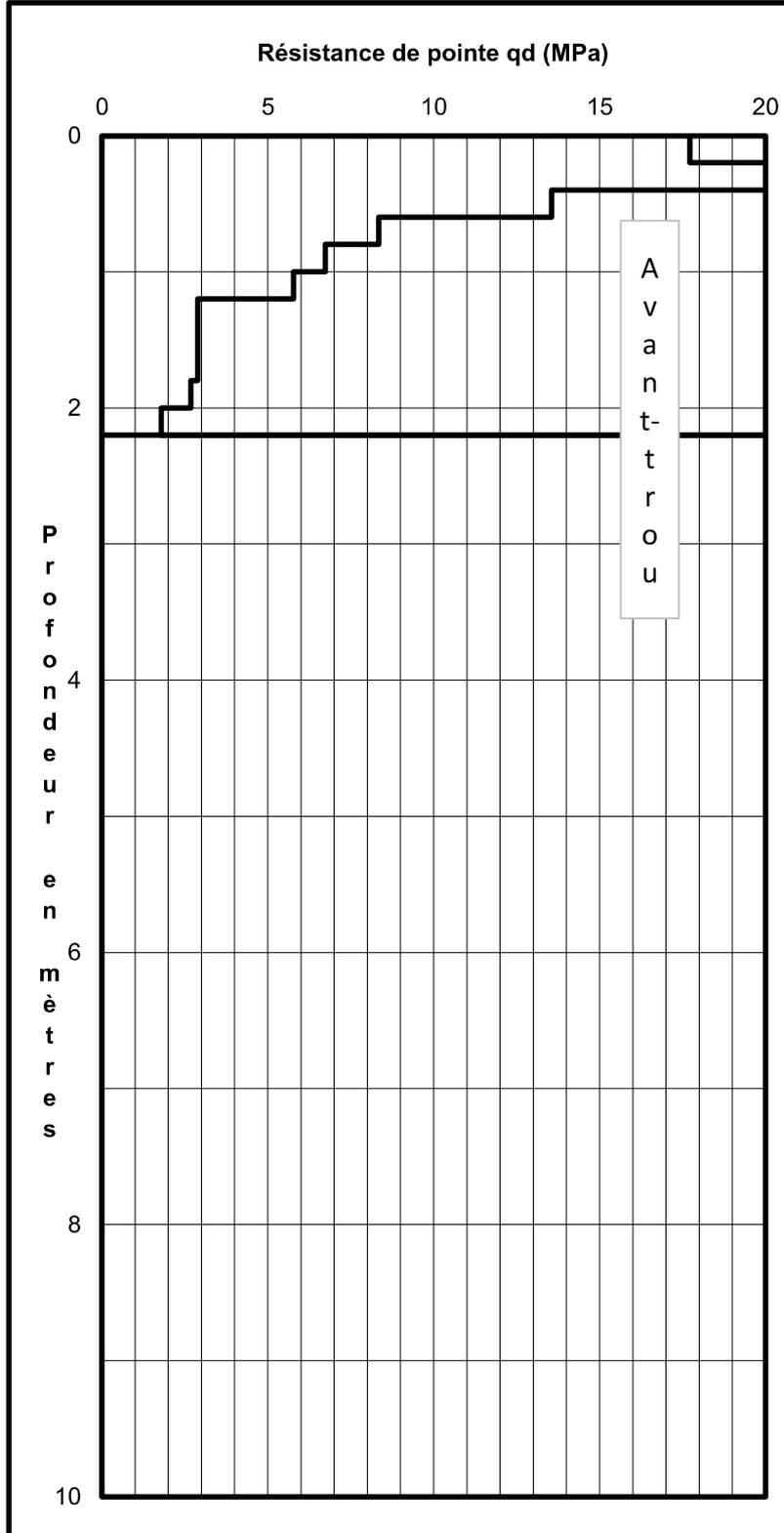
Norme NFP 94-115

CHANTIER : Construction d'éco-village d'entreprises  
à Carrère - Commune de Ducos

