

**CARAIBES MARCHAND DE BIENS  
C/O ETABLISSEMENT CLAUDE BLANDIN**

**PROMOTION GROUPE BLANDIN  
(QUARTIER DU BAC, DUCOS)**

**Diagnostic hydrologique et étude géotechnique  
(type G11)**

---

**Octobre 2002**

**A 28459**



**CARAIBES MARCHAND DE BIENS  
C/O ETABLISSEMENT CLAUDE BLANDIN**

**PROMOTION GROUPE BLANDIN  
(QUARTIER DU BAC, DUCOS)**

**Diagnostic hydrologique et étude géotechnique  
(type G11)**

---

**Octobre 2002**

**A 28459**



**ANTEA**

**Ingénierie et Conseil**

**CARAIBES MARCHAND DE BIENS  
C/O ETABLISSEMENT CLAUDE BLANDIN  
SCI DE L'ANGLE – MOUDONG  
97122 BAIE MAHAULT**

**PROMOTION GROUPE BLANDIN  
(QUARTIER DU BAC, DUCOS)**

**Diagnostic hydrologique et étude géotechnique (G12)**

---

Octobre 2002  
A 28459- version 1



**ANTEA - Agence Martinique  
Croix de Bellevue – 3 avenue Condorcet  
97200 Fort-de-France  
Tél. :05.96.71.88.68 – Fax : 05.96.63.30.46**

## Synthèse

A la demande du Groupe Blandin, la société ANTEA a réalisé un diagnostic hydrologique (G11) ainsi qu'une étude de faisabilité géotechnique préalable à l'aménagement d'un terrain de 4 ha. Ce terrain se situe sur la commune de Ducos, dans le quartier Bac. Le projet n'est pas, lors de la rédaction de cette étude, défini avec précision. Selon le Maître d'œuvre de conception du projet (S.E.L. G.B. BARBOTTEAU), les bâtiments projetés sont au plus de type R+2.

En ce qui concerne le diagnostic hydrologique, la parcelle à l'étude peut être facilement protégée du débordement de la rivière Lézarde. Cependant, la parcelle peut être sujette à d'autres types d'inondation :

- **inondation pluviale** : la forte imperméabilisation du projet nécessitera un réseau d'évacuation d'eau pluviale conforme à la réglementation.
- **inondation par remontée de nappe** : pour éviter une remontée excessive de la nappe superficielle un réseau de drain périphérique devra être implanté et plus particulièrement en aval entre la parcelle et la route RN5 pouvant créer un effet de barrage. En l'état actuel des connaissances, la cote de remblai devrait être établie à la cote **7 m NGM minimum**.

Lors d'une crue de période de retour supérieure à 50 ans, la rivière peut déborder et remplir l'ensemble des dépressions topographiques. Au titre de la loi sur l'eau et de son décret d'application du 29 mars 1993, la parcelle fait partie du lit majeur de la rivière (« *zone submersible par une crue centennale* »). Ainsi, tout aménagement sera réglementé par cette loi.

Pour ce qui est de l'étude de faisabilité géotechnique, notre intervention s'est décomposée en une visite de terrain préliminaire et une campagne d'essais in situ.

L'ensemble des investigations a mis en évidence principalement deux zones (zone NORD et zone SUD) au droit desquelles on trouve des terrains mécaniquement différents.

L'ensemble des résultats des investigations mène à un système de fondations profondes de type pieux pour les bâtiments de type R+2 situé en partie nord de la parcelle. Pour ce qui est des autres bâtiments on peut envisager un système de fondations profondes ou de type radier.

Les essais en laboratoire ont mis en évidence des zones de sol potentiellement liquéfiables. Les pieux devront donc être ancrés d'au moins trois fois leur diamètre dans le substratum géotechnique, sous les couches potentiellement liquéfiables.

L'éventuel tassement différentiel des voiries en partie Nord du site nécessite, le cas échéant, une étude de l'état de consolidation des sols.

Des aménagements hydrauliques collecteront de manière efficace les eaux de ruissellement.

En complément de ces conclusions, il importe de prendre en compte les paramètres suivants, selon les règles parasismiques PS92 :

- Compte tenu de la classe des ouvrages (B), l'accélération nominale ( $a_n$ ) à prendre en compte sera égale à  $3,5 \text{ m/sec}^2$
- Le coefficient d'amplification topographique  $\tau$  est pris égal à 1

Lorsque le projet sera défini et l'implantation des différents bâtiments définitive, nous recommandons la réalisation d'une étude de type G12 au sens de la norme NF P 94-500 qui pourra comprendre les reconnaissances suivantes au droit des bâtiments:

En zone NORD :

- trois ou quatre sondages pressiométriques de 30m/TN minimum au droit des futurs bâtiments de type R+2 ;
- des essais de compressibilité au droit des futures voiries.

En zone SUD :

- un essai pressiométrique supplémentaire au droit du futur bâtiment principal (espace commercial et de stockage).

Les sondages seront équipés en piézomètre afin de préciser les cotes du remblai.

Ces reconnaissances pourront confirmer ou non la qualité géotechnique des sols en zone NORD et SUD.

Cette étude devra également caractériser avec précision l'extension des zones suspects de liquéfaction.

