

*DOSSIER : 09 GEO 7276*



**P.A.G.**

## EXTENSION SUD DES TERRE-PLEINS

*APPLICATION AU PROJET*

## BAIE DE POINTE-A-PITRE



Rapport N°09-2179 - B/MT/MG			RAPPORT D'ETUDE GEOTECHNIQUE			
Indice	Date	Etabli par	Vérifié par	N° page	Modification - Observations	Contrôlé par
B	19/05/2009	M. TANGUY	S. DUMOULIN	37	Première diffusion	P. PARAIN
A	05/05/2009	G. MOLLLET	M. TANGUY	65	Première diffusion	S. DUMOULIN

✉ **PAG**  
 A l'attention de **M. BATAILLE**

✉ **BP 485**  
**GARE MARITIME**  
**97198 POINTE A PITRE Cedex**

## **1 GENERALITE**

A la demande et pour le compte du PAG, la société GEOMAT Antilles a réalisé une synthèse des données géotechniques et géologiques disponibles relative au projet d'extension des terre-pleins de la Pointe Jarry, sur la commune de Baie-Mahault.

D'après les documents transmis par le PAG (plan Projetphase1CAP.dwg) et les informations fournies lors des différentes réunions de travail, le projet prévoit :

- La construction d'un quai destiné à recevoir des navires marchands à fort tirant d'eau ;
- La mise en òuvre de terre-pleins réalisés par remblaiement hydraulique dans des digues d'enclosure. Ils devraient être calés vers + 3.0 NH soit environ 1 m au dessus des autres plateformes du PAG de Jarry ;
- Le dragage du chenal d'accès et de la zone d'accostage des navires jusqu'à la cote ó 15.5 m NH dans une première phase puis -17.5 m NH dans une seconde phase.

## **2 MISSION DE GEOMAT Antilles**

La mission confiée à GEOMAT Antilles suivant le cahier des charges établi par le PAG comprend :

- La réalisation d'une **synthèse des données géotechniques et géologiques** disponibles ;
- La **cartographie** du toit du **substratum rocheux** ;
- L'analyse des impacts due à la **sismicité** et en particulier à la **liquéfaction des sols** ;
- L'analyse des **conditions de réemploi** des matériaux dragués ;
- La détermination des **investigations complémentaires** nécessaires.

Le présent rapport s'attache à présenter les problématiques géologiques et géotechniques générales du projet d'extension Sud des terre-pleins. Il porte sur la faisabilité globale du projet. Il est basé essentiellement sur la campagne de sondages réalisée en février mars 2009.

Les analyses détaillées des problématiques liées à l'ouvrage, aux digues d'enclosure et aux terre-pleins, au dragage, au réemploi des matériaux dragués et à la stabilité des talus ont par ailleurs été traitées dans les rapports spécifiques de GEOMAT Antilles n°09-2076D et n°09-2105.

## **3 PROGRAMME D'INVESTIGATIONS**

A cet effet, les investigations suivantes ont été réalisées :

- Une étude bibliographique des écrits géologiques et géotechniques de la zone.
- Des visites de sites avec relevés géologiques et géotechniques.

#### 4 APERÇU TOPOGRAPHIQUE ET GÉOLOGIQUE

La zone d'étude correspond à la zone « Terminal à conteneurs » présentée dans le rapport de GEOMAT Antilles n°09-2135B-Cahier 1. Elle se situe en mer, le long du chenal du Petit Cul de Sac Marin, au Sud-Sud-Est de la Pointe Jarry. Elle est globalement implantée entre les terre-pleins du PAG de la Pointe Jarry, l'îlet Boissard et l'îlet à Cochons d'une part et entre Darboussier et la Pointe Fouillote d'autre part.

Elle correspond aux hauts-fonds dits « Banc des Couillons » ou « Banc Provençal ».

Sa superficie est d'environ 30 hectares.

La Figure 1 suivante présente la situation géographique du projet dans la Baie de Pointe à Pitre :



Figure 1 : Localisation du projet dans la Baie de Pointe à Pitre

Le site présente une topographie sous-marine relativement chahutée avec une pente globale faible vers le Sud-Sud-Est correspondant à un contexte de plateau immergé.

Son altimétrie est globalement calée entre - 0.5 m NH et -7.5 m NH environ.

A noter au Nord du projet, à proximité de l'implantation prévue du futur quai d'accostage et de déchargement, un talus sous-marin d'une dizaine de mètre de hauteur environ. Ce talus est du aux dragages des fonds marins pour le passage des bateaux et navires marchands.

Les cartes géologiques de la Guadeloupe ne présentent aucune donnée sur les zones maritimes. Elles indiquent toutefois :

- ☒ Des **formations superficielles récentes** constituées de remaniements anthropiques avec ou sans remblais au niveau de la Pointe Jarry et de Darbousier ;
- ☒ Des **bioconstructions et accumulations fossilisées de polypiers** correspondant au niveau marin + 5 m au niveau de l'ilet Boissard et de l'ilet à Cochons ;
- ☒ Des **calcaires à polypiers** datant du Pléistocène inférieur.

## 5 PRESENTATION DES RÉSULTATS

### 5.1 ANALYSE GEOLOGIQUE

Les sondages réalisés dans la zone d'implantation du projet ont mis en évidence, du haut vers les bas, les formations géologiques suivantes :

- ☒ **Les dépôts récents ;**
- ☒ **Les sédiments anciens ;**
- ☒ **Le substratum calcaire.**

Ces différentes formations sont décrites plus en détail pour l'ensemble de la Baie de Pointe à Pitre dans le rapport de GEOMAT Antilles n°09-2135B-Cahier 1. Elles sont présentées plus en détail pour le secteur concerné par le projet dans le rapport de GEOMAT Antilles n°09-2076D.

Elles sont rappelées sommairement ci-dessous.

#### 5.1.1 Les dépôts récents

Il s'agit d'une formation récente pour laquelle la genèse s'est faite en milieu marin ou de mangrove. On distinguera deux unités de nature géologique différente. Il s'agit :

- ☒ **D'argile vasarde, d'argile sableuse coquillée ou d'argile sablo vasarde** comportant localement des passées à forte teneur en matière organique. La teinte de cette formation est généralement grise à noirâtre.

Lorsqu'elle a été rencontrée, elle est présente sur une épaisseur moyenne de 2.5 m environ.

- ⊗ **De tourbes ou de tourbes argileuses.** La teinte de cette formation est généralement noirâtre à brunâtre. Elle présente des végétaux en décomposition et parfois des éléments coquillés. Il s'agit vraisemblablement de lentilles pouvant toutefois s'avérer étendues.

Lorsqu'elle a été rencontrée, la puissance moyenne de cette sous famille est de 2 m environ.

La présence d'anomalies géologiques ponctuelles a été mise en évidence sur le site. Il s'agit :

- ⊗ **De zones sableuses ;**
- ⊗ D'une **importante épaisseur (environ 11 m) de dépôts d'argile vasarde et sableuse** reconnue à l'Est du projet. Compte tenu de son épaisseur importante et de sa faible consistance, il pourrait s'agir d'un **dépôt remblayé.**

### 5.1.2 Les sédiments anciens

Il s'agit de formations sédimentaires dont la genèse s'est réalisée à priori hors d'eau vraisemblablement lors du retrait du niveau marin. Ces formations peuvent être de deux natures différentes. Il peut s'agir :

- ⊗ **Soit d'argiles plastiques de teinte grisâtre à bleue-verdâtre.** Il s'agit vraisemblablement dans ce cas d'un sol sédimentaire autochtone correspondant à de l'argile d'altération du substratum calcaire ;
- ⊗ **Soit d'argile marron à bariolée silteuse** correspondant vraisemblablement à un sol volcano sédimentaire allochtone c'est-à-dire sédimenté après transport s'apparentant au complexe volcanique antémiocène existant sur la Basse-Terre.

Dans tous les cas, ces formations reposent directement sur le substratum marno calcaire sous jacent. Leur puissance moyenne dans la zone d'étude est de l'ordre de 10 m.

### 5.1.3 Le marno calcaire

Le **substratum marno calcaire** reconnu dans le secteur présente généralement une **altération marquée** en tête. Il fait à priori partie de la série des calcaires à polypiers datant du Plio-Pléistocène qui existent en surface sur la Grande-Terre.

Il présente en première approche d'après les investigations réalisées dans la zone un caractère **karstique**.

Il a été mis en évidence entre au droit du projet entre -10 m NH et -38 m NH environ.

### 5.1.4 Synthèse géologique

Le site présente une géologie complexe liée à sa position géographique. En effet, dans ce secteur, les formations volcaniques de la Basse-Terre et les terrains sédimentaires de la Grande-Terre se rejoignent.

Toutefois, trois unités géologiques principales se distinguent. Il s'agit des **dépôts récents** constituant le recouvrement des sédiments anciens. Ces derniers coiffent le **substratum calcaire** généralement altéré.

Le substratum calcaire présente de fortes variations de profondeur du toit de la couche. Une cartographie du toit du substratum calcaire a été réalisée pour l'ensemble de la Baie de Pointe à Pitre. Elle est présentée en Annexe D dans le rapport de GEOMAT Antilles n°09-2135B-Cahier 1

## 5.2 ANALYSE HYDROGEOLOGIQUE

Le niveau des plus basses eaux est défini à 0 m NH et le niveau des plus hautes eaux à +0.9 m NH environ avec une moyenne située vers +0.5 m NH environ.

La hauteur d'eau au droit du projet est comprise entre 0.5 m et 8 m environ. Cette hauteur pourra vraisemblablement fluctuer d'environ 0.2 à 0.6 m en fonction du marégramme de la zone.