DOSSIER N° : 22-1222

ESSAI N° : CPTu4 DATE DE REALISATION : 08/06/22

COTE TN : 6.52 NIVEAU D'EAU (m) :



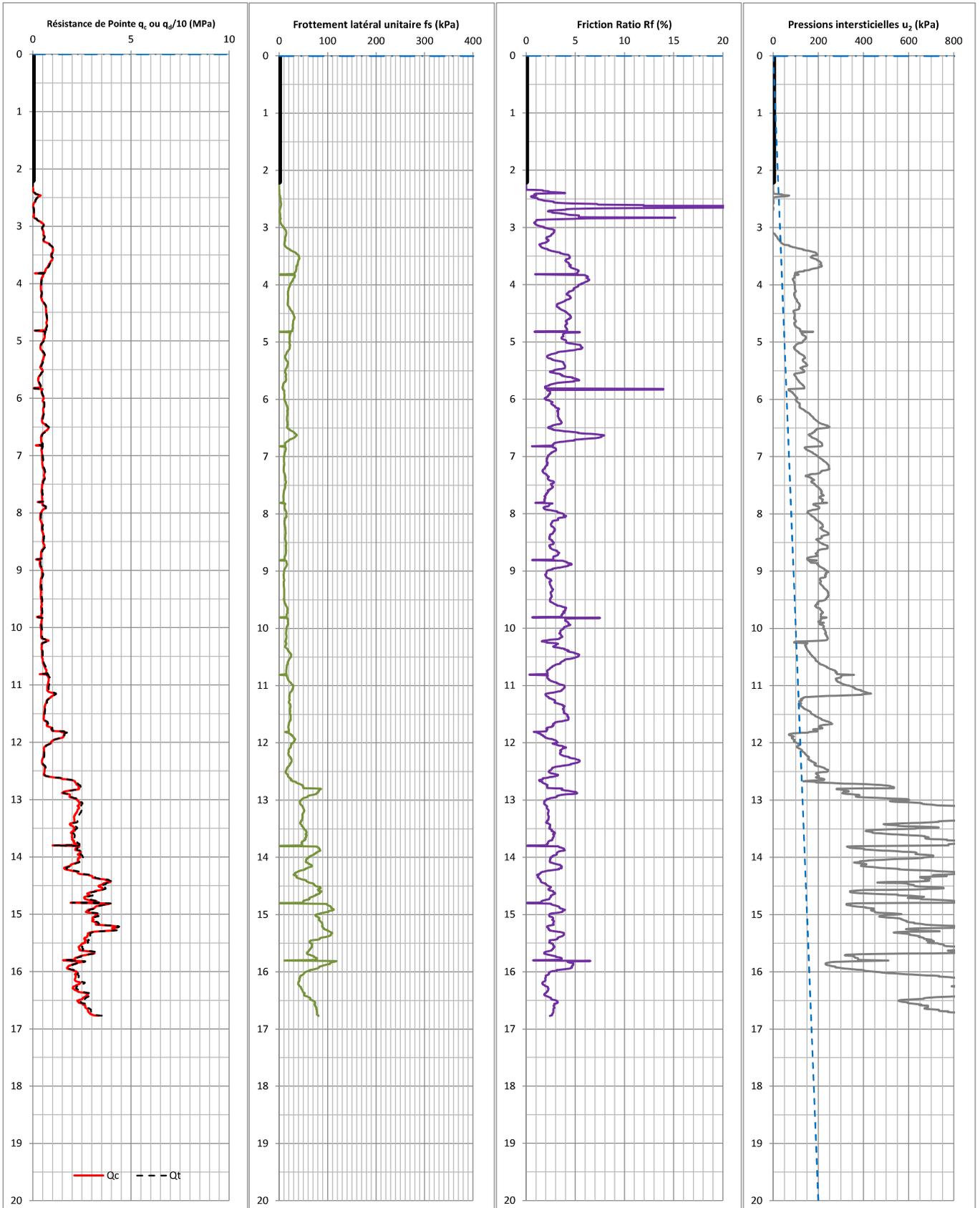
Appareil :  
PAGANI TG63-100

Caractéristiques :  
Hauteur de chute (m) : 0.75  
Masse du mouton (kg) : 64

Masse d'une tige (kg) : 6  
Section de la pointe (cm<sup>2</sup>) : 20

# ESSAI DE PENETRATION STATIQUE A POINTE ELECTRIQUE AVEC MESURE DES PRESSIONS INTERSTITIELLES (NFP 94-113 et NFP94-119)

## CPTu4



Avant trou	Niveau hydrostatique	Essai	
- Mode : Dynamique - Profondeur : 2m20	- Profondeur : m/TN - Cote : S.O.	- Réalisé par : WS + JP - Date : 08/06/2022	

Remarque : Sur le graphique des résistances de pointe,  $q_c$  (Mpa) est en rouge et  $q_t$  (Mpa) est en noir.

	Commune de Ducos	Localisation :
	Carrère	X = 716925.6 m Y = 1613949 m Z = + 6.52 m NGM WGS84 UTM20 Nord
Dossier n°22-1222	Construction d'un éco-village d'entreprises	