## SOMMAIRE

<b>1</b>	<b>Introduction et contexte .....</b>	<b>6</b>
1.1	Introduction.....	6
1.2	Contextes géologique, morphologique et hydraulique .....	7
1.2.1	<i>Contexte géologique .....</i>	<i>7</i>
1.2.2	<i>Contextes morphologique et hydraulique.....</i>	<i>7</i>
<b>2</b>	<b>Diagnostic hydrologique.....</b>	<b>10</b>
2.1	Caractérisation hydrologique .....	10
2.1.1	<i>Zone à caractère inondable.....</i>	<i>10</i>
2.1.2	<i>Suivi historique des niveaux de la nappe superficielle en amont hydraulique.....</i>	<i>10</i>
2.1.3	<i>Débits de référence au niveau du pont de la N8.....</i>	<i>13</i>
2.1.3.1	<i>Objectifs et méthodes .....</i>	<i>13</i>
2.1.3.2	<i>Estimation des débits :.....</i>	<i>15</i>
2.2	Risque d’inondation par débordement de l’ancienne rivière Lézarde .....	16
2.2.1	<i>Capacité hydraulique du lit de la rivière .....</i>	<i>16</i>
2.3	Recommandations.....	19
2.4	Conclusion .....	21
<b>3</b>	<b>Etude de faisabilité géotechnique .....</b>	<b>22</b>
3.1	Consistance des investigations.....	22
3.2	Résultats des investigations .....	23
3.2.1	<i>Sondages à la pelle mécanique.....</i>	<i>23</i>
3.2.2	<i>Sondages au pénétromètre dynamique mi-lourd.....</i>	<i>24</i>
3.2.3	<i>Sondages électriques .....</i>	<i>25</i>
3.2.4	<i>Sondage carotté .....</i>	<i>26</i>
3.2.4.1	<i>Caractéristiques du sondage carotté.....</i>	<i>26</i>
3.2.4.2	<i>Résultats du sondage carotté.....</i>	<i>27</i>
3.2.5	<i>Sondage pressiométrique.....</i>	<i>28</i>
3.2.5.1	<i>Caractéristiques du sondage .....</i>	<i>28</i>
3.2.5.2	<i>Résultats du sondage .....</i>	<i>29</i>
3.2.6	<i>Résultats des essais en laboratoire.....</i>	<i>30</i>
3.3	Modèle géotechnique .....	34
3.4	Recommandations géotechniques .....	35
3.5	Prise en compte des aléas naturels .....	41

de pré dimensionnement ont été indiqués, ils devront être validés lors de la mission G12.

De plus des mesures constructives ont été définies permettant de prendre en compte les risques naturels affectant la parcelle à l'étude.

## **1.2 Contextes géologique, morphologique et hydraulique**

### *1.2.1 Contexte géologique*

D'après la carte géologique à 1/50 000 de la Martinique le sol du site étudié est globalement constitué d'alluvions récentes. Il s'agit de façon générale de conglomérats plus ou moins grossiers, de silts et d'argiles, formant des lentilles superposées ou emboîtées entre elles de façon complexe. Les épaisseurs communément mesurées sont comprises entre 5 et 35m.

Egalement d'après la carte géologique à 1/50 000 de la Martinique le sous-sol est constitué en limite est du terrain d'hyaloclastites (roche dure constituée de lapilli massifs verdâtre à rougeâtre) et en limite ouest d'une coulée de basalte porphyrique de Vert –Pré (coulée de lave profondément altérée constituée d'une matrice argilisée dans laquelle apparaît la roche saine sous forme de boules dispersées). Ces deux formations sont issues de la chaîne volcanique sous-marine de Vauclin - Pitault.

### *1.2.2 Contextes morphologique et hydraulique*

Les parcelles se situent sur la commune de Ducos dans le quartier de Bac (Cf. figure 5).

La parcelle est limitée :

- au nord par la Rivière La Lézarde ;
- au sud par la station Total et quelques particuliers (maisons individuelles) ;
- à l'ouest par la Route Nationale n°5 ;
- à l'est par la Route Nationale n°8.

Sur sa partie nord le site présente une plate-forme constituée de remblai tout venant de type BTP, d'une hauteur de quelques mètres (3 à 5m). La surface de cette zone remblayées est d'environ 9000m<sup>2</sup> et est sub-horizontale.

On note :

- un talus de 3 à 4m en limite de zone remblayée (pente comprise entre 25 et 45°) ;
- un talus de 2 à 5m de haut en limite Est (le long de la RN 8), ce talus a une pente de 20 à 30° ;
- un talus de 1 à 2m de haut en limite Sud (le long de la RN 5), ce talus a une pente de 20 à 25°,
- un talus d'environ 2m de haute en bordure de digue (limite Ouest), ce talus à une pente de 35° et plus,
- une pente des rives de la rivière Lézarde d'environ 30°, pour une hauteur d'environ 2m,

Au centre de sa partie Sud, le terrain est partiellement inondé (existence d'une mare). L'extension de cette zone est plus ou moins importante selon les conditions météorologiques. Aucun écoulement n'est constaté lors de notre investigation, malgré la présence de quelques fossés.

La limite Est du site se situe en bordure de morne.

Deux bâtiments en ruines sont présents en partie centre ouest du site.

La scierie Durapin, entreprise en activité, et son espace de stationnement se situent à l'extrême nord du terrain.

Une digue de quelques dizaines de mètres de longueur est présente en partie centrale de la limite ouest du site.

Lors de notre investigation sur le site, le terrain est en friche et présente une végétation (arbres, arbustes, herbacés) assez abondante.

Aucun ouvrage bétonné de collecte et d'évacuation des eaux de ruissellement n'est présent sur le site à l'étude.

