



LABORATOIRE D'ANALYSE ET DE CONTRÔLE
Géologie - Géotechnique - Hydrogéologie - Assainissement - Environnement - Matériaux

DÉPARTEMENT DE MAYOTTE

COMMUNE DE DEMBENI

CONSTRUCTION D'ALGECOS AU CUFR VILLAGE DE DEMBENI

Vice Rectorat

ÉTUDE GÉOTECHNIQUE DE CONCEPTION MISSIONS DE TYPE G1+G2AVP

VERSION	DATE	RÉDACTEUR	VÉRIFICATEUR ET APPROBATEUR	OBSERVATIONS	DIFFUSION
a	25/04/2017	E.M.	IT		Vice Rectorat

AVRIL 2016

DOSSIER N° 2784

Affaire suivie par E. MORIZON

SOMMAIRE

I. CADRE DE L'ÉTUDE	1
I.1. Contexte et objectif	1
I.2. Références réglementaires	1
I.3. Documents remis	2
I.4. Le projet	2
I.5. Cadre naturel	2
I.6. Risques naturels Site n°1	3
I.7. Risques naturels Site n°2	4
SITE n°1.....	5
II. RÉSULTATS DE LA RECONNAISSANCE SITE n°1	6
II.1. Contenu de la reconnaissance	6
II.2. Nature du sol et du sous-sol	6
II.3. Essai pressiométrique	7
II.4. Résistance dynamique	7
III. HYDROGÉOLOGIE	7
III.1. Eaux de surface	7
III.2. Eaux souterraines	7
IV. SYNTHÈSE LITHOLOGIQUE	8
IV. SYNTHÈSE GÉOTECHNIQUE	9
IV.1. Terrassements	9
IV.1.1. Déblais/remblais	9
IV.1.2. Rippabilité	9
IV.2. Fondations du bâtiment	9
IV.2.1. Principe et niveau d'ancrage	9
IV.2.2. Calcul de la contrainte admissible	9
IV.2.3. Estimation des tassements	10
IV.2.4. Mode de fondation envisageable	11
IV.3. Dallage	11
SITE n°2.....	12
V. RÉSULTATS DE LA RECONNAISSANCE SITE n°2	13
V.1. Contenu de la reconnaissance	13
V.2. Nature du sol et du sous-sol	13
V.3. Essai pressiométrique	14
V.4. Résistance dynamique	14
VI. HYDROGÉOLOGIE	15
VI.1. Eaux de surface	15

VI.2. Eaux souterraines.....	15
IV. SYNTHÈSE LITHOLOGIQUE	15
VII. SYNTHÈSE GÉOTECHNIQUE	16
VII.1. Terrassements.....	16
VII.1.1. Déblais/remblais	16
VII.1.2. Rippabilité	16
VII.2. Fondations du bâtiment.....	16
VII.2.1. Principe et niveau d'ancrage.....	16
VII.2.2. Calcul de la contrainte admissible	16
VII.2.3. Estimation des tassements.....	17
VII.2.4. Mode de fondation envisageable.....	18
VII.3. Dallage.....	18
VIII. PRESCRIPTIONS GENERALES	18
VIII.1. Remarque et recommandation générale.....	18
VIII.2. Sismique.....	19
IX. CONCLUSIONS.....	20

ANNEXES

**ANNEXE I : CLASSIFICATION DES MISSIONS ET CONDITIONS GÉNÉRALES
D'UTILISATION DES RAPPORTS GÉOTECHNIQUES**

ANNEXE II : LOCALISATION DU PROJET

ANNEXE III : IMPLANTATIONS DES SONDAGES

ANNEXE IV : RÉSULTATS DES ESSAIS

ANNEXE V : ESTIMATION DES TASSEMENTS

ÉTUDE GÉOTECHNIQUE DE CONCEPTION

I. CADRE DE L'ÉTUDE

1.1. Contexte et objectif

Dans le cadre d'un projet de construction de deux bâtiments de type Algécos sur le site du CUFR, sur les hauteurs du village de Dembéní Chef Lieu de la Commune, le Vice Rectorat a confié au bureau d'études SEGC MAYOTTE la réalisation d'une reconnaissance géologique et géotechnique du site.

Les objectifs de la présente étude sont de déterminer et de donner :
(Mission normalisée type G1+G2AVP - NF P 94 500 du 30 Novembre 2013 - cf. annexe I)

- La nature et l'épaisseur des matériaux présents sur le site ;
- Leurs caractéristiques géotechniques ;
- Les hypothèses de calculs nécessaires aux dimensionnements des fondations ;
- Les préconisations techniques en termes de terrassement et de fondations ;

Date de la campagne de sondages : le 20 mars 2017

1.2. Références réglementaires

Les normes, textes et documents techniques réglementaires pouvant être nécessaires à la réalisation de la présente étude géotechnique sont :

Réalisation des essais et des sondages :

- le DTU 11.1 portant sur les sondages et la reconnaissance des sols ;
- l'EUROCODE 7 portant sur les calculs géotechniques - partie 2 - Reconnaissance des terrains et essais ;
- la Norme NF P 94-110 portant sur la procédure de réalisation des sondages destructifs de type tarière mécanique ;
- les Normes EN ISO 22476-4 et NF P 94-110 portant sur la procédure de réalisation des essais pressiométriques avec l'armoire pressiométrique de type Ménard ;

Réalisation du dossier (Mission G1+G2 AVP) :

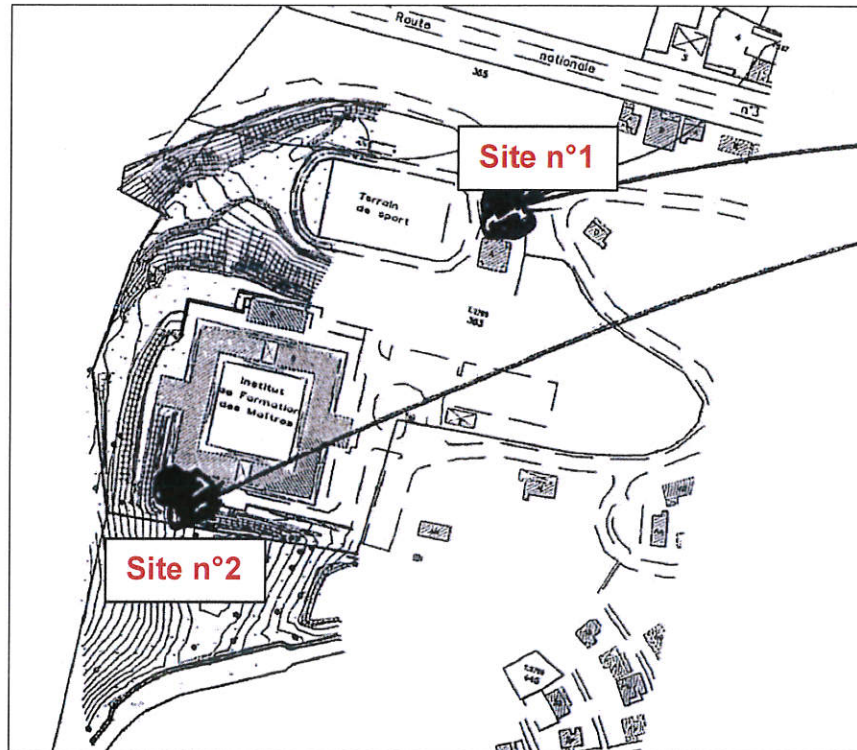
- l'EUROCODE 0 portant sur les bases de calcul des structures ;
- l'EUROCODE 1 portant sur les actions sur les structures ;
- l'EUROCODE 7 portant sur les calculs géotechniques (parties 1 et 2) ainsi que l'annexe nationale ;
- la Norme NF P 94-261 d'application nationale de l'EUROCODE 7 portant sur la justification des fondations superficielles ;
- l'EUROCODE 8 portant sur le calcul des structures pour leur résistance aux séismes ainsi que les annexes nationales ;
- le Fascicule 62 titre V portant sur les règles de dimensionnement du génie civil ;
- la Norme NF P 11-711 – DTU 13.12 portant sur les règles pour le calcul des fondations superficielles.

1.3. Documents remis

- ❖ Localisation des deux zones d'étude (sans échelle);

1.4. Le projet

Le projet prévoit la construction de deux bâtiments de type algécos en R+1. Le projet n'est pas encore connu.



Plan des zones du projet (sans échelle)

1.5. Cadre naturel

D'après les cartes morpho-pédologique (LATRILLE, 1981) et géologique (B.R.G.M., 1981) de l'île de Mayotte au 1/50 000^{ème}, la zone s'insère dans une unité morpho-pédologique de type versant à coulées boueuses fortement décapées, de formes en croissant à versants profilés en gradins plus ou moins convexes, à pentes de 6 à 25 % avec localement des pentes supérieures à 60 %.

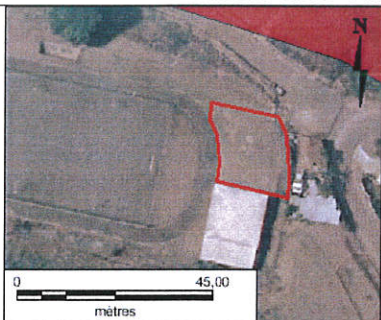
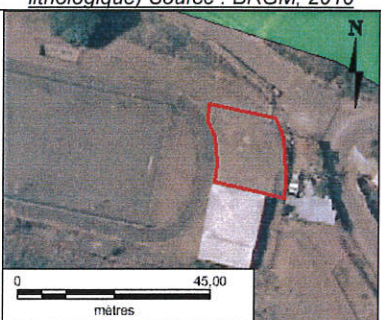
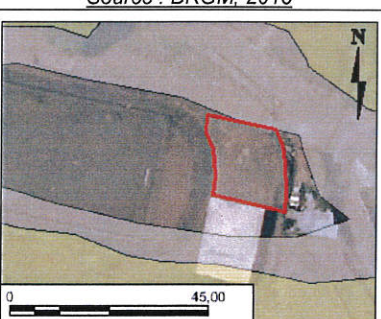
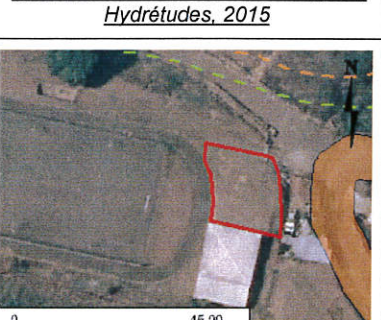
Les matériaux rencontrés définissent des altérites ferrallitiques issues du volcanisme ancien tronquées et remaniées en surface.

Ces matériaux surmontent ou sont issus des isaltérites de laves basiques et intermédiaire.

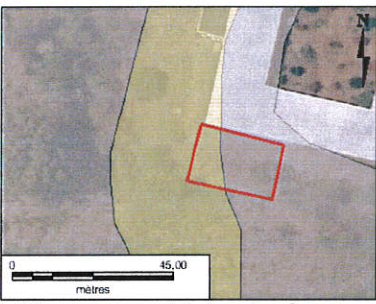
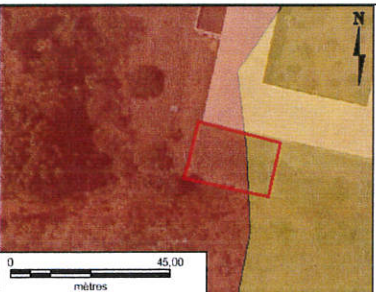
D'un point de vue morphologique, les zones d'études sont plate (< 5%).

Le site n°2 est actuellement occupé par des conteneurs. De plus cette zone d'étude se situe en tête d'un talus relativement penté (>20%).

I.6. Risques naturels Site n°1

Extrait des cartes d'aléa du BRGM		Niveau d'aléa
 <i>Aléa Sismique (effets de site lithologique) Source : BRGM, 2010</i>	<u>Aléa sismique - effets de site lithologique</u> - Moyen - Indéterminé - Fort	Effets de site lithologique nul .
 <i>Aléa Sismique (liquéfaction des sols) Source : BRGM, 2010</i>	<u>Aléa sismique - liquéfaction des sols</u> - Faible à nul - Fort - Moyen	Susceptibilité à la liquéfaction des sols inexistante sur la parcelle.
 <i>Aléa mouvement de terrain - Source : Hydrétudes, 2015</i>	<u>Aléa mouvement de terrain</u> - Aléa nul - Mouvement de terrain - Aléa faible à modéré - Mouvement de terrain indifférencié - Aléa moyen - Glissement de terrain - Aléa fort - Glissement de terrain - Aléa moyen - Chute de blocs - Aléa fort - Chute de blocs	Aléa nul , de glissement de terrain.
 <i>Aléa Inondation et surcote cyclonique - Source : Hydrétudes, 2015</i>	<u>Aléa inondation</u> - Moyen - Fort <u>Aléa submersion marine d'origine cyclonique</u> - FORT - MODERE - FAIBLE	Aléa d'inondation nul sur la parcelle. Aléa nul de submersion marine d'origine cyclonique.
 <i>Aléa Érosion - Source : BRGM, 2010</i>	<u>Aléa érosion</u> - Fort - Moyen	Aléa d'érosion fort .