## 5.3 ANALYSE GEOTECHNIQUE

### 5.3.1 Caractéristiques mécaniques

Du point de vue géomécanique, trois familles significatives se dégagent également :

- ☒ Des **formations compressibles** correspondant globalement aux dépôts récents décrits au paragraphe 5.1.1. On distinguera toutefois deux sous familles :
  - Les **tourbes et les tourbes argileuses** ;
  - Les **autres formations compressibles** (argile vasarde, argiles sableuses, sables, remblais, í ) ;
- ☒ Les **argiles surconsolidées** correspondant aux sédiments anciens ;
- ☒ Le **substratum marno calcaire**.

Les caractéristiques mécaniques sont :

☒ **Très faibles à faibles** dans les formations compressibles avec :

$$p_1 - p_o = 0.01 \text{ MPa à } 0.4 \text{ MPa environ}$$

$$E_M = 0.3 \text{ MPa à } 7 \text{ MPa environ}$$

☒ **Faible à médiocres** dans les argiles surconsolidées avec :

$$p_1 - p_o = 0.2 \text{ MPa à } 1.5 \text{ MPa environ}$$

$$E_M = 1.0 \text{ MPa à } 11 \text{ MPa environ}$$

☒ **Moyennes à bonnes** dans le marno calcaire avec :

$$p_1 - p_o = 0.4 \text{ MPa à } 5.6 \text{ MPa environ}$$

$$E_M = 4 \text{ MPa à } 160 \text{ MPa environ}$$

### 5.3.2 Caractéristiques physiques générales

Les formations vaso-sableuse, tourbeuse et vaso-tourbeuse présentent des teneurs en eau élevées pour des masses volumiques sèches très faibles à faibles. Leurs contraintes effectives de consolidation sont très basses et leurs coefficients de compressions secondaires sont élevés. Le taux de matière organique est élevé également.

**Il s'agit de sols mous aux faibles résistances géomécaniques. Ils sont normalement à légèrement sous-consolidés et donc très fortement compressibles. Ils présentent de faibles cohésions.**

Les formations sous-jacentes (argiles surconsolidées) sont presque uniquement constituées de fines particules dont la teneur en eau moyenne est d'environ 50 %. La masse volumique sèche est comprise entre 9 kN/m<sup>3</sup> et 13 kN/m<sup>3</sup>. Par ailleurs, leurs contraintes effectives de consolidation sont globalement supérieures à 80 kPa.

**Il s'agit de sols de consistance moyenne et généralement surconsolidés.**

#### 5.3.2.1 Cohésion et angle de frottement

La cohésion non drainée  $C_u$  des matériaux tirés des documents d'archive à notre disposition **dans la zone du projet** sont évalués à :

☒ **Dans les sols compressibles :**

- $C_u = 9 \text{ kPa}$  en moyenne pour la tourbe ;
- $C_u = 14 \text{ kPa}$  en moyenne pour les autres sols compressibles ;

☒ **Dans les argiles surconsolidées**, on retiendra  $C_u = 50 \text{ kPa}$ .

**L'angle de frottement  $\phi_u$  dans les argiles est négligeable.**

### 5.3.2.2 Analyse de la liquéfaction des sols en place

D'après les analyses granulométriques réalisées, **aucune des formations testées en laboratoire ne répond à priori aux critères de suspicions de liquéfaction** au sens des règles du PS 92.

Les anomalies sableuses seront susceptibles de répondre à ces critères. Toutefois, il s'agira vraisemblablement de lentilles ou de dépôts ponctuels de faible puissance.

Dans ce contexte, la liquéfaction peut, en l'état, être négligé.

## 5.4 SYNTHÈSE DES RESULTATS OBTENUS

Compte tenu des résultats présentés précédemment on pourra retenir un modèle géotechnique général à trois couches constitué :

- ☒ Des **formations compressibles** généralement normalement consolidées à légèrement **sous-consolidées**. On distinguera toutefois deux sous familles :
  - Les **tourbes et les tourbes argileuses** caractérisées par une forte teneur en eau ;
  - Les **autres formations compressibles** (argile vasarde, argiles sableuses, sables, remblais, í ) ;
- ☒ Des **argiles relativement fermes** généralement **sur-consolidées** ;
- ☒ Du **substratum marno calcaire** pouvant s'avérer **altéré par endroits**.

Par ailleurs, les épaisseurs des différentes strates et leur profondeur mettent en évidence un approfondissement du substratum marno-calcaire vers le Sud. Ce phénomène peut correspondre à un pendage du socle ou à une géomorphologie de paléovallée voire à une zone de faille. L'approfondissement du substratum est globalement compensé en surface par une surépaisseur des formations compressibles.

**On retrouve le substratum marno-calcaire entre 7.0 m et 26 m de profondeur environ par rapport au fond marin, soit des cotes de toit calé entre -10 m NH et -29 m NH environ. L'épaisseur des formations compressibles est comprise entre 0 et 11.0 m et celle des formations argileuses entre 0 et 24 m.**

De façon synthétique, nous proposons de retenir les valeurs caractéristiques suivantes pour chaque couche **au droit du projet** :

☒ Dans les formations compressibles :

$$h^1 \# 0 \text{ à } 11.0 \text{ m}$$

$$(P_1 - P_o)_{\text{moyen}} \# 0.06 \text{ MPa}$$

$$(E_M)_{\text{moyen}} \# 0.4 \text{ MPa}$$

$$C_u \# 9 \text{ kPa (tourbes) et } 14 \text{ kPa (autres formations compressibles)}$$

$$\alpha = 1.00$$

☒ Dans les formations argileuses sur-consolidées :

$$h^1 \# 0 \text{ à } 23.7 \text{ m}$$

$$(P_1 - P_o)_{\text{moyen}} \# 0.5 \text{ MPa}$$

$$(E_M)_{\text{moyen}} \# 3.0 \text{ MPa}$$

$$C_u \# 50 \text{ kPa}$$

$$\alpha = 0.66$$

☒ Dans les formations marno-calcaires voire de tuffite volcanique localement :

$$(P_1 - P_o)_{\text{moyen}} \# 3 \text{ MPa}$$

$$(E_M)_{\text{moyen}} \# 65 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 0.50$$

Des fiches synoptiques des familles géotechniques retenues dans le modèle général sont jointes en **Annexe B**.

---

<sup>1</sup>  $h$  = épaisseur de la couche

## **6 ANALYSE DES DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES LIEES AUX OUVRAGES**

### 6.1 CONTEXTE DE L'OUVRAGE

#### 6.1.1 Description générale

Le projet prévoit la réalisation d'un quai d'accostage situé le long de la limite Nord du projet. Il s'agira d'un quai destiné à recevoir des navires marchands à fort tirant d'eau.

Un dragage dans la zone de l'ouvrage est donc prévu.

#### 6.1.2 Rappel du contexte géotechnique et géologique

Les sols reconnus ont permis de mettre en évidence un modèle géologique et géotechnique global à trois couches :

⊗ **Des formations compressibles** généralement constituées de vases sableuses, de sables vaseux, de tourbes et de vases tourbeuses. Elle est normalement consolidée à légèrement sous-consolidées. **Il s'agit de sols mous aux faibles résistances géomécaniques.** On distinguera toutefois deux sous familles :

- Les **tourbes et les tourbes argileuses** caractérisées par une forte teneur en eau ;
- Les **autres formations compressibles** (argile vasarde, argiles sableuses, sables, remblais, í ) ;

⊗ **Des argiles relativement fermes** généralement **sur-consolidées** constituées soit d'argiles silteuses de teinte marron à bariolée, soit d'argiles plastiques de teinte bleue à verdâtre. **Il s'agit de sols de consistance moyenne ;**

⊗ **Du substratum marno calcaire globalement de bonne consistance** pouvant toutefois s'avérer **altéré par endroits.**

L'altimétrie du fond marin est callée entre -0.5 m NH et -3 m NH au droit de l'ouvrage.

#### 6.1.3 Solutions de fondations envisageables

Il existe classiquement trois types génériques de quais. Il s'agit :

- ⊗ De quais sur **caissons** ;
- ⊗ De quais sur **pieux** ;
- ⊗ De quais sur **palpieux et palplanches.**

*Remarque : la solution de fondations de l'ouvrage sur palpieux palplanches apparaît en première approche mal adapté.*

## 6.2 QUAIS SUR CAISSONS

Les quais pourront être constitués de façon classique de caissons carrés ou circulaires en béton ancrés d'au moins 1 m dans le substratum calcaire.

Un niveau de pose plus bas est bien sur envisageable.

Les fondations de rive de l'ouvrage feront l'objet de mesures confortatives vis-à-vis des problèmes d'affouillement à définir par les concepteurs.

### 6.2.1 Contraintes de calcul

Pour un acrage dans le substratum marno calcaire, les contraintes de calcul suivante pourront être retenues en première approche :

$$q_{\text{ref EL5}} = 0.87 \text{ MPa}$$

$$q_{\text{ref ELU}} = 1.3 \text{ MPa}$$

### 6.2.2 Evaluation des tassements

Sous un caisson d'environ 15 m de coté ou de rayon mis en òuvre comme décrit précédemment et soumis à des contraintes effectives ( $q_{\text{ref EL5}}$ ) de 0.87 MPa, les tassements absolus prévisibles<sup>2</sup> seront de l'ordre de :

$$w \# 1.5 \text{ cm à } 2.5 \text{ cm}$$

Par ailleurs, des tassements différentiels de l'ordre de 0.5 cm à 1 cm pourront être considérés pour un caisson.

## 6.3 SOLUTION SUR PIEUX

Le quai pourra également présenter une structure constituée d'un réseau de poutres et de dalles.

