

**SEGC**

MAYOTTE

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

**DÉPARTEMENT DE MAYOTTE**

**COMMUNE DE MAMOUDZOU**

**CONSTRUCTION DE LA STATION  
D'ÉPURATION D'EAU USÉES DE  
MAMOUDZOU SUD**

**VILLAGE DE TOUNDZOU II**

**SIEAM**

**ÉTUDE GÉOTECHNIQUE DE CONCEPTION  
MISSION DE TYPE G2 AVP COMPLÉMENTAIRE**

VERSION	DATE	RÉDACTEUR	VÉRIFICATEUR ET APPROBATEUR	OBSERVATIONS	DIFFUSION
a	13/09/2016	LM	IT		SIEAM

**SEPTEMBRE 2016**

**DOSSIER N°2696**

*Affaire suivie par L. MÜLLER*



# SOMMAIRE

<b>I. CADRE DE L'ÉTUDE.....</b>	<b>1</b>
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 (rappel).....	5
I.6. Risques naturels (actualisés depuis le dossier précédent).....	7
<b>II. RÉSULTATS DE LA RECONNAISSANCE.....</b>	<b>8</b>
II.1. Contenu de la reconnaissance.....	8
II.2. Nature du sol et du sous-sol.....	8
II.3. Essais pressiométriques.....	8
II.4. Classification des matériaux meubles.....	9
II.5. Essais de cisaillement.....	10
<b>III. HYDROGÉOLOGIE.....</b>	<b>10</b>
III.1. Eaux de surface.....	10
III.2. Eaux souterraines.....	11
<b>IV. SYNTHÈSE LITHOLOGIQUE.....</b>	<b>13</b>
<b>V. SYNTHÈSE GÉOTECHNIQUE.....</b>	<b>15</b>
V.1. Terrassements généraux.....	15
V.1.1. Déblais/remblais.....	15
V.1.2. Rippabilité.....	16
V.1.3. Réutilisation des matériaux.....	16
V.2. Fondations dans le cadre de la solution 1.....	18
V.2.1. Principes de fondation du clarificateur.....	18
V.2.2. Calcul de la contrainte limite du sol :.....	18
V.2.3. Portance, poinçonnement du sol et tassement :.....	19
V.2.4. Mode de fondation.....	20
V.3. Fondations dans le cadre de la solution 2.....	21
V.3.1. Principes de fondation du clarificateur.....	21
V.3.2. Calcul de la contrainte limite du sol :.....	21
V.3.3. Portance et poinçonnement du sol :.....	22
V.3.4. Calculs des tassements sous fondations (E.L.S.) :.....	23
V.3.5. Mode de fondation du bassin d'aération.....	23
V.4. Vérification du système de digues de lagunage.....	24
V.4.1. Principes de l'ouvrage.....	24
V.4.2. Calculs des tassements sous remblais :.....	25
V.4.3. Conclusion concernant la zone de lagunage.....	25
V.5. Solution à retenir dans le cadre de cette opération.....	26
V.6. Stabilité des talus.....	26
V.6.1. Caractéristiques intrinsèques des matériaux.....	26
V.6.2. Sismique.....	27

V.6.3.	Condition hydraulique .....	27
V.6.4.	Présentation des résultats .....	27
V.6.5.	Talus verticaux à court terme .....	27
V.6.6.	Talus à long terme.....	28
V.7.	<i>Ouvrages de soutènement</i> .....	29
<b>VI.</b>	<b>REMARQUES ET RECOMMANDATIONS GÉNÉRALES .....</b>	<b>30</b>
<b>VII.</b>	<b>CONCLUSIONS .....</b>	<b>30</b>

# 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**

**ANNEXE VI : RÉSULTATS TALREN V5**

## LISTE DES FIGURES

Figure 1 : Extrait du plan N°01b-solution 1 .....	3
Figure 2 : Extrait du plan N°01c-solution 1 .....	3
Figure 3 : Extrait du plan N°02b-solution 2 .....	4
Figure 4 : Extrait du plan N°02c-solution 2 .....	4
Figure 5 : Graphique de l'évolution de la nappe d'eau .....	11
Figure 6 : Coupes lithologiques de la zone d'étude (dossier SEGC Mayotte n°2562 de novembre 2015) .....	14
Figure 7 : profil lithologique de principe de la zone d'étude .....	14
Figure 8 : Extrait de la coupe de la solution réalisée par ENTECH.....	15
Figure 9 : Plan de masse du clarificateur en solution 1.....	18
Figure 10 : Extrait du plan de masse du clarificateur en solution 2 .....	21
Figure 11 : Extrait du plan de masse et localisation du clarificateur .....	24
Figure 12 : Coupe technique de la zone du clarificateur .....	24
Figure 13 : Coupe des ouvrages et du talus .....	26
Figure 14 : Talus en remblai à reprendre .....	28
Figure 15 : Coupe de principe d'un ouvrage de soutènement .....	30

## LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1 : volumes de déblais/remblais pour les terrassements .....	5
Tableau 2 : Synthèse des cartes d'aléa de la zone d'étude .....	7
Tableau 3 : Présentation des résultats d'essais pressiométriques .....	9
Tableau 4 : Analyses des matériaux meubles et classement GTR .....	10
Tableau 5 : Résultats des essais de cisaillements.....	10
Tableau 6 : Données des relevés piézométriques.....	11
Tableau 7 : Détails des classements GTR.....	16
Tableau 8 : Contrainte calculée au droit du sondage SPs3.....	19
Tableau 9 : Portance et poinçonnement .....	20
Tableau 10 : Calcul de la contrainte au droit du sondage SPs1 .....	22
Tableau 11 : Portance et poinçonnement .....	23
Tableau 12 : Calcul des tassements .....	23
Tableau 13 : Calcul des tassements .....	25
Tableau 14 : Caractéristique géotechnique des différents matériaux du site .....	29

# ÉTUDE GÉOTECHNIQUE COMPLÉMENTAIRE

## I. CADRE DE L'ÉTUDE

### I.1. Contexte et objectif

Dans le cadre du projet de construction de la future station d'épuration d'eau usées du Sud de la Commune de Mamoudzou, du côté de la rive droite de la rivière Mro oua Kwalé à proximité de la route nationale RN2 en direction de Dombéni, sur la Commune de OUANGANI, le SIEAM a confié au bureau d'études SEGC MAYOTTE la réalisation d'une mission complémentaire.

Cette mission fait suite et vient compléter l'étude géotechnique de conception (G1+G2AVP), dossier SEGC Mayotte n°2562 de novembre 2015<sup>1</sup>. Il s'agit, sur la base de l'étude précédente d'étudier les possibilités de faisabilités géotechniques des nouvelles implantations retenues par le bureau d'études ENTECH.

Les objectifs de l'étude sont :  
(Missions normalisées type G1 + G2 AVP - cf. annexe I)

- la détermination de la nature et de l'épaisseur des matériaux présents ;
- l'évaluation de leurs caractéristiques géotechniques ;
- les préconisations techniques en termes de terrassement, de stabilité des talus, de soutènement et de fondations.

**Date d'intervention : le 19 août 2016**

### I.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 tarières 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 ;
- la Norme NF P 94-071 portant sur la procédure de réalisation des essais de cisaillement rectiligne à la boîte de Casagrande.

#### Réalisation du dossier (Mission 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 ;

<sup>1</sup> La présente étude ne remplace pas la précédente, les deux études sont à prendre en considération.

- La norme NF P 94-262 d'application nationale de l'EUROCODE 7 portant sur la justification des fondations profondes ;
- 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 P11-711 – DTU 13.12 portant sur les règles pour le calcul des fondations superficielles.

### ***1.3. Documents remis***

- ❖ Plan N°01a – Plan général de la station d'épuration projetée – solution 1 – APS – de juin 2016 au 1/1 250° ;
- ❖ Plan N°01b – Zoom de la station d'épuration projetée – solution 1 – APS – de juin 2016 au 1/600° ;
- ❖ Plan N°01c – Coupe AA de la station d'épuration projetée – solution 1 – APS – de juin 2016 au 1/500° en longueur et 1/200° en altitude ;
- ❖ Plan N°02a – Plan général de la station d'épuration projetée – solution 2 – APS – de juin 2016 au 1/1 250° ;
- ❖ Plan N°02b – Zoom de la station d'épuration projetée – solution 2 – APS – de juin 2016 au 1/600° ;
- ❖ Plan N°02c – Coupe AA de la station d'épuration projetée – solution 2 – APS – de juin 2016 au 1/500° en longueur et 1/200° en altitude ;

### ***1.4. Le projet***

Le projet consiste en la réalisation d'une STEP au Sud de la Commune de Mamoudzou, cette station d'épuration doit permettre d'assainir les eaux usées de la population des villages du Sud de la Commune de Mamoudzou notamment les villages de Kwalé, Tsoundzou I, Tsoundzou II et Passamainty.

Suite aux conclusions de l'étude précédente (cf. dossier SEGC Mayotte n°2562/15), l'implantation des ouvrages du projet à été modifié selon deux options.

Ce nouveau positionnement vise à s'affranchir, tant que faire ce peut, des formations de mauvaises qualités géotechniques, rencontrées dans la zone d'études.

De plus, pour des raisons techniques et afin de réduire les descentes de charges, un système de lagunage sera mise en œuvre.

Seul l'emplacement des ouvrages "en dur" varie en fonction de la solution choisie.

Les deux solutions proposées par le bureau d'études sont les suivantes (Figure 1 à Figure 6) :