1.7. Risques naturels Site n°2

Extrait des cartes d'aléa du BRGM		Niveau d'aléa	
 <i>Aléa Sismique (effets de site lithologique) Source : BRGM, 2010</i>	<u>Aléa sismique - effets de site lithologique</u> Moyen Indéterminé Fort	Effets de site lithologique nul .	
 <i>Aléa Sismique (liquéfaction des sols) Source : BRGM, 2010</i>	<u>Aléa sismique - liquéfaction des sols</u> Faible à nul Fort Moyen	Susceptibilité à la liquéfaction des sols inexistant sur la parcelle.	
 <i>Aléa mouvement de terrain - Source : Hydrétudes, 2015</i>	<u>Aléa mouvement de terrain</u> Aléa nul - Mouvement de terrain Aléa faible à modéré - Mouvement de terrain indifférencié Aléa moyen - Glissement de terrain Aléa fort - Glissement de terrain Aléa moyen - Chute de blocs Aléa fort - Chute de blocs	Aléa moyen à faible , de glissement de terrain.	
 <i>Aléa Inondation et surcote cyclonique - Source : Hydrétudes, 2015</i>	<u>Aléa inondation</u> Moyen Fort <u>Aléa submersion marine d'origine cyclonique</u> FORT MODERE FAIBLE	Aléa d'inondation nul sur la parcelle.	Aléa nul de submersion marine d'origine cyclonique.
 <i>Aléa Érosion - Source : BRGM, 2010</i>	<u>Aléa érosion</u> Fort Moyen	Aléa d'érosion fort à moyen .	

SITE n°1

II. RÉSULTATS DE LA RECONNAISSANCE SITE n°1

II.1. Contenu de la reconnaissance

La reconnaissance du site n°1 a comporté :

- Un (1) sondage à la tarière pour des essais pressiométriques (SPs) ;
(Tarière mécanique à sec – diamètre 63 mm – Pressiomètre Ménard) ;
- Deux (2) sondages au pénétromètre dynamique (SP) ;
(Pénétromètre dynamique léger – 10 kg) ;

L'implantation des sondages ainsi que les résultats des sondages et des essais sont fournis en annexes III et IV.

II.2. Nature du sol et du sous-sol

Les **sondages à la tarière** mécanique (SPs1) effectué sur le site montrent la coupe terrain suivante :

Sous un remblai limoneux brun à rougeâtre d'au moins 0,70 mètre d'épaisseur, on observe des limons fins argileux peu sableux, rougeâtre, moyennement compacts, à éléments volcaniques altérés de taille infra-millimétrique à millimétrique.

L'épaisseur de ces limons est d'au moins 5,3 mètres.

Ces limons caractérisent les **cendres volcaniques ferrallitisées.**

Remarque : Aucune nappe d'eau n'a été repérée sur l'ensemble des sondages sur les 6,0 premiers mètres de profondeur/TN.



Photo de la zone d'étude

II.3. Essai pressiométrique

Il a été réalisé un (1) sondage à la tarière mécanique à sec, jusqu'à 6,0 mètres de profondeur/TN pour un total de 6 essais pressiométriques (Pressiomètre Ménard).

Les résultats sont présentés dans les tableaux ci-après :

SPs1 – 6,0 m/TN				
Profondeur (m/TN)	Em (MPa)	PI* (MPa)	Em/PI	Formations concernées
-1.0	9.8	0.66	14.6	Cendres volcaniques ferrallitisées
-2.0	18.4	1.02	17.6	
-3.0	10.2	1.22	8.1	
-4.0	12.6	0.99	12.1	
-5.0	15.4	0.59	23.2	

Cendres volcaniques ferrallitisées :

- Les cendres volcaniques ferrallitisées montrent des portances moyennes à fortes ($0,59 \leq PI^* \leq 1,22$ MPa) ;
- Les modules pressiométriques indiquent que ces matériaux sont peu à pas compressibles ($9,8 \leq Em \leq 18,4$ MPa) ;
- Les rapports Em/PI dans les cendres volcaniques ferrallitisées montrent des matériaux normalement à sur-consolidés.

II.4. Résistance dynamique

La résistance dynamique apparente du sol a été évaluée grâce à la réalisation de deux sondages pénétrométriques légers.

N° de Sondage	Profondeur atteinte m/TN	Nature de l'arrêt	Rd (MPa) à partir de 1,0 m
SP1	2,0	Arrêt du sondage	$\geq 2,0$
SP2	2,0	Arrêt du sondage	$\geq 2,0$

L'ensemble des résultats des résistances dynamiques à la pointe sont relativement homogènes.

Au sein des cendres volcaniques ferrallitisées, les résistances à la pénétration sont supérieures ou égales à 2,0 MPa à partir d'au moins 1,0 m de profondeur/TN.

Remarque : Le sondage SP2 semble confirmer la présence de remblais limoneux sur une épaisseur d'au moins 0,80 m.

III. HYDROGÉOLOGIE

III.1. Eaux de surface

D'après les cartes d'aléas du BRGM (2015), la zone du futur bâtiment n'est pas concernée par l'aléa d'inondation et de submersion marine d'origine cyclonique.

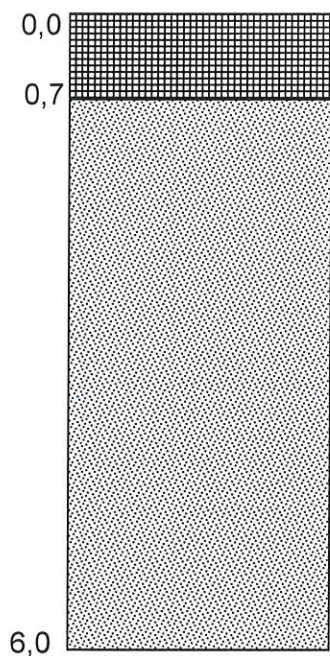
III.2. Eaux souterraines

Lors de la reconnaissance, aucune nappe d'eau ou venue d'eau n'a été observée sur les 6,0 premiers mètres de profondeur/TN.

IV. SYNTHÈSE LITHOLOGIQUE

Les différents sondages et essais réalisés sur site permettent de tracer la coupe terrain moyenne suivante :

Profondeur (m/TN)



Lithologie et caractéristiques mécaniques

- Terre végétale
- Cendres volcaniques ferrallitisées
 $9,8 \leq E_m \leq 18,4$ MPa
 $0,59 \leq PI^* \leq 1,22$ MPa
 $R_d \geq 2,0$ MPa
- Limite de la reconnaissance à la tarière mécanique

Observations : Au jour de la reconnaissance du site, aucune nappe d'eau ou venue d'eau n'a été observée sur les 6,0 premiers mètres de profondeur/TN.

IV. SYNTHÈSE GÉOTECHNIQUE

IV.1. Terrassements

IV.1.1. Déblais/remblais

Des remblais ont été observés en sondages sur la zone d'étude sur au moins 0,80 mètre de profondeur/TN.

Lors des terrassements, ces remblais limoneux devront être purgées au moins au droit des fondations.

IV.1.2. Rippabilité

Le sondage à la tarière mécanique SPs1, n'a subi aucun refus sur compacité sur les 6,0 premiers mètres de profondeur/TN.

Il en ressort que peu ou pas de déblais rocheux sont à attendre sur le site. Les terrassements pourront donc être effectués à l'aide d'engins classiques.

IV.2. Fondations du bâtiment

IV.2.1. Principe et niveau d'ancrage

Le projet prévoit la construction d'un bâtiment Algécos de type R+1 maximum.

Les caractéristiques géotechniques mesurées dans le sol en place, permettent d'étudier un type de fondation superficiel de type filante ou isolée.

Ces fondations seront ancrées d'au moins 0,40 mètre dans les cendres volcanique ferrallitisées (hors remblais et Terre Végétale).

IV.2.2. Calcul de la contrainte admissible

Selon la Norme NF P 94-261, la contrainte limite du sol est déterminée à partir de la pression limite pressiométrique et peut s'exprimer de la façon suivante :

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

Avec : k_p : facteur de portance = 0,8 (à ce stade pour les limons) ;

Pl_e^* : pression limite nette équivalente calculée sur une profondeur h_r égale à au moins $1,5B$ (*) sous les semelles ;

i_δ : coefficient de réduction de la portance lié à l'inclinaison de la charge (vaut 1 pour une charge verticale) ;

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

Le tableau ci-dessous donne la contrainte admissible du sol aux ELS et aux ELU pour un ancrage d'au moins 0,4 mètre dans les cendres volcaniques ferrallitisées :

Sondage	Sol d'ancrage	Profondeur à partir du TN actuel (m/TN)	Pl_e^* (kPa)	Contraintes q_{net} (kPa)	Contraintes (kPa)	
					ELS	ELU
SPs1	Cendres volca.	$\geq 1,2$	660	528	191	314

Les matériaux rencontrés pouvant servir d'assise au projet (cendres volcaniques ferrallitiques), étant de granulométrie fine (Type A au sens du GTR), ils peuvent être sujets à des brusques changements de consistance en fonction de leur état hydrique.

Afin de pallier à ces variations de comportement de matériaux, pour une fondation de type semelle filante ou isolée ancrée dans les cendres volcaniques ferrallitisées, on retiendra une contrainte du sol de **180 kPa** aux E.L.S. quasi-permanent et caractéristique et une contrainte de calcul de **295 kPa** aux E.L.U en situation durable et transitoire (fondamentale).

IV.2.3. Estimation des tassements

Les tassements sous les fondations sont calculés à partir de l'annexe H de la Norme d'application NF P 94-261 (Règles pour le calcul des fondations superficielles, méthode pressiométrique).

La procédure d'estimation des tassements selon la méthode pressiométrique issue de l'annexe H est semblable à celle du Fascicule 62-titre V et est présentée selon la formule suivante :

$$s_f = s_c + s_d$$

Avec : s_f : Tassement final ;

s_c : Tassement de consolidation - $s_c = \alpha / (9 \times E_M) \times (q' - \sigma'_{v0}) \times \lambda_c \times B$;

s_d : Tassement déviatorique $s_d = 2 / (9 \times E_M) \times (q' - \sigma'_{v0}) \times B_0 \times (\lambda_d \times B/B_0)^\alpha$;

Au vu du chapitre précédent, il sera effectué une estimation des tassements pour un bâtiment fondé sur semelles superficielles isolées et ou filantes

Estimation semelle filante : 15,0 t/ml à l'E.L.S. ;

Dimension S.F. : 0,85 m de large ;

Estimation semelle isolée : 25,0 t. à l'E.L.S. ;

Dimension S.I. : 1,20 m de coté ;

Ancrage des fondations : 1,20 m minimum de profondeur/TN.

Les calculs de tassements, réalisés sur la base du sondage SPs1, selon la méthode pressiométrique, représentés en annexe V, les résultats sont donnés dans le tableau ci-après :

Type de semelle	D.D.C.	Profondeur d'ancrage en m/TN	Dimensions semelle en m	Portance	Tassements absolus en mm
Semelle filante	15,0 t/ml	1,2 m/TN	0,85 m	Vérifiée	3,9 mm
Semelle isolée	25,0 t	1,2 m/TN	1,20 x 1,20 m	Vérifiée	3,1 mm

Pour un bâtiment fondé sur semelle superficielle de type isolée et/ou filantes, ancrées dans les cendres volcaniques ferrallitisées, les tassements absolus sont inférieurs ou égaux à 3,9 mm.

Ces tassements sont inférieurs au seuil de tolérance jugé acceptable (10 mm).

Remarque : Les tassements devront être vérifiés une fois que les descentes de charges auront été définies par un Bureau d'Études Structure, lors de la mission géotechnique G2 PRO.

IV.2.4. Mode de fondation envisageable

Après une purge de l'ensemble des remblais, le futur bâtiment pourra être fondés sur semelle superficielle de type isolée et filante, ancrées dans les **cendres volcaniques ferrallitisées**, à partir d'au moins 1,20 mètre de profondeur/TN.

Les fondations seront dimensionnées sur la base d'une contrainte de calcul maximum de **295 kPa aux ELU** une contrainte de calcul accidentelle sismique de **343 kPa aux ELUA** soit une contrainte au sol maximum de **180 kPa aux ELS**.

IV.3. Dallage

Étant donné la présence de remblais, la dalle sera portée. Les fondations devront reprendre l'ensemble des charges des dalles.

SITE n°2

V. RÉSULTATS DE LA RECONNAISSANCE SITE n°2

V.1. Contenu de la reconnaissance

La reconnaissance du site n°2 a comporté :

- Un (1) sondage à la tarière pour des essais pressiométriques (SPs) ;
(Tarière mécanique à sec – diamètre 63 mm – Pressiomètre Ménard) ;
- Deux (2) sondages au pénétromètre dynamique (SP) ;
(Pénétromètre dynamique léger – 10 kg) ;

L'implantation des sondages ainsi que les résultats des sondages et des essais sont fournis en annexes III et IV.

V.2. Nature du sol et du sous-sol

Les **sondages à la tarière** mécanique (SPs2) effectué sur le site montrent la coupe terrain suivante :

Sous un remblai limoneux brun à grisâtre d'au moins 1,50 mètre d'épaisseur, on observe des limons argileux, grisâtre, moyennement compacts, à structure minéralogique visible.

L'épaisseur de ces limons est d'au moins 4,5 mètres.

Ces limons caractérisent les **altérites**.

Remarque : Aucune nappe d'eau n'a été repérée sur l'ensemble des sondages sur les 6,0 premiers mètres de profondeur/TN.

Il est à noter la présence de conteneurs aménagés, au droit du futur site. Ces conteneurs reposent sur une dalle béton.



Photo des conteneurs posés sur la dalle béton

Le sondage pressiométrique a été réalisé entre la tête de talus et les conteneurs. La zone est donc très probablement en déblai/remblai.

V.3. Essai pressiométrique

Il a été réalisé un (1) sondage à la tarière mécanique à sec, jusqu'à 6,0 mètres de profondeur/TN pour un total de 6 essais pressiométriques (Pressiomètre Ménard).

Les résultats sont présentés dans les tableaux ci-après :

SPs2 – 6,0 m/TN				
Profondeur (m/TN)	Em (MPa)	PI* (MPa)	Em/PI	Formations concernées
-1.0	6.4	0.17	34.2	Remblais limoneux
-2.0	14.3	1.00	13.9	Altérites
-3.0	15.9	0.77	19.5	
-4.0	8.3	0.52	14.4	
-5.0	4.5	0.29	12.4	

Remblais limoneux :

- Les remblais montrent des portances faibles ($PI^* = 0,17$ MPa) ;
- Les modules pressiométriques indiquent que ces matériaux sont compressibles ($Em=6,4$ MPa) ;
- Les rapports Em/PI dans les remblais montrent des matériaux sur-consolidés.