Les efforts seront transmis au sol par des pieux ancrés d'au moins trois diamètres dans le substratum marno-calcaire.

Il pourra s'agir de façon classique de **pieux battus métal** rempli ou non de béton, partiellement ou totalement.

Dans tous les cas, le diamètre et la fiche des pieux dépendront des charges effectives à reprendre et de la nature des sols au droit de chaque pieu.

---

<sup>2</sup> Selon la géométrie du caisson

### 6.3.1 Terme de pointe

Le terme de pointe suivant pourra être retenu en première approche :

$$q_{pu} = 6.76 \text{ MPa}$$

### 6.3.2 Frottement latéral unitaire ultime ( $q_{su}$ )

Le tableau ci-après présente pour chacune des couches de sols du modèle géotechnique, les types de terrain retenus en référence au fascicule 62 titre V et les courbes de frottement correspondantes.

Nature	$p_{lc}$ moyen (MPa)	Classe de sol Fascicule 62	Courbe de frottement	$q_{su}$ (kPa)
Sols compressibles	-	-	-	-
Argiles surconsolidées	0.46	Argile A	Q <sub>1</sub>	20
Marno-calcaire	3.2	Marno-calcaire A	Q <sub>3</sub>	120

*Tableau 1 : Synthèse des frottements latéraux unitaires retenus.*

### 6.3.3 Frottement négatif

Un frottement négatif devra être pris en compte dans les formations compressibles et les remblais hydrauliques en cours de consolidation pour les éventuels pieux du quai.

On pourra retenir en première approche :

$$F_n = 10 \text{ kPa dans les remblais}$$

$$F_n = 5 \text{ kPa dans les formations compressibles}$$

### 6.3.4 Prédimensionnement

Des prédimensionnements de pieux battus métalliques pour des diamètres de 1000, 1200 et 1400 mm ont été réalisés à titre indicatif dans le rapport GEOMAT Antilles n°09-2076D.

## **7 ANALYSE DES DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES RELATIVES AUX DIGUES D'ENCLÔTURE ET AUX TERRE-PLEINS**

### 7.1 CONTEXTE GENERAL

Le projet prévoit la mise en òuvre d'un terre-plein par poldérisation jusqu'à la cote +3.0 m NH soit environ 1 m au dessus des autres plateformes du PAG de Jarry. Il sera très probablement mis en òuvre en plusieurs temps par phasage.

De façon classique, les **terre-pleins** sont réalisés par remblaiement hydraulique, c'est à dire par mise en òuvre de matériaux insensibles à l'eau (sable, gravier, etc.) contenu dans des « casiers ». Chaque casier est délimité par des **digues d'enclôture**. Le noyau de ces digues est constitué de matériaux insensibles à l'eau. L'ensemble est protégé par une « carapace » en enrochements (blocs d'environ 3 à 5 tonnes).

Leur altimétrie finale correspond à celle du terre-plein définitif soit +3.0 m NH environ.

### 7.2 DIGUES D'ENCLÔTURE

#### 7.2.1 Stabilité au grand glissement

**Dans le cas général**, la stabilité des digues d'enclôture au grand glissement ne sera pas assurée en première approche sans un traitement préalable de l'assise.

Il s'agira de réaliser une **substitution de la totalité de la couche de sols compressibles** (argile sableuse, vase, tourbes, í ) et la **mise en òuvre de dispositions spécifiques**.

Le principe de ces dispositions est de **assurer que le cercle de glissement critique passe dans la couche d'argile ferme**. En ce sens, il pourra s'agir :

- ⊗ Soit d'approfondir suffisamment la butée de pied en enrochements ;
- ⊗ Soit d'étendre suffisamment les débords de la substitution de sol.

**Dans certains cas particuliers** liés à des anomalies géologiques ponctuelles, notamment celle reconnue par la campagne de reconnaissances de février à mars 2009 au droit du sondage pressiométrique SP3, la stabilité au grand glissement sera assurée pour une mise en òuvre des digues périphériques sur une substitution partielle des formations compressibles d'au moins 7.5 m d'épaisseur.

**Dans tous les cas**, une butée de pied de talus dûment dimensionnée s'avèrera nécessaire à la stabilité au glissement de l'ouvrage, notamment vis-à-vis des glissements de peau sur la pente du talus.

### 7.2.2 Stabilité au poinçonnement

**Dans le cas général**, la mise en òuvre des digues périphériques sur la couche d'argile ferme n'entraînera pas le poinçonnement de cette dernière.

**Dans certains cas particuliers** liés à des anomalies géologiques ponctuelles, notamment celle reconnue par la campagne de reconnaissances de février à mars 2009 au droit du sondage pressiométrique SP3, la mise en òuvre des digues risquera potentiellement d'entraîner le poinçonnement de la couche de sols compressibles.

Pour se prémunir du poinçonnement des terrains compressibles, la digue pourra être **mise en òuvre en deux temps**. Il s'agira :

- ☒ De mettre en òuvre dans un premier temps les remblais jusqu'à la cote +0.5 m NH (correspondant à la charge limite sans poinçonnement des formations compressibles) ;
- ☒ D'attendre ensuite une consolidation suffisante des sols d'assise (de l'ordre de 1 à 5 mois environ) ;
- ☒ De finir la digue avec le remblai hors d'eau.

*Remarque :* Une purge totale des sols compressibles peut aussi être considérée pour assurer la stabilité au poinçonnement sans délai de consolidation.

### 7.2.3 Synthèse des dispositions constructives relatives aux digues d'enclosure

Les diverses analyses et calculs de stabilité présentés aux paragraphes précédents ont montré que les digues d'enclosure prévues ne pourront pas être réalisées sans travaux préparatoires.

Il pourra s'agir de :

- ☒ Purger par dragage sous l'emprise des digues soit l'ensemble des formations compressibles dans le cas général, soit sur au moins 7.5 m d'épaisseur dans le cas particulier du SP3 avec un débord périphérique soigneusement dimensionné.
- ☒ Substituer cette purge par remblaiement hydraulique. Les matériaux utilisés devront être insensibles à l'eau, non liquéfiables, homogènes et de bonne qualité, avec un angle de frottement (  $\phi$  ) d'au moins 30°.
- ☒ Constituer la digue à l'aplomb de la substitution jusqu'à la cote voulue. Elle sera constituée de matériaux soigneusement choisis, par exemple en tuf calcaire, dont l'angle de frottement (  $\phi$  ) sera d'au moins 35°. Des dispositions seront mises en oeuvre pour éviter tous glissements de peaux et d'ensemble par exemple avec une carapace et une butée de pied, vraisemblablement constituée en enrochement.

### 7.3 TERRE-PLEINS

#### 7.3.1 Stabilité au grand glissement

La stabilité au grand glissement des terre-pleins est liée à celle des digues d'enclosure. Pour des digues d'enclosure stables comme décrit précédemment, **elle sera normalement assurée pour l'ensemble des installations.**

#### 7.3.2 Stabilité au poinçonnement

**Dans tous les cas**, la mise en œuvre des terre-pleins en une seule phase risquera potentiellement d'entraîner le poinçonnement de la couche de sols compressibles.

Pour se prémunir du poinçonnement des terrains compressibles, les terre-pleins pourront être mis en œuvre en deux temps selon le même mode opératoire que celui présenté pour les digues d'enclosure. Il s'agira :

- ☒ De mettre en œuvre dans un premier temps les remblais jusqu'à la cote +0.5 m NH (correspondant à la charge limite sans poinçonnement des formations compressibles) ;
- ☒ D'attendre ensuite une consolidation suffisante des sols d'assise (de l'ordre de 1 à 5 mois environ) ;
- ☒ De finir la digue avec le remblai hors d'eau.

*Remarque :* Dans le cas où les délais de consolidation seraient incompatibles avec le projet, il y aura lieu d'envisager une purge des couches de tourbe.

#### 7.3.3 Estimation des tassements sous le terre-plein

Les tassements totaux susceptibles de se développer résultent, en fonction du mode de chargement (hauteur, étapes, délais d'édification) :

- ☒ D'un tassement de consolidation primaire ( $w_1$ ) ;
- ☒ D'un tassement de consolidation secondaire ( $w_2$ ).

**Les tassements primaires** prévisibles des sols sous la charge apportée par le remblai hydraulique seront en première approche de l'ordre de<sup>3</sup> :

$$w_1 \# 0.5 \text{ m à } 2 \text{ m}$$

Une moyenne de tassements de l'ordre de 1 m pourra être considérée en première approche.

*Remarque importante :* Ces valeurs ne prennent pas en compte le tassement du remblai lui-même.

<sup>3</sup> Selon la stratigraphie considérée et la méthode de calcul retenue.

**Le degré de consolidation** devrait atteindre en première approche 95 % au bout de **1 ans à 10 ans**<sup>4</sup>.

**Les tassements de consolidation secondaire** prévisibles des sols de fondation seront en moyenne de l'ordre<sup>5</sup> :

**w<sub>2</sub> # 20 cm à 25 cm**

*Remarque :* Dans certains cas particuliers liés à des anomalies géologiques ponctuelles, notamment celle reconnue par la campagne de reconnaissances de février à mars 2009 au droit du sondage pressiométrique SP3, les tassements de consolidation secondaire pourront atteindre 45 cm à 50 cm. 95 % des tassements seraient alors atteints dans des délais beaucoup plus longs de l'ordre de 5 à 45 ans.

Ils représenteront dans tous les cas environ **25 % à 35 % des tassements totaux**. Ils seront donc relativement importants et seront bien entendu à prendre en compte pour les futures constructions.