**Solution 1 :**

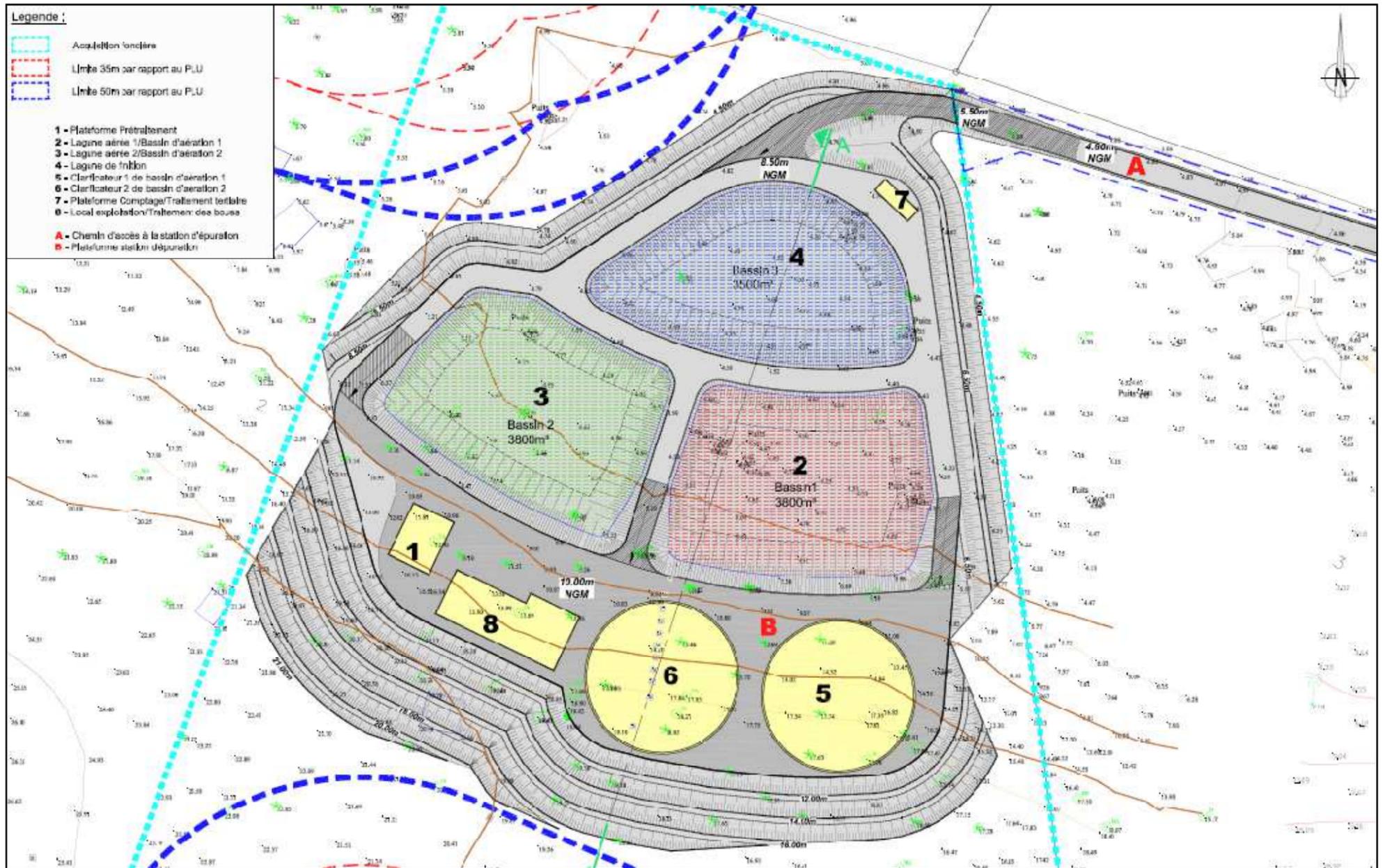


Figure 1 : Extrait du plan N°01b-solution 1

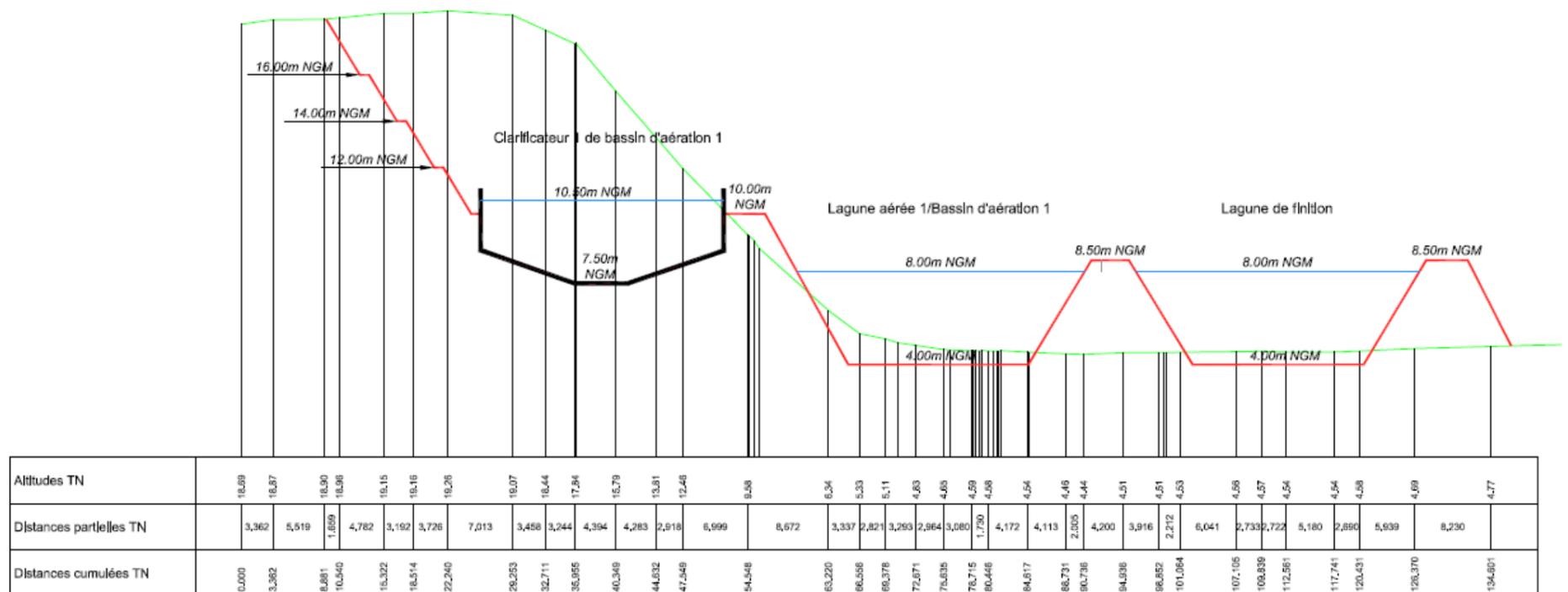
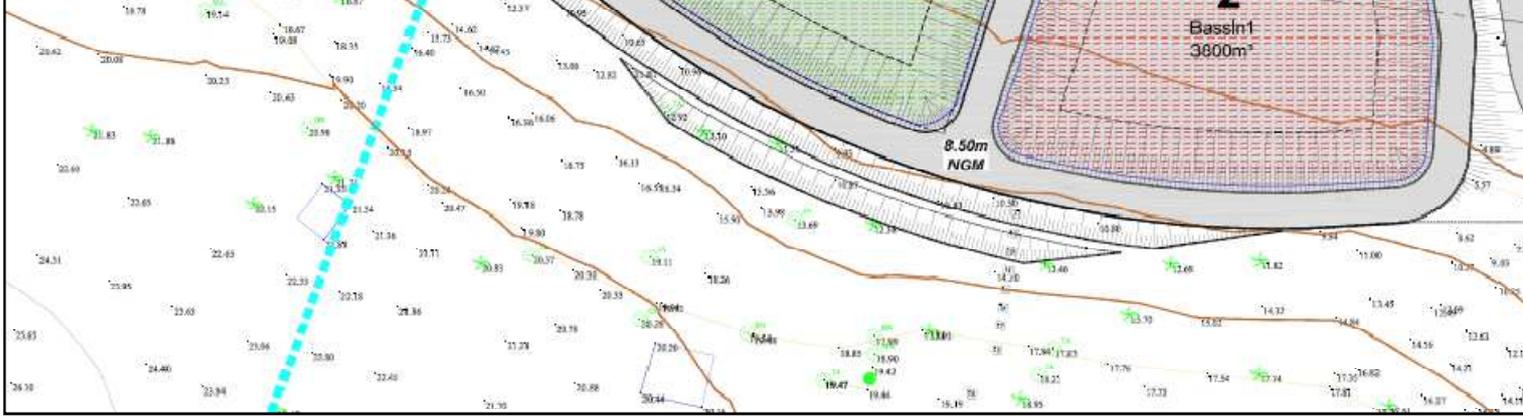
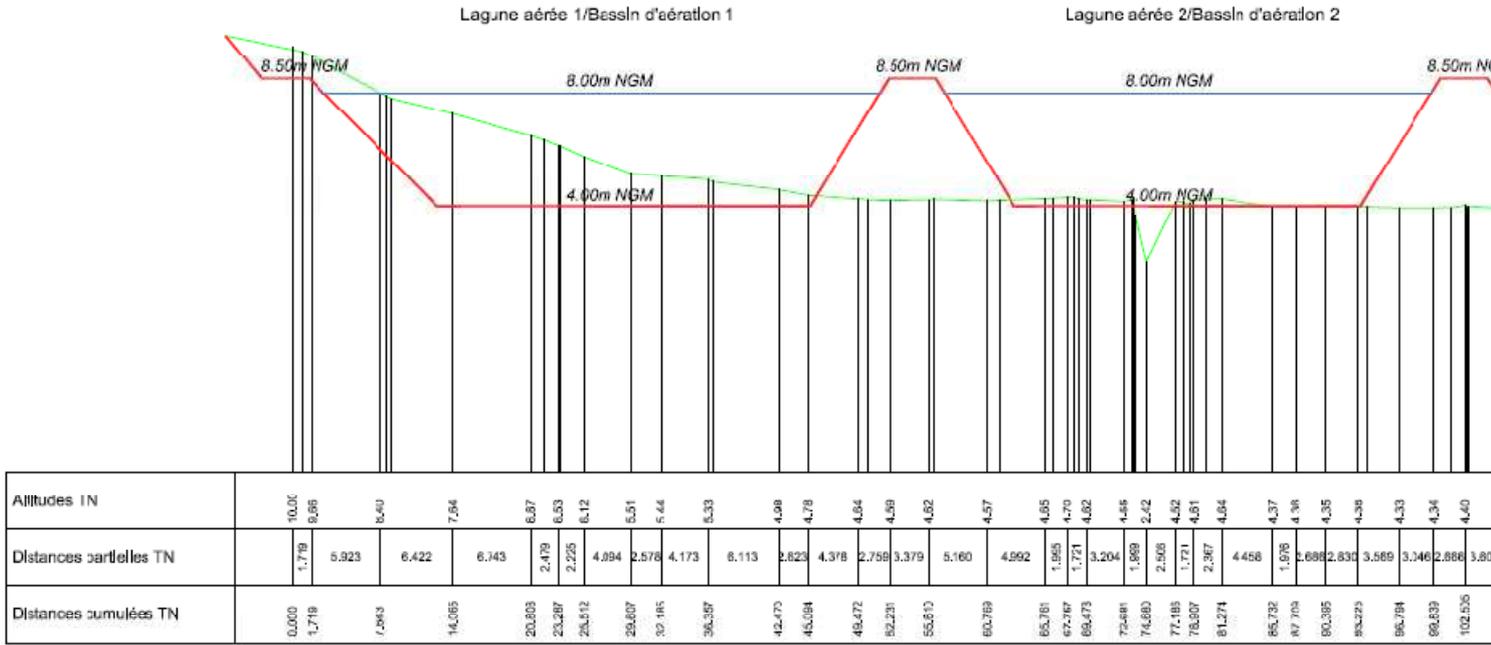


Figure 2 : Extrait du plan N°01c-solution 1



**Figure 3 : Extrait du plan N°02b-solution 2**



**Figure 4 : Extrait du plan N°02c-solution 2**

**Solution 1 :**

Il s'agit d'implanter les ouvrages à fortes descentes de charges au droit du talus naturel après terrassement de ce dernier dans un but d'accrocher des sols plus portants.

Cette solution va entraîner la création de talus en déblais pour le terrassement de la plate forme accueillant les ouvrages. Ainsi que des talus en remblais pour la création des digues ceinturant les zones de lagunages.

Concernant les terrassements prévus dans le cadre de cette solution, le tableau suivant donne les volumes de déblais et de remblais mis en jeu (Tableau 1).

**Tableau 1 : volumes de déblais/remblais pour les terrassements**

Zone de terrassement	Déblais* (m <sup>3</sup> )	Remblais (m <sup>3</sup> )
Versant	21 969	46
Plaine alluviale	3 451	13 720

\*Les déblais comprennent également les décapages de terre végétale (Source : volume estimée par Entech)

Dans le versant, les déblais correspondent aux terres à enlever pour la création de la plateforme destinée à recevoir les ouvrages.

Les remblais dans la plaine alluviale correspondent aux digues en terre prévue pour la zone de lagunage.

**Solution 2 :**

Les ouvrages "en dur" seront implantés sur une plate forme en remblais venant surmonter le terrain naturel. Le tout sera localisé dans la plaine alluviale.

Les terrassements seront limités et les talus seront quasi uniquement en remblais pour la création des digues et de la plateforme accueillant les autres ouvrages.

Concernant les terrassements prévus, cette solution va entraîner des remblais de l'ordre de 7 183 m<sup>3</sup> et des décapages (pas de déblais) d'environ 937 m<sup>3</sup>.

Dans le cadre de cette étude la vérification géotechnique se limitera à l'ouvrage le plus critique en termes de descentes de charge, à savoir les clarificateurs dont les dimensions sont données ci-après.

- Diamètre de l'ouvrage : 21,2 mètres
- Diamètre du radier : 21,8 mètres
- Surface du radier : 373,25 m<sup>2</sup>
- Hauteur enterrée y compris radier : 2,7 mètres
- Descentes de charges : 2 186,96 tonnes soit 5,86 t/m<sup>2</sup>

### **1.5. Cadre naturel (rappel)**

*D'après les cartes morpho-pédologique (LATRILLE, 1981) au 1/50 000<sup>ème</sup> et géologique (B.R.G.M., 2013) au 1/30 000<sup>ème</sup> de l'île de Mayotte, la zone d'étude s'insère dans deux unités morpho-pédologique distinctes. La partie Sud de la zone d'étude (versant) est localisée dans une unité du volcanisme tertiaire ancien en amphithéâtre de type, versant à coulées bouseuses non ou peu décapées, de forme en croissant à versants profilés en gradins plus ou moins convexes.*

*Les matériaux rencontrés dans cette unité caractérisent le volcanisme ancien indifférencié (basaltes conglomérats, cendres, phonolites).*

*Du côté Nord, la zone d'étude forme une plaine qui s'insère dans une unité morpho-pédologique de formes d'accumulation détritiques quaternaires de type plaines littorales.*

*Les matériaux de cette zone caractérisent des glaciés d'épandages sous la forme d'alluvions fines provenant surtout des altérites ferrallitiques et déposées en plusieurs phases.*

*Le Sud de la zone d'étude au niveau du versant est composé d'isaltérites de brèches et panneaux glissés.*

*D'un point de vue morphologique, la zone d'étude est principalement constituée d'une plaine alluviale cotée Nord. Cette zone relativement plate est bordée au sud par un relief relativement localisé d'axe Sud-Est, Nord-Ouest (**Erreur ! Source du renvoi introuvable.**).*

*Ce relief, présente des pentes comprises entre 10° et 30°. Localement on observe des pentes allant jusqu'à 40°. En moyenne, les pentes observées sont d'environ 20°.<sup>2</sup>*

Dans le cadre de cette étude, les investigations se sont concentrées au droit du versant du fait de la nouvelle localisation du projet et des données déjà récoltées.

Le versant est libre de culture hormis quelques bananiers et maniocs. On y observe de grands arbres et quelques détritiques.

Il a également été observé un abri traditionnel en briques au sommet du versant.

En surface, des blocs basaltiques de taille variable mais toujours inférieur au mètre sont visibles et augmentent en concentration en allant vers l'Ouest et le Nord-ouest.

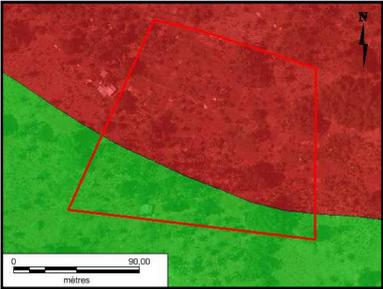
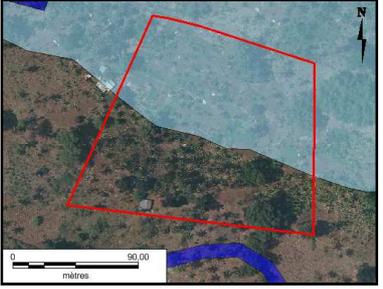
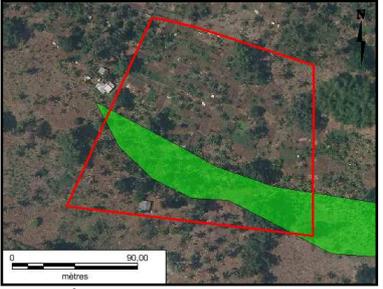
Pour la réalisation du sondage pressiométrique, une plateforme a été créée à l'aide d'un tractopelle. Les talus créés à cette occasion ont permis d'observer des formations bréchiques fortement altérées et ferrallitisées en surface et montrant des structures bréchiques plus évidentes avec la profondeur.

---

<sup>2</sup> Pour plus de précision concernant le cadre naturel de la zone d'études dans son ensemble, se reporter à l'étude précédente (dossier SEGC Mayotte n°2562/15).