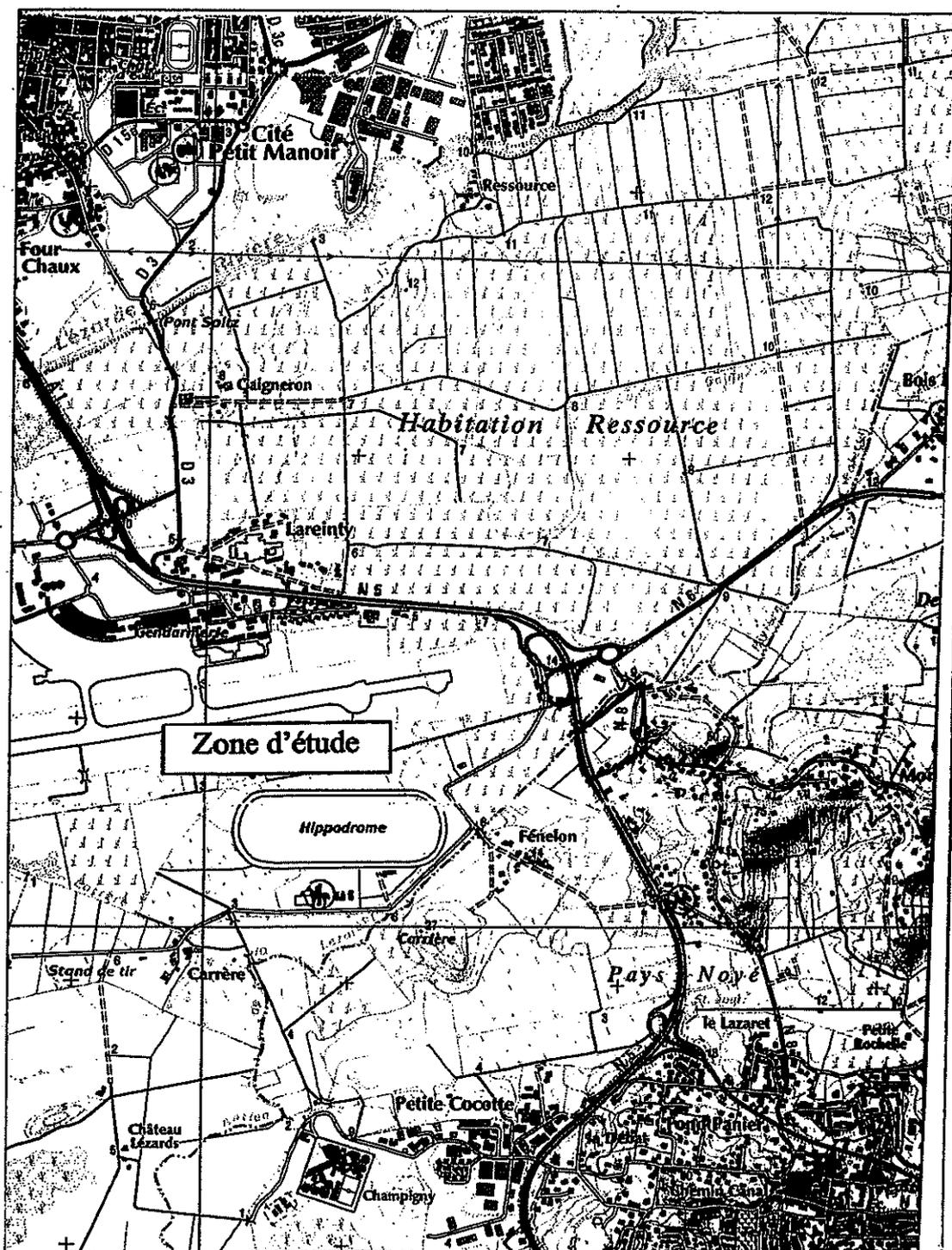


Figure 1 : Plan de situation à 1 / 25 000  
Extrait de la carte IGN n°4502 MT (LE LAMENTIN)

A cet endroit le niveau de la nappe atteint 6,75 m NGM en hautes eaux pour un terrain situé à 7,05 m NGM. En novembre 1984, lors d'événement cyclonique (650 mm de précipitations dans le mois), le niveau d'eau est remonté à l'affleurement du terrain naturel.