#### 7.3.4 Synthèse des dispositions constructives relatives au remblaiement

En première approche le remblaiement prévu ne peut être réalisé sans travaux préparatoires, notamment vis-à-vis du poinçonnement des sols compressibles.

Il pourra s'agir de :

- ☒ Remplir l'espace terre-plein avec des remblais hydrauliques jusqu'à la cote +0.5 m NH. Ils seront constitués de matériaux insensibles à l'eau, homogènes et de bonne qualité, avec un angle de frottement (  $\phi$  ) d'au moins 30°.
- ☒ Les terre-pleins définitifs pourront ensuite être callés à la cote finale de +3 m NH une fois atteint la consolidation suffisante pour ne pas poinçonner les sols sous jacents.

---

<sup>4</sup> En fonction du coefficient Cv retenu.

<sup>5</sup> Selon le tassement primaire considéré et la durée de vie de l'ouvrage retenue.

## 8 COMPORTEMENT DES TERRE-PLEINS EN EXPLOITATION

En cours d'exploitation, le projet prévoit une charge de service finale de 4.5 t/m<sup>2</sup> correspondant à 3 étages de conteneurs (1.5 t/m<sup>2</sup> par conteneur).

Une analyse de stabilité des ouvrages (digues et terre-pleins) en cours d'exploitation s'avère donc nécessaire.

L'objectif est de s'assurer :

- ☒ **De la stabilité des digues d'enclosure en cours d'exploitation** et le cas échéant de déterminer la distance minimale de la charge à la digue ;
- ☒ **De la stabilité au poinçonnement des terre-pleins en cours d'exploitation** et le cas échéant de déterminer le temps de consolidation nécessaire avant l'application de la charge.

### 8.1 STABILITE DES DIGUES D' ENCLOTURE EN COURS D'EXPLOITATION

La stabilité au grand glissement a été évaluée à l'aide du logiciel TALREN 4 v 2.0.3 suivant le modèle géotechnique retenu au paragraphe 7.2.1.2 pour le cas général et au paragraphe 7.3.1.3 pour le cas particulier lié à l'anomalie reconnue au droit de SP3.

Les calculs ont été menés pour une charge d'exploitation 4.5 t/m<sup>2</sup> modélisant 3 étages de conteneurs. Ils sont présentés en *Annexe I<sub>1</sub>*.

**Les digues seront en première approche stables au grand glissement dans le cas général et dans le cas particulier lié à l'anomalie reconnue au droit de SP3 pour une distance de la charge à la digue de l'ordre de 10 m environ.**

Il conviendra donc de laisser une bande libre de 10 m de largeur sur l'ensemble du pourtour des terre-pleins<sup>6</sup> en cours d'exploitation pendant toute la durée de la consolidation pour le moins.

### 8.2 STABILITE AU POINÇONNEMENT DES TERRE-PLEINS EN COURS D'EXPLOITATION

Les calculs de stabilité au poinçonnement des terre-pleins montrent qu'ils ne pourront être stable au poinçonnement lors de leur mise en œuvre. Il conviendra d'envisager un phasage en deux temps comme décrit précédemment.

La charge d'exploitation admissible immédiatement après la fin des travaux dépendra essentiellement de la durée de ces derniers durant laquelle les sols se seront consolidés. On supposera une **durée totale de travaux de 2 ans** avant la réception des plateformes.

---

<sup>6</sup> Remarque : la zone du quai n'est bien entendu pas concernée par cette disposition spécifique.

## 8.2.1 Charge d'exploitation immédiatement après travaux

### 8.2.1.1 Augmentation de la cohésion

L'augmentation du degré de consolidation ( $U$ ) avec le temps va permettre une augmentation de la cohésion ( $C_u$ ) et donc une augmentation de la capacité portante ( $Q$ ) des sols.

On retiendra un modèle géotechnique et géologique moyen composé d'une couche de sol compressible de 5 m d'épaisseur environ et de poids volumique déjaugé de  $2\text{kN/m}^3$ .

Les calculs de variation de la cohésion montrent qu'à la réception des plateformes après 2 ans de consolidation des terrains, les sols compressibles présenteront les caractéristiques suivantes :

	<i>Cas optimiste</i>	<i>Cas pessimiste</i>
$U_0$	95 %	56 %
$C_u$	17	10.5
$C_{u0}$	<b>26</b>	<b>19.5</b>

*Tableau 2 : Caractéristiques des sols compressibles après 2 ans de consolidation.*

### 8.2.1.2 Stabilité au poinçonnement

Dans ces conditions, le facteur de sécurité au poinçonnement au moment de la réception des plateformes sera donc en première approche pour une couche de sols compressibles de 5 m d'épaisseur environ et une hauteur d'eau moyenne de 5.5 m :

$$\text{D'où } F_{0\text{optimiste}} = 2.75 \text{ et } F_{0\text{pessimiste}} = 2.06$$

### 8.2.1.3 Charge d'exploitation admissible à la réception des plateformes

D'après ce qui précède, les sols sous-jacents détiennent une capacité portante supérieure à la charge de l'unique terre-plein évaluée à plus de 85 kPa.

Dans ce cas, la charge d'exploitation ( $Q_{\text{exploitation}}$ ) sur le terre-plein admissible sera en première approche de l'ordre de :

- ⊗ **70 kPa dans le cas optimiste soit la totalité de la charge de service retenue au projet ;**
- ⊗ **30 kPa dans le cas pessimiste soit 2 étages de conteneurs (2/3 de la charge de service retenue au projet).**

### 8.2.2 Evolution de la charge d'exploitation

La consolidation des sols au cours du temps permettra une augmentation à long terme de sa capacité portante.

**Dans les conditions de notre modèle géotechnique, la charge d'exploitation retenue par le projet sera admissible après 6 mois de consolidation dans un cas optimiste et après 3 ans et demis environ dans un cas pessimiste.**

### 8.2.3 Limites du modèle

Les calculs de consolidation ont été menés pour un modèle géologique et géotechnique moyen présentant une couche de sols compressibles de 5 m d'épaisseur uniquement constituée de tourbes.

La géologie du site est apparue relativement chaotique notamment vis-à-vis des épaisseurs des couches de sols compressibles et de leur nature.

Les zones tourbeuses ont été reconnues nombreuses et importantes. Elles semblent toutefois présenter un caractère lenticulaire qui laisse supposer un comportement différentiel des terre-pleins, que ce soit en terme de consolidation qu'en terme de tassements<sup>7</sup>.

Les calculs présentés précédemment fournissent un ordre de grandeur des différents paramètres géotechniques à prendre en compte dans le projet. Dans un tel contexte géotechnique et géologique, des variations<sup>8</sup> de ces paramètres resteront toutefois à considérer.

## 8.3 TASSEMENTS PREVISIBLES LIES A LA CHARGE D'EXPLOITATION

Sous la seule charge du remblai hydraulique, les tassements prévisibles des sols d'assise seront de l'ordre de 1 m en moyenne avec toutefois un tassement prévisible de l'ordre de 2 m au maximum dans le secteur lié à l'anomalie reconnue au droit de SP3.

Le chargement des terre-plein avec les conteneurs entraînera un tassement supplémentaire des sols d'assise.

**On retiendra des tassements moyens des sols d'assise liés à la charge d'exploitation de l'ordre de 40 cm à 50 cm avec un écart type important, notamment dans le cas des calculs par la méthode pressiométrique qui ne prend pas en compte la consolidation des terrains en place.**

---

<sup>7</sup> Cf. paragraphe 9.3 suivant.

<sup>8</sup> Favorables (absence de tourbe) ou défavorables (épaisseur de tourbe supérieure à 5 m).

*Remarque : Ces résultats ne tiennent pas compte du tassement des remblais hydrauliques sous la charge d'exploitation. Ces derniers seront fonction du type de matériau utilisé, de la méthode de mise en œuvre et des éventuels traitements prévus (vibrocompactage, vibroflottation, inclusions, í ).*

#### 8.4 SYNTHÈSE DU COMPORTEMENT DES TERRE-PLEINS EN COURS D'EXPLOITATION

D'après l'analyse de stabilité, la charge d'exploitation prévue au projet de 4.5 t/m<sup>2</sup> ne présentera pas d'influence sur la stabilité au grand glissement des digues à plus de 10 m de ces dernières.

**Il y aura donc lieu d'envisager de laisser une bande libre de conteneurs de 10 m de largeur environ sur le pourtour des terre-pleins jusqu'à la fin de la consolidation pour le moins.**

L'analyse de la stabilité au poinçonnement montre que l'augmentation de la cohésion au cours des travaux, dont la durée a été estimée à 2 ans environ, permettra un **chargement à la réception des plateformes compris entre 3 t/m<sup>2</sup> et 7 t/m<sup>2</sup>.**

La charge d'exploitation retenue au projet de 4.5 t/m<sup>2</sup> pourra être mise en œuvre environ **6 mois à 3 ans et demi après le début de la consolidation** des terrains.

Par ailleurs, les tassements prévisibles sous la charge d'exploitation seront de l'ordre de 40 cm à 50 cm environ.

Compte tenu des tassements prévisibles importants, de l'évolution favorable de la cohésion, des temps de consolidation réalistes et des charges admissibles après travaux relativement importantes, **il apparaît adapté en première approche d'envisager un traitement des terre-pleins préalable à l'exploitation pour accélérer les tassements.**

Il pourra par exemple s'agir d'un préchargement à définir et/ou d'un réseau de drains verticaux à dimensionner<sup>9</sup>, d'un traitement par vibrocompactage, vibroflottation, etc.í

---

<sup>9</sup> Le dimensionnement de ces dispositions spécifiques dépendra de la charge admissible après travaux donc de la valeur de  $C_v$ , qui reste en l'état actuel des investigations relativement étalée.