**1.6. Risques naturels (actualisés depuis le dossier précédent)**

**Tableau 2 : Synthèse des cartes d'aléa de la zone d'étude**

Extrait des cartes d'aléa du BRGM		Niveau d'aléa
 <p><i>Aléa Sismique (effets de site lithologique) Source : BRGM, 2009</i></p>	<p><b>Aléa sismique - effets de site lithologique</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li><span style="display: inline-block; width: 15px; height: 15px; background-color: #90EE90; border: 1px solid black; margin-right: 5px;"></span> Faible</li> <li><span style="display: inline-block; width: 15px; height: 15px; background-color: #FF6347; border: 1px solid black; margin-right: 5px;"></span> Fort</li> <li><span style="display: inline-block; width: 15px; height: 15px; background-color: #6495ED; border: 1px solid black; margin-right: 5px;"></span> Moyen</li> </ul>	<p>Effets de site lithologique <b>fort</b>.</p>
 <p><i>Aléa Sismique (liquéfaction des sols) Source : BRGM, 2009</i></p>	<p><b>Aléa sismique - liquéfaction des sols</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li><span style="display: inline-block; width: 15px; height: 15px; background-color: #FFDAB9; border: 1px solid black; margin-right: 5px;"></span> Faible à nul</li> <li><span style="display: inline-block; width: 15px; height: 15px; background-color: #FF6347; border: 1px solid black; margin-right: 5px;"></span> Fort</li> <li><span style="display: inline-block; width: 15px; height: 15px; background-color: #90EE90; border: 1px solid black; margin-right: 5px;"></span> Moyen</li> </ul>	<p>Susceptibilité à la liquéfaction des sols <b>faible à nul</b>.</p>
 <p><i>Aléa mouvement de terrain - Source : BRGM, 2015</i></p>	<p><b>Aléa mouvement de terrain</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li><span style="display: inline-block; width: 15px; height: 15px; background-color: #FFFFFF; border: 1px solid black; margin-right: 5px;"></span> Aléa nul - Mouvement de terrain</li> <li><span style="display: inline-block; width: 15px; height: 15px; background-color: #A9A9A9; border: 1px solid black; margin-right: 5px;"></span> Aléa faible à modéré - Mouvement de terrain indifférencié</li> <li><span style="display: inline-block; width: 15px; height: 15px; background-color: #FFFF00; border: 1px solid black; margin-right: 5px;"></span> Aléa moyen - Glissement de terrain</li> <li><span style="display: inline-block; width: 15px; height: 15px; background-color: #FF8C00; border: 1px solid black; margin-right: 5px;"></span> Aléa fort - Glissement de terrain</li> </ul>	<p>Aléa <b>nul</b> à <b>fort</b>, de glissement de terrain</p>
 <p><i>Aléa Inondation et surcote cyclonique - Source : BRGM, 2015</i></p>	<p><b>Aléa inondation</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li><span style="display: inline-block; width: 15px; height: 15px; background-color: #ADD8E6; border: 1px solid black; margin-right: 5px;"></span> Faible</li> <li><span style="display: inline-block; width: 15px; height: 15px; background-color: #6495ED; border: 1px solid black; margin-right: 5px;"></span> Moyen</li> <li><span style="display: inline-block; width: 15px; height: 15px; background-color: #6495ED; border: 1px solid black; margin-right: 5px;"></span> Fort</li> </ul> <p><b>Aléa submersion marine d'origine cyclonique</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li><span style="display: inline-block; width: 15px; height: 15px; background-color: #FF8C00; border: 1px solid black; margin-right: 5px;"></span> Aléa MOYEN Submersion marine d'origine cyclonique</li> <li><span style="display: inline-block; width: 15px; height: 15px; background-color: #FF00FF; border: 1px solid black; margin-right: 5px;"></span> Aléa FORT Submersion marine d'origine cyclonique</li> </ul>	<p>Aléa d'inondation <b>faible à nul</b> sur la parcelle.</p> <p>Aléa <b>nul</b> de submersion ne marine d'origine cyclonique.</p>
 <p><i>Aléa Érosion - Source : BRGM, 2009</i></p>	<p><b>Aléa érosion</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li><span style="display: inline-block; width: 15px; height: 15px; background-color: #8FBC8F; border: 1px solid black; margin-right: 5px;"></span> fort</li> <li><span style="display: inline-block; width: 15px; height: 15px; background-color: #90EE90; border: 1px solid black; margin-right: 5px;"></span> moyen</li> </ul>	<p>Aléa d'érosion <b>moyen</b> localisé.</p>

## II. RÉSULTATS DE LA RECONNAISSANCE

### II.1. Contenu de la reconnaissance

Outre l'observation de la zone d'étude et des existants, la reconnaissance a comporté<sup>3</sup> :

- Un (1) sondage à la tarière pour des essais pressiométriques (SPs) ;  
(Tarière mécanique à sec – diamètre 63 mm – Pressiomètre Ménard) ;
- Trois (3) analyses en laboratoire pour une classification du sol selon le GTR-92 (GTR) ;
- Deux (2) prélèvements d'échantillon pour des essais de cisaillement ;  
(Essai de cisaillement à la boîte de Casagrande de type CD) ;

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

L'ensemble des sondages et prélèvements effectués sur le versant du site d'étude (cf. liste ci-avant) montrent la coupe terrain suivante.

Sous un couvert de terre végétale de quelques centimètres (< 0,2 m), on observe des limons sablo-argileux, rougeâtres devenant marron à grisâtre, fortement compacts à éléments volcaniques hétérogènes de taille millimétrique

L'épaisseur de ces limons est d'au moins 16,3 mètres.

Ces limons caractérisent les **isaltérites de brèches**.

**Remarques** : Une nappe d'eau a été interceptée à partir de 12,5 mètres de profondeur/TN.

Des blocs basaltiques de taille inférieure au mètre sont visibles de manière éparse au droit du versant.

Aucun refus sur bloc ou substratum rocheux n'a été rencontré jusqu'à 16,5 mètres de profondeur/TN.

### II.3. Essais pressiométriques

Un sondage à la tarière mécanique a été réalisé dans le versant au droit de la zone d'implantation des futurs ouvrages de la solution 1, jusqu'à 16,5 mètres de profondeur/TN, pour un total de 16 essais pressiométriques (Tableau 3).

<sup>3</sup> Cette reconnaissance a été effectuée afin d'obtenir plus d'informations sur les sols composant le versant de la zone d'étude. Elle vient compléter les investigations de la précédente étude qui s'étaient arrêtées au pied du versant.

**Tableau 3 : Présentation des résultats d'essais pressiométriques**

SPs1				
Côte = + 17,5 m NGM			Profondeur forage = 16,5 m/TN	
Profondeur (m/TN)	Em (MPa)	PI* (MPa)	Em/PI	Formation concernée
-1,0	43,9	1,63	26,8	Isaltérite de brèches
-2,0	18,4	1,48	12,3	
-3,0	18,3	1,17	15,3	
-4,0	12,1	0,72	16,0	
-5,0	15,9	0,97	15,6	
-6,0	44,4	1,45	29,6	
-7,0	11,3	1,02	10,4	
-8,0	66,2	1,36	46,1	
-9,0	27,9	1,62	16,4	
-10,0	67,0	1,68	38,0	
-11,0	18,8	1,91	9,4	
-12,0	75,0	1,95	36,5	
-13,0	14,6	1,07	12,3	
-14,0	103,7	1,92	50,4	
-15,0	122,1	1,94	58,4	
-16,0	43,9	1,63	26,8	

**Commentaires :**

- Les isaltérites de brèches
  - La formation montre des portances fortes ( $0,72 \leq PI^* \leq 1,95$  MPa) ;
  - Les modules pressiométriques indiquent que ces matériaux sont peu à pas compressibles ( $11,3 \leq Em \leq 122,1$  MPa) ;
  - Les rapports Em/PI montrent des matériaux sur consolidés.

**Remarques :** Les caractéristiques géotechnique de la formation rencontrée dans le versant sont bonne à très bonne et relativement homogènes. En outre elles sont bien corrélées avec celles mesurées dans la même formation lors de l'étude précédente.

**II.4. Classification des matériaux meubles**

En vue d'une classification (G.T.R. 92) des matériaux meubles, trois essais d'identification ont été réalisés par le laboratoire de SEGC MAYOTTE, dans les divers matériaux présents au droit de la zone d'étude (Tableau 4).

**Tableau 4 : Analyses des matériaux meubles et classement GTR**

N° d'échantillon	GTR1	GTR2	GTR3
Formations	Alluvions fines	Isaltérite de brèches	Isaltérite de brèches
Profondeur de prélèvement	0,50m/TN	1,00 m/TN	0,50 m/TN
<b>Teneur en eau naturelle (en %)</b>	29,0	30,3	27,5
<b>Proctor normal, Teneur en eau à l'OPN (en %)</b>	27,6	36,1	31,2
<b>Valeur au bleu V.B.S</b>	0,87	0,22	0,20
<b>Granulométrie</b>			
D max.	6 mm	6,3 mm	20 mm
< 0,08 mm (en %)	89,7	96,9	76,4
< 2 mm (en %)	99,2	99,0	87,4
<b>Classification NF P 11-300 :</b>	<b>A<sub>1</sub>m</b>	<b>A<sub>1</sub>s</b>	<b>A<sub>1</sub>s</b>

**Remarque :** Les analyses ont été réalisées à des profondeurs relativement faibles dans les matériaux limoneux susceptibles d'être réutilisés en remblais ou en couche de forme.

Les résultats de ces analyses viennent compléter celles réalisées lors de l'étude précédentes.

### II.5. Essais de cisaillement

Deux essais de cisaillement à la boîte de Casagrande à long terme (Essais C.D.) ont été réalisés par le laboratoire de la SEGC MAYOTTE dans la formation rencontrée au droit du versant (Tableau 5).

Les tableaux ci-après présentent les valeurs de cohésion et d'angle de frottement interne obtenues.

**Tableau 5 : Résultats des essais de cisaillements**

Numéro du prélèvement	CD1	CD2
Matériau	Isaltérite de brèche	Isaltérite de brèche
Profondeur de prélèvement	0,5 m/TN	0,5 m/TN
<b>Cisaillement CD :</b>		
Cohésion $C'$	22 kPa	16 kPa
Angle de frottement interne $\Phi'$	31,0°	32,0°

## III. HYDROGÉOLOGIE

### III.1. Eaux de surface

D'après les cartes d'aléas du BRGM (2015), le nord du site du projet, est concerné par un aléa inondation faible par débordement de cours d'eau ou de ravine.

Aucun aléa de submersion marine d'origine cyclonique n'est à signaler sur l'ensemble de la parcelle.

Aucune présence de ravinement n'a pu être observée sur l'ensemble de la zone d'étude du fait du remodelage du terrain pour les cultures.

### III.2. Eaux souterraines

Lors de l'étude précédente, de nombreuses données ont été recueillies concernant la nappe d'eau de la zone d'étude. Cette étude avait eu lieu en début de saison des pluies.

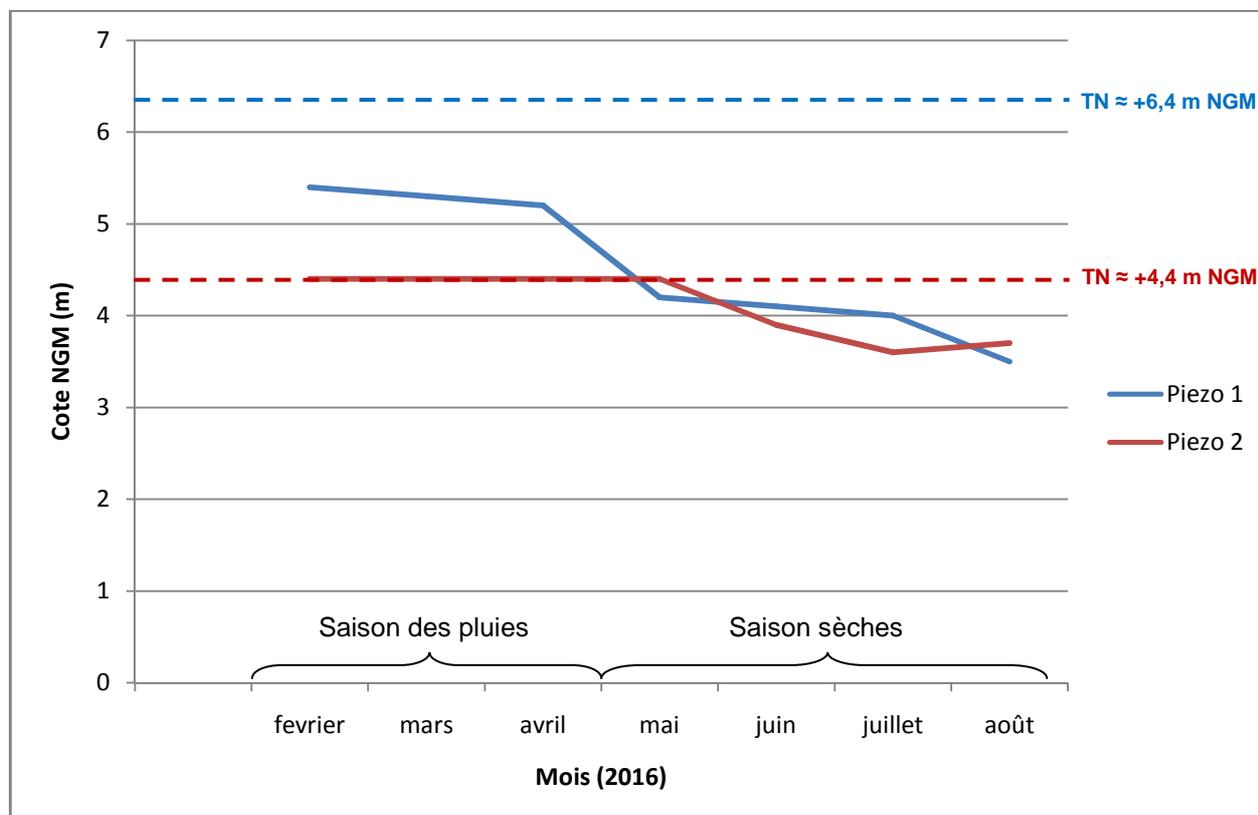
En outre, un suivi piézométrique de la zone d'étude a été réalisé à raison d'un relevé par mois.