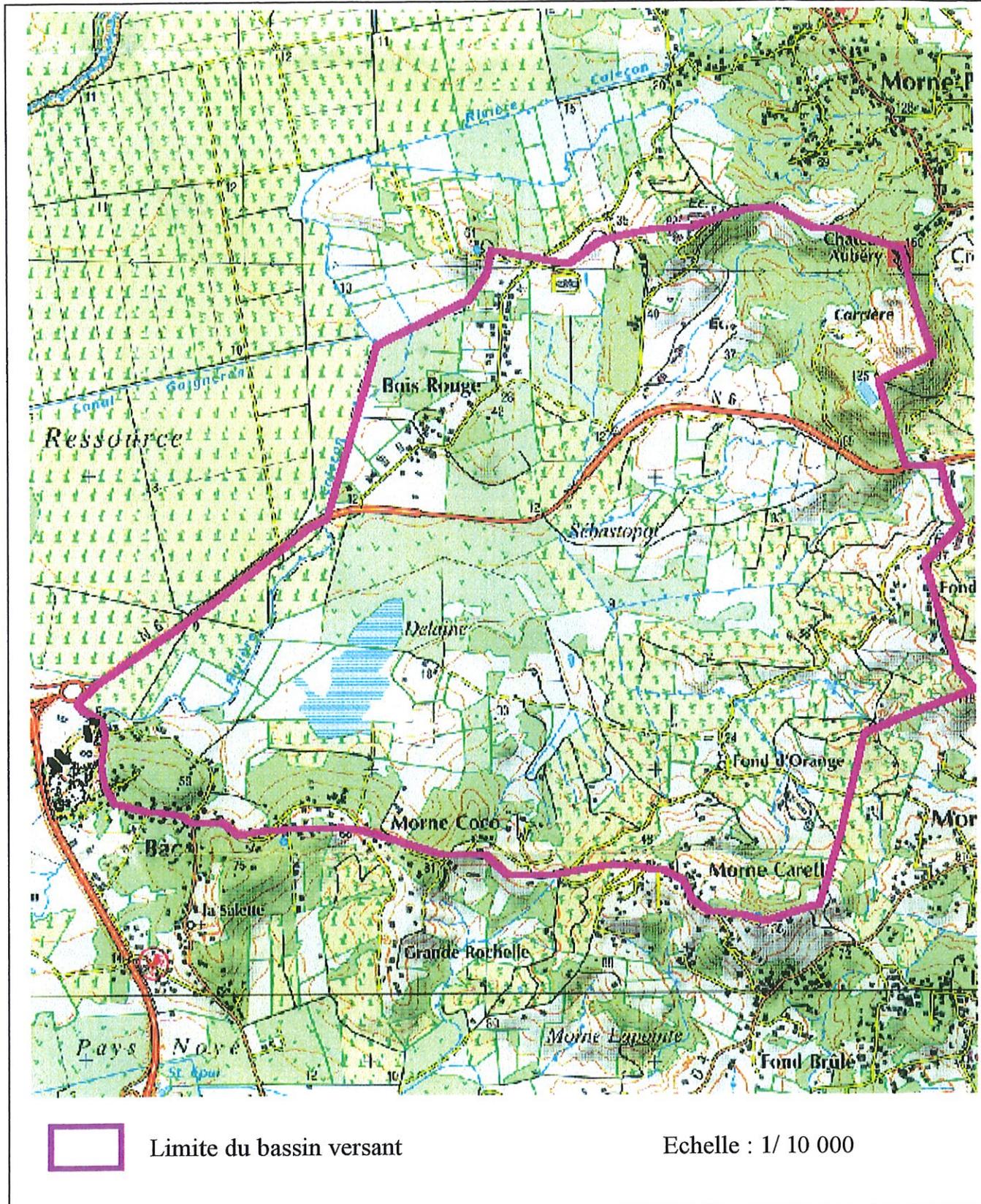


Figure 2 : Bassin versant de l'ancienne rivière Lézarde

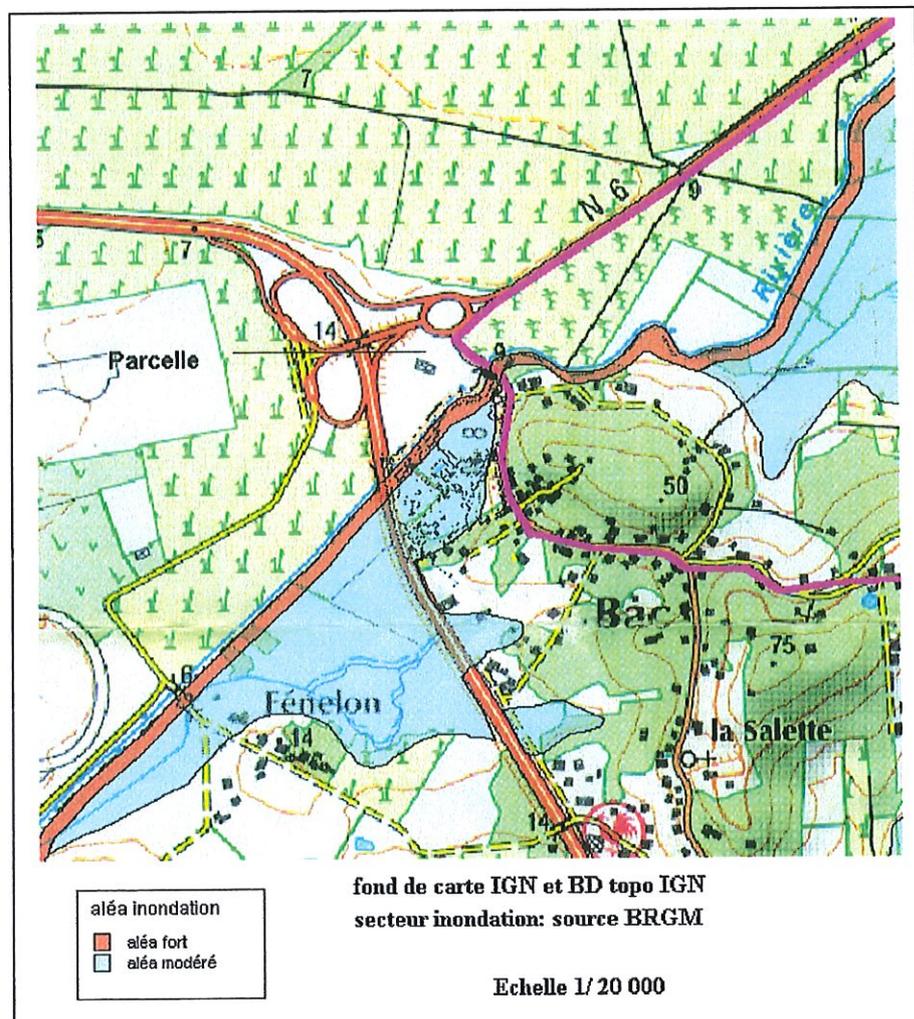


Figure 3 : Carte de l'aléa inondation extraite des atlas communaux du BRGM

### 2.1.3 Débits de référence au niveau du pont de la N8

#### 2.1.3.1 Objectifs et méthodes

L'objectif de cette partie est de calculer les débits de période de retour 10 ans, 20 ans, 50 ans et 100 ans de l'ancien lit de la rivière Lézarde au niveau du pont de la N8.