Pointe  
MK381

## ESSAI AU PENETROMETRE DYNAMIQUE

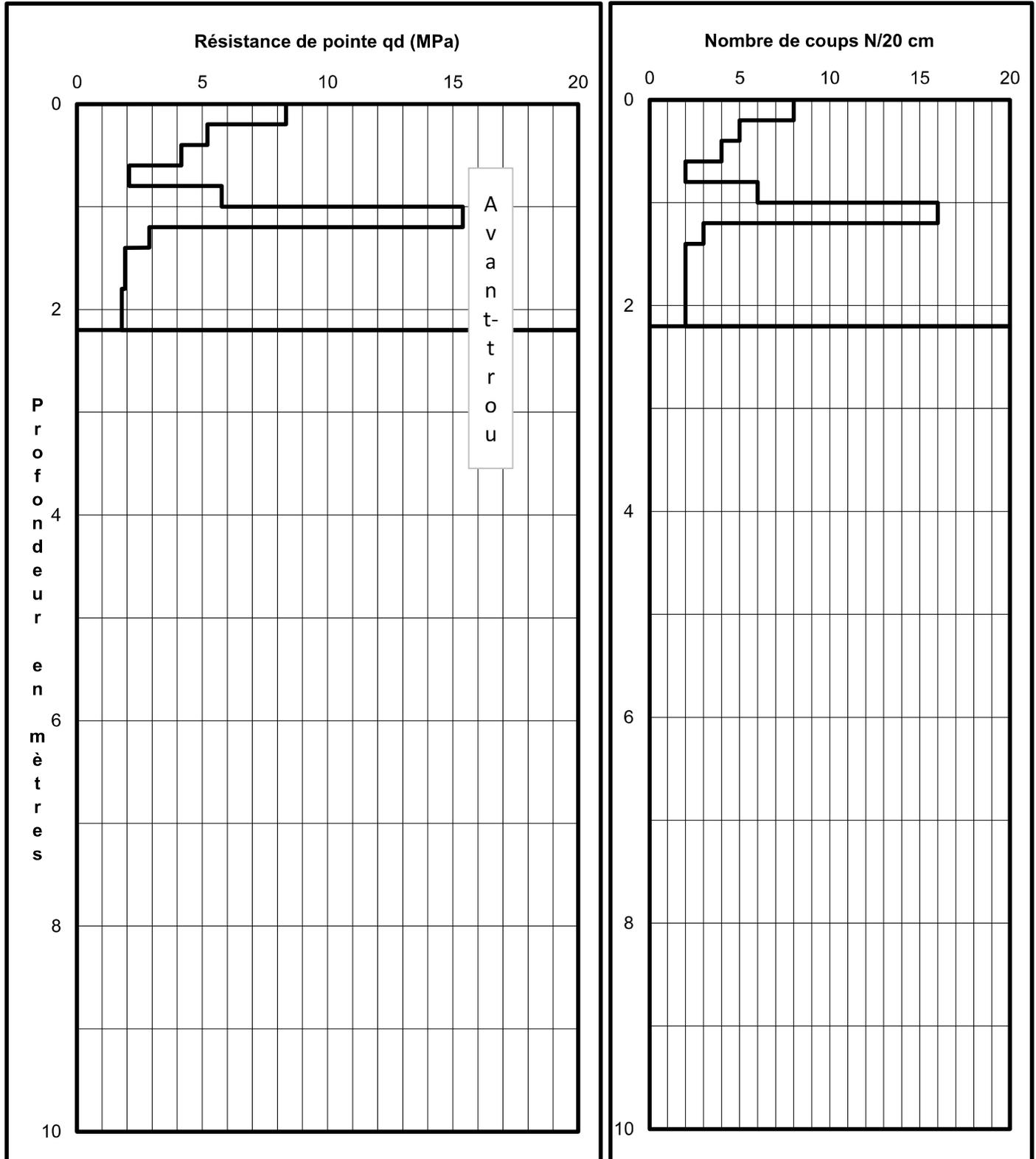
Norme NFP 94-115

CHANTIER : Construction d'éco-village d'entreprises  