Ce suivi (toujours en cours) donne les variations de la cote de la nappe d'eau suivantes (Tableau 6) :

**Tableau 6 : Données des relevés piézométriques**

Piézo 1	1	2	3	4	5	6	7	8
Date	20/01/2016	23/02/2016	30/03/2016	26/04/2016	18/05/2016	22/06/2016	22/07/2016	30/08/2016
Heure	10h30	15h00	16h00	15h00	16h00	11h30	15h30	8h00
Profondeur/TN	1.00	1.10	1.20	2.20	2.30	2.40	2.90	3.30
Cote NGM	+5,4 m	+5,3 m	+5,2 m	+4,2 m	+4,1 m	+4,0 m	+3,5 m	+3,1 m
Commentaires	Flaques en surface mais sous le massif en béton	Plus de flaques	Quelques flaques en contre bas du massif	Moins de flaques d'eau en contre bas	Pas d'eau en surface	Pas d'eau en surface		
Piézo 2	1	2	3	4	5	6	7	8
Date	20/01/2016	23/02/2016	30/03/2016	26/04/2016	18/05/2016	22/06/2016	22/07/2016	30/08/2016
Heure	10h30	15h00	16h00	15h00	16h00	11h30	15h30	8h00
Profondeur/TN	0.00	0.00	0.00	0.00	0.50	0.80	0.70	0.60
Cote NGM	+4,4m	+4,4m	+4,4m	+4,4m	+3,9m	+3,6m	+3,7m	+3,8m
Commentaires	Eau présente en surface plot béton submergé	Eau présente en surface plot béton submergé	Eau présente en surface plot béton submergé	Eau présente en surface mais plot béton plus submergé	Pas d'eau en surface cultures remise en œuvre	Pas d'eau en surface cultures remise en œuvre		

Il est à noter que le piézomètre n°1 est situé en pied de talus à la cote NGM +6,4 mètres et le piézomètre n°2 est à peu près au centre de la pleine alluviale à la cote NGM +4,4 mètres.



**Figure 5 : Graphique de l'évolution de la nappe d'eau**

De janvier à avril 2016 la cote du niveau de la nappe d'eau est située quelques centimètres au dessus du TN dans la plaine alluviale. Depuis l'entrée dans la saison sèche, la cote de la nappe d'eau s'abaisse, avec la saison sèche la nappe descend (actuellement environ 0,6 mètre de profondeur/TN) tout en restant proche de la surface (Figure 5).

Au pied du talus, la nappe d'eau n'ait jamais plus haute que 1,0 mètre de profondeur/TN même au plus fort de la saison des pluies.

Concernant le sondage effectué au droit du versant dans le cadre de la présente étude, la nappe d'eau a été interceptée à partir de 12,5 mètres de profondeur/TN soit la cote NGM +5,0 mètres.

On rappellera que lors de l'étude précédente, l'ensemble des cotes de la nappe d'eau mesurées était compris entre +0,90 mètre NGM et +5,30 mètres NGM.

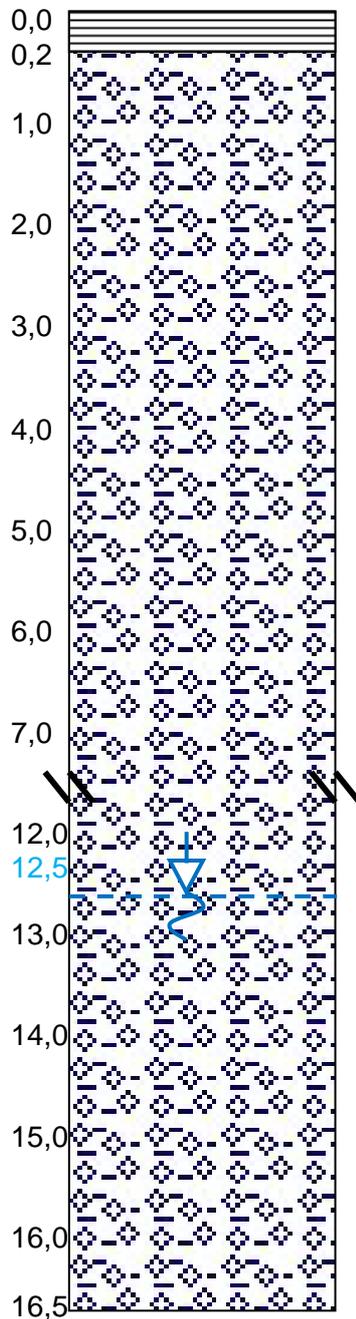
La réaction de la nappe d'eau n'est pas exactement la même selon la localisation du piézomètre dans le temps.

Une étude hydrogéologique avec essai de pompage longue durée permettrait de mieux caractériser la nappe d'eau au droit du projet (type, alimentation, débit de pointe, ...).

## IV. SYNTHÈSE LITHOLOGIQUE

Les observations de terrain et sondages pressiométriques réalisés sur site permettent de tracer la coupe du versant suivante :

### Profondeur (m/TN)



### Lithologie et caractéristiques mécaniques

- Terre végétale
- Isaltérite de brèches
  - $11,3 \leq E_m \leq 122,1$  MPa
  - $0,72 \leq PI^* \leq 1,95$  MPa
  - GTR : A<sub>1s</sub>
  - CD :  $16 \leq C' \leq 22$  kPa ;  $31^\circ \leq \Phi' \leq 32^\circ$

- Limite de la reconnaissance à la tarière mécanique

### Observations :

Aucun refus sur blocs ou sur le substratum basaltique n'a été rencontré en sondage jusqu'à 16,5 mètres de profondeur/TN.

Aux jours de la reconnaissance du site, une nappe d'eau ou venue d'eau a été observée à partir de 12,5 m de profondeur/TN dans le versant.

Pour rappel, l'ensemble de la zone d'étude avait été investiguées lors de l'étude précédente. Dans ce cadre, trois ensembles lithologiques on été mis en évidence dont les coupes, issues du précédent rapport, sont indiquées ci-après (Figure 6).

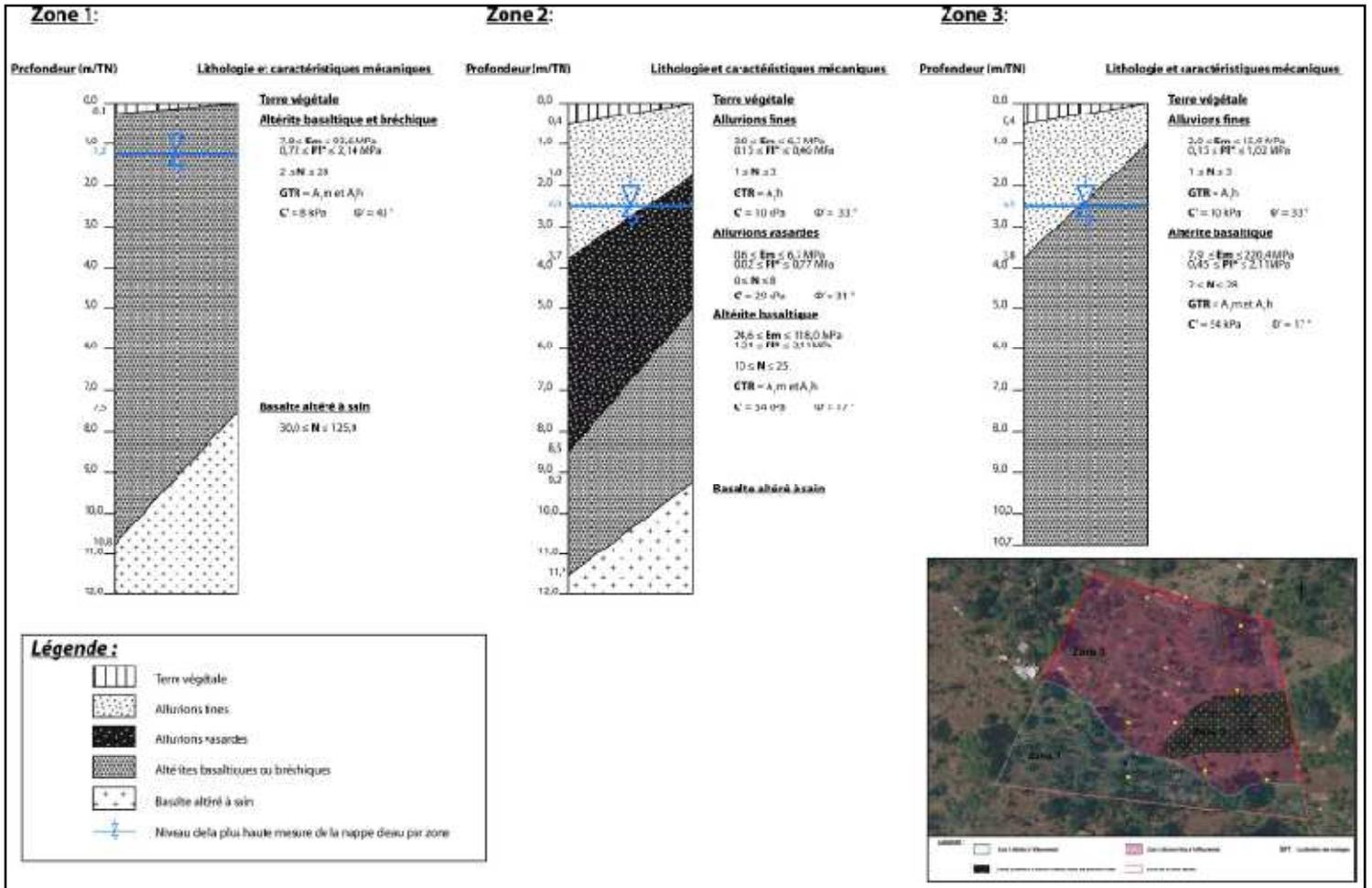


Figure 6 : Coupes lithologiques de la zone d'étude (dossier SEGC Mayotte n°2562 de novembre 2015)

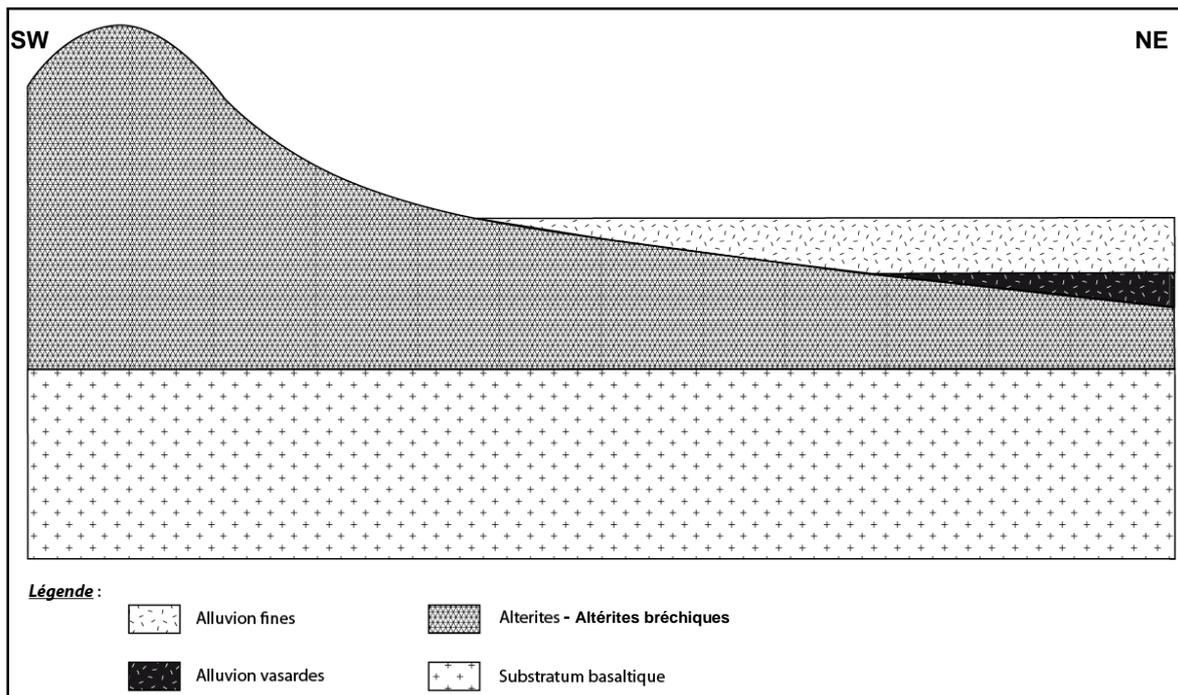


Figure 7 : profil lithologique de principe de la zone d'étude (dossier SEGC Mayotte n°2562 de novembre 2015)

La zone 1 correspond au pied du versant investigué dans le cadre de la présente étude. On y observe la même formation (brèches altérées) en surface. Les sondages ont permis de montrer la présence du substratum basaltique à partir de 8,0 à 10,8 mètres de profondeur/TN.

Les zones 2 et 3 caractérisent la plaine alluviale et montrent des formations d'alluvions surmontant de l'altérite. Au droit de la zone 2 (située la plus à l'Est), une formation d'alluvion vasarde vient s'intercaler entre les alluvions et les altérites (Figure 8).

D'un point de vu géotechnique les formations d'altérites et d'altérites béchiques ont les meilleurs caractéristiques. Les formations d'alluvions fines et vasardes présentent de mauvaises caractéristiques géotechniques et sont compressibles.