L'absence de station hydrométrique sur les rivières de la commune et/ou sur des rivières ayant des caractéristiques similaires ne permet pas d'obtenir des valeurs fréquentielles très précises. De plus, le particularisme des régions

cycloniques accentue encore cette imprécision car la pluviométrie durant les cyclones peut générer des conditions hydrologiques exceptionnelles qui restent souvent des références lors de la détermination des crues de projet. Ces pluies cycloniques intenses peuvent survenir en tout endroit de l'île, et générer des crues exceptionnelles.

Sans donnée hydrométrique, l'estimation des débits peut s'effectuer à l'aide de la formule rationnelle.

Les paramètres pluviométriques sont considérés sous forme d'intensité pluvieuse non pas journalière mais celle correspondant au temps de concentration du bassin versant.

• **Calcul du temps de concentration  $T_c$  des bassins versants :**

Il existe de nombreuses formules de calcul de temps de concentration. Trois ont été retenues pour leur complémentarité répondant aux caractéristiques physiques des bassins versants (Giandotti, Passini, Dujardin).

• **Pluie de durée le temps de concentration – intensité pluvieuse:**

Les valeurs fréquentielles des pluies de durée  $T_c$  ont été déterminées à l'aide des diagrammes de Gumbel établis par la Météorologie Nationale. La station de référence est celle de l'aéroport du Lamentin située à quelques centaines de mètres.

Les valeurs fréquentielles fournies ont été utilisées pour déterminer des relations Intensité Durée par fréquence et sont de la forme :

$$P(t, T) = a_{(T)} \cdot t^{b_{(T)}}$$

avec  $P(t, T)$  : hauteur pluviométrique de durée  $t$ , de période de retour  $T$   
 $a_{(T)}$  et  $b_{(T)}$  : coefficients des hauteurs pluviométriques de période de retour  $T$

**Coefficient de ruissellement :**

Le coefficient de ruissellement dépend de multiples facteurs. Les principaux facteurs influençant le coefficient de ruissellement sont les caractéristiques et conditions initiales du sol, l'intensité pluviométrique, la proximité du niveau de la nappe, le degré de compaction du sol, la porosité du sous-sol, la végétation, la pente du terrain et les possibilités de stockage dans des dépressions. Un coefficient de ruissellement raisonnable doit être choisi de façon à intégrer les effets de tous ces facteurs.

Dans le cadre de notre étude nous avons retenu un **coefficient de ruissellement variable selon la période de retour :**

- 0,25 pour les périodes de retour 5 et 10 ans
- 0,3 pour la période de retour 20 ans
- 0,5 pour la période de retour 50 ans
- 1 pour la période de retour 100 ans

Ce coefficient a été déterminé en fonction de la surface des occupations de sol. Il est croissant selon la période de retour pour tenir compte de la saturation des sols.

**2.1.3.2 Estimation des débits :**

Le détail des calculs par méthode est expliqué en **annexe B**.

La synthèse des débits fréquentiels est donnée dans le tableau suivant.

Le tableau 3 rassemble les résultats :

	Méthode Rationnelle	Méthode Gradex	Méthode SOCOSE
<b>Q5</b>	7,4	-	-
<b>Q10</b>	9,0	-	9,7
<b>Q20</b>	12,6	-	-
<b>Q50</b>	24,8	-	-
<b>Q100</b>	55,2	52,0	-

Tableau 1 : Valeur des débits fréquentiels (m<sup>3</sup>/s).

Les méthodes GRADEX et SOCOSE ont été utilisées pour contrôler la cohérence des résultats pour les périodes de retour respectives de 100 ans et 10 ans.

## 2.2 Risque d'inondation par débordement de l'ancienne rivière Lézarde

### 2.2.1 Capacité hydraulique du lit de la rivière

Quatre profils en travers sommaires ont été réalisés d'après le plan topographique de la parcelle au 1/500 (voir Annexe C).

Le profil « Pont » est représentatif du passage du cours d'eau sous le pont de la RN8.

Le profil AA' est représentatif de la zone à méandre, avec une berge érodée et une berge de dépôts.

Les profils BB' et CC' sont représentatifs du cours d'eau rectiligne avec un fond plat d'équilibre sédimentaire.

La formule de Manning Strickler donne le débit au droit d'une section donnée :

$$Q = 1/n \cdot S_H^{5/3} \cdot P_H^{-2/3} \cdot I^{1/2}$$

Avec  $n$  : coefficient de Manning Strickler = 0,0188 pour notre rivière

$S_H$  : section mouillée

$P_H$  : périmètre mouillé

$I$  : pente = 0,0076

Les résultats sont présentés dans le tableau ci dessous, et les représentations graphiques des niveaux d'eau sommaires sont données par la figure 4.