## 9 INVESTIGATIONS COMPLEMENTAIRES

Le contexte géologique et géotechnique de la zone d'étude s'avère complexe notamment à cause de son histoire géologique ancienne et récente et de son caractère marin.

Afin de réduire les incertitudes et d'affiner les analyses, il conviendra d'envisager la réalisation de sondages complémentaires. Ces sondages porteront sur quatre problématiques principales à savoir :

- ☒ Préciser les caractéristiques mécaniques à retenir au droit du futur quai ;
- ☒ Réduire les incertitudes concernant l'analyse des terre-pleins et des digues d'enclôture ;
- ☒ Définir les caractéristiques géométriques (extension, profondeur maximale, í ) et géotechniques liées aux anomalies géologiques comme celle rencontrée au niveau du sondage pressiométrique SP3 au cours de la campagne de reconnaissances de février à mars 2009 ;
- ☒ Compléter les connaissances stratigraphiques et géologiques du chenal et des berges pouvant être impactées par le dragage.

### 9.1 AU DROIT DU FUTUR QUAI

Actuellement, 3 sondages ont été réalisés au droit de l'ouvrage. Il s'agit de deux sondages pressiométriques (SP1 et SP2) aux extrémités et un sondage carotté (SC1) au centre pour une longueur totale de l'ouvrage d'environ 400 m soit 1 sondage tous les 200 m.

Il conviendra d'affiner le maillage en le réduisant à 1 sondage tous les 50 m. Il s'agira de **sondages pressiométriques descendus pour le moins vers la cote -25 m NH** permettant de préciser l'analyse statistique des caractéristiques mécaniques mais également de s'assurer de l'état d'altération de l'assise.

Par ailleurs, la mesure des paramètres dynamiques par un essai Cross Hole est vivement conseillée compte tenu de l'importance de l'ouvrage.

### 9.2 AU NIVEAU DES TERRE-PLEINS

Une analyse plus fine des terre-pleins nécessiterait la réalisation d'un sondage tous les 10 000 m<sup>2</sup> environ. Ces sondages devraient être couplés à des profils géophysiques dans la mesure du possible afin de couvrir l'essentiel de la zone d'étude.

Il s'agira essentiellement de **sondages carottés avec prise d'échantillons descendus jusqu'au toit du substratum calcaire entre -15 m NH à -30 m NH.**

Ces derniers feront l'objet d'essais en laboratoire, notamment :

- ☒ Des essais oedométriques avec mesure de  $C_v$  ;
- ☒ Des essais de fluage ( $C$ ) ;
- ☒ Des essais de cisaillement ou des essais triaxiaux UU ;
- ☒ Des essais triaxiaux de type  $C_u+u$ .

On pourra également envisager la réalisation d'essais scissométriques dans les sols compressibles ou d'essais de pénétration statique à pointe électrique descendus jusqu'au toit du substratum calcaire entre -15 m NH à -30 m NH.

Ces sondages permettront d'affiner l'analyse des tassements et de la stabilité des digues et des sols d'assise.

### 9.3 AU NIVEAU DES ANOMALIES AVEREES ET EVENTUELLES

Compte tenu de l'anomalie reconnue au droit du sondage pressiométrique SP3, il conviendra de réaliser des sondages complémentaires avec un maillage réduit dans ce secteur à environ 1 sondage tous les 30 m.

Il s'agira de sondages carottés descendus jusqu'au toit du substratum marno calcaire entre -10 m NH et -20 m NH et de sondages scissométriques qui permettront à terme de caractériser l'anomalie.

*Remarque : le maillage « minimum » pourra par ailleurs être affiné si des anomalies ou points singuliers étaient mis en évidence en cours de campagne.*

### 9.4 DANS LE CHENAL ET LE LONG DES BERGES

L'analyse du dragage et de la stabilité des berges est basée sur une faible quantité de sondages issus des archives. De nombreuses hypothèses ont donc été faites au cours de l'analyse.

Il conviendra de confirmer ou de revoir ces hypothèses par l'intermédiaire d'une campagne de reconnaissance complémentaire à l'intérieur du chenal et le long de ses berges (secteurs de Darbousier, de Fouillole, de la Marina, í ).

A terme, ces sondages permettront de compléter l'analyse du dragage notamment en précisant la stratigraphie du site mais aussi en affinant l'analyse de stabilité des berges au niveau des secteurs les plus critiques.

Il s'agira essentiellement de **sondages carottés avec prise d'échantillons descendus jusqu'à la cote prévue pour le dragage pour le moins soit vers -18 m NH environ.**

Ces derniers feront l'objet d'essais en laboratoire, notamment :

- ☒ Des essais d'identification ( $W_{\%}$ ,  $W_L/I_P$ , analyses granulométriques, teneurs en matière organique, í )
- ☒ Des essais de résistance à la compression simple  $R_c$  du marno calcaire
- ☒ Des essais de cisaillement ou des essais triaxiaux UU ;
- ☒ Des essais triaxiaux de type Cu+u.

Ces sondages devraient être couplés à des profils géophysiques dans la mesure du possible afin de couvrir l'essentiel de la zone d'étude

On pourra également envisager la réalisation d'essais scissométriques.

## **10 ASPECT PARASISMIQUE**

La zone est **classée III** vis à vis de l'aléa sismique par la carte de zonage de la France.

**Globalement**, les sols testés appartiennent au **groupe c**, d'après le tableau 5.21 des règles PS92.

Selon les zones, le site est classé de **type S2 dans la partie Nord du site ou S3 vers le Sud** de la zone d'étude (au niveau des sondages SP3 et SP5) d'après le tableau 5.22 de ce même règlement.

**D'un point de vue générale, on retiendra un site de type S3.**

Il s'agit d'un site de **classe E** dans la partie Nord du site, de **classe S<sub>1</sub>** vers le sondage SP3 voire de **classe S<sub>2</sub>** dans les secteurs présentant des couches liquéfiables, notamment au droit du sondage SP2, selon le tableau 3.1 de l'Eurocode 8.

**Au droit de l'ouvrage d'accostage**, l'assise sera constituée des marno calcaires. Ils appartiennent au **groupe a** d'après le tableau 5.21 des règles PS92 sur une épaisseur supposée supérieure à 15 m.

Le site au droit de l'ouvrage est donc de **type S1**.

Suivant l'Eurocode 8, il s'agit d'un site de **classe A ou B** en fonction des critères  $V_{S30}$ .

Le site se situe au droit d'une zone de faille active selon le Projet de PPR de la commune de Baie Mahault. Il conviendra d'effectuer une étude spécifique concernant cet aléa.

## 11 SYNTHESE

☞ Les sols reconnus ont permis de mettre en évidence un modèle géologique et géotechnique global à trois couches :

☒ Des **formations compressibles** généralement constituées de vases sableuses, de sables vaseux, de tourbes et de vases tourbeuses. Elle est normalement consolidée à légèrement sous-consolidées. **Il s'agit de sols mous aux faibles résistances géomécaniques.** On distinguera toutefois deux sous familles :

- Les **tourbes et les tourbes argileuses** caractérisées par une forte teneur en eau ;
- Les **autres formations compressibles** (argile vasarde, argiles sableuses, sables, remblais, í ) ;

☒ Des **argiles relativement fermes** généralement **sur-consolidées** constituées soit d'argiles plastiques de teinte grise, soit d'argiles plastiques marron rouges. **Il s'agit de sols de consistance moyenne ;**

☒ Du **substratum calcaire globalement de bonne consistance** pouvant toutefois s'avérer **altéré par endroits.**

☞ La hauteur d'eau est de l'ordre de 0,5 m à 8 m dans la zone d'étude.

☞ Le contexte géotechnique de la zone est apparu très hétérogène. Il peut être globalement **qualifié de mauvais.**

☞ **Ouvrage d'accostage :** Le projet prévoit la réalisation d'un **quai d'accostage** situé le long de la limite Nord du projet. Il s'agira d'un quai d'environ 400 m de longueur avec une hauteur libre d'environ 20 m.

Ce quai sera à priori destiné à recevoir des navires marchands à fort tirant d'eau.

En toute logique, il pourra s'agir d'une solution :

☒ Soit sur un **réseau de poutres et de dalles mises en òuvre sur des pieux à priori de type battus métalliques** ancrés dans le substratum calcaire.

Leur fiche et leur diamètre dépendront des charges à reprendre et de la nature des sols au droit de chaque pieu.

☒ Soit sur des **fondations superficielles de type caisson** ancrés d'au moins 1 m dans le substratum calcaire.

☞ Le projet prévoit la mise en òuvre d'un terre-plein par poldérisation jusqu'à la cote +3.0 m NH soit environ 1 m au dessus des autres plateformes du PAG de Jarry. Il sera très probablement mis en òuvre en plusieurs temps par phasage.

De façon classique, les **terre-pleins** sont réalisés par remblaiement hydraulique, c'est à dire par mise en òuvre de matériaux insensibles à l'eau (sable, gravier, etc.) contenu dans des « casiers ». Chaque casier est délimité par des **dignes d'enceinte**.

Leur altimétrie finale correspond à celle du terre-plein définitif soit +3.0 m NH environ.

☒ **Digues d'enclosure :**

Leur stabilité au grand glissement sera assurée pour une mise en òuvre des digues périphériques sur une substitution totale des formations compressibles dans le cas général, dans la limite de 7.5 m d'épaisseur.

La mise en òuvre des digues périphériques n'entraînera pas de poinçonnement des sols sous-jacents excepté dans certains cas particuliers. Dans ces cas là, un phasage à la mise en òuvre des digues devra être envisagé.