## V. SYNTHÈSE GÉOTECHNIQUE

### V.1. Terrassements généraux

#### V.1.1. Déblais/remblais

Très peu de remblais sont visibles sur la zone d'étude. Les terrassements varient fortement en fonction de la solution retenue.

#### **Solution 1 :**

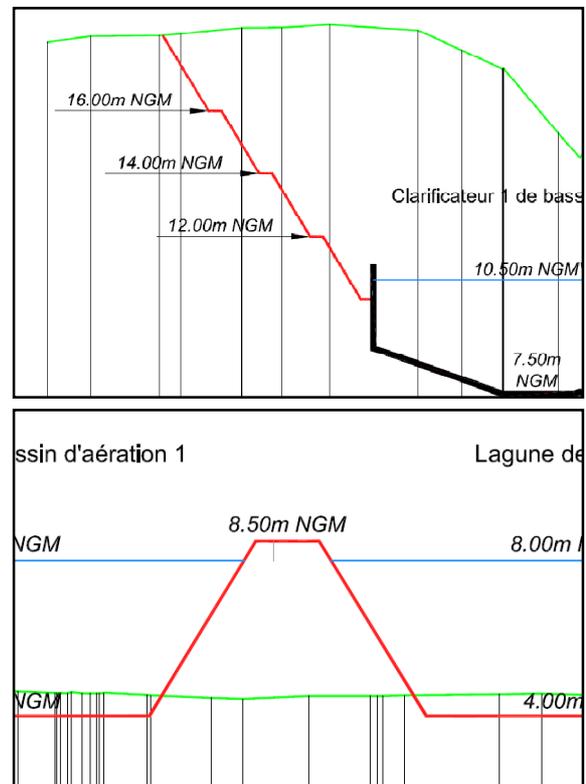
Cette solution se caractérise par des déblais importants et prévoit la création de talus.

Le versant doit être terrassé afin de créer une plateforme générale calée à + 10,0 mètres NGM (Figure 8).

En outre, des remblais seront réalisés pour la création des digues de la zone de lagunage.

En amont des ouvrages, un talus d'environ 8,0 mètres de hauteur doit être réalisé par redans de deux mètres de hauteur ayant une pente de 2V/3H et une banquette horizontale de 1,0 mètre entre chaque redans.

Des talus en remblais de 4,5 mètres à 6,0 mètres de hauteur seront créés avec des pentes de 2V/3H dans la zone de lagunage.



**Figure 8 : Extrait de la coupe de la solution réalisée par ENTECH**

#### **Solution 2 :**

Ici les terrassements sont moins importants et consistent principalement en la création de talus en remblais de 4,3 mètres de hauteur (Figure 8). Peu de déblais sont à attendre avec cette solution hormis en pied de versant et pour le décapage de la terre végétale.

Dans cette solution, l'ensemble des ouvrages est inséré dans des remblais.

Seul des bangas en tôles sont visibles sur l'ensemble de la zone d'étude. Aucune construction en dur n'a été repérée, par conséquent aucun déblai de destruction n'est à attendre.

### V.1.2. Rippabilité

Lors de l'étude précédente, il est indiqué que les terrassements pourront se faire à l'aide d'engins classiques.

Les nouvelles investigations effectuées dans le talus n'ont pas révélées la présence de blocs d'une taille susceptible de nécessiter l'utilisation d'un B.R.H..

En outre le sondage à la tarière mécanique effectuée au droit du versant n'a subi aucun refus sur les 16,5 premiers mètres de profondeur/TN.

Il en résulte donc que très peu de déblais rocheux sont à attendre. En outre étant donné l'absence d'existant aucune démolition ne sera à prévoir. L'utilisation d'un B.R.H. (Brise Roche Hydraulique) ne sera pas nécessaire pour la réalisation des terrassements.

### V.1.3. Réutilisation des matériaux

#### V.1.3.1. Réutilisation des matériaux en remblais

Les analyses en laboratoire réalisées par SEGC Mayotte dans les alluvions fines (plaine alluviale et dans les isaltérites de brèches (versant) ont permis de classer ces matériaux respectivement dans la catégorie **A<sub>1m</sub>** et **A<sub>1s</sub>** selon la norme NF P 11-300 (Tableau 7).

Les limons peu plastiques de classe A<sub>1</sub>, au sens du G.T.R. 92, sont des sols qui changent brutalement de consistance pour de faibles variations de teneur en eau, en particulier lorsque leur W<sub>N</sub> (teneur en eau naturelle) est proche du W<sub>OPN</sub> (teneur en eau à l'Optimum Protor Normal).

Le temps de réaction aux variations de l'environnement hydrique et climatique est relativement court. Mais la perméabilité pouvant varier dans de larges limites selon la granulométrie, la plasticité et la compacité, le temps de réaction peut tout de même varier assez largement.

**Tableau 7 : Détails des classements GTR**

Sol	Observations générales	Situation météorologique	Conditions d'utilisation en remblai	Code E G W T R C H
<b>A<sub>1m</sub></b>	Ces sols s'emploient facilement mais sont très sensibles aux conditions météorologiques qui peuvent très rapidement interrompre le chantier à cause d'un excès de teneur en eau ou au contraire conduire ç un matériau sec difficile à compacter.	Pluie forte	Situation ne permettant pas la mise en remblai avec des garanties de qualité suffisantes	NON
		Pluie faible	E : extraction frontale C : compactage moyen H : remblai de hauteur moyenne (≤ 10 m)	2 0 0 0 2 2
		Ni pluie ni évaporation importante	C : compactage moyen	0 0 0 0 2 0
		Évaporation importante	<b>Solution 1 : utilisation en l'état</b> C : compactage intense	0 0 3 0 2 0
<b>Solution 2 : utilisation en l'état</b> W : arrosage pour maintien de l'état C : compactage moyen	2 0 0 0 1 0			

Sol	Observations générales	Situation météorologique	Conditions d'utilisation en remblai	Code E G W T R C H
<b>A<sub>1s</sub></b>	Ces sols sont difficiles à compacter. Il faut au moins éviter de réduire leur teneur en eau et pour des remblais de grande hauteur un changement de leur état hydrique est nécessaire.	Pluie forte	Situation ne permettant pas la mise en remblais avec des garanties de qualité suffisante	NON
		Pluie faible	E : extraction en couches R : couches minces C : compactage moyen H : remblai de hauteur moyenne (≤ 10 m)	1 0 0 0 1 2 2
		Ni pluie ni évaporation importante	<b>Solution 1 : humidification dans la masse</b> W : humidification pour changement d'état R : réglage en couches minces C : compactage moyen	0 0 4 0 1 2 0

			<b>Solution 2 : emploi en l'état</b> C : compactage intense H : remblai de hauteur moyenne ( $\leq 10$ m)	0 0 0 0 1 2
		Évaporation importante	<b>Solution 1 : arrosage superficiel</b> W : arrosage superficiel pour maintien de l'état C : compactage intense H : remblai de faible hauteur ( $\leq 5$ m)	0 0 3 0 0 1 1
			<b>Solution 2 : extraction avec arrosage superficiel</b> E : extraction frontale W : arrosage superficiel C : compactage intense H : remblai de hauteur moyenne ( $\leq 10$ m)	2 0 3 0 0 1 2
			<b>Solution 3 : humidification dans la masse</b> W : humidification pour changement d'état R : couche mince C : compactage intense H : remblai de hauteur moyenne ( $\leq 10$ m)	0 0 4 0 1 1 2

Rubrique	Code	Conditions d'utilisation
E Extraction	0	Pas de condition particulière à recommander
	1	Extraction en couches (0,1 à 0,3 m)
	2	Extraction frontale (pour un front de taille > 1 à 2 m)
G Action sur la granularité	0	Pas de condition particulière à recommander
	1	Élimination des éléments > 800 m
	2	Élimination des éléments > 250 mm pour traitement
W Action sur la teneur en eau	3	Fragmentation complémentaire après extraction
	0	Pas de condition particulière à recommander
	1	Réduction de la teneur en eau par aération
	2	Essorage par mise en dépôt provisoire
T Traitement	3	Arrosage pour maintien de l'état
	4	Humidification pour changer d'état
	0	Pas de condition particulière à recommander
R Régilage	1	Traitement avec un réactif ou un additif adaptés
	2	Traitement à la chaux seule
	0	Pas de condition particulière à recommander
C Compactage	1	Couches minces (20 à 30 cm)
	2	Couches moyennes (30 à 50 cm)
	3	Compactage intense
H Hauteur des remblais	2	Compactage moyen
	0	Compactage faible
	1	Pas de condition particulière à recommander
	2	Remblai de hauteur ( $\leq 5$ m)
	2	Remblai de hauteur moyenne ( $\leq 10$ m)

**Remarque** : Lors de la précédente étude, des classifications des matériaux au sens de la norme NF P 11-300 avaient été réalisées dans les alluvions et les altérites de la zone d'étude et avait permis de classer les alluvions en **A<sub>1h</sub>** et les altérites en **A<sub>1m</sub>**.

On constate que seul l'état hydrique des matériaux a varié entre les deux vagues d'analyses.

### V.1.3.2. Réutilisation des matériaux en couches de formes

L'utilisation des matériaux de **classe A<sub>1</sub>** en couche de forme, n'est pas possible en l'état. Une modification de la nature et/ou de l'état de ces limons par des techniques de mise en œuvre appropriées est obligatoirement nécessaire (traitement par liant hydraulique).

### V.1.3.3. Définition des matériaux pouvant être mis en œuvre

Les remblais originaires des matériaux du site ne pourront servir d'assise à aucun ouvrage géotechnique (fondations de bâtiment ou dallages) ou autres ouvrages de Génie Civil (Mur de soutènement,...).

Seuls les matériaux d'apport peu ou insensible à l'eau pourront servir en couche d'assise, tels que la grave GNT 0/31.5 (B<sub>3</sub> selon le guide SETRA) pour le hérissonnage ou les graves GNT 0/100 ou 0/80 (D<sub>2</sub> selon le guide SETRA) pour les substitutions de sol en cas d'anomalie lithologique non observée ou de comblements d'approfondissement.

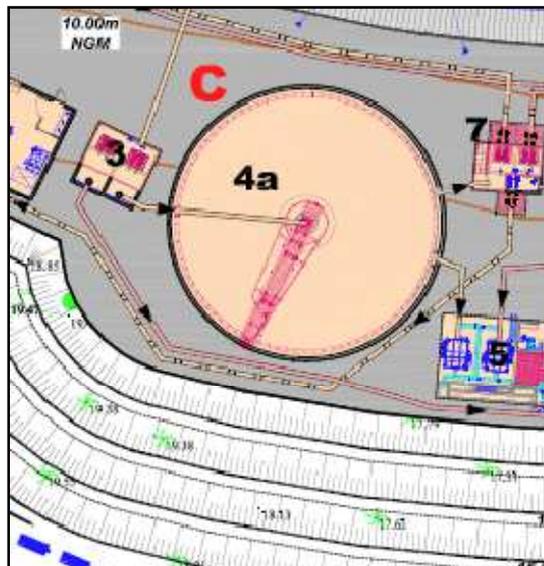
Dans le cas de mise en œuvre de remblai technique, l'épaisseur minimum de grave GNT 0/100 ou 0/80 sera d'au moins 0,60 mètre sous fondation. Les critères des essais à la plaque de type LCPC demandés sur le fond de forme avant la mise en œuvre du remblai technique seront  $EV1 \geq 30 \text{ MPa}$  avec  $EV2/EV1 \leq 2,0$ . Les critères finaux sur la dernière couche du remblai technique seront  $EV1 \geq 50 \text{ MPa}$  avec  $EV2/EV1 < 1,6$ .

Concernant la création des digues, les matériaux du site pourront être réutilisés sous réserve du contrôle de leur teneur en eau au moment de la réalisation des remblais et du respect des préconisations du guide SETRA GTR 92.

Une méthodologie de contrôle de leur état hydrique, de leur mise en œuvre et de leur compactage devra être établie par l'entreprise et approuvée par le géotechnicien en charge de la mission G4.

## V.2. Fondations dans le cadre de la solution 1

### V.2.1. Principes de fondation du clarificateur



**Figure 9 : Plan de masse du clarificateur en solution 1**

Dans le cadre de cette solution, l'ouvrage sera implanté après décapage de la terre végétale et terrassement, sur une plate forme dans le talus (Figure 9).

La plate forme est prévue à la cote NGM +10,0 mètre et l'ancrage de l'ouvrage se fera à la cote NGM +7,5 mètres.

Cette ouvrage sera ancré dans les isaltérites de brèches et de par sa structure on privilégiera le mode de fondation superficiel sur radier général.

### V.2.2. Calcul de la contrainte limite du sol :

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 :

$$q_{\text{net}} = k_p P l_e^* i_{\alpha} i_{\beta}$$

Avec :  $k_p$  : facteur de portance = 0,8 (à ce stade pour les limons) ;  
 $Pl_e^*$  : pression limite nette équivalente calculée sur une profondeur  $hr$  égale à au moins  $1,5B$  (\*) sous les semelles ;  
 $i_\delta$  : coefficient de réduction de la portance lié à l'inclinaison de la charge (vaut 1 pour une charge verticale) ;  
 $i_\beta$  : coefficient de réduction de la portance lié à la proximité d'un talus de pente  $\beta$  (vaut 1 si la fondation est éloignée d'un talus de  $d > 8B$ ) ;

Dans le cadre de cette solution la contrainte au droit du talus (ou doivent être implantés les ouvrages) sera calculée sur la base du sondage complémentaire effectué dans le cadre de cette étude.

Le tableau ci-après donne la contrainte limite ainsi que les contraintes admissibles du sol aux E.L.S. et aux E.L.U. au droit de ce sondage (Tableau 8).