	Débit fréquentiel	Niveau d'eau NGM Profil du pont	Niveau d'eau NGM Profil AA'	Niveau d'eau NGM Profil BB'	Niveau d'eau NGM Profil CC'
10 ans	9,0 m <sup>3</sup> /s	6,3 m NGM	6,5 m NGM	6,05 m NGM	6,0 m NGM
20 ans	12,6 m <sup>3</sup> /s	6,6 m NGM	6,7 m NGM	6,25 m NGM	6,2 m NGM
50 ans	24,8 m <sup>3</sup> /s	7,25 m NGM	Débordement > 7,01 m NGM	6,9 m NGM	6,8 m NGM

Tableau 2 : Niveau d'eau sommaire atteint par les crues fréquentielles

mathématique spécifique à la zone tenant compte des influences aval et amont, telle la possibilité d'embâcle au niveau du pont ou la remontée de la ligne d'eau aval suite à une marée de tempêtes ... etc.

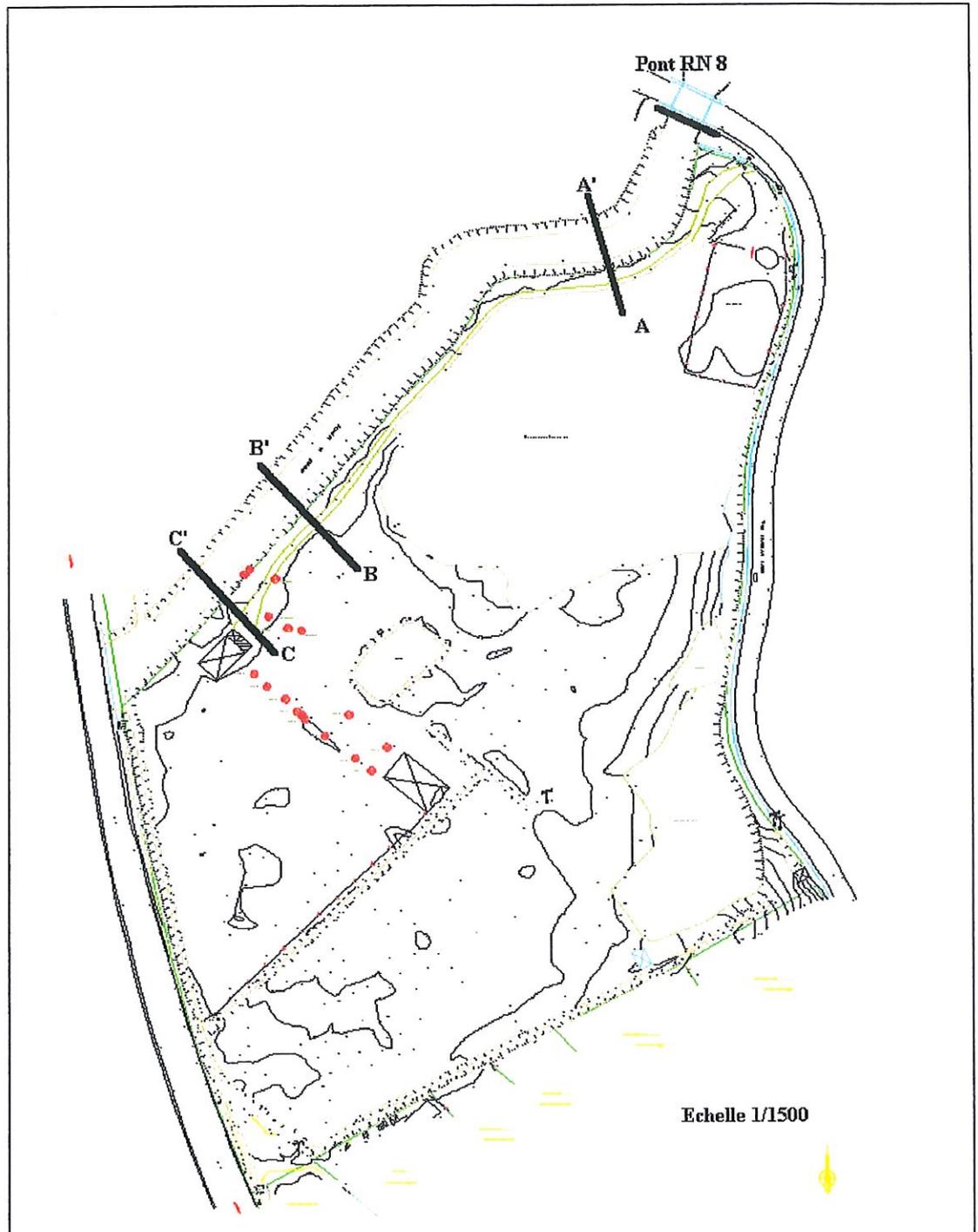
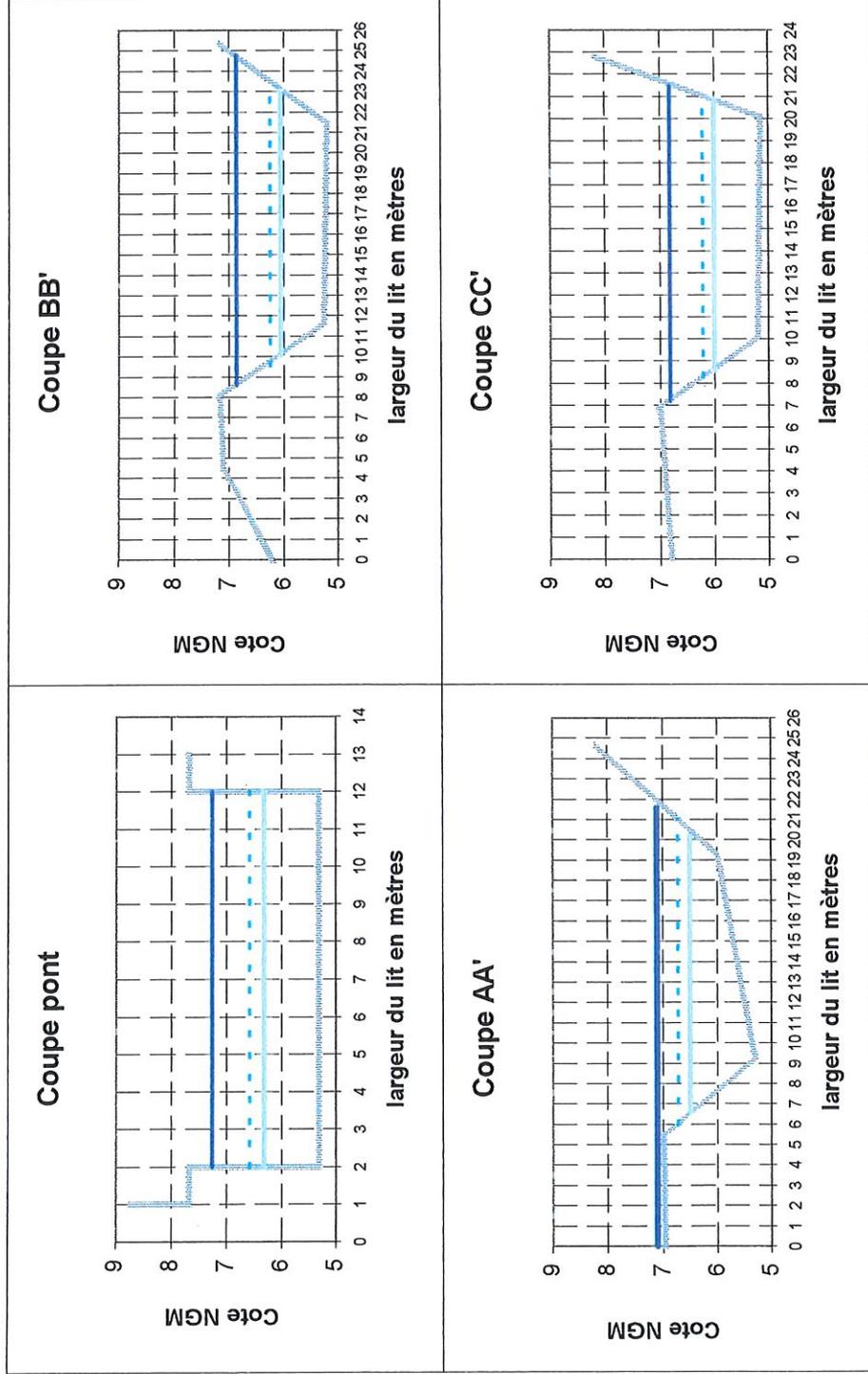