☒ **Terre-pleins :**

Leur mise en òuvre risquera en première approche d'entraîner le poinçonnement des sols sous-jacents. Il conviendra de réaliser le remblaiement par phases pour le moins.

Dans un tel contexte géotechnique, les tassements primaires moyens susceptibles de se développer dans le cas général seront de l'ordre de 1 m avec toutefois des tassements beaucoup plus importants dans certains cas particuliers. Ils seront à considérer sur des périodes de 1 ans à 45 ans pour un degré de consolidation d'environ 95 %.

Les tassements de consolidation secondaire seront relativement importants et seront bien entendu à prendre en compte pour de futures constructions.



**Le comportement des terre-pleins en exploitation** a été décrit au paragraphe 8.

La stabilité des berges sera assurée au grand glissement en cours d'exploitation pour **une distance du chargement aux digues d'enclosure de l'ordre de 10 m** au moins.

En supposant une **durée totale des travaux de l'ordre de 2 ans**, la consolidation des sols en place permettra un chargement immédiat des terre-pleins compris entre **3 t/m<sup>2</sup> et 7 t/m<sup>2</sup>**.

Un chargement à 4.5 t/m<sup>2</sup> comme prévu au projet pourra en première approche être mis en òuvre après une **durée de consolidation comprise entre 6 mois et 3.5 ans**.

Les tassements prévisibles sous la charge d'exploitation de 4.5 t/m<sup>2</sup> seront en première approche de l'ordre de **40 cm à 50 cm**.



Des investigations complémentaires seront nécessaires à une compréhension et une analyse plus fine de la zone d'étude du point de vue géologique et géotechnique. Elles sont présentées au paragraphe 10.

*Baie-Mahault le 19 mai 2009*

*M. TANGUY  
Ingénieur Géotechnicien*

*S. DUMOULIN  
Ingénieur Géotechnicien*

# ANNEXES

➡ ANNEXE A - **Observations importantes**

➡ ANNEXE B ó **Fiches synoptiques des familles géotechniques**

## ANNEXE A :

*Observations importantes*

## NORME NF P 94 500 (Décembre 2006)

### CLASSIFICATION DES MISSIONS types d'ingénierie géotechnique

L'enchaînement des missions géotechniques suit les phases d'élaboration du projet. Les missions G 1, G 2, G 3, G 4 doivent être réalisées successivement. Une mission confiée à un géotechnicien peut contenir tout ou partie des prestations décrites dans chaque mission géotechnique type qu'après accord explicite entre le client et le géotechnicien.

<p>L'enchaînement des missions d'ingénierie géotechnique doit suivre les étapes d'élaboration et de réalisation de tout projet pour contribuer à la maîtrise des risques géologiques. Chaque mission s'appuie sur des investigations géotechniques spécifiques. Il appartient au maître d'ouvrage ou à son mandataire de veiller à la réalisation successive de toutes ces missions par une ingénierie géotechnique.</p>
<p><b>ÉTAPE 1 : ÉTUDES GÉOTECHNIQUES PREALABLES (G1)</b>  Ces missions excluent toute approche des quantités, délais et coûts d'exécution des ouvrages géotechniques qui entre dans le cadre d'une mission d'étude géotechnique de projet (étape 2). Elles sont normalement à la charge du maître d'ouvrage.</p> <p><b>ÉTUDE GÉOTECHNIQUE PRÉLIMINAIRE DE SITE (G11)</b>  Elle est réalisée au stade d'une étude préliminaire ou d'esquisse et permet une première identification des risques géologiques 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 un programme d'investigations géotechniques spécifique, le réaliser ou en assurer le suivi technique, en exploiter les résultats.</li> <li>· Fournir un rapport avec un modèle géologique préliminaire, certains principes généraux d'adaptation du projet au site et une première identification des risques.</li> </ul> <p><b>ÉTUDE GÉOTECHNIQUE D'AVANT PROJET (G12)</b>  Elle est réalisée au stade de l'avant projet et permet de réduire les conséquences des risques géologiques majeurs identifiés :</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>· Définir 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, certains principes généraux de construction (notamment terrassements, soutènements, fondations, risques de déformation des terrains, dispositions générales vis-à-vis des nappes et avoisinants).</li> </ul> <p>Cette étude sera obligatoirement complétée lors de l'étude géotechnique de projet (étape 2).</p>
<p><b>ÉTAPE 2 : ÉTUDE GÉOTECHNIQUE DE PROJET (G2)</b>  Elle est réalisée pour définir le projet des ouvrages géotechniques et permet de réduire les conséquences des risques géologiques importants identifiés. Elle est normalement à la charge du maître d'ouvrage et peut être intégrée à la mission de maîtrise d'œuvre générale.</p> <p><b>Phase Projet</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>· Définir un programme d'investigations géotechniques spécifique, le réaliser ou en assurer le suivi technique, en exploiter les résultats.</li> <li>· Fournir une synthèse actualisée du site et les notes techniques donnant les méthodes d'exécution proposées pour les ouvrages géotechniques (notamment terrassements, soutènements, fondations, dispositions vis-à-vis des nappes et avoisinants) et les valeurs seuils associées, certaines notes de calcul de dimensionnement niveau projet.</li> <li>· Fournir une approche des quantités/délais/coûts d'exécution de ces ouvrages géotechniques et une identification des conséquences des risques géologiques résiduels.</li> </ul> <p><b>Phase Assistance aux Contrats de Travaux</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>· Établir les documents nécessaires à la consultation des entreprises pour l'exécution des ouvrages géotechniques (plans, notices techniques, cadre de bordereau des prix et estimatif, planning prévisionnel).</li> <li>· Assister le client pour la sélection des entreprises et l'analyse technique des offres.</li> </ul>
<p><b>ÉTAPE 3 : EXÉCUTION DES OUVRAGES GÉOTECHNIQUES (G3 et G 4, distinctes et simultanées)</b></p> <p><b>ÉTUDE ET SUIVI GÉOTECHNIQUES D'EXÉCUTION (G3)</b>  Se déroulant en 2 phases interactives et indissociables, elle permet de réduire les risques résiduels par la mise en oeuvre à temps de mesures d'adaptation ou d'optimisation. Elle est normalement confiée à l'entrepreneur.</p> <p><b>Phase Étude</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>· Définir un programme d'investigations géotechniques spécifique, le réaliser ou en assurer le suivi technique, en exploiter les résultats.</li> <li>· Étudier dans le détail les ouvrages géotechniques : notamment validation des hypothèses géotechniques, définition et dimensionnement (calculs justificatifs), méthodes et conditions d'exécution (phasages, suivis, contrôles, auscultations en fonction des valeurs seuils associées, dispositions constructives complémentaires éventuelles), élaborer le dossier géotechnique d'exécution.</li> </ul> <p><b>Phase Suivi</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>· Suivre le programme d'auscultation et l'exécution des ouvrages géotechniques, déclencher si nécessaire les dispositions constructives prédéfinies en phase Étude.</li> <li>· Vérifier les données géotechniques par relevés lors des excavations et par un programme d'investigations géotechniques complémentaire si nécessaire (le réaliser ou en assurer le suivi technique, en exploiter les résultats).</li> <li>· Participer à l'établissement du dossier de fin de travaux et des recommandations de maintenance des ouvrages géotechniques.</li> </ul> <p><b>SUPERVISION GÉOTECHNIQUE D'EXÉCUTION (G4)</b>  Elle permet de vérifier la conformité aux objectifs du projet, de l'étude et du suivi géotechniques d'exécution. Elle est normalement à la charge du maître d'ouvrage.</p> <p><b>Phase Supervision de l'étude d'exécution</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>· Avis sur l'étude géotechnique d'exécution, sur les adaptations ou optimisations potentielles des ouvrages géotechniques proposées par l'entrepreneur, sur le programme d'auscultation et les valeurs seuils associées.</li> </ul> <p><b>Phase Supervision du suivi d'exécution</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>· Avis, par interventions ponctuelles sur le chantier, sur le contexte géotechnique tel qu'observé par l'entrepreneur, sur le comportement observé de l'ouvrage et des avoisinants concernés et sur l'adaptation ou l'optimisation de l'ouvrage géotechnique proposée par l'entrepreneur.</li> </ul>
<p><b>DIAGNOSTIC GÉOTECHNIQUE (G5)</b>  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.</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>· Définir, après enquête documentaire, un programme d'investigations géotechniques spécifique, le réaliser ou en assurer le suivi technique, en exploiter les résultats.</li> <li>· Étudier un ou plusieurs éléments géotechniques spécifiques (par exemple soutènement, rabattement, causes géotechniques d'un désordre) dans le cadre de ce diagnostic, mais sans aucune implication dans d'autres éléments géotechniques.</li> </ul> <p>Des études géotechniques de projet et/ou d'exécution, de suivi et supervision, doivent être réalisées ultérieurement, conformément à l'enchaînement des missions d'ingénierie géotechnique, si ce diagnostic conduit à modifier ou réaliser des travaux.</p>

## UNION SYNDICALE GEOTECHNIQUE

### CONDITIONS GENERALES D'UTILISATION DES RAPPORTS GEOTECHNIQUES (version du 28/04/98)

#### Cadre de la mission

Par référence à la CLASSIFICATION DES MISSIONS GÉOTECHNIQUES TYPES (NORME NF P94 500), il appartient au maître d'ouvrage et à son maître d'œuvre 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 G1, G2, G3, G4 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
- une mission type 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 type 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 type G1 ou G5 exclut tout engagement de notre société sur les quantités, coûts et délais d'exécution des futurs ouvrages géotechniques ;
- une mission type G2 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 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.