**Tableau 8 : Contrainte calculée au droit du sondage SPs3**

Sondages	Matériaux	Cote en m NGM	$Pl_e^*$ (kPa)	$q_{net}$ (kPa)	Contraintes $r_{v;d}$ (kPa)	
					E.L.S.	E.L.U.
SPs1	Isaltérite de brèches	À partir de + 7,5 m	1515,94	1212,75	439,4	721,9

Les matériaux rencontrés étant de granulométrie fine (type  $A_1$ ) au sens du classement G.T.R. 92, ceux-ci peuvent être sujets à de brusques changements de consistances en fonction de leur état hydrique.

Afin de palier à ces variations de comportement de matériaux, pour une fondation superficielle de type radier ancrée dans les isaltérites de brèches, on retiendra les contraintes du sol suivantes :

- **200 kPa** aux E.L.S. quasi-permanent et caractéristique ;
- **329 kPa** aux E.L.U. en situation durable et transitoire (fondamentale).

### V.2.3. Portance, poinçonnement du sol et tassement :

La vérification de la portance suivant les états limites E.L.U. et E.L.S., selon la norme d'application NF P 94-261 est donnée par la relation suivante :

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

Avec :  $V_d$  : valeur de calcul de la charge verticale ;  
 $R_0 = Aq_0$  : valeur du poids des terres au niveau de la fondation avant mise en œuvre. Elle sera négligée (sécuritaire) ;  
 $R_{v;d}$  : valeur de calcul de la résistance nette du sol ;  
 $A'$  : valeur de la surface effective de la semelle.  
 Pour la vérification de ce principe de fondation, il sera considéré les hypothèses suivantes :

**La vérification de la portance et du poinçonnement du sol sera réalisée à partir d'hypothèses de descentes de charges formulées sur la base des données transmises par la société ENTECH.**

- Sondage SPs1,
- Matériaux d'assise : les isaltérites de brèches avec un encastrement à la cote +7,5 m NGM ;

- Semelle de type radier de 373,25 m<sup>2</sup> et de 21,8 mètres de diamètre ;  
DDC : ELS quasi-permanente de 5,86 t/m<sup>2</sup>  
DDC : ELU fondamentale de 8,79 t/m<sup>2</sup>

Les résultats sont donnés dans le tableau ci-dessous (Tableau 9) :

**Tableau 9 : Portance et poinçonnement**

Ouvrage		Clarificateur
Type de semelle		Radier
Portance (ELS)	Diamètre (m)	21,8
	Vd (kN)	21861,5
	Rv;d (kN)	74612,7
	<b>Vd ≤ Rv;d</b>	<b>OK</b>

Le poinçonnement du sol est donc vérifié sous réserve de la prise en compte des hypothèses retenues ou de situation plus favorables.

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).

Étant donné les caractéristiques géotechniques de la formation d'assise des ouvrages dans le cadre de cette solution, les tassements seront négligeables.

Ces tassements seront inférieurs au seuil de tolérance jugé acceptable (10 mm), sous réserve que les hypothèses prises en compte soient égales ou inférieures.

#### V.2.4. Mode de fondation

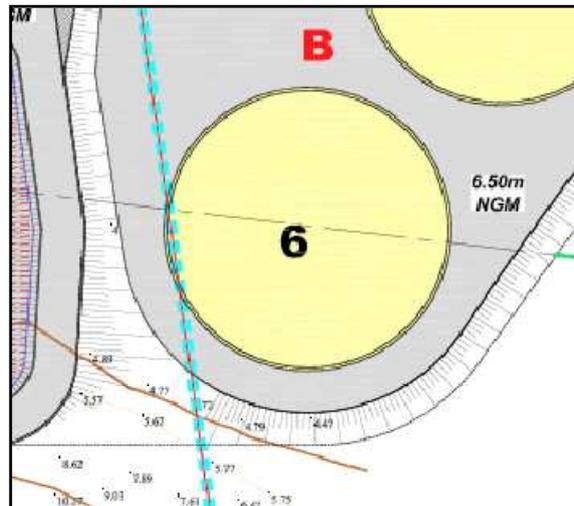
Après la purge totale de la terre végétale et les terrassements, le futur clarificateur pourra être fondé sur semelles superficielles de type radier, ancré à la cote +7,5 m NGM dans **les isaltérites de brèches**.

Les fondations pourront être dimensionnées sur la base d'une contrainte de calcul de **329 kPa aux ELU**, soit une contrainte au sol de **200 kPa aux ELS**.

**Remarque** : dans le cadre de la solution 1, l'ensemble des ouvrages en dur étant situés dans les formations d'isaltérites de brèches, on ne devrait pas rencontrer de problèmes de portance ni de tassements. Cependant, on vérifiera ces problématiques dans le cadre de la mission G2PRO avec les descentes de charges fournies pour chaque ouvrage par le bureau d'études ENTECH.

### V.3. Fondations dans le cadre de la solution 2

#### V.3.1. Principes de fondation du clarificateur



**Figure 10 : Extrait du plan de masse du clarificateur en solution 2**

Dans le cadre de cette solution, l'ouvrage sera implanté après décapage de la terre végétale et terrassement, sur une plate forme en remblais d'environ 2,5 mètres de hauteur (Figure 10).

La plate forme est prévue à la cote NGM +6,5 mètre et l'ancrage de l'ouvrage se fera à la cote NGM +4,0 mètres dans le terrain naturel.

Cette ouvrage sera ancré dans les alluvions fines et de par sa structure on privilégiera le mode de fondation superficiel sur radier général.

#### V.3.2. Calcul de la contrainte limite du sol :

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 :

$$q_{\text{net}} = k_p \text{Pl}_e^* i_\delta i_\beta$$

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

$\text{Pl}_e^*$  : pression limite nette équivalente calculée sur une profondeur  $h_r$  égale à au moins  $1,5B$  (\*) sous les semelles ;

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

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

Étant donné la localisation de l'ouvrage on calculera la contrainte sur la base des sondages de l'étude précédente.

Le tableau ci-dessous donne la contrainte limite ainsi que les contraintes admissibles du sol aux E.L.S. et aux E.L.U. (Tableau 10) :

**Tableau 10 : Calcul de la contrainte au droit du sondage SPs1**

Sondages	Matériaux	Cote en m NGM	P <sub>l<sub>e</sub></sub> * (kPa)	q <sub>net</sub> (kPa)	Contraintes r <sub>v;d</sub> (kPa)	
					E.L.S.	E.L.U.
SPs2 Dossier 2562	Alluvions fine	De + 4,0 m	247,3	197,8	71,7	117,8

Les matériaux rencontrés étant de granulométrie fine (type A<sub>1</sub> au sens du G.T.R. 92) ils peuvent être sujets à de brusques changements de consistance en fonction de leur état hydrique.

Afin de palier à ces variations de comportement de matériaux, pour une fondation superficielle de type radier ancrée dans les alluvions fines, on retiendra les contraintes du sol suivantes :

- **60 kPa** aux E.L.S. quasi-permanent et caractéristique ;
- **98 kPa** aux E.L.U. en situation durable et transitoire (fondamentale).

**Remarque** : le calcul précédent ne tien pas compte de la proximité des ouvrages avec le talus. Lors de la mission G2 PRO une fois le projet mieux connu, la contrainte de sol devra être recalculée en tenant compte de la distance réelle des ouvrages par rapport au talus. Ceci pourrait amener à une dévalorisation des contraintes données dans le présent rapport.

### V.3.3. Portance et poinçonnement du sol :

La vérification de la portance suivant les états limites E.L.U. et E.L.S., selon la norme d'application NF P 94-261 est donnée par la relation suivante :

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

Avec : V<sub>d</sub> : valeur de calcul de la charge verticale ;

R<sub>0</sub> = Aq<sub>0</sub> : valeur du poids des terres au niveau de la fondation avant mise en œuvre. Elle sera négligée (sécuritaire) ;

R<sub>v;d</sub> : valeur de calcul de la résistance nette du sol ;

A' : valeur de la surface effective de la semelle.

Pour la vérification de ce principe de fondation, il sera considéré les hypothèses suivantes :

**La vérification de la portance et du poinçonnement du sol sera réalisé sur la base des données transmises par la société ENTECH.**

- Matériaux d'assise : les alluvions fines avec un encastrement à la cote +4,0 m NGM ;
- Semelle de type radier de 373,25 m<sup>2</sup> et de 21,8 mètres de diamètre ;
  - DDC : ELS quasi-permanente de 5,86 t/m<sup>2</sup>
  - DDC : ELU fondamentale de 8,79 t/m<sup>2</sup>

Les résultats sont donnés dans le tableau ci-dessous (Tableau 11) :

**Tableau 11 : Portance et poinçonnement**

Ouvrage		Clarificateur
Type de semelle		Radier
Portance (ELS)	Diamètre (m)	21,8
	Vd (kN)	21861,5
	Rv;d (kN)	22383,8
	<b>Vd ≤ Rv;d</b>	<b>OK</b>

Le poinçonnement du sol est donc vérifié sous réserve de la prise en compte des hypothèses retenues ou de situation plus favorables.

#### V.3.4. Calculs des tassements sous fondations (E.L.S.) :

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 présentée dans l'annexe H est semblable à celle fournie par le Fascicule 62-titre V et est fournie selon la formule suivante :

$$S_f = S_c + S_d$$

Avec :  $s_f$  : Tassement final ;  
 $s_c$  : Tassement de consolidation ;  
 $s_d$  : Tassement déviatorique ;

Les calculs de tassements selon la méthode pressiométrique, représentés en annexe V, ont été réalisés à partir d'estimations de descentes de charges décrites dans le chapitre précédent (cf. § "V.2.3 Portance, poinçonnement du sol et tassement :") :

Les résultats sont donnés dans le tableau ci-après (Tableau 12) :

**Tableau 12 : Calcul des tassements**

Sondages	Types de semelle	Dimensions des semelles	DDC en E.L.S.	Portance	Tassements absolus
SPs2 Dossier 2562	Radier	373,25 m <sup>2</sup>	5,86 t/m <sup>2</sup>	vérifiée	31,4 mm

Pour le clarificateur, fondé sur semelles superficielles de type radier, ancrées dans les alluvions fines à la cote +7,5 m NGM, les tassements absolus sont de **31,4 mm**.

Ces tassements sont largement supérieurs au seuil de tolérance jugé acceptable (10 mm), sous réserve que les hypothèses prises en compte dans les calculs soient égales ou inférieures.

#### V.3.5. Mode de fondation du bassin d'aération

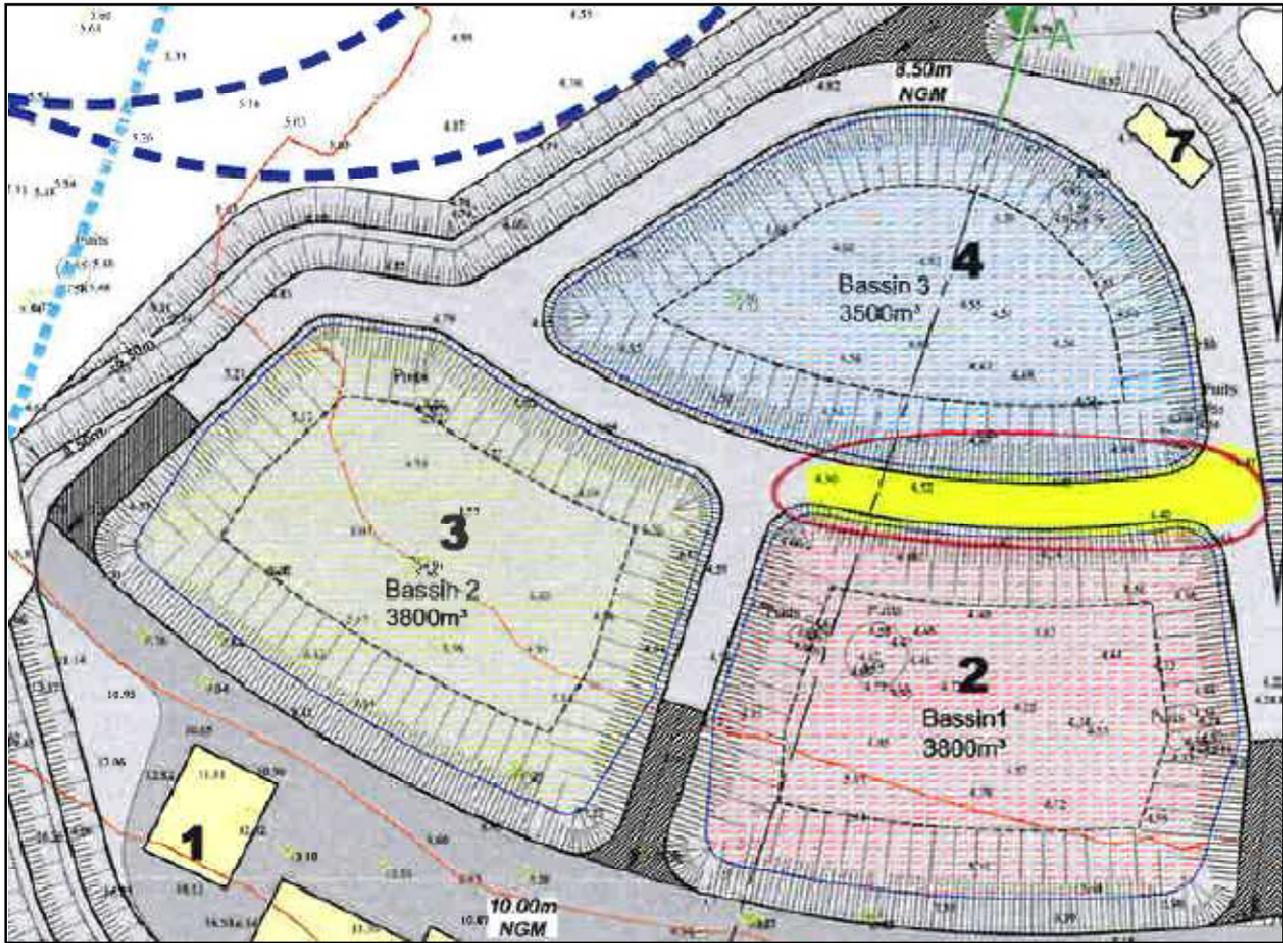
Étant donné les tassements importants calculés dans le cadre de cette solution pour des fondations superficielles, ce mode de fondation ne pourra pas être retenu.