Figure 4 : Localisation des coupes transversales sur la rivière en bordure de projet

### Hauteurs d'eau des crues de référence à différentes sections



— hauteur d'une crue décennale  
 .... hauteur d'une crue vingtennale  
 - - - hauteur d'une crue cinquantennale

Figure 5 : Capacité hydraulique des coupes transversales de l'ancienne rivière Lézarde.

La capacité du cours d'eau au niveau du projet est donc suffisante pour une crue de récurrence 20 ans. En revanche, des entrées d'eau sur le terrain peuvent apparaître au niveau du méandre pour des événements de récurrences supérieures.

Lors d'une crue de période de retour supérieure à 50 ans, la rivière peut déborder et remplir l'ensemble des dépressions topographiques. Au titre de la loi sur l'eau et de son décret d'application du 29 mars 1993, la parcelle fait partie du lit majeur de la rivière (« zone submersible par une crue centennale »). Ainsi, tout aménagement sera réglementé par cette loi.

Pour quantifier les hauteurs d'eau de période de retour au delà de 50 ans, une modélisation de ligne d'eau donnerait des résultats plus proches de la réalité que la méthode rationnelle car elle tiendrait compte des effets topographiques amonts (présence d'un bassin de stockage de crue).

## 2.3 Recommandations

- **L'aménagement de berges** pour l'écoulement courant en bordure de rivière semble nécessaire. En effet, le lit mineur a actuellement une capacité hydraulique susceptible de supporter une crue vingtennale au maximum. Les berges devront donc être aménagées à **7,75 m NGM** (hauteur d'eau d'une crue cinquantennale au niveau du pont plus 75 cm de revanche). Cette aménagement est réglementé par la nomenclature de la loi sur l'eau. Un dossier type « loi sur l'eau » sera à constituer.

- **L'imperméabilisation** de la parcelle de 4ha augmentera sensiblement le ruissellement sur le site. Un réseau de drainage périphérique et un réseau d'eaux pluviales devra être mis en place. **Le drainage entre la RN 5 et la parcelle est indispensable** pour limiter l'effet « barrage potentiel » de la route.

Les rejets ne devront pas favoriser les inondations à l'aval. L'impact hydrologique de l'aménagement sera une étude à part entière. L'imperméabilisation des surfaces naturelles est elle aussi soumise à la loi sur l'eau.