Altérites :

- Les altérites montrent des portances moyennes à fortes ($0,29 \leq PI^* \leq 1,00$ MPa) ;
- Les modules pressiométriques indiquent que ces matériaux sont peu à pas compressibles ($4,5 \leq Em \leq 15,9$ MPa) ;
- Les rapports Em/PI dans les altérites montrent des matériaux sur-consolidés.

Remarque : Les résultats des essais pressiométriques dans les altérites indiquent que cette formation est fortement altérée.

V.4. Résistance dynamique

La résistance dynamique apparente du sol a été évaluée grâce à la réalisation de deux sondages pénétrométriques légers coté talus.

N° de Sondage	Profondeur atteinte m/TN	Nature de l'arrêt	Epaisseur estimée des remblais	Rd (MPa) à partir de du TN
SP3	2,0	Arrêt du sondage	0,20 m	$\geq 1,2$
SP4	2,0	Arrêt du sondage	1,40 m	$\geq 3,7$

L'ensemble des résultats des résistances dynamiques à la pointe sont relativement hétérogènes.

Au sein des **altérites**, les résistances à la pénétration sont supérieures ou égales à **1,2 MPa** à partir d'au moins 1,6 m de profondeur/TN.

Remarque : Le sondage SP4 confirme la présence de remblais limoneux sur une épaisseur d'au moins 1,40 m.

Ces remblais ne sont pas présents à l'arrière des conteneurs (SP3).

VI. HYDROGÉOLOGIE

VI.1. Eaux de surface

D'après les cartes d'aléas du BRGM (2015), la zone du futur bâtiment n'est pas concernée par l'aléa d'inondation et de submersion marine d'origine cyclonique.

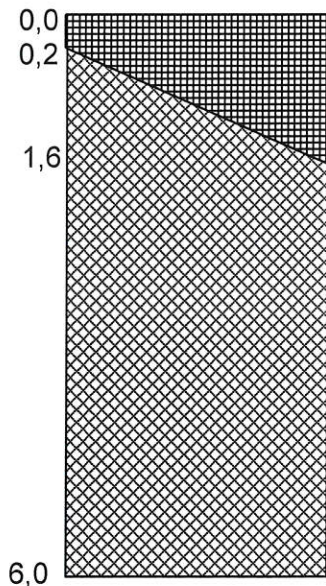
VI.2. Eaux souterraines

Lors de la reconnaissance, aucune nappe d'eau ou venue d'eau n'a été observée sur les 6,0 premiers mètres de profondeur/TN.

IV. SYNTHÈSE LITHOLOGIQUE

Les différents sondages et essais réalisés sur site permettent de tracer la coupe terrain moyenne suivante :

Profondeur (m/TN)



Lithologie et caractéristiques mécaniques

• Terre végétale

• Altérites

$$4,5 \leq E_m \leq 15,9 \text{ MPa}$$

$$0,29 \leq PI^* \leq 1,00 \text{ MPa}$$

$$R_d \geq 1,2 \text{ MPa}$$

• Limite de la reconnaissance à la tarière mécanique

Observations : Au jour de la reconnaissance du site, aucune nappe d'eau ou venue d'eau n'a été observée sur les 6,0 premiers mètres de profondeur/TN.

VII. SYNTHÈSE GÉOTECHNIQUE

VII.1. Terrassements

VII.1.1. Déblais/remblais

Des remblais ont été observés en sondages sur la zone d'étude sur au moins 1,50 mètre de profondeur/TN sur la partie proche du talus.

L'épaisseur de ces remblais diminue plus l'on s'éloigne du talus, jusqu'à atteindre 0,20 mètres à l'arrière des conteneurs.

De plus il est à noter la présence d'une dalle béton servant d'assise aux conteneurs.

Lors des terrassements, ces remblais limoneux et la dalle béton devront être purgées au moins au droit des fondations.

VII.1.2. Rippabilité

Le sondage à la tarière mécanique SPs2, n'a subi aucun refus sur compacité sur les 6,0 premiers mètres de profondeur/TN.

Il en ressort que peu ou pas de déblais rocheux sont à attendre sur le site. Les terrassements pourront donc être effectués à l'aide d'engins classiques.

Toutefois, l'utilisation d'un B.R.H. (Brise Roche Hydraulique) sera nécessaire pour la destruction de la dalle béton.

VII.2. Fondations du bâtiment

VII.2.1. Principe et niveau d'ancrage

Le projet prévoit la construction d'un bâtiment Algécos de type R+1 maximum.

Les caractéristiques géotechniques mesurées dans le sol en place, permettent d'étudier un type de fondation superficielle de type filante ou isolée.

Ces fondations seront ancrées d'au moins 0,40 mètre dans les altérites (hors remblais et Terre Végétale).

VII.2.2. Calcul de la contrainte admissible

Selon la Norme NF P 94-261, la contrainte limite du sol est déterminée à partir de la pression limite pressiométrique et peut s'exprimer de la façon suivante :

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

Avec : k_p : facteur de portance = 0,8 (à ce stade pour les limons) ;

Pl_e^* : pression limite nette équivalente calculée sur une profondeur h_r égale à au moins 1,5B (*) sous les semelles ;

i_δ : coefficient de réduction de la portance lié à l'inclinaison de la charge (vaut 1 pour une charge verticale) ;

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

Le tableau ci-dessous donne la contrainte admissible du sol aux ELS et aux ELU pour un ancrage d'au moins 0,4 mètre dans les cendres volcaniques ferrallitisées :

Sondage	Sol d'ancrage	Profondeur à partir du TN actuel (m/TN)	PI_e^* (kPa)	Contraintes q_{net} (kPa)	Contraintes (kPa)	
					ELS	ELU
SPs2	altérites	$\geq 1,9$	737	589	213	350

Les matériaux rencontrés pouvant servir d'assise au projet (cendres volcaniques ferrallitiques), étant de granulométrie fine (Type A au sens du GTR), ils peuvent être sujets à des brusques changements de consistance en fonction de leur état hydrique.

Afin de pallier à ces variations de comportement de matériaux, pour une fondation de type semelle filante ou isolée ancrée dans les altérites, on retiendra une contrainte du sol de **200 kPa** aux E.L.S. quasi-permanent et caractéristique et une contrainte de calcul de **328 kPa** aux E.L.U en situation durable et transitoire (fondamentale).

VII.2.3. Estimation des tassements

Les tassements sous les fondations sont calculés à partir de l'annexe H de la Norme d'application NF P 94-261 (Règles pour le calcul des fondations superficielles, méthode pressiométrique).

La procédure d'estimation des tassements selon la méthode pressiométrique issue de l'annexe H est semblable à celle du Fascicule 62-titre V et est présentée selon la formule suivante :

$$s_f = s_c + s_d$$

Avec : s_f : Tassement final ;

s_c : Tassement de consolidation - $s_c = \alpha / (9 \times E_M) \times (q' - \sigma'_{v0}) \times \lambda_c \times B$;

s_d : Tassement déviatorique $s_d = 2 / (9 \times E_M) \times (q' - \sigma'_{v0}) \times B_0 \times (\lambda_d \times B/B_0)^a$;

Au vu du chapitre précédent, il sera effectué une estimation des tassements pour un bâtiment fondé sur semelles superficielles isolées et ou filantes

Estimation semelle filante : 15,0 t/ml à l'E.L.S. ;

Dimension S.F. : 0,15 m de large ;

Estimation semelle isolée : 25,0 t. à l'E.L.S. ;

Dimension S.I. : 1,15 m de coté ;

Ancrage des fondations : 1,90 m minimum de profondeur/TN.

Les calculs de tassements, réalisés sur la base du sondage SPs2, selon la méthode pressiométrique, représentés en annexe V, les résultats sont donnés dans le tableau ci-après :

Type de semelle	D.D.C.	Profondeur d'ancrage en m/TN	Dimensions semelle en m	Portance	Tassements absolus en mm
Semelle filante	15,0 t/ml	1,9 m/TN	0,75 m	Vérifiée	5,9 mm
Semelle isolée	25,0 t	1,9 m/TN	1,15 x 1,15 m	Vérifiée	4,7 mm

Pour un bâtiment fondé sur semelle superficielle de type isolée et/ou filantes, ancrées dans les cendres volcaniques ferrallitisées, les tassements absolus sont inférieurs ou égaux à 5,9 mm.

Ces tassements sont inférieurs au seuil de tolérance jugé acceptable (10 mm).

Remarque : Les tassements devront être vérifiés une fois que les descentes de charges auront été définies par un Bureau d'Études Structure, lors de la mission géotechnique G2 PRO.

De plus la présence d'un talus à proximité du futur bâtiment entre dans les paramètres du calcul de la contrainte et des tassements. Il sera nécessaire de recalculer l'ensemble des résultats une fois que le bâtiment sera correctement positionné.

VII.2.4. Mode de fondation envisageable

Après une purge de l'ensemble des remblais, le futur bâtiment pourra être fondé sur semelle superficielle de type isolée et filante, ancrées dans les **altérites**, à partir d'au moins 1,90 mètre de profondeur/TN.

Les fondations seront dimensionnées sur la base d'une contrainte de calcul maximum de **328 kPa aux ELU** une contrainte de calcul accidentelle sismique de **382 kPa aux ELUA** soit une contrainte au sol maximum de **200 kPa aux ELS**.

Remarque : Il sera préférable de positionner la futur bâtiment le plus loin possible de la tête du talus actuel.

VII.3. Dallage

Étant donné la présence de remblais, la dalle sera portée. Les fondations devront reprendre l'ensemble des charges des dalles.

VIII. PRESCRIPTIONS GENERALES

VIII.1. Remarque et recommandation générale

La dimension minimum des semelles devra être d'au moins 0,40 mètre de large.

Les hors profils de fond de forme issus des purges (poches de remblais et éventuels blocs basaltiques, système racinaire) des terrassements devront être comblés par du gros béton et/ou un apport de grave type GNT 0/80 correctement compacté.

Compte tenu de la sensibilité à l'eau des matériaux rencontrés, les terrassements en saison des pluies (environ début novembre à fin avril) seront à proscrire.

Toutefois, si c'est le cas, des difficultés de traficabilité des engins de chantier et des dégradations des fonds de fouilles seront à prévoir, pouvant entraîner des mesures correctives et des surcoûts importants (cloutage du terrain, pompage, retard de chantier...).

La durée d'ouverture des fouilles devra être aussi courte que possible.

Dans tous les cas, il s'agira de protéger les fouilles des intempéries durant leur ouverture.

Afin de limiter les infiltrations d'eau au niveau des fondations, l'ensemble des eaux de ruissellement devra être récupéré en amont et en aval des deux sites et évacué par un ensemble de drains et/ou de cunettes étanches vers les réseaux collectifs.

Pour la pérennité des ouvrages, les ouvrages hydrauliques sur l'ensemble des sites et de la Z.I.G. devront être entretenus en continu.

Conformément à la Norme NF P 94-500, afin de respecter l'enchaînement des missions d'ingénierie géotechnique, la présente mission devra être complétée par une étude géotechnique de conception (G2PRO) afin de mieux préciser les principes de fondation des ouvrages et les modalités de mises en œuvre pour réduire les risques résiduels.

Une mission topographique devra avoir été effectuée au niveau de la zone d'étude. Pour le site n°2, la mission topographique devra relever le talus aval dans la cadre de la prise en compte de la Z.I.G..

À terme une mission de supervision géotechnique (mission G4) devra être prévue afin de vérifier les fonds de fouille des ouvrages.

VIII.2. Sismique

Compte tenu du contexte sismique de l'île de Mayotte et des nouvelles réglementations en vigueur (arrêté et décrets 2010 1254-1255 du 22/10/10), incluant le nouveau zonage sismique du territoire français (version 2010), Mayotte se trouve en zone de sismicité 3 (modérée) anciennement zone Ib d'après le rapport Bour (2002). Par conséquent, il conviendra de prendre en compte les dispositions constructives relatives à cette zone de sismicité notamment celles de l'Eurocode 8.

D'après les cartes d'aléas du BRGM (2009) :

- le site d'étude est classé en aléa inexistant en ce qui concerne la susceptibilité à la liquéfaction des sols ;
- la zone d'étude est concernée par l'aléa nul d'effets de site lithologiques.

Tableau de classification du sol :

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

Classe de sol	Description du profil stratigraphique	Paramètres		
		$v_{s,30}$ (m/s)	N_{SPT} (coups/30 cm)	c_u (kPa)
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 .			

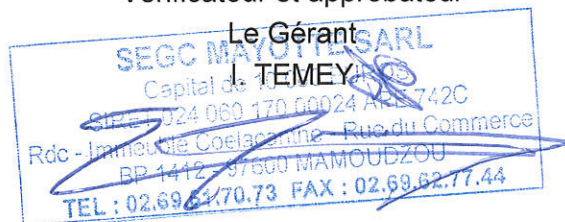
Compte tenu des résultats des essais in situ et de la corrélation entre le tableau du PS92 et celui de l'Eurocode 8, les formations en place pourront être classées en catégorie C, dans la limite de l'investigation réalisée (6,0 mètres).

IX. CONCLUSIONS

Les conclusions du présent rapport sont données sous réserve des « conditions générales d'utilisation des rapports géotechniques » fournies en annexe I.

Fait à Mamoudzou, le 26 avril 2017

Vérificateur et approbateur



Rédacteur



ANNEXE I

CLASSIFICATION DES MISSIONS ET CONDITIONS GÉNÉRALES D'UTILISATION DES RAPPORTS GÉOTECHNIQUES

CONDITIONS GÉNÉRALES DES MISSIONS D'INGÉNIERIE GÉOTECHNIQUE (Extrait de la Norme NF P 94 500 - Version novembre 2013)

1. Cadre de la mission

Par référence à la norme NF P 94-500 sur les missions d'ingénierie géotechnique (en particulier extrait de 2 pages du chapitre 4 joint à toute offre et à tout rapport), il appartient au maître d'ouvrage et à son maître d'œuvre de veiller à ce que toutes les missions d'ingénierie géotechnique nécessaires à la conception puis à l'exécution de l'ouvrage soient engagées avec les moyens opportuns et confiées à des hommes de l'Art.