On privilégiera pour la réalisation de cette solution un mode de fondation profonde ou semis profonde.

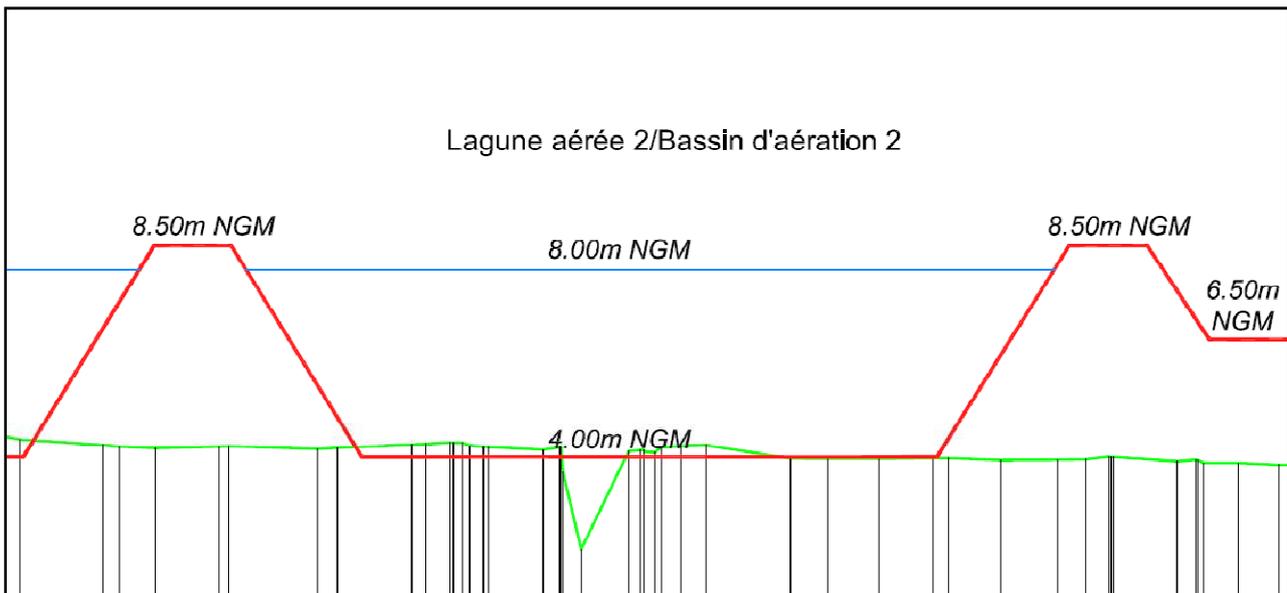
Dans le cas où cette solution est retenue, on se référera à la précédente étude ainsi qu'à la mission G2PRO à venir.

**V.4. Vérification du système de digues de lagunage**

**V.4.1. Principes de l'ouvrage**



**Figure 11 : Extrait du plan de masse et localisation du clarificateur**



**Figure 12 : Coupe technique de la zone du clarificateur**

Le système de lagunage consiste en un ensemble de digues en remblais formant des bassins.

Il s'agit de vérifier que le poids des terres apportées pourra être supporté par le sol sans occasionner de dégâts trop importants aux digues.

Selon la société ENTECH, la charge maximale (point le plus haut de la digue) supportée par le sol sera de **4,2 t/m<sup>2</sup>**.

On se basera sur le sondage SPs2 réalisé dans le cadre de la précédente étude pour vérifier les tassements.

#### V.4.2. Calculs des tassements sous remblais :

Les tassements sous remblais 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 est fournie selon la formule suivante :

$$s_f = 1,2\alpha\gamma_r H r B' \beta / E_d$$

Les calculs de tassements selon la méthode pressiométrique, représentés en annexe V, ont été réalisés à partir des dimensions de la digue suivantes :

Largeur de la digue au point le plus haut : 4,0 mètres

Hauteur de la digue au point le plus haut : 4,3 mètres

Pente des versants de la digue : 70,0%.

Les résultats sont donnés dans le tableau ci-après (Tableau 16) :

**Tableau 13 : Calcul des tassements**

Sondages	Types de semelle	Dimensions des semelles	Poids des terres	Portance	Tassements absolus
SPs2 Dossier 2562	Remblais	373,25 m <sup>2</sup>	16,0 kN/m <sup>3</sup>	vérifiée	172,0 mm

Pour la réalisation de digues en remblais, de 4,3 mètres de hauteur de terre supplémentaire par rapport au sol les tassements à l'axe central du remblai seront de l'ordre de **172,0 mm** soit 17,2 cm.

#### V.4.3. Conclusion concernant la zone de lagunage

Ces tassements sont importants mais peuvent être maîtrisés sous réserve d'un suivi des remblais (type remblais de préchargement).

Ce type de tassement peuvent engendrer des désordres dans le cas ou des ouvrages ou une voirie sont créés en sommet de digue ou dans le cas de réseaux traversant les digues.

La zone de lagunage est prévue, dans les deux solutions, au droit de la plaine alluviale. Le niveau de la nappe d'eau en période estivale (saison des pluies) remonte jusqu'au niveau du terrain naturel voir légèrement au dessus (cf. § III.2 Eaux souterraines). Par conséquent, un système permettant l'écoulement des eaux sous les bassins et les digues de la zone de lagunage sera à prévoir (système de drainage).

### V.5. Solution à retenir dans le cadre de cette opération

Pour la solution 2, les résultats des tassements sont importants et sont dues aux mauvaises caractéristiques géotechniques des formations sous jacents aux ouvrages constituant la plaine alluviale (alluvions fluvio-vasardes).

On privilégiera la solution 1 qui repose sur des sols d'ancrage de bien meilleure qualité et qui s'affranchi de la problématique de la nappe d'eau concernant les ouvrages en dur.

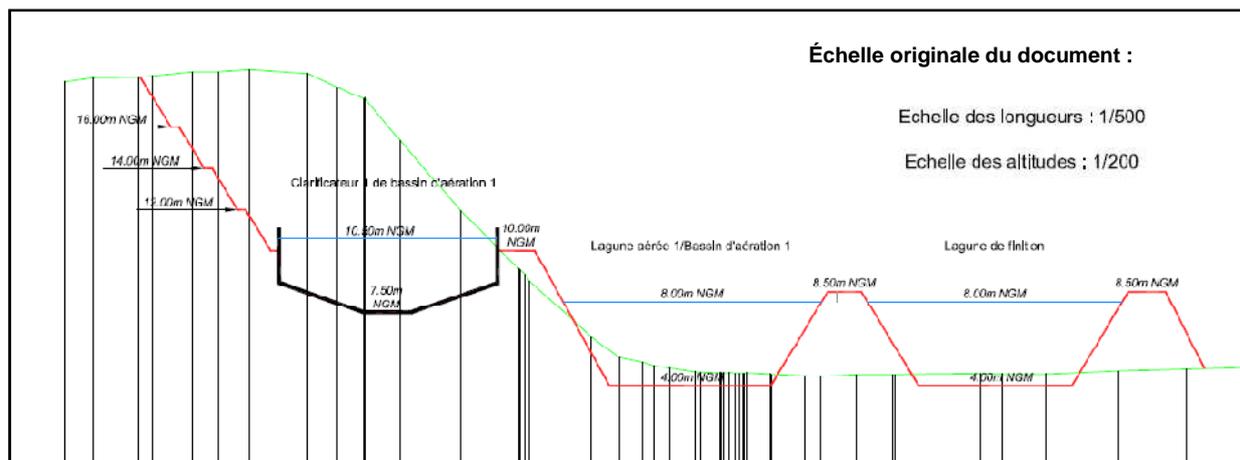
### V.6. Stabilité des talus

Le projet prévoit la mise en œuvre de talus en déblais mais aussi en remblais dans le cadre de la solution 1.

Selon le bureau d'études ENTECH, l'ensemble des pentes des talus créés sera de 3H/2V.

Dans le versant, des talus en déblais seront créés afin d'insérer les ouvrages et au droit de la plaine alluviale, des talus en remblais seront mis en œuvre pour la réalisation des bassins de la zone de lagunage.

Vu en coupe, les talus seront réalisés comme suit (Figure 13).



**Figure 13 : Coupe des ouvrages et du talus**

Afin de vérifier la stabilité des talus, une étude du profil des terrassements sous talren V5 a été menée.

#### V.6.1. Caractéristiques intrinsèques des matériaux

On retiendra les caractéristiques géotechniques des terrains suivantes :

##### Remblais :

c : cohésion = 5 kPa

$\phi$  : angle de frottement interne = 30°

$\gamma$  : masse volumique = 16,0 kN/m<sup>3</sup>

##### Isaltérite de brèche :

c : cohésion = 16 kPa

$\phi$  : angle de frottement interne = 31°

$\gamma$  : masse volumique = 16,0 kN/m<sup>3</sup>

##### Alluvions fines :

c : cohésion = 10 kPa

$\phi$  : angle de frottement interne = 33°

$\gamma$  : masse volumique = 16,0 kN/m<sup>3</sup>

### V.6.2. Sismique

Selon la réglementation 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).

Pour un ouvrage de catégorie d'importance II (hypothèse à vérifiée), conformément à l'Eurocode 8 et aux textes en vigueur, il sera retenu les paramètres sismiques suivants (Tableau 14) :

**Tableau 14 : Caractéristiques sismiques à retenir**

Zone sismique	<b>3 (modéré)</b>
Accélération maximale de référence – agr	<b>1,1 m/s<sup>2</sup></b>
Classe d'importance de l'ouvrage	<b>II</b>
Coefficient d'importance $\gamma_1$	<b>1,0</b>
Accélération de calcul - ag	<b>1,1 m/s<sup>2</sup></b>
$\alpha = ag/g$	<b>0,110</b>
avg/ag	<b>0,9</b>
Classe de sol	<b>B</b>
Coefficient de sol - S	<b>1,35</b>
Facteur r	<b>1</b>
Coefficient sismique kh	<b>0,15</b>
Coefficient sismique kv	<b>0,075</b>

### V.6.3. Condition hydraulique

Les conditions hydrauliques décrites auparavant montrent que la nappe d'eau varie mais peut atteindre voir légèrement dépasser le terrain naturel dans la zone de plaine alluviale.

Par conséquent, et conformément aux prescriptions du BRGM on considérera la présence d'une nappe d'eau superficielle hypothétique dans le cadre de cette modélisation.

### V.6.4. Présentation des résultats

Les résultats du logiciel TALREN V5 (cf. annexe V) présentent un coefficient de stabilité correspondant au rapport entre les efforts résistants et les efforts moteurs que subit un relief (Tableau 15).

En condition de stabilité, le coefficient de sécurité minimum  $\Gamma_{min}$  recherchée est  $\Gamma_{min} > 1,0$  en accidentelle (sismique).

Les résultats des calculs de coefficient de sécurités sont fournis dans le tableau ci-dessous (Tableau 15) :

**Tableau 15 : Résultat du profil TALREN V5**

Profil	Situation	$\Gamma_{min}$	État
Talus en déblais	Amont	1,55	Stable
	Aval	1,44	Stable
Talus en remblais	Avec sismique	0,94	Instable
	Sans sismique	1,24	Stable

### V.6.5. Talus verticaux à court terme

Étant donné la qualité variable des formations susceptibles d'être rencontrées, ainsi que la présence de la nappe d'eau à faible profondeur, les talus verticaux à court terme ne pourront pas dépasser 2,0 mètres de hauteur.

Les talus de taille supérieur devront être soutenus. Ces talus pourraient être optimisés dans le cadre de la mission G2 PRO.

De plus, il est indispensable de bien gérer les eaux de ruissellement. Des fossés de crêtes devront être réalisés dès le début des terrassements afin d'éviter la déstabilisation des talus lors d'événements pluvieux. Un film polyane permettra de protéger les talus lors des terrassements.

De ce fait, la réalisation des terrassements pendant la saison des pluies sera à proscrire.

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

Dans le cas où les travaux sont tout de même réalisés en saison des pluies la hauteur des talus sera ramenée à 1,5 mètres de hauteur.

Toutes charges statiques ou dynamiques en tête de talus seront interdites en phase travaux. En phase de fonctionnement, les surcharges en tête de talus devront être intégrées dans le dimensionnement des ouvrages de soutènement.

Une purge des blocs phonolitiques sains dans les talus sera à prévoir.

### V.6.6. Talus à long terme

A long terme, des talus en déblais et des talus en remblais seront mis en œuvre dans le cadre de cette opération.

Les deux types de talus ont été vérifiés sous TALREN V5 sur la base des profils morphologiques des talus transmis par le bureau d'études ENTECH.

#### Talus en déblais :

Au regard des modélisations effectuées sous TALREN V5, le profil proposé par ENTECH pour les talus en déblais est vérifié (cf. Annexe VI).

Les vérifications ont été effectuées sur deux talus modélisés par le bureau d'études ENTECH, l'un en redans en amont des ouvrages dont la pente globale est de 3H/2V et l'autre en aval des ouvrages également avec une pente de 3H/2V.