#### 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 voir 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.

#### 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 B :

*Fiches synoptiques des familles géotechniques*

## Fiche synoptique de familles géomécaniques

### Sols compressibles

#### Sous famille : sols compressibles indifférenciés

**Origine géologique :** Dépôts sédimentaires récents dont la génèse s'est faite en milieu marin ou de mangrove.

**Epaisseurs des couches :**  $h = 0$    11 m.

**Caractéristiques mécaniques moyennes :**

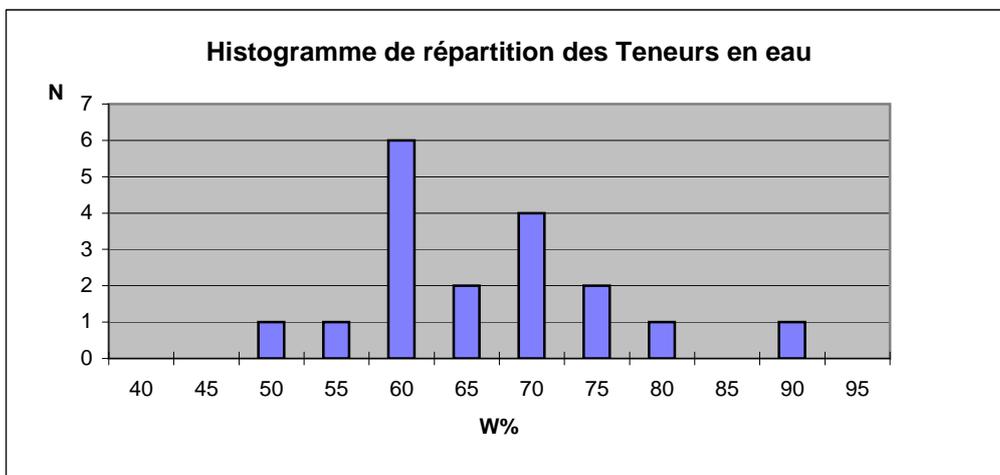
$$P_1 - P_0 = 0.06 \text{ Mpa}$$

$$E_M = 0.4 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1$$

**Caractéristiques physiques :**

	Max	Min	Moyenne	Ecart type	Nbre Valeurs
<b>W<sub>l</sub></b>	77.2	64.6	<b>68.5</b>	5.9	4
<b>I<sub>p</sub></b>	24.1	7.9	<b>18.0</b>	7.0	4
<b>e<sub>0</sub></b>	2.24	1.45	<b>1.77</b>	0.35	4
<b>VBS</b>	8.65	0.48	<b>2.99</b>	3.29	9
<b>Y<sub>h</sub></b>	16.9	15.3	<b>16.2</b>	0.7	4
<b>Y<sub>d</sub></b>	10.8	8.2	<b>9.7</b>	1.1	4
<b>σ'<sub>p</sub></b>	33.65	18.28	<b>28.12</b>	8.54	3
<b>C<sub>c</sub></b>	1.674	0.535	<b>0.991</b>	0.602	3
<b>C<sub>s</sub></b>	0.171	0.025	<b>0.076</b>	0.083	3
<b>C<sub>v</sub></b>	7.70E-07	5.00E-07	<b>7.E-07</b>	1.E-07	3
<b>C<sub>α</sub></b>	0.0071	0.0044	<b>0.0058</b>	0.0019	2



Max	Min	Moyenne	Ecart type	Dispersion	Nbre Valeurs
86.7	47.1	<b>64.2</b>	9.8	0.15	18

**Liquéfaction :** Aucun des sols soumis à une analyse granulométrique n'est suspect de liquéfaction au sens des règles du PS92.

**Caractéristiques intrinsèques moyennes proposées :**

$$C_u = 14 \text{ kpa}$$

$$\phi_u = 0^\circ$$

$$\gamma' = 3 \text{ kN/m}^3$$

## Fiche synoptique de familles géomécaniques

### Sols compressibles

#### Sous famille : tourbes et tourbes argileuses

**Origine géologique :** Dépôts sédimentaires récents à forte teneur en matières organiques dont la génèse s'est faite en milieu marin ou de mangrove.

**Epaisseurs des couches :**  $h = 0$    2.5 m.

**Caractéristiques mécaniques moyennes :**

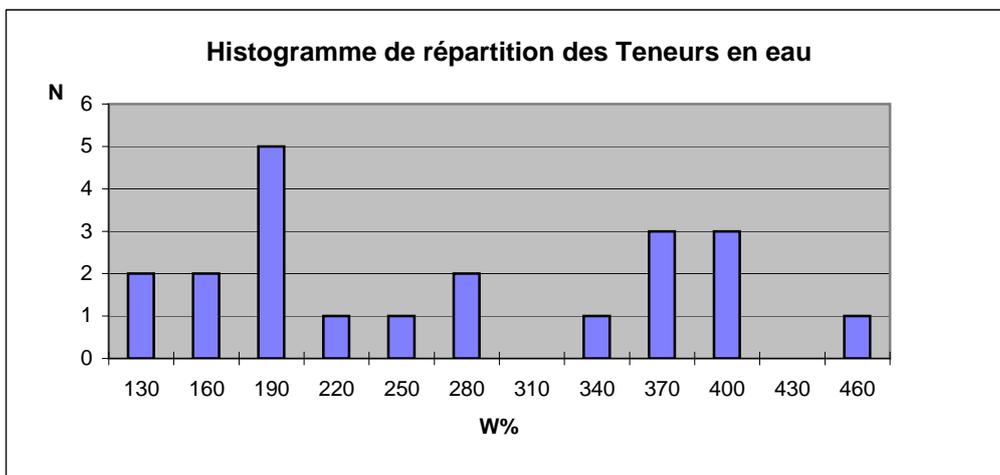
$$P_1 - P_0 = 0.06 \text{ Mpa}$$

$$E_M = 0.4 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1$$

**Caractéristiques physiques :**

	Max	Min	Moyenne	Ecart type	Nbre Valeurs
$W_l$					
$I_p$					
$e_0$	13.61	3.94	<b>8.13</b>	4.62	4
<b>VBS</b>	5.98	1.81	<b>3.84</b>	2.09	3
$\gamma_h$	12.9	10.1	<b>11.4</b>	1.4	4
$\gamma_d$	5.4	1.8	<b>3.6</b>	1.7	4
$\sigma'_p$	63.97	18.75	<b>29.54</b>	19.37	5
$C_c$	6.095	0.351	<b>2.963</b>	2.822	5
$C_s$	0.86	0.039	<b>0.355</b>	0.335	5
$C_v$	1.60E-07	7.70E-08	<b>1.E-07</b>	4.E-08	3
$C_\alpha$	0.0144	0.0043	<b>0.0087</b>	0.0045	5



Max	Min	Moyenne	Ecart type	Dispersion	Nbre Valeurs
531	102	<b>277.8</b>	122.8	0.44	23

**Liquéfaction :** Aucun des sols soumis à une analyse granulométrique n'est suspect de liquéfaction au sens des règles du PS92.

**Caractéristiques intrinsèques moyennes proposées :**

$$C_u = 9 \text{ kpa}$$

$$\phi_u = 0^\circ$$

$$\gamma' = 2 \text{ kN/m}^3$$

## Fiche synoptique de familles géomécaniques

### Argile surconsolidées

**Origine géologique :** Dépôts sédimentaires anciens dont la génèse s'est faite hors d'eau lors de l'épisode de retrait marin.

**Epaisseurs des couches :**  $h = 0$    23.7 m.

**Caractéristiques mécaniques moyennes :**

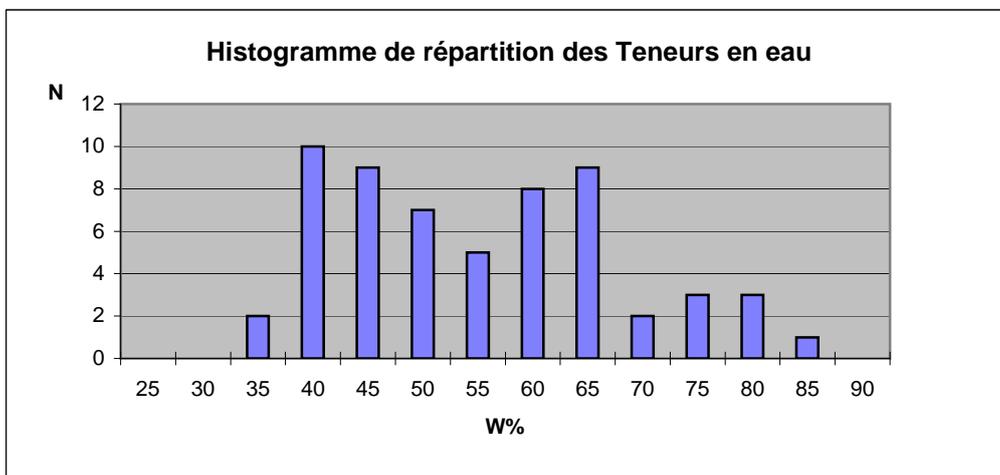
$$P_1 - P_0 = 0.46 \text{ Mpa}$$

$$E_M = 3.0 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 0.66$$

**Caractéristiques physiques :**

	Max	Min	Moyenne	Ecart type	Nbre Valeurs
$W_l$	105.6	44.5	<b>71.2</b>	16.7	13
$I_p$	46	10.1	<b>22.6</b>	9.8	13
$e_0$	2.07	1.04	<b>1.50</b>	0.38	9
<b>VBS</b>	14.3	2.44	<b>8.44</b>	3.25	11
$\gamma_h$	18.3	14.7	<b>16.7</b>	1.3	9
$\gamma_d$	13	8.6	<b>10.8</b>	1.6	9
$\sigma'_p$	210.86	51.17	<b>124.64</b>	62.02	7
$C_c$	0.666	0.179	<b>0.357</b>	0.151	7
$C_s$	0.061	0.022	<b>0.038</b>	0.013	7
$C_v$	7.50E-07	3.60E-08	<b>3.E-07</b>	2.E-07	7
$C_\alpha$	0.0019	0.0001	<b>0.0009</b>	0.0009	3



Max	Min	Moyenne	Ecart type	Dispersion	Nbre Valeurs
84.2	31.1	<b>52.7</b>	13.0	0.25	59

**Liquéfaction :** Aucun des sols soumis à une analyse granulométrique n'est suspect de liquéfaction au sens des règles du PS92.