à Carrère - Commune de Ducos

DOSSIER N° : 22-1222

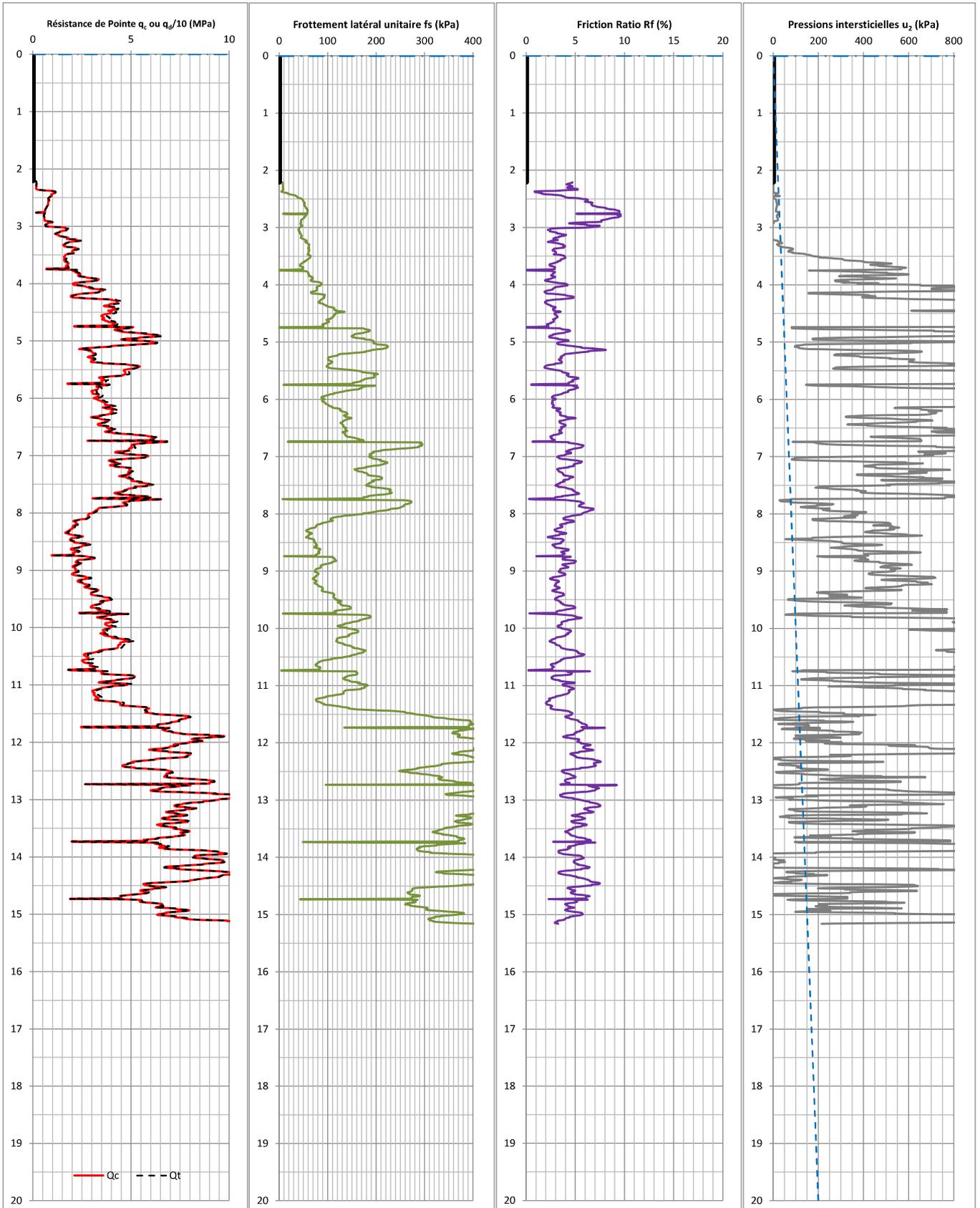
ESSAI N° : CPTu5 DATE DE REALISATION : 07/06/22