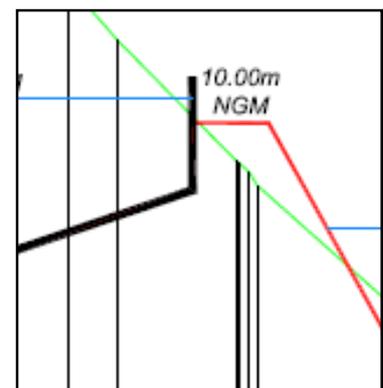
Les talus étant en déblais les formations prises en compte sont les isaltérites de brèches avec les caractéristiques géotechniques données ci-avant (cf. § V.6.1.).

Les coefficients de sécurité obtenus en situation la plus critique sont compris entre  $1,44 \leq \Gamma_{min} \leq 1,55$ .

Cette vérification tient compte des accélérations sismiques.

Par conséquent, les talus modélisés par le bureau d'étude ENTECH pourront être mis en œuvre sous réserve du respect des données du présent rapport et de l'étude précédente (dossier SEGC Mayotte n°2562 de novembre 2015).

**Remarque** : le profil transmis par ENTECH présente un redan terrassé en remblais venant s'appuyer contre le talus en terrain naturel déjà très penté (Figure 14).



**Figure 14 : Talus en remblai à reprendre**

Étant donné les difficultés de mise en œuvre de ce redan que cela va engendrer et dans un but de pérenniser l'ouvrage, il sera préférable que le redan soit en déblais dans le talus naturel. Aucun talus en remblai ne sera accepté sur des terrains en pentes.

### **Talus en remblais :**

Les talus en remblais prévus pour la réalisation des digues de la zone de lagunage ont été modélisés sous TALREN V5.

Ces talus ont une pente de 3H/2V et une hauteur de 4,5 mètres.

Les sols en places correspondent à des alluvions fines (zone de lagunage) et le talus est en remblais. Les caractéristiques géotechniques de ces formations sont données dans le chapitre V.6.1.

Dans le cas où les conditions sismiques sont prises en compte, le profil des talus est instable en étant proche de la limite de stabilité en terme de coefficient de stabilité de TALREN V5, avec un coefficient  $\Gamma_{\min} = 0,94$ .

En ne tenant pas compte de la sismique, le profil est stable avec un coefficient  $\Gamma_{\min} = 1,24$ .

Par conséquent, en phase projet, l'étude de la stabilité de ces talus en remblais devra être précisée dans la mission G2PRO.

Notamment, les caractéristiques géotechniques des remblais étant issues d'estimations, elles devront être précisées aux moyens d'essais dans les remblais compactés une fois mis en œuvres.

Il s'agira également de prendre en compte les éventuelles surcharges en tête de talus.

Actuellement, les talus sont stables si la maîtrise d'ouvrage choisit de ne pas tenir compte des accélérations sismiques pour ce type d'ouvrage.

La mise en œuvre des remblais devra s'effectuer sur des plates-formes en déblais horizontales pouvant être effectués en marche d'escalier. En aucun cas la mise en œuvre des remblais se fera sur une surface pentée.

### **V.7. Ouvrages de soutènement**

Dans le cas de la création d'ouvrages de soutènement, ceux-ci devront être dimensionnés par un bureau d'études structures en prenant en compte les caractéristiques géotechniques ci-dessous (Tableau 16) :

**Tableau 16 : Caractéristique géotechnique des différents matériaux du site**

	Remblais*	Isaltérite de brèche	Alluvions fines**	Alluvions vasardes**
<b>Cohésion C'</b>	0 kPa	16 kPa	5kPa	3kPa
<b>Angle de frottement <math>\varphi'</math></b>	30°	31°	30°	20°
<b>Masse volumique (*)</b>	16 à 18 kN/m <sup>3</sup>	16,0 kN/m <sup>3</sup>	16,0 kN/m <sup>3</sup>	16,0 kN/m <sup>3</sup>

(\*) Paramètre déterminé à partir de notre expérience et des essais réalisés sur des matériaux similaires.

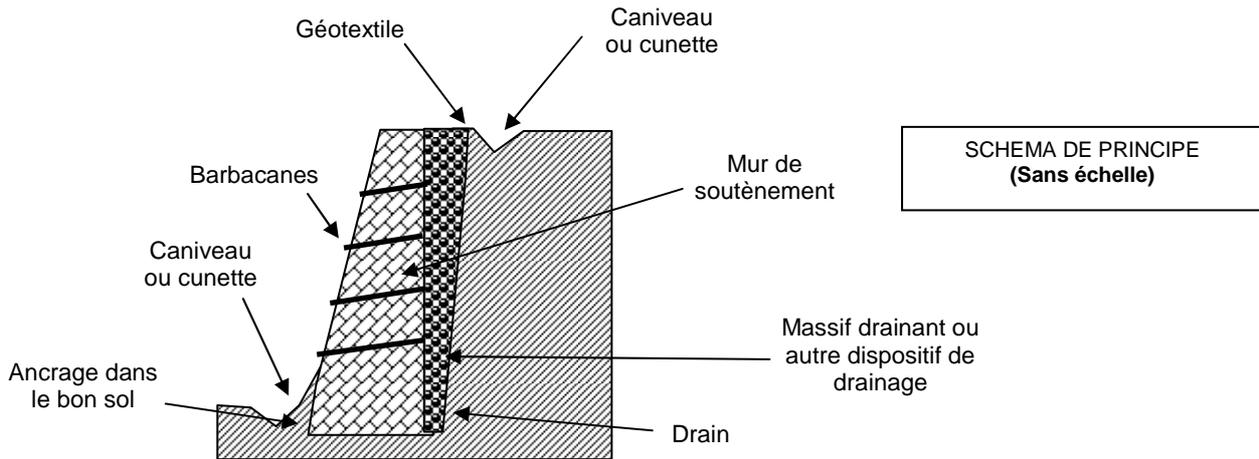
(\*\*) Paramètres déterminés lors de l'étude précédente.

Tout appui mixte, terre végétale/remblais/alluvions/altérites bréchiqes, est à proscrire.

Les ouvrages de soutènement devront être dimensionnés par un bureau d'études structures (Figure 15).

Les murs allant servir de soutènement devront être équipés d'un système de drainage (matériaux drainants 20/40, géotextile, drains) afin de ne pas créer de surpression interstitielle en

arrière des murs. Des cunettes devront être mises en œuvre en tête et en pied des murs afin de canaliser et d'évacuer les eaux de ruissellement vers les futurs réseaux.



**Figure 15 : Coupe de principe d'un ouvrage de soutènement**

En phase chantier, dans le cas de talus verticaux supérieur à 2,0 mètres, ces derniers seront soutenus par des ouvrages qui devront être dimensionnés sur la base des valeurs ci-dessus.

En phase de fonctionnement toute surcharge devra être intégrée dans le dimensionnement de l'ouvrage de soutènement.

## VI. REMARQUES ET RECOMMANDATIONS GÉNÉRALES

L'ensemble des remarques et recommandations de l'étude précédente sont à prendre en compte.

La présente étude permet de retenir la solution 1 comme étant la plus viable géologiquement et économiquement parlant.

La réutilisation des matériaux du site est possible sous réserve de son suivi hydrique.

Les talus en déblais prévus dans le cadre de la solution 1 sont stables. La stabilité des talus en remblais devra être précisée une fois les caractéristiques géotechniques des matériaux mieux connues.

Dans ce cadre, il devra être réalisé une étude géotechnique de conception de type G2/PRO afin de mieux préciser les principes de fondation des ouvrages et les modalités de mises en œuvre pour réduire les risques résiduels.

## VII. CONCLUSIONS

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

Vérificateur et approbateur  
Le Gérant  
I. TEMEY

Fait à Mamoudzou, le 13 septembre 2016

Rédacteur  
Le Chargé d'Études  
L. MÜLLER

## **ANNEXE I**

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

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

Tout site peut générer des incertitudes et risques géotechniques pouvant compromettre la réalisation d'un projet d'aménagement de site ou de construction d'ouvrage.

Les études géotechniques répondent à la nécessité d'identifier les incertitudes et risques induits et en réduire ainsi les impacts sur le projet ou les avoisinants par application, en phase conception, de mesures préventives et en phase réalisation, de dispositions correctives prédéfinies. Au fil des années, plusieurs facteurs ont évolué défavorablement :

- les terrains encore disponibles sont souvent de qualité géotechnique médiocre ;
- la complexité des projets augmente. Les nouvelles méthodes d'exécution sont souvent sophistiquées et s'adaptent mal aux incertitudes et risques géotechniques ;
- l'environnement et/ou le voisinage est de plus en plus sensible à toute perturbation.

Ce constat justifie l'intervention de nombreux spécialistes, d'où des problèmes d'interfaces plus nombreux et une coordination difficile.

Devant cette complexité croissante des projets et des risques associés, une connaissance approfondie du sous-sol est requise. Or, le sous-sol est par nature le domaine privilégié des incertitudes parce qu'il n'est pas visible, parce qu'il est hétérogène et que les risques géotechniques associés sont parfois difficiles à identifier avant leur survenance.

La connaissance du contexte géologique et géotechnique du site et la prévision du comportement de l'ouvrage projeté (interaction sol-structure), tant en phase de réalisation que pendant sa durée de vie, sont donc primordiaux pour assurer une bonne maîtrise des risques géotechniques inhérents à tout projet.

La gestion des risques géotechniques est indispensable pour fiabiliser le délai de réalisation, le coût final et la qualité de l'ouvrage, en toute sécurité et à la satisfaction du voisinage : elle doit être permanente (mise à jour au fur et à mesure du déroulement des phases de conception et de réalisation du projet) et comporter les trois volets habituels pour toute gestion efficace des risques : identification, évaluation, traitement.

L'enchaînement des missions contribue à la maîtrise des risques géotechniques en vue de fiabiliser la qualité, le délai d'exécution et le coût réel des ouvrages géotechniques.

Tout ouvrage est en interaction avec son environnement 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 de 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 (ci-après).

Deux ingénieries géotechniques différentes doivent intervenir : la première pour le compte du maître de l'ouvrage ou de son mandataire lors des étapes 1 à 3 ; la seconde pour le compte de l'entreprise lors de l'étape 3.

Toute mission d'ingénierie géotechnique doit s'appuyer sur des données géotechniques pertinentes issues de la réalisation de prestations d'investigations géotechniques spécifiées à l'Article 6.

L'ingénierie géotechnique réalisée pour le compte du maître de l'ouvrage ou de son mandataire, doit suivre l'enchaînement des missions décrites ci-après. Ces missions s'appuient sur des données géotechniques pertinentes (voir le Tableau 1 et l'Article 6). Il est recommandé de confier l'ensemble de ces missions à une même entité afin de lui donner une vue globale sur le projet et son évolution, dans la recherche des optimisations tout en assurant une bonne maîtrise des risques géotechniques.

Le maître d'ouvrage ou son mandataire organise la diffusion aux divers intervenants (contrôle technique, ingénierie géotechnique, entreprise...) des documents et informations émis par chacun d'entre eux au fur et à mesure de l'enchaînement qu'il coordonne.

**Tableau 1 – Enchaînement des missions d'ingénierie géotechnique**

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

**Tableau 2 - Classification des missions d'ingénierie géotechnique**

<p>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.</p>
<p><b>ÉTAPE 1 : ÉTUDES GÉOTECHNIQUES PREALABLES (G1)</b></p> <p>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 :</p> <p><u>Phase Étude de Site (ES)</u> Elle est réalisée en amont d'une étude préliminaire, d'esquisse ou d'APS pour une première identification des risques géotechniques d'un site.</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Faire une enquête documentaire sur le cadre géotechnique du site et l'existence d'avoisinants avec visite du site et des alentours.</li> <li>• Définir si besoin un programme d'investigations géotechniques spécifique, le réaliser ou en assurer le suivi technique, en exploiter les résultats.</li> <li>• Fournir un rapport donnant pour le site étudié un modèle géologique préliminaire, les principales caractéristiques géotechniques et une première identification des risques géotechniques majeurs.</li> </ul> <p><u>Phase Principes Généraux de Construction (PGC)</u> Elle est réalisée au stade d'une étude préliminaire, d'esquisse ou d'APS pour réduire les conséquences des risques géotechniques majeurs identifiés. Elle s'appuie obligatoirement sur des données géotechniques adaptées.</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Définir si besoin un programme d'investigations géotechniques spécifique, le réaliser ou en assurer le suivi technique, en exploiter les résultats.</li> <li>• 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).</li> </ul>
<p><b>ÉTAPE 2 : ÉTUDE GÉOTECHNIQUE DE CONCEPTION (G2)</b></p> <p>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 :</p> <p><u>Phase Avant-projet (AVP)</u> Elle est réalisée au stade de l'avant-projet de la maîtrise d'œuvre et s'appuie obligatoirement sur des données géotechniques adaptées.</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Définir si besoin un programme d'investigations géotechniques spécifique, le réaliser ou en assurer le suivi technique, en exploiter les résultats.</li> <li>• 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.</li> </ul> <p><u>Phase Projet (PRO)</u> Elle est réalisée au stade du projet de la maîtrise d'œuvre et s'appuie obligatoirement sur des données géotechniques suffisamment représentatives pour le site.</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Définir si besoin un programme d'investigations géotechniques spécifique, le réaliser ou en assurer le suivi technique, en exploiter les résultats.</li> <li>• 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.</li> </ul> <p><u>Phase DCE / ACT</u> Elle est réalisée pour finaliser le Dossier de Consultation des Entreprises et assister le maître d'ouvrage pour l'établissement des Contrats de Travaux avec le ou les entrepreneurs retenus pour les ouvrages géotechniques.</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• 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).</li> <li>• 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.</li> </ul>

**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).

## **ANNEXE II**

# **LOCALISATION DU PROJET**



## **ANNEXE III**

# **LOCALISATION DES SONDAGES**



**ANNEXE IV**

**RÉSULTATS DES ESSAIS**

# **ANNEXE V**

## **ESTIMATION DES TASSEMENTS**

**ANNEXE VI**

**RÉSULTATS TALREN V5**