**Caractéristiques intrinsèques moyennes proposées :**

$$C_u = 69 \text{ kpa}$$

$$\phi_u = 0^\circ$$

$$\gamma' = 8 \text{ kN/m}^3$$

## Fiche synoptique de familles géomécaniques

### Marno calcaire

**Origine géologique :** Roche sédimentaires ou corallienne à nodules algaires datant du Plio-Pléistocène.

**Epaisseurs des couches :** Substratum.

**Caractéristiques mécaniques moyennes :**

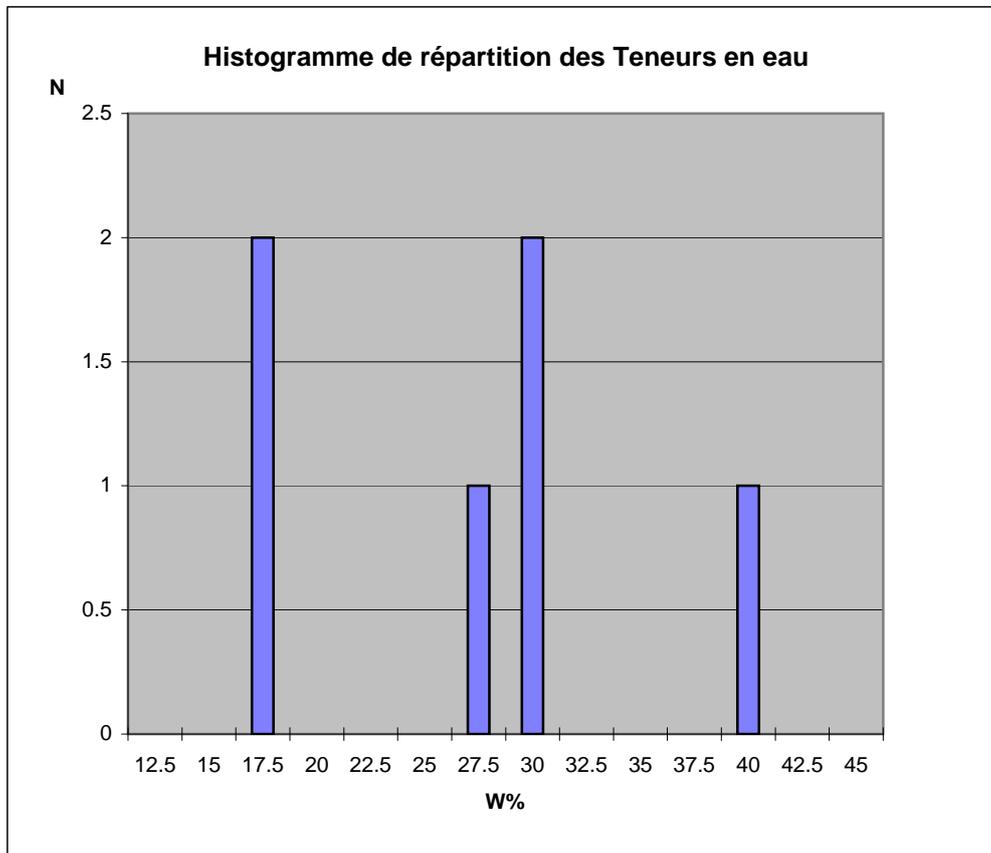
$$P_1 - P_0 = 3.2 \text{ Mpa}$$

$$E_M = 65 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 0.5$$

**Caractéristiques physiques :**

$$\text{Passant à } 80\mu\text{m} = 28\%$$



Max	Min	Moyenne	Ecart type	Dispersion	Nbre Valeurs
38.6	16.2	26.1	8.3	0.32	6

**Liquéfaction :** Le substratum marno calcaire n'est bien entendu pas suspect de liquéfaction au sens des règles du PS92.

**Caractéristiques intrinsèques moyennes proposées :**

$$C_u = \text{Considéré incompressible}$$

$$\varphi_u = \text{Considéré incompressible}$$

$$\gamma' = 14 \text{ kN/m}^3$$



# SOMMAIRE



<b>1</b>	<b>GENERALITE.....</b>	<b>2</b>
<b>2</b>	<b>MISSION DE GEOMAT ANTILLES.....</b>	<b>2</b>
<b>3</b>	<b>PROGRAMME D'INVESTIGATIONS .....</b>	<b>2</b>
<b>4</b>	<b>APERÇU TOPOGRAPHIQUE ET GÉOLOGIQUE .....</b>	<b>3</b>
<b>5</b>	<b>PRESENTATION DES RÉSULTATS.....</b>	<b>4</b>
<b>5.1</b>	<b>Analyse géologique .....</b>	<b>4</b>
5.1.1	Les dépôts récents.....	4
5.1.2	Les sédiments anciens .....	5
5.1.3	Le marno calcaire .....	5
5.1.4	Synthèse géologique .....	6
<b>5.2</b>	<b>Analyse hydrogéologique .....</b>	<b>6</b>
<b>5.3</b>	<b>Analyse géotechnique .....</b>	<b>6</b>
5.3.1	Caractéristiques mécaniques.....	6
5.3.2	Caractéristiques physiques générales .....	7
5.3.2.1	Cohésion et angle de frottement.....	7
5.3.2.2	Analyse de la liquéfaction des sols en place .....	8
<b>5.4</b>	<b>Synthèse des résultats obtenus .....</b>	<b>8</b>
<b>6</b>	<b>ANALYSE DES DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES LIEES AUX OUVRAGES.10</b>	
<b>6.1</b>	<b>Contexte de l'ouvrage.....</b>	<b>10</b>
6.1.1	Description générale.....	10
6.1.2	Rappel du contexte géotechnique et géologique.....	10
6.1.3	Solutions de fondations envisageables.....	10
<b>6.2</b>	<b>Quais sur caissons .....</b>	<b>11</b>
6.2.1	Contraintes de calcul .....	11
6.2.2	Evaluation des tassements .....	11
<b>6.3</b>	<b>Solution sur pieux.....</b>	<b>11</b>
6.3.1	Terme de pointe.....	12
6.3.2	Frottement latéral unitaire ultime ( $q_{su}$ ).....	12
6.3.3	Frottement négatif .....	12
6.3.4	Prédimensionnement .....	12

<b>7</b>	<b>ANALYSE DES DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES RELATIVES AUX DIGUES D'ENCLÔTURE ET AUX TERRE-PLEINS.....</b>	<b>13</b>
7.1	Contexte général.....	13
7.2	Digues d'enclôture.....	13
7.2.1	Stabilité au grand glissement.....	13
7.2.2	Stabilité au poinçonnement.....	14
7.2.3	Synthèse des dispositions constructives relatives aux digues d'enclôture.....	14
7.3	Terre-pleins.....	15
7.3.1	Stabilité au grand glissement.....	15
7.3.2	Stabilité au poinçonnement.....	15
7.3.3	Estimation des tassements sous le terre-plein.....	15
7.3.4	Synthèse des dispositions constructives relatives au remblaiement.....	16
<b>8</b>	<b>COMPORTEMENT DES TERRE-PLEINS EN EXPLOITATION .....</b>	<b>17</b>
8.1	Stabilité des digues d'enclôture en cours d'exploitation .....	17
8.2	Stabilité au poinçonnement des terre-pleins en cours d'exploitation.....	17
8.2.1	Charge d'exploitation immédiatement après travaux .....	18
8.2.1.1	Augmentation de la cohésion .....	18
8.2.1.2	Stabilité au poinçonnement.....	18
8.2.1.3	Charge d'exploitation admissible à la réception des plateformes .....	18
8.2.2	Evolution de la charge d'exploitation.....	19
8.2.3	Limites du modèle.....	19
8.3	Tassements prévisibles liés à la charge d'exploitation .....	19
8.4	Synthèse du comportement des terre-pleins en cours d'exploitation.....	20
<b>9</b>	<b>INVESTIGATIONS COMPLEMENTAIRES .....</b>	<b>21</b>
9.1	Au droit du futur quai.....	21
9.2	Au niveau des terre-pleins.....	21
9.3	Au niveau des anomalies avérées et éventuelles.....	22
9.4	Dans le chenal et le long des berges .....	22
<b>10</b>	<b>ASPECT PARASISMIQUE.....</b>	<b>23</b>
<b>11</b>	<b>SYNTHESE.....</b>	<b>24</b>

**LISTE DES FIGURES :**

*Figure 1 : Localisation du projet dans la Baie de Pointe à Pitre* 3

**LISTE TABLEAUX :**

*Tableau 1 : Synthèse des frottements latéraux unitaires retenus.* 12

*Tableau 2 : Caractéristiques des sols compressibles après 2 ans de consolidation.* 18

**LISTE DES ANNEXES :**

-  A/ Observations importantes
-  B/ Fiches synoptiques des familles géotechniques