L'enchaînement des missions d'ingénierie géotechnique suit la succession des phases d'élaboration du projet, chacune de ces missions ne couvrant qu'un domaine spécifique de la conception ou de l'exécution. En particulier :

- Les missions d'études géotechniques préalables (étude de site G1 ES, étude des Principes Généraux de Construction G1 PGC), Les missions d'études géotechniques de conception (étude d'avant-projet G2 AVP, étude de projet G2 PRO et étude G2 DCE/ACT), Les missions étude et suivi géotechniques d'exécution (G3), de supervision géotechnique d'exécution (G4) sont réalisées dans l'ordre successif.

- Exceptionnellement, une mission confiée à notre société peut ne contenir qu'une partie des prestations décrites dans la mission type correspondante après accord explicite, le client confiant obligatoirement le complément de la mission à un autre prestataire spécialisé en ingénierie géotechnique.

- L'exécution d'investigations géotechniques engage notre société uniquement sur la conformité des travaux exécutés à ceux contractuellement commandés et sur l'exactitude des résultats qu'elle fournit.

- Toute mission d'ingénierie géotechnique n'engage notre société sur son devoir de conseil que dans le cadre strict, d'une part, des objectifs explicitement définis dans notre proposition technique sur la base de laquelle la commande et ses avenants éventuels ont été établis, d'autre part, du projet du client décrit par les documents graphiques ou plans cités dans le rapport.

- Toute mission d'étude géotechnique préalable G1 phase ES ou PGC, d'étude géotechnique de conception G2 AVP, ou de diagnostic géotechnique exclut tout engagement de notre société sur les quantités, coûts et délais d'exécution des futurs ouvrages géotechniques. De convention expresse, la responsabilité de notre société ne peut être engagée que dans l'hypothèse où la mission suivante d'étude géotechnique de projet lui est confiée.

- Une mission d'étude géotechnique de conception G2 AVP, de projet G2 PRO et G2 DCE/ACT engage notre société en tant qu'assistant technique à la maîtrise d'œuvre dans les limites du contrat fixant l'étendue de la mission et la (ou les) partie(s) d'ouvrage(s) concerné(s).

La responsabilité de notre société ne saurait être engagée en dehors du cadre de la mission d'ingénierie géotechnique objet du rapport. En particulier, toute modification apportée au projet ou à son environnement nécessite la réactualisation du rapport géotechnique dans le cadre d'une nouvelle mission.

2. Recommandations

Il est précisé que l'étude géotechnique repose sur une investigation du sol dont la maille ne permet pas de lever la totalité des aléas toujours possibles en milieu naturel. En effet, des hétérogénéités, naturelles ou du fait de l'homme, des discontinuités et des aléas d'exécution peuvent apparaître compte tenu du rapport entre le volume échantillonné ou testé et le volume sollicité par l'ouvrage, et ce d'autant plus que ces singularités éventuelles peuvent être limitées en extension. Les éléments géotechniques nouveaux mis en évidence lors de l'exécution, pouvant avoir une influence sur les conclusions du rapport, doivent immédiatement être signalés à l'ingénierie géotechnique chargée de l'étude et suivi géotechniques d'exécution (mission G3) afin qu'elle en analyse les conséquences sur les conditions d'exécution voire la conception de l'ouvrage géotechnique.

Si un caractère évolutif particulier a été mis en lumière (notamment glissement, érosion, dissolution, remblais évolutifs, tourbe), l'application des recommandations du rapport nécessite une validation à chaque étape suivante de la conception ou de l'exécution. En effet, un tel caractère évolutif peut remettre en cause ces recommandations notamment s'il s'écoule un laps de temps important avant leur mise en œuvre.

3. Rapport de la mission

Le rapport géotechnique constitue le compte-rendu de la mission d'ingénierie géotechnique définie par la commande au titre de laquelle il a été établi et dont les références sont rappelées en tête. A défaut de clauses spécifiques contractuelles, la remise du rapport géotechnique fixe la fin de la mission.

Un rapport géotechnique et toutes ses annexes identifiées constituent un ensemble indissociable. Les deux exemplaires de référence en sont les deux originaux conservés : un par le client et le second par notre société. Dans ce cadre, toute autre interprétation qui pourrait être faite d'une communication ou reproduction partielle ne saurait engager la responsabilité de notre société. En particulier l'utilisation même partielle de ces résultats et conclusions par un autre maître d'ouvrage ou par un autre constructeur ou pour un autre ouvrage que celui objet de la mission confiée ne pourra en aucun cas engager la responsabilité de notre société et pourra entraîner des poursuites judiciaires.

4. Classification et enchaînement des missions types d'ingénierie géotechnique

Le Maître d'Ouvrage doit associer l'ingénierie géotechnique au même titre que les autres ingénieries à la Maîtrise d'œuvre et ce, à toutes les étapes successives de conception, puis de réalisation de l'ouvrage. Le Maître d'Ouvrage, ou son mandataire, doit veiller à la synchronisation des missions d'ingénierie géotechnique avec les phases effectives à la Maîtrise d'œuvre du projet.

L'enchaînement et la définition synthétique des missions d'ingénierie géotechnique sont donnés dans les tableaux 1 et 2. Deux ingénieries géotechniques différentes doivent intervenir : la première pour le compte du Maître d'Ouvrage ou de son mandataire lors des étapes 1 à 3, la seconde pour le compte de l'entreprise lors de l'étape 3.

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,	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	mesures correctives pour les risques résiduels avec détection au	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	plus tôt de leur survenance	
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 (étape 1 à 3) doit suivre les étapes de conception 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.

ETAPE 1 : ÉTUDES GÉOTECHNIQUES PREALABLES (G1)

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

Elle comprend deux phases :

Phase Étude de Site (ES)

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

- Faire une enquête documentaire sur le cadre géotechnique du site et l'existence d'avoisinants avec visite du site et des alentours.
- Définir si besoin un programme d'investigations géotechniques spécifique, le réaliser ou en assurer le suivi technique, en exploiter les résultats.
- Fournir un rapport donnant pour le site étudié un modèle géologique préliminaire, les principales caractéristiques géotechniques et une première identification des risques géotechniques majeurs.

Phase Principes Généraux de Construction (PGC)

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

- Définir si besoin un programme d'investigations géotechniques spécifique, le réaliser ou en assurer le suivi technique, en exploiter les résultats.
- Fournir un rapport de synthèse des données géotechniques à ce stade d'étude (première approche de la ZIG, horizons porteurs potentiels, ainsi que certains principes généraux de construction envisageables (notamment fondations, terrassements, ouvrages enterrés, améliorations de sols).

ETAPE 2 : ÉTUDE GÉOTECHNIQUE DE CONCEPTION (G2)

Cette mission permet l'élaboration du projet des ouvrages géotechniques et réduit les conséquences des risques géotechniques importants identifiés. Elle est à la charge du maître d'ouvrage ou son mandataire et est réalisée en collaboration avec la maîtrise d'œuvre ou intégrée à cette dernière.

Elle comprend trois phases :

Phase Avant-projet (AVP)

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

- Définir si besoin un programme d'investigations géotechniques spécifique, le réaliser ou en assurer le suivi technique, en exploiter les résultats.
- Fournir un rapport donnant les hypothèses géotechniques à prendre en compte au stade de l'avant-projet, les principes de construction envisageables (terrassements, soutènements, pentes et talus, fondations, assises des dallages et voiries, améliorations de sols, dispositions générales vis-à-vis des nappes et des avoisinants), une ébauche dimensionnelle par type d'ouvrage géotechnique et la pertinence d'application de la méthode observationnelle pour une meilleure maîtrise des risques géotechniques.

Phase Projet (PRO)

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

- Définir si besoin un programme d'investigations géotechniques spécifique, le réaliser ou en assurer le suivi technique, en exploiter les résultats.
- Fournir un dossier de synthèse des hypothèses géotechniques à prendre en compte au stade du projet (valeurs caractéristiques des paramètres géotechniques en particulier), des notes techniques donnant les choix constructifs des ouvrages géotechniques (terrassements, soutènements, pentes et talus, fondations, assises des dallages et voiries, améliorations de sols, dispositions vis-à-vis des nappes et des avoisinants), des notes de calcul de dimensionnement, un avis sur les valeurs seuils et une approche des quantités.

Phase DCE / ACT

Elle est réalisée pour finaliser le Dossier de Consultation des Entreprises et assister le maître d'ouvrage pour l'établissement des Contrats de Travaux avec le ou les entrepreneurs retenus pour les ouvrages géotechniques.

- Établir ou participer à la rédaction des documents techniques nécessaires et suffisants à la consultation des entreprises pour leurs études de réalisation des ouvrages géotechniques (dossier de la phase Projet avec plans, notices techniques, cahier des charges particulières, cadre de bordereau des prix et d'estimatif, planning prévisionnel).
- Assister éventuellement le maître d'ouvrage pour la sélection des entreprises, analyser les offres techniques, participer à la finalisation des pièces techniques des contrats de travaux.

ÉTAPE 3 : ÉTUDES GÉOTECHNIQUES DE RÉALISATION (G3 et G 4, distinctes et simultanées)**ÉTUDE ET SUIVI GÉOTECHNIQUES D'EXECUTION (G3)**

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

Elle comprend deux phases interactives :

Phase Étude

- Définir si besoin un programme d'investigations géotechniques spécifique, le réaliser ou en assurer le suivi technique, en exploiter les résultats.
- Étudier dans le détail les ouvrages géotechniques : notamment établissement d'une note d'hypothèses géotechniques sur la base des données fournies par le contrat de travaux ainsi que des résultats des éventuelles investigations complémentaires, définition et dimensionnement (calculs justificatifs) des ouvrages géotechniques, méthodes et conditions d'exécution (phasages généraux, suivis, auscultations et contrôles à prévoir, valeurs seuils, dispositions constructives complémentaires éventuelles).
- Élaborer le dossier géotechnique d'exécution des ouvrages géotechniques provisoires et définitifs : plans d'exécution, de phasage et de suivi.

Phase Suivi

- Suivre en continu les auscultations et l'exécution des ouvrages géotechniques, appliquer si nécessaire des dispositions constructives prédéfinies en phase Étude.
- Vérifier les données géotechniques par relevés lors des travaux et par un programme d'investigations géotechniques complémentaire si nécessaire (le réaliser ou en assurer le suivi technique, en exploiter les résultats).
- Établir la prestation géotechnique du dossier des ouvrages exécutés (DOE) et fournir les documents nécessaires à l'établissement du dossier d'interventions ultérieures sur l'ouvrage (DIUO)

SUPERVISION GÉOTECHNIQUE D'EXECUTION (G4)

Cette mission permet de vérifier la conformité des hypothèses géotechniques prises en compte dans la mission d'étude et suivi géotechniques d'exécution. Elle est à la charge du maître d'ouvrage ou son mandataire et est réalisée en collaboration avec la maîtrise d'œuvre ou intégrée à cette dernière.

Elle comprend deux phases interactives :

Phase Supervision de l'étude d'exécution

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

Phase Supervision du suivi d'exécution

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

DIAGNOSTIC GÉOTECHNIQUE (G5)

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

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

UNION SYNDICALE GEOTECHNIQUE**CONDITIONS GENERALES DES MISSIONS GEOTECHNIQUES**

(version du 16/07/2007)

1. Cadre de la mission

Par référence à la Classification des Missions Géotechniques types extraite de la norme NF P 94-500 (déc. 2006), il appartient au maître d'ouvrage et à son maître d'oeuvre de veiller à ce que toutes les missions géotechniques nécessaires à la conception puis à l'exécution de l'ouvrage soient engagées avec les moyens opportuns et confiées à des hommes de l'Art.

L'enchaînement des missions géotechniques suit la succession des phases d'élaboration du projet, chacune de ces missions ne couvrant qu'un domaine spécifique de la conception ou de l'exécution. En particulier :

- les missions d'ingénierie géotechnique (G1 à G5) sont réalisées dans l'ordre successif ;
- une mission confiée à notre société peut ne contenir qu'une partie des prestations décrites dans la mission type correspondante ;
- la prestation d'investigations géotechniques (G0) engage notre société uniquement sur la conformité des travaux exécutés à ceux contractuellement commandés et l'exactitude des résultats qu'elle fournit ;
- une mission d'ingénierie géotechnique (G1 à G5) n'engage notre société sur son devoir de conseil que dans le cadre strict, d'une part, des objectifs explicitement définis dans notre proposition technique sur la base de laquelle la commande et ses avenants éventuels ont été établis, d'autre part, du projet du client décrit par les documents graphiques ou plans cités dans le rapport ;
- une mission d'ingénierie géotechnique (G1 à G5) exclut tout engagement de notre société sur les quantités, coûts et délais d'exécution des futurs ouvrages géotechniques ;
- une étude géotechnique de projet (G2) engage notre société en tant qu'assistant technique à la maîtrise d'oeuvre dans les limites du contrat fixant l'étendue de la mission et la (ou les) partie(s) d'ouvrage(s) concerné(s).

La responsabilité de notre société ne saurait être engagée en dehors du cadre de la mission géotechnique objet du rapport. En particulier, toute modification apportée au projet ou à son environnement nécessite la réactualisation du rapport géotechnique dans le cadre d'une nouvelle mission.