COTE TN : 8.01 NIVEAU D'EAU (m) :

Appareil :  
PAGANI TG63-100Caractéristiques :  
Hauteur de chute (m) : 0.75  
Masse du mouton (kg) : 64Masse d'une tige (kg) : 6  
Section de la pointe (cm<sup>2</sup>) : 20

# ESSAI DE PENETRATION STATIQUE A POINTE ELECTRIQUE AVEC MESURE DES PRESSIONS INTERSTITIELLES (NFP 94-113 et NFP94-119)

## CPTu5



Avant trou	Niveau hydrostatique	Essai	
- Mode : Dynamique - Profondeur : 2m20	- Profondeur : m/TN - Cote : S.O.	- Réalisé par : WS + JP - Date : 07/06/2022	

Remarque : Sur le graphique des résistances de pointe,  $q_c$  (Mpa) est en rouge et  $q_t$  (Mpa) est en noir.

	Commune de Ducos	Localisation :
	Carrère	X = 719993.1 m Y = 1613925.9 m Z = + 8.01 m NGM WGS84 UTM20 Nord
Dossier n°22-1222	Construction d'un éco-village d'entreprises	

Pointe  
MK381

### ESSAI AU PENETROMETRE DYNAMIQUE

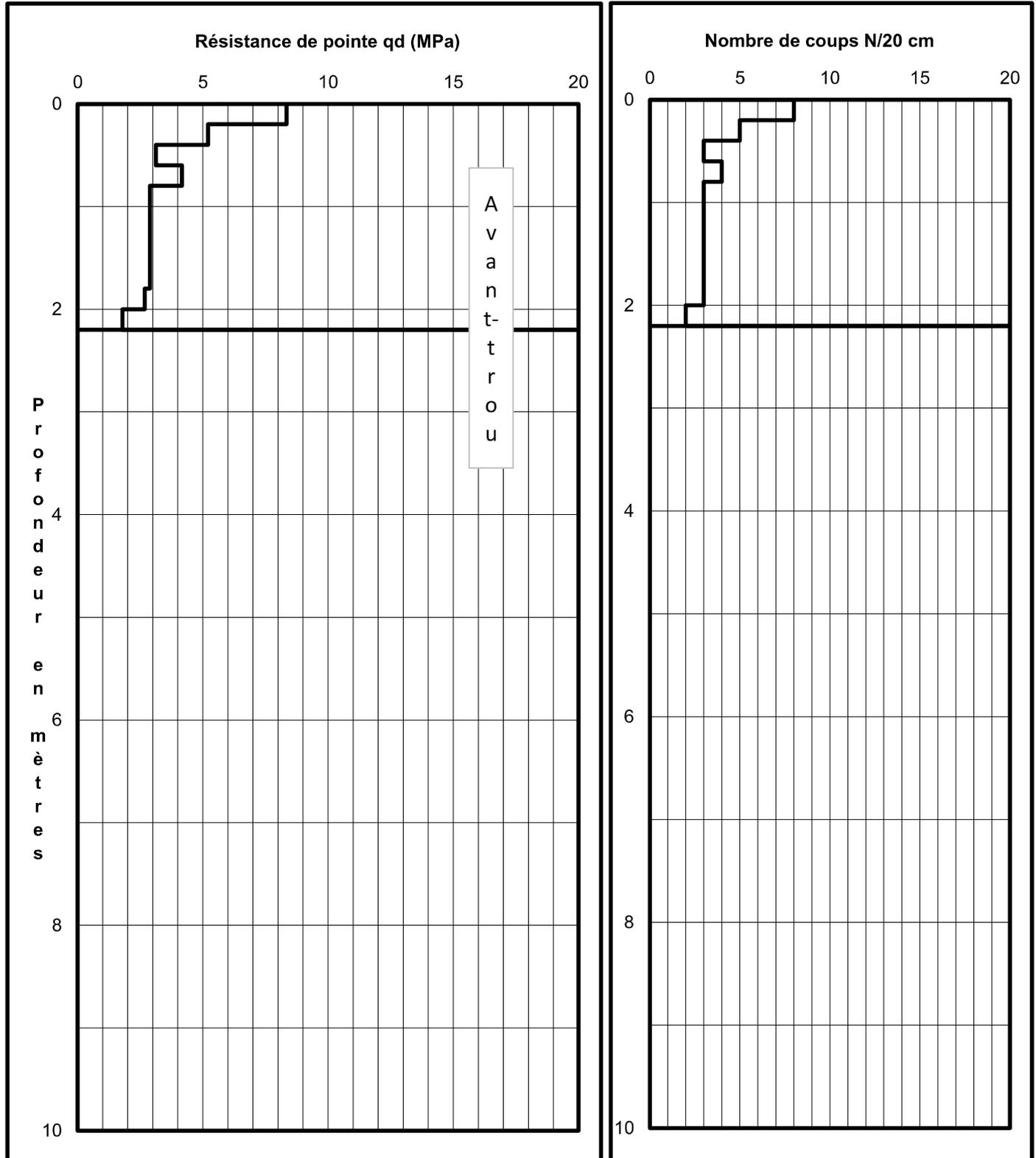
Norme NFP 94-115

CHANTIER : Construction d'éco-village d'entreprises  
à Carrère - Commune de Ducos

DOSSIER N° : 22-1222

ESSAI N° : CPTu6 DATE DE REALISATION : 07/06/22

COTE TN : 6.74 NIVEAU D'EAU (m) :