2. Recommandations

Il est précisé que l'étude géotechnique repose sur une reconnaissance du sol dont la maille ne permet pas de lever la totalité des aléas toujours possibles en milieu naturel. En effet, des hétérogénéités, naturelles ou du fait de l'homme, des discontinuités et des aléas d'exécution peuvent apparaître compte tenu du rapport entre le volume échantillonné ou testé et le volume sollicité par l'ouvrage, et ce d'autant plus que ces singularités éventuelles peuvent être limitées en extension. Les éléments géotechniques nouveaux mis en évidence lors de l'exécution, pouvant avoir une influence sur les conclusions du rapport, doivent immédiatement être signalés au géotechnicien chargé du suivi géotechnique d'exécution (mission G4) afin qu'il en analyse les conséquences sur les conditions d'exécution voire la conception de l'ouvrage géotechnique.

Si un caractère évolutif particulier a été mis en lumière (notamment glissement, érosion, dissolution, remblais évolutifs, tourbe), l'application des recommandations du rapport nécessite une validation à chaque étape suivante de la conception ou de l'exécution. En effet, un tel caractère évolutif peut remettre en cause ces recommandations notamment s'il s'écoule un laps de temps important avant leur mise en oeuvre.

3. Rapport de la mission

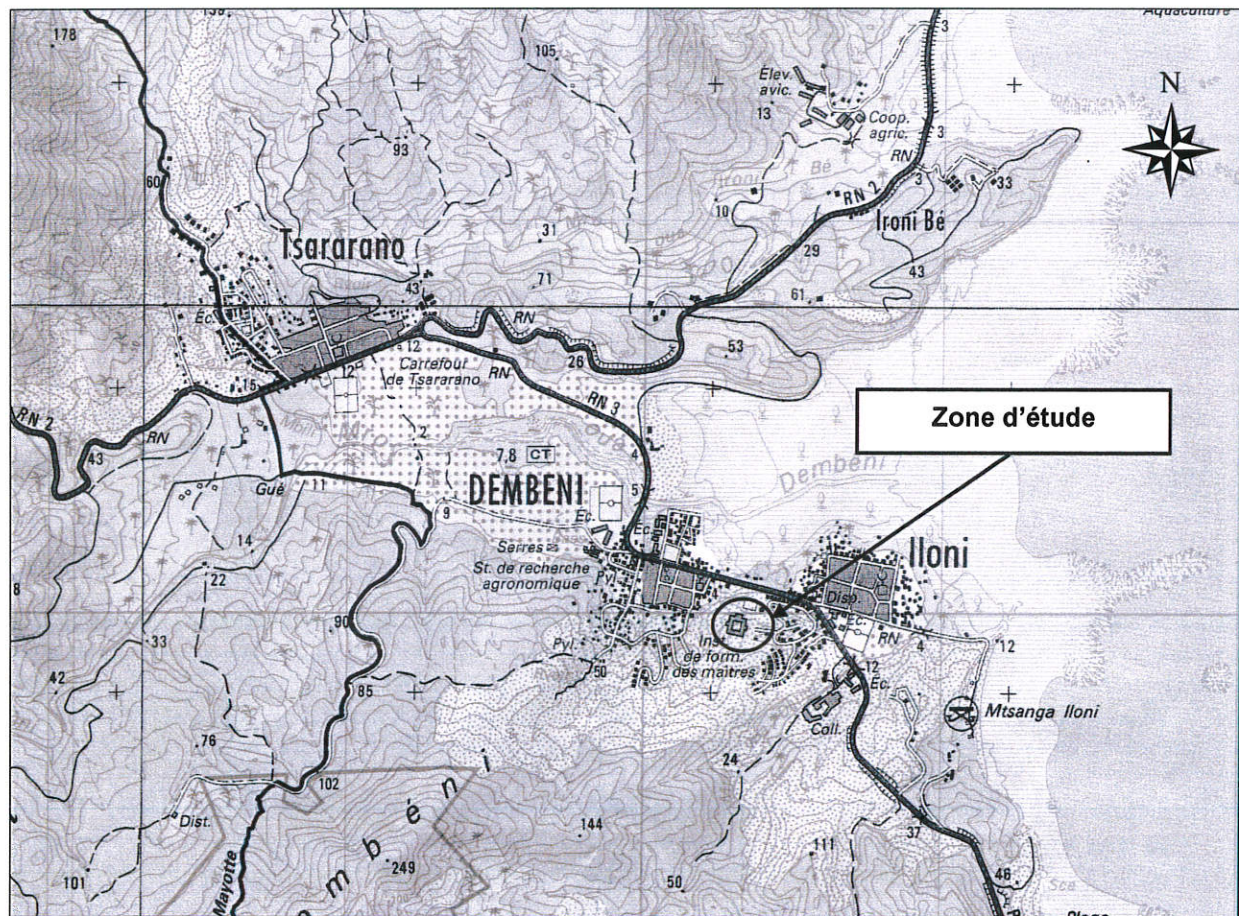
Le rapport géotechnique constitue le compte-rendu de la mission géotechnique définie par la commande au titre de laquelle il a été établi et dont les références sont rappelées en tête. A défaut de clauses spécifiques contractuelles, la remise du rapport géotechnique fixe la fin de la mission.

Un rapport géotechnique et toutes ses annexes identifiées constituent un ensemble indissociable. Les deux exemplaires de référence en sont les deux originaux conservés : un par le client et le second par notre société. Dans ce cadre, toute autre interprétation qui pourrait être faite d'une communication ou reproduction partielle ne saurait engager la responsabilité de notre société. En particulier l'utilisation même partielle de ces résultats et conclusions par un autre maître d'ouvrage ou par un autre constructeur ou pour un autre ouvrage que celui objet de la mission confiée ne pourra en aucun cas engager la responsabilité de notre société et pourra entraîner des poursuites judiciaires.

ANNEXE II

LOCALISATION DU PROJET

(Extrait de la carte IGN 4410 MT, 2005)



ANNEXE III

LOCALISATION DES SONDAGES



Localisation des sondages Site n°1 (Sans échelle)



Localisation des sondages Site n°2 (Sans échelle)

ANNEXE IV

RÉSULTATS DES ESSAIS



LABORATOIRE D'ANALYSE ET DE CONTRÔLE
Géologie - Géotechnique - Hydrogéologie - Assainissement - Environnement - Matériaux

Algécos au CUFR de Dembéni

Dossier SEGC n° 2784

Date début : 20/03/2017

Cote NGM : -

Profondeur : 0.00 - 6.00 m

Client : Vice Rectorat

X : -

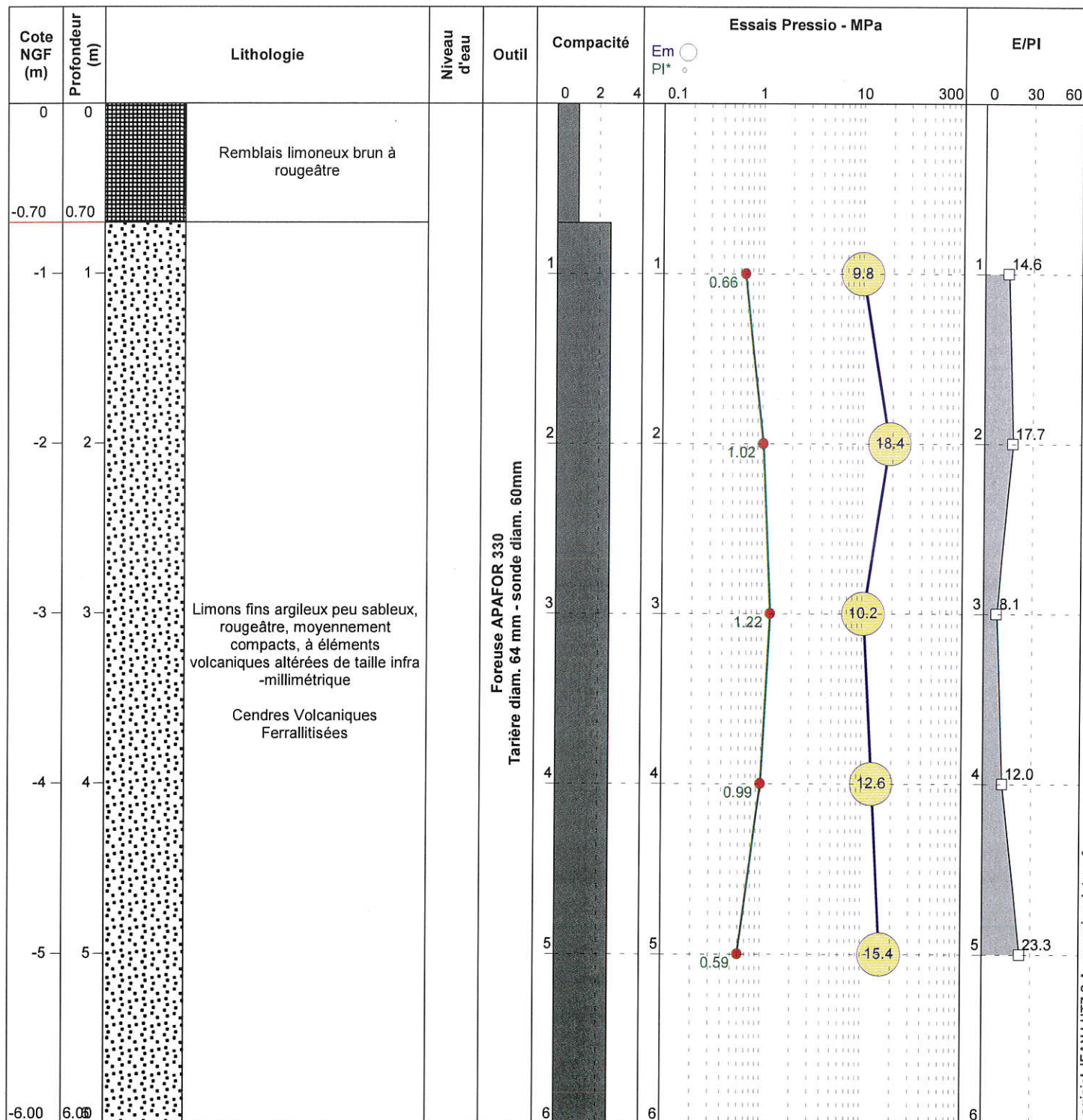
Opérateur : J. PITTET

Y : -

1/32

SONDAGE PRESSIOMETRIQUE : SPs1

EXGTE 3.16/GTE



Observations :

Arrêt du forage à 6,0 mètres de profondeur/TN.

Aucune nappe d'eau n'a été rencontrée jusqu'à la fin du sondage.



LABORATOIRE D'ANALYSE ET DE CONTRÔLE
Géologie - Géotechnique - Hydrogéologie - Assainissement - Environnement - Matériaux

Algécos au CUFR de Dembéni

Dossier SEGC n° 2784

Date début : 20/03/2017

Cote NGM : -

Profondeur : 0.00 - 6.00 m

Client : Vice Rectorat

X : -

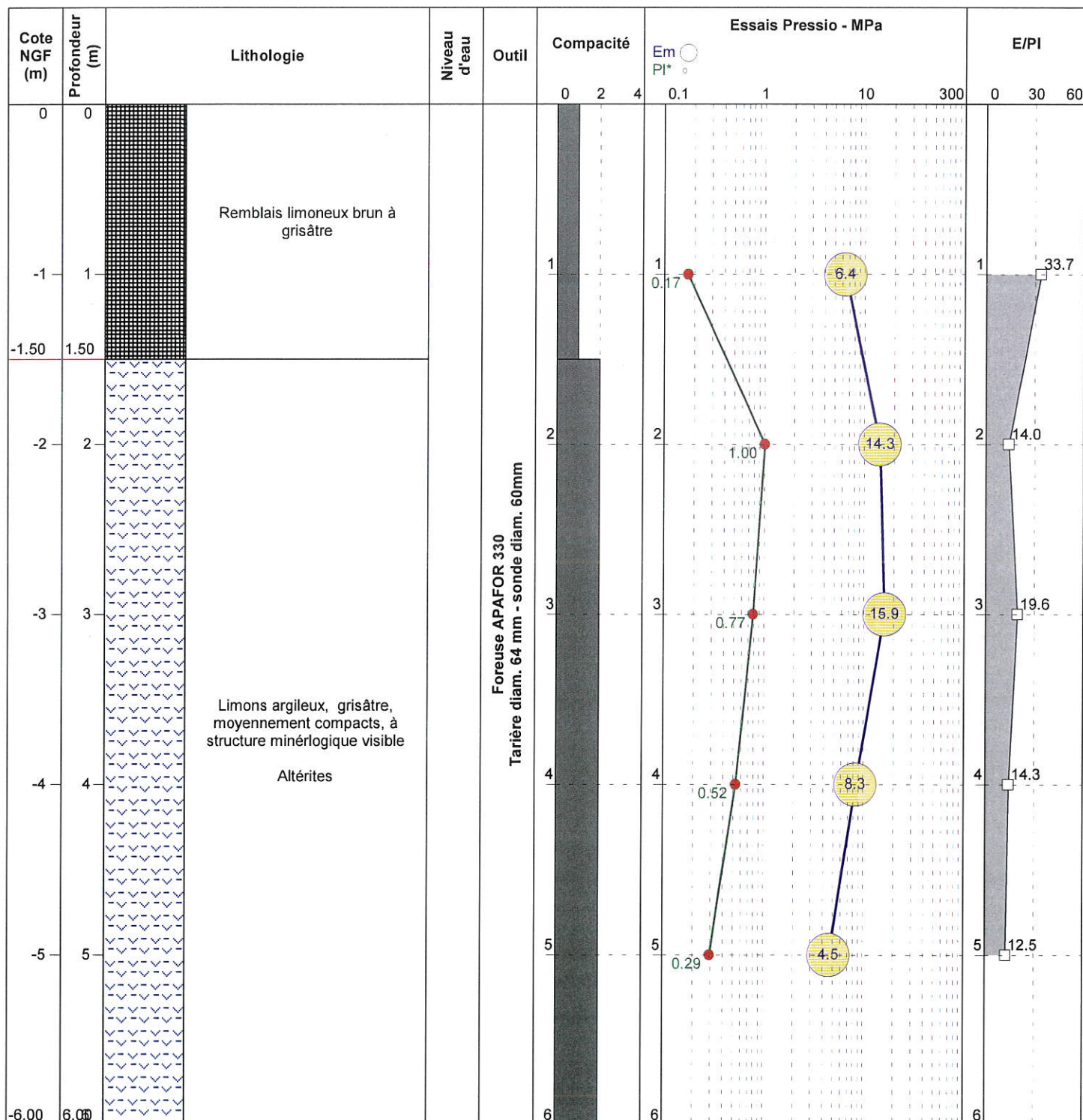
Opérateur : J. PITTET

Y : -

1/32

SONDAGE PRESSIOMETRIQUE : SPs2

EXGTE 3.16/GTE



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

Observations :

Arrêt du forage à 6,0 mètres de profondeur/TN.

Aucune nappe d'eau n'a été rencontrée jusqu'à la fin du sondage.

SEGC**SONDAGE PENETROMETRIQUE N° 1****CHANTIER :**

Algécos au CUFR de Dembéni

CLIENT :

Vice Rectorat

OPERATEUR :

Maoulida YSSOUF

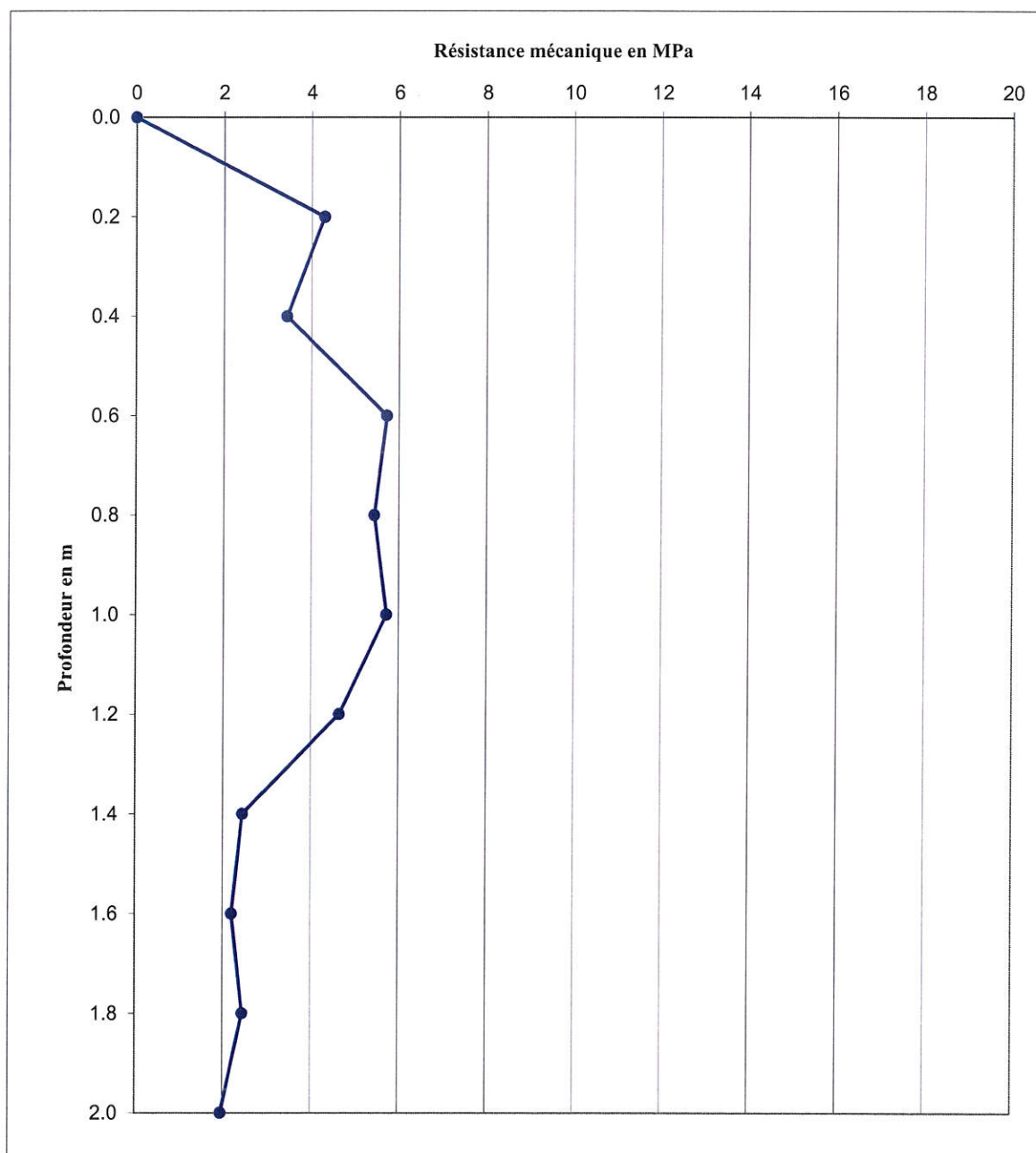
DOSSIER :

2784

DATE :

20/03/2017

Prof.	0.0	0.2	0.4	0.6	0.8	1.0	1.2	1.4	1.6	1.8	2.0
Rd	0.0	4.3	3.4	5.7	5.4	5.7	4.6	2.4	2.2	2.4	2.0

**ARRÊT OU REFUS :**

Arrêt du sondage

SEGC**SONDAGE PENETROMETRIQUE N° 2****CHANTIER :**

Algécos au CUFR de Dembéni

CLIENT :

Vice Rectorat

OPERATEUR :

Maoulida YSSOUF

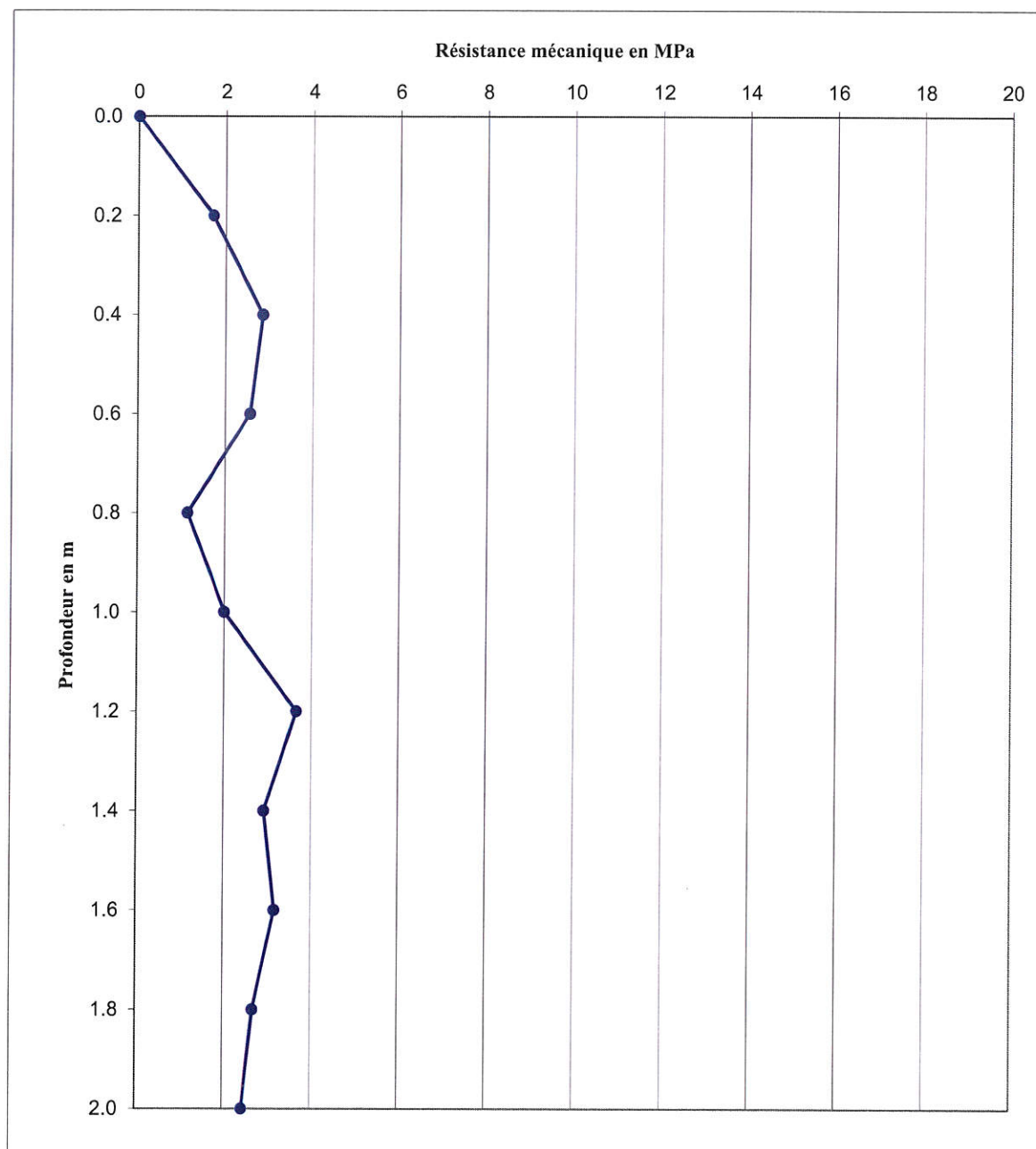
DOSSIER :

2784

DATE :

20/03/2017

Prof.	0.0	0.2	0.4	0.6	0.8	1.0	1.2	1.4	1.6	1.8	2.0
Rd	0.0	1.7	2.9	2.6	1.1	2.0	3.7	2.9	3.2	2.7	2.4

**ARRÊT OU REFUS :**

Arrêt du sondage

SEGC**SONDAGE PENETROMETRIQUE N° 3****CHANTIER :**

Algécos au CUFR de Dombéni

CLIENT :

Vice Rectorat

OPERATEUR :

Maoulida YSSOUF

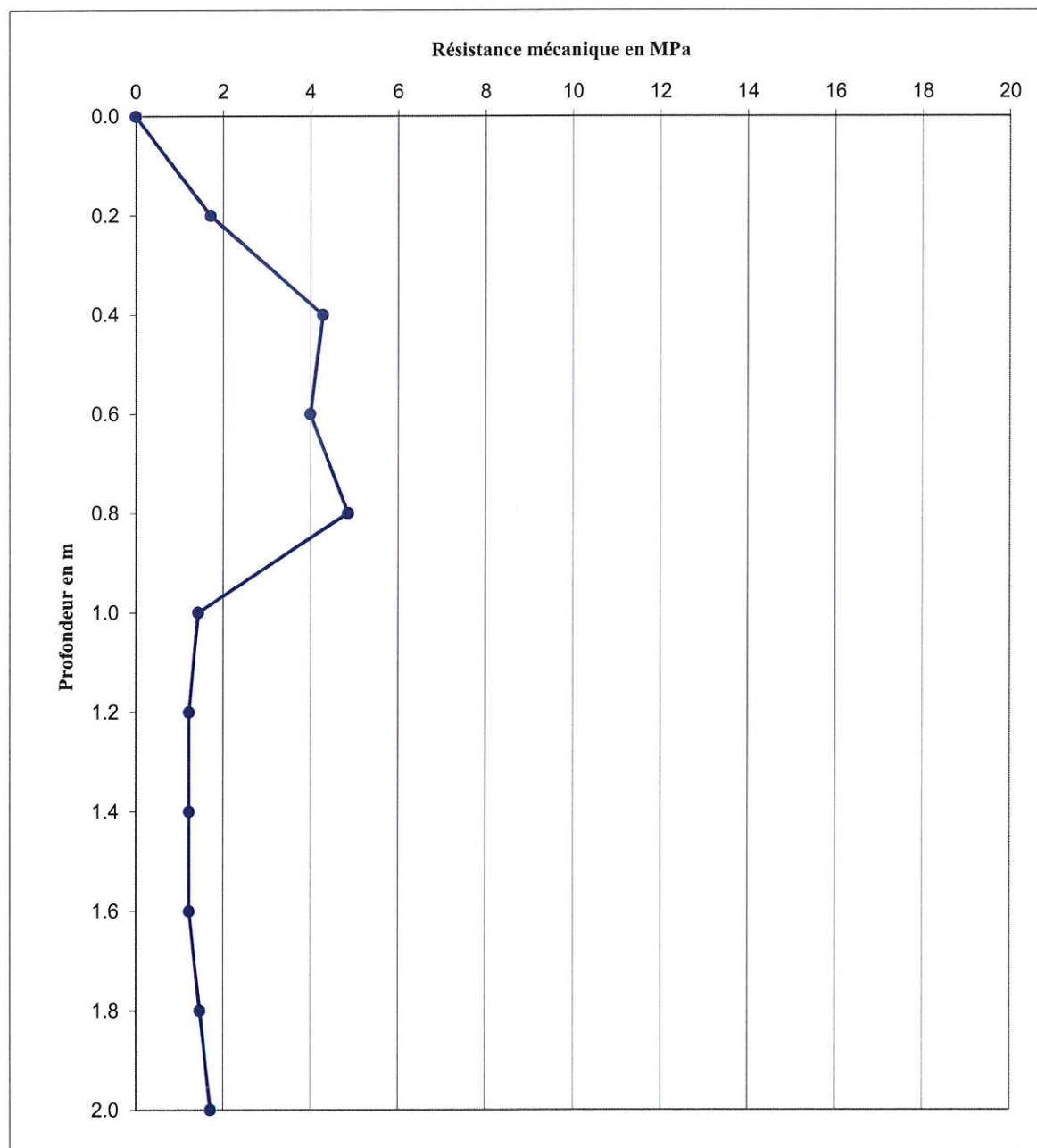
DOSSIER :

2784

DATE :