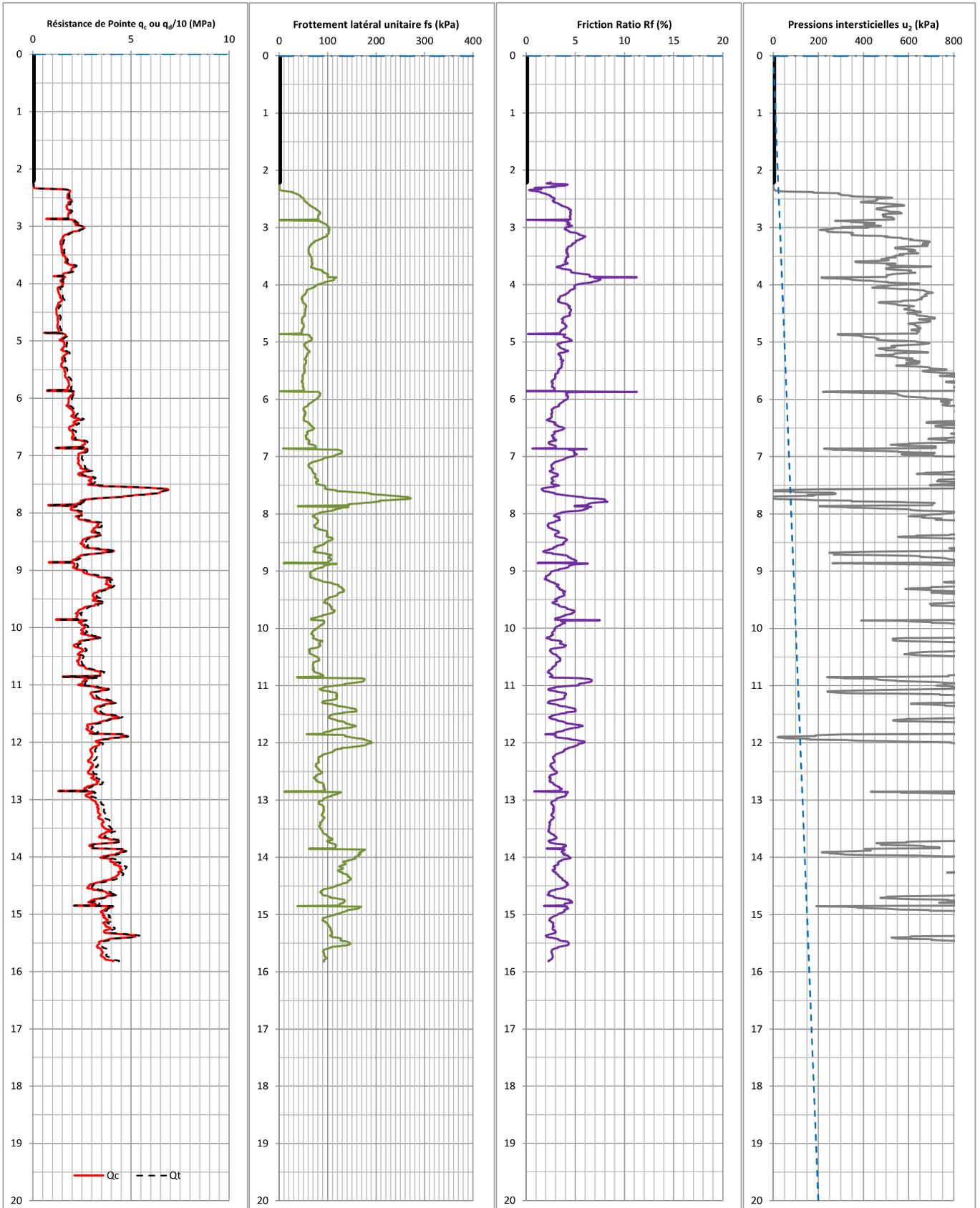
Appareil :  
PAGANI TG63-100

Caractéristiques :  
Hauteur de chute (m) : 0.75  
Masse du mouton (kg) : 64

Masse d'une tige (kg) : 6  
Section de la pointe (cm<sup>2</sup>) : 20

# ESSAI DE PENETRATION STATIQUE A POINTE ELECTRIQUE AVEC MESURE DES PRESSIONS INTERSTITIELLES (NFP 94-113 et NFP94-119)

## CPTu6



Avant trou	Niveau hydrostatique	Essai	
- Mode : Dynamique - Profondeur : 2m20	- Profondeur : m/TN - Cote : S.O.	- Réalisé par : WS + JP - Date : 07/06/2022	

Remarque : Sur le graphique des résistances de pointe,  $q_c$  (Mpa) est en rouge et  $q_t$  (Mpa) est en noir.

	Commune de Ducos	Localisation :
	Carrère	X = 716984 m Y = 1613894 m Z = + 6.74 m NGM WGS84 UTM20 Nord
Dossier n°22-1222	Construction d'un éco-village d'entreprises	

Pointe  
MK381