20/03/2017

Prof.	0.0	0.2	0.4	0.6	0.8	1.0	1.2	1.4	1.6	1.8	2.0
Rd	0.0	1.7	4.3	4.0	4.9	1.4	1.2	1.2	1.2	1.5	1.7

**ARRÊT OU REFUS :**

Arrêt du sondage

SEGC**SONDAGE PENETROMETRIQUE N° 4****CHANTIER :**

Algécos au CUFR de Dembéni

CLIENT :

Vice Rectorat

OPERATEUR :

Maoulida YSSOUF

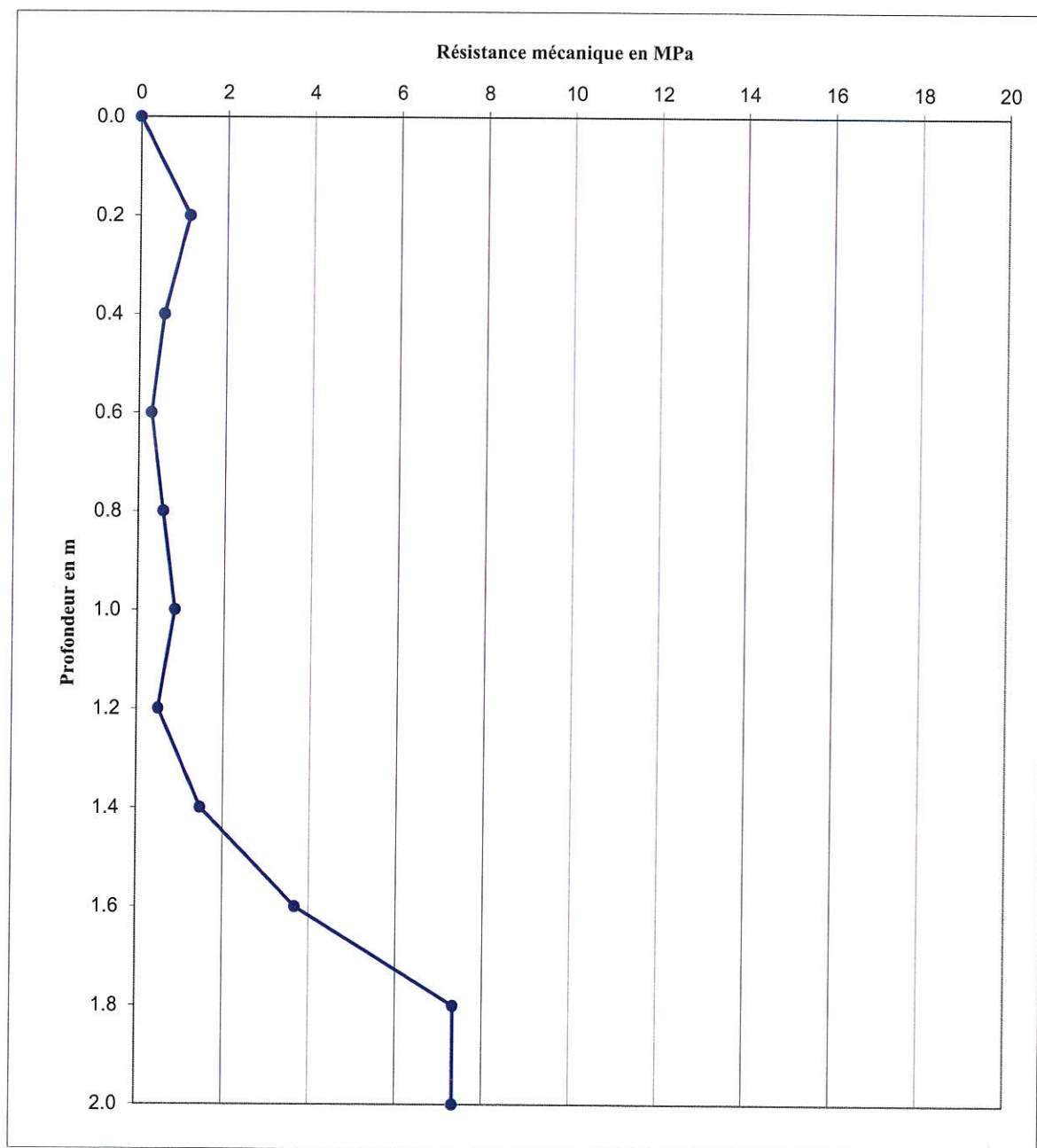
DOSSIER :

2784

DATE :

20/03/2017

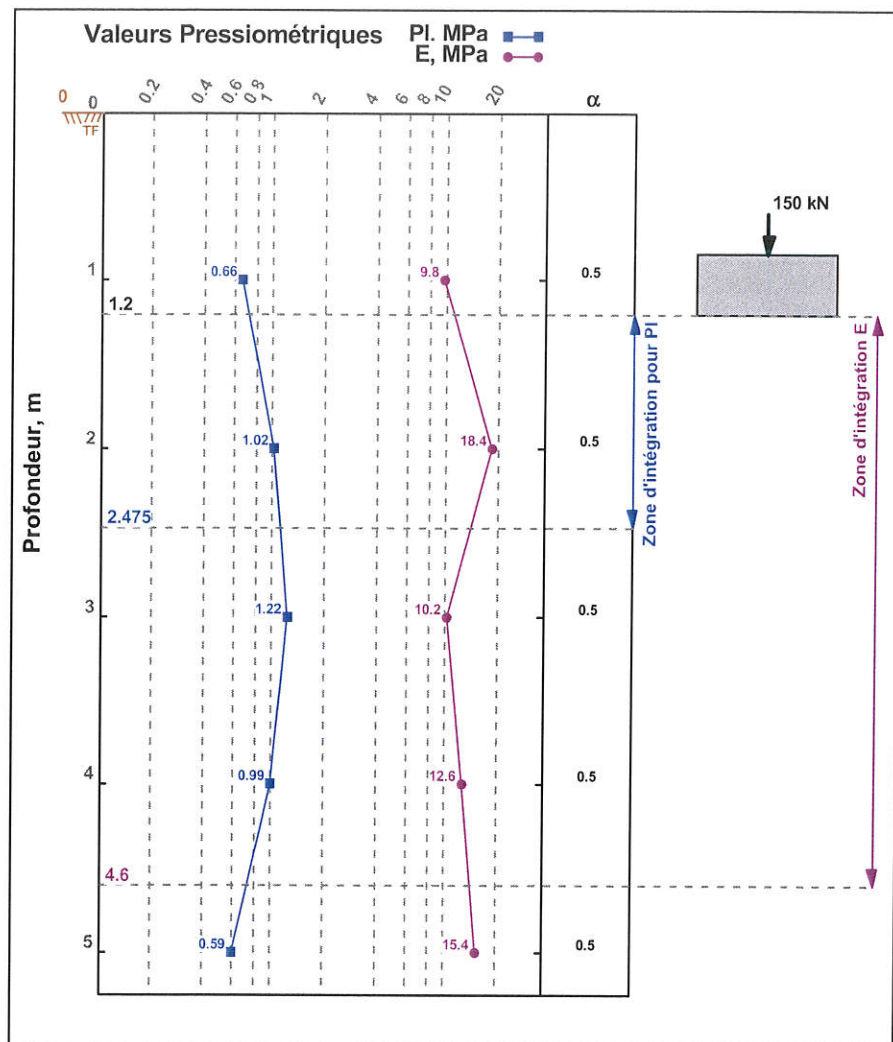
Prof.	0.0	0.2	0.4	0.6	0.8	1.0	1.2	1.4	1.6	1.8	2.0
Rd	0.0	1.1	0.6	0.3	0.6	0.9	0.5	1.5	3.7	7.3	7.3

**ARRÊT OU REFUS :**

Arrêt du sondage

ANNEXE V

ESTIMATION DES TASSEMENTS



Fondation

Largeur : 0.85 m

Encastrement : 1.2 m

Charge : 150 kN/ml

Inclinaison de la charge : 0°

Excentricité de la charge : 0 m

Paramètres des sols

Type de sol sous la fondation :

Argiles et limons A, craies A

Poids des terres au-dessus de la fondation :

18 kN/m³

$\alpha = 0.5$ (fixé)



GEOFOND® V1.15 du 03/12/2010 développé par GEOS

site web : <http://www.geos.fr> e-mail : info@geos.fr

GEOS Ingénieurs Conseils, Bâtiment Athena 1

Parc d'Affaires International, 74160 ARCHAMPS

Tél : 04 50 95 38 14

Fax : 04 50 95 99 36

Résultats de calcul : Capacité portante

$q_{min}(ELS) = 0.176 \text{ MPa}$; $q_{max}(ELS) = 0.176 \text{ MPa}$

$q_{min}(ELU) = 0.265 \text{ MPa}$; $q_{max}(ELU) = 0.265 \text{ MPa}$

$q_{ref}(ELS) = 0.176 \text{ MPa}$; $q_{ref}(ELU) = 0.265 \text{ MPa}$

Par la méthode du Fascicule 62

$q_{ref}(ELS) = 0.176 \text{ MPa}$; $q_{ref}(ELU) = 0.265 \text{ MPa}$

$P_{le}^* = 0.929 \text{ MPa}$

$D_e = 0.86 \text{ m}$

$q'_0 = 21.6 \text{ kPa}$

$K_p = 0.921$

$i_{\delta\beta} = 1$

$q'_u = 0.878 \text{ MPa}$

Capa. portante(ELS) = 0.307 MPa : vérifié

Capa. portante(ELU) non sismique = 0.45 MPa

Par la méthode du DTU 13.12

$P_{le}^* = 0.947 \text{ MPa}$

$K_p = 1$

$i_{\delta\beta} = 1$

$q'_u = 0.968 \text{ MPa}$

Capa. portante(ELS) = 0.323 MPa : vérifié

Capa. portante(ELU) non sismique = 0.484 MPa

Art. B.2.2

Ann. E.2.2

Ann. E.2.4

Art. B.3.1

Ann. B.1.3

Ann. F.1

Ann. B.1.2

Art. B.3.1

Art. B.3.1

Résultats de calcul : Tassement

Sous une contrainte $q_{ref} = 0.176 \text{ MPa}$

Par la méthode pressiométrique

$\sigma'_{v0} = 21.6 \text{ kPa}$

$E_c = 12.1 \text{ MPa}$

$E_d = 13.3 \text{ MPa}$

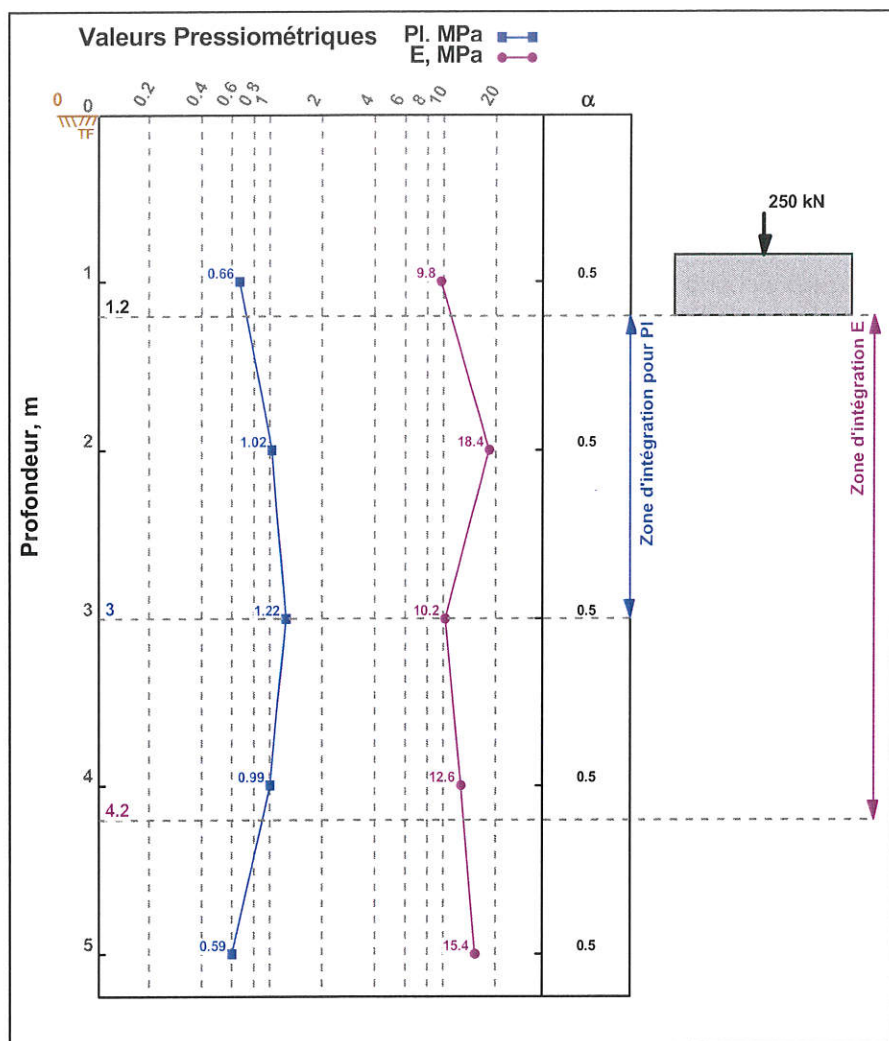
$\lambda_c = 1.5$

$\lambda_d = 2.65$

$S_c = 0.0904 \text{ cm}$

$S_d = 0.3 \text{ cm}$

$S_f = 0.39 \text{ cm}$



Fondation

Côté : 1.2 m

Encastrement : 1.2 m

Charge : 250 kN

Inclinaison de la charge : 0°

Excentricité de la charge : 0 m

Paramètres des sols

Type de sol sous la fondation :

Argiles et limons A, craies A

Poids des terres au-dessus de la fondation :
18 kN/m³

$\alpha = 0.5$ (fixé)

Fichier : SPs1.gfd



GEOFOND© V1.15 du 03/12/2010 développé par GEOS
site web : <http://www.geos.fr> e-mail : info@geos.fr

GEOS Ingénieurs Conseils, Bâtiment Athena 1
Parc d'Affaires International, 74160 ARCHAMPS

Tél : 04 50 95 38 14
Fax : 04 50 95 99 36

Résultats de calcul : Capacité portante

$q_{min}(ELS) = 0.174 \text{ MPa}$; $q_{max}(ELS) = 0.174 \text{ MPa}$
 $q_{min}(ELU) = 0.26 \text{ MPa}$; $q_{max}(ELU) = 0.26 \text{ MPa}$

$q_{ref}(ELS) = 0.174 \text{ MPa}$; $q_{ref}(ELU) = 0.26 \text{ MPa}$

Par la méthode du Fascicule 62

$q_{ref}(ELS) = 0.174 \text{ MPa}$; $q_{ref}(ELU) = 0.26 \text{ MPa}$

$P_{le}^* = 0.992 \text{ MPa}$

$D_e = 0.805 \text{ m}$

$q'_0 = 21.6 \text{ kPa}$

$K_p = 0.934$

$i_{\beta} = 1$

$q'_u = 0.949 \text{ MPa}$

Capa. portante(ELS) = 0.331 MPa : vérifié

Capa. portante(ELU) non sismique = 0.485 MPa

Par la méthode du DTU 13.12

$P_{le}^* = 0.991 \text{ MPa}$

$K_p = 1.07$

$i_{\beta} = 1$

$q'_u = 1.08 \text{ MPa}$

Capa. portante(ELS) = 0.36 MPa : vérifié

Capa. portante(ELU) non sismique = 0.54 MPa

Art. B.2.2

Ann. E.2.2

Ann. E.2.4

Art. B.3.1

Ann. B.1.3

Ann. F.1

Ann. B.1.2

Art. B.3.1

Art. B.3.1

Résultats de calcul : Tassement

Sous une contrainte $q_{ref} = 0.174 \text{ MPa}$

Par la méthode pressiométrique

$\sigma'_{v0} = 21.6 \text{ kPa}$

$E_c = 12.8 \text{ MPa}$

$E_d = 13.5 \text{ MPa}$

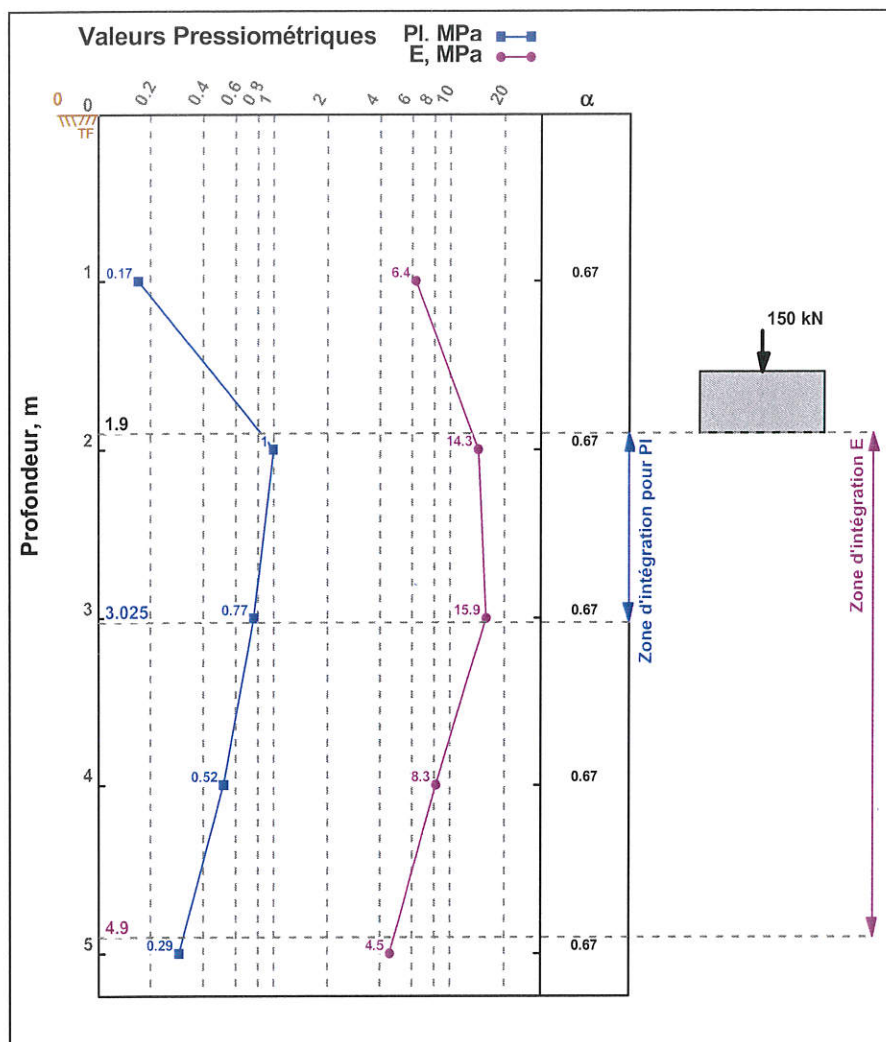
$\lambda_c = 1.1$

$\lambda_d = 1.12$

$S_c = 0.0872 \text{ cm}$

$S_d = 0.225 \text{ cm}$

$S_f = 0.312 \text{ cm}$



Fondation

Largeur : 0.75 m

Encastrement : 1.9 m

Charge : 150 kN/ml

Inclinaison de la charge : 0°

Excentricité de la charge : 0 m

Paramètres des sols

Type de sol sous la fondation :

Argiles et limons A, craies A

Poids des terres au-dessus de la fondation :

0 kN/m³

$\alpha = 0.67$ (fixé)



GEOFOND© V1.15 du 03/12/2010 développé par GEOS

site web : <http://www.geos.fr> e-mail : info@geos.fr

GEOS Ingénieurs Conseils, Bâtiment Athena 1

Parc d'Affaires International, 74160 ARCHAMPS

Tél : 04 50 95 38 14

Fax : 04 50 95 99 36

Résultats de calcul : Capacité portante

$q_{min}(ELS) = 0.2 \text{ MPa}$; $q_{max}(ELS) = 0.2 \text{ MPa}$

$q_{min}(ELU) = 0.3 \text{ MPa}$; $q_{max}(ELU) = 0.3 \text{ MPa}$

$q_{ref}(ELS) = 0.2 \text{ MPa}$; $q_{ref}(ELU) = 0.3 \text{ MPa}$

Par la méthode du Fascicule 62

$q_{ref}(ELS) = 0.2 \text{ MPa}$; $q_{ref}(ELU) = 0.3 \text{ MPa}$

$P_{le}^* = 0.878 \text{ MPa}$

$D_e = 0.751 \text{ m}$

$q'_0 = 0 \text{ kPa}$

$K_p = 0.92$

$i\delta\beta = 1$

$q'_u = 0.808 \text{ MPa}$

Capa. portante(ELS) = 0.269 MPa : vérifié

Capa. portante(ELU) non sismique = 0.404 MPa

Par la méthode du DTU 13.12

$P_{le}^* = 0.889 \text{ MPa}$

$K_p = 1$

$i\delta\beta = 1$

$q'_u = 0.889 \text{ MPa}$

Capa. portante(ELS) = 0.296 MPa : vérifié

Capa. portante(ELU) non sismique = 0.444 MPa

Art. B.2.2

Ann. E.2.2

Ann. E.2.4

Art. B.3.1

Ann. B.1.3

Ann. F.1

Ann. B.1.2

Art. B.3.1

Art. B.3.1

Résultats de calcul : Tassement

Sous une contrainte $q_{ref} = 0.2 \text{ MPa}$

Par la méthode pressiométrique

$\sigma'_{v0} = 0 \text{ kPa}$

$E_c = 14.2 \text{ MPa}$

$E_d = 12.4 \text{ MPa}$

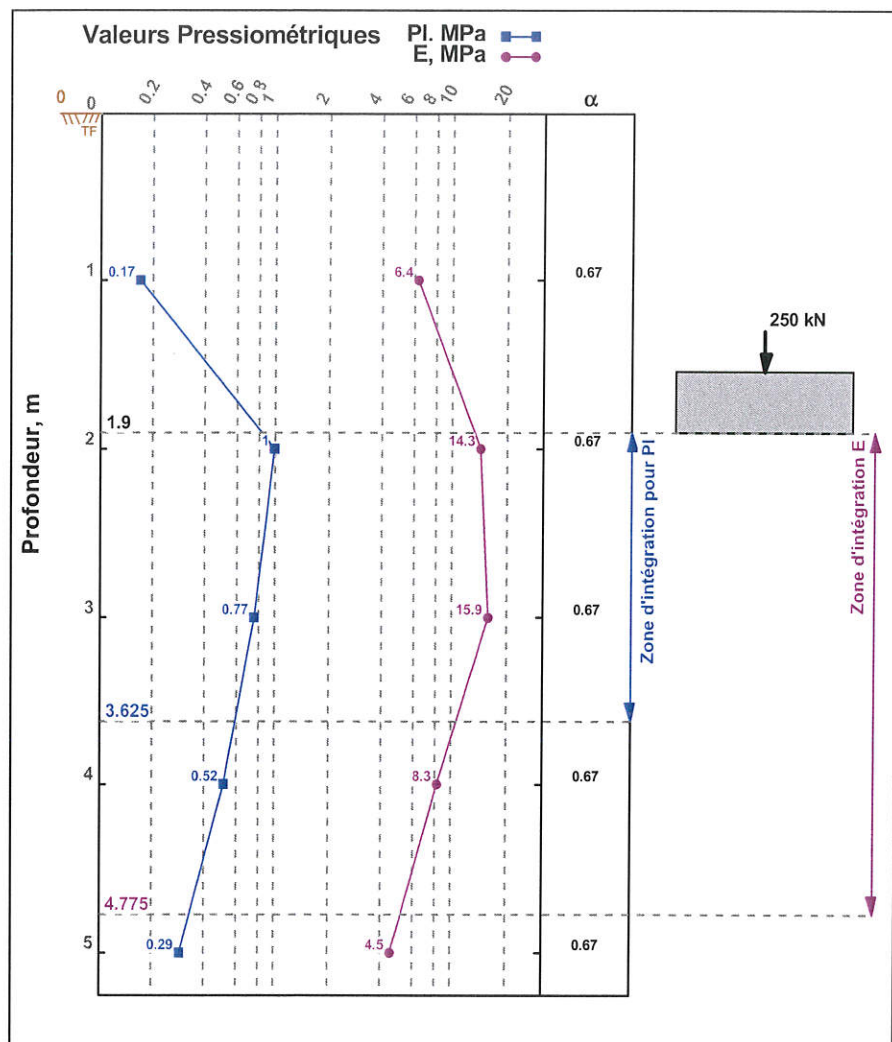
$\lambda_c = 1.5$

$\lambda_d = 2.65$

$S_c = 0.118 \text{ cm}$

$S_d = 0.479 \text{ cm}$

$S_f = 0.597 \text{ cm}$



Fondation

Côté : 1.15 m

Encastrement : 1.9 m

Charge : 250 kN

Inclinaison de la charge : 0°

Excentricité de la charge : 0 m

Paramètres des sols

Type de sol sous la fondation :

Argiles et limons A, craies A

Poids des terres au-dessus de la fondation :

0 kN/m³

$\alpha = 0.67$ (fixé)

Fichier : SPs2.gfd



GEOFOND® V1.15 du 03/12/2010 développé par GEOS

site web : <http://www.geos.fr> e-mail : info@geos.fr

GEOS Ingénieurs Conseils, Bâtiment Athena 1

Parc d'Affaires International, 74160 ARCHAMPS

Tél : 04 50 95 38 14

Fax : 04 50 95 99 36

Résultats de calcul : Capacité portante

$q_{min}(ELS) = 0.189 \text{ MPa}$; $q_{max}(ELS) = 0.189 \text{ MPa}$

$q_{min}(ELU) = 0.284 \text{ MPa}$; $q_{max}(ELU) = 0.284 \text{ MPa}$

$q_{ref}(ELS) = 0.189 \text{ MPa}$; $q_{ref}(ELU) = 0.284 \text{ MPa}$

Par la méthode du Fascicule 62

$q_{ref}(ELS) = 0.189 \text{ MPa}$; $q_{ref}(ELU) = 0.284 \text{ MPa}$

$P_{le}^* = 0.802 \text{ MPa}$

$D_e = 0.821 \text{ m}$

$q'_0 = 0 \text{ kPa}$

$K_p = 0.943$

$i_{\beta} = 1$

$q'_u = 0.757 \text{ MPa}$

Capa. portante(ELS) = 0.252 MPa : vérifié

Capa. portante(ELU) non sismique = 0.378 MPa

Par la méthode du DTU 13.12

$P_{le}^* = 0.809 \text{ MPa}$

$K_p = 1.1$

$i_{\beta} = 1$

$q'_u = 0.89 \text{ MPa}$

Capa. portante(ELS) = 0.297 MPa : vérifié

Capa. portante(ELU) non sismique = 0.445 MPa

Art. B.2.2

Ann. E.2.2

Ann. E.2.4

Art. B.3.1

Ann. B.1.3

Ann. F.1

Ann. B.1.2

Art. B.3.1

Art. B.3.1

Résultats de calcul : Tassement

Sous une contrainte $q_{ref} = 0.189 \text{ MPa}$

Par la méthode pressiométrique

$\sigma'_{v0} = 0 \text{ kPa}$

$E_c = 14.4 \text{ MPa}$

$E_d = 11.9 \text{ MPa}$

$\lambda_c = 1.1$

$\lambda_d = 1.12$

$S_c = 0.123 \text{ cm}$

$S_d = 0.353 \text{ cm}$

$S_f = 0.476 \text{ cm}$