- Les observations sur le terrain en septembre 2002 ont montré la présence de zones humides. Au centre de la parcelle, il existe une mare où l'eau apparaît sensiblement à la même cote NGM que celle du lit de la rivière (5,3 m NGM). La topographie du sol contient plusieurs dépressions décimétriques sans doute anthropiques. La mare fait partie de ces dépressions.

Elles semblent avoir été creusées pour l'alimentation du bétail présent sur le site. Lors des fouilles à la pelle sur le site, des venues d'eau ont été notées entre 5 et 5,7 m NGM.

L'ensemble de ces observations montre l'affleurement d'une nappe superficielle dans les dépressions du terrain.

Etant donné la corrélation entre le niveau d'eau dans la rivière et celui apparent dans la mare et les fouilles à la pelle mécanique, les berges de la rivière sont faiblement colmatées (les niveaux d'eau de la rivière et du sol sont équivalents).

Nous tenons donc à souligner les possibilités de remontée d'eau de la nappe. Lors d'une crue cinquantennale, le niveau d'eau moyen dans la rivière sera à la cote 7 m NGM (voir paragraphe précédent). Ainsi pour la protection des bâtiments contre un événement cinquantennale un remblai jusqu'à la cote 7 m NGM sera nécessaire sur l'ensemble du terrain.

La nappe superficielle voisine décrite dans le paragraphe *caractérisation hydrologique*, montre des amplitudes annuelles de nappe de 1 mètre (voir 1,5 mètre en période de cyclone). La cote hors d'eau fixée précédemment à 7 m NGM est donc cohérente avec les amplitudes de nappe observées.

## 2.4 Conclusion

Les calculs de débits de projets de période de retour 10, 20, 50 et 100 ans ont été calculés au droit du projet. L'ancien lit de la rivière est susceptible de déborder pour un événement de période de retour supérieure à 20 ans. En aménageant les berges à la cote 7,75 m NGM (élévation de 75 cm en moyenne), la parcelle peut être protégée du débordement de la rivière lors d'une crue cinquantennale (revanche de 75 cm). Les scénarios d'inondation n'ont pas été envisagés pour une crue centennale étant donné que le pont en amont de la RN8 pourrait être à l'origine d'embâcle. Pour quantifier les hauteurs d'eau de période de retour au delà de 50 ans, une modélisation de ligne d'eau donnerait des résultats plus proches de la réalité que la méthode rationnelle car elle tiendrait compte des effets topographiques amonts (présence d'un bassin de stockage de crue).

Le site peut donc être facilement protégé du débordement de la rivière. Cependant, la parcelle peut être sujette à d'autres types d'inondation :

- **inondation pluviale** : la forte imperméabilisation du projet nécessitera un réseau d'évacuation d'eau pluviale conforme à la réglementation.
- **inondation par remontée de nappe** : pour éviter une remontée excessive de la nappe superficielle un réseau de drain périphérique devra être implanté et plus particulièrement en aval entre la parcelle et la route RN5 pouvant créer un effet de mini barrage. En l'état actuel des connaissances, la cote de remblai devrait être établie à la cote 7 m NGM.

Etant donné que le projet nécessitera sans doute un remblaiement et la création de berges dans le lit majeur de la rivière, il sera soumis aux directives de la loi sur l'eau. Un dossier d'autorisation ou de déclaration sera sans doute nécessaire.

### 3 Etude de faisabilité géotechnique

#### 3.1 Consistance des investigations

L'intervention de la société ANTEA s'est décomposée en une visite de terrain et en une campagne d'essais in situ effectuées le 22 août et le 26 septembre 2002.

Les investigations de terrain ont consisté, en la réalisation de :

- onze fouilles à la pelle hydraulique ;
- dix sondages au pénétromètre dynamique ;
- vingt-trois sondages électriques,
- un sondage pressiométrique ;
- un sondage carotté.

dans le but de lever la coupe géologique des terrains superficiels et de prélever des échantillons pour analyse.

En l'absence de repère topographique précis, il n'a pas été effectué de nivellement. L'origine des sondages correspond au niveau du sol naturel tel qu'il se présentait le jour de notre intervention.

L'implantation des différents sondages à été réalisée par la société ANTEA. Le repérage a été réalisé par GPS (Global Positioning System) et est reporté sur le plan consigné en **Annexe C** (ce plan est simplement à titre indicatif).

A ce jour, un plan de récolement des différentes investigations est en cours de réalisation par le cabinet « Géomètre Caraïbe ».

## 3.2 Résultats des investigations

### 3.2.1 Sondages à la pelle mécanique

Les formations superficielles ont été reconnues par onze fouilles à la pelle hydraulique dénommées F1 à F11. Les profondeurs d'investigation sont comprises entre 1.80m (F16 et F20) et 3,20 m (F21) par rapport au terrain naturel (TN). Ces profondeurs correspondent à un refus de la pelle hydraulique dans le remblai BTP soit à la limite d'action de la pelle hydraulique. Les coupes de terrain levées au niveau de chaque fouille sont présentées en **Annexe E**.

La synthèse de ces fouilles met en évidence principalement deux zones :

La zone Nord (fouilles F1, F2, F3, F4 et F11) constituée d'un remblai tout venant d'une épaisseur minimum de 3m. Ce remblai est globalement peu humide et présente de nombreux blocs.

La zone Sud présentant globalement la configuration suivante :

- une couche de terre végétale d'une épaisseur comprise entre 0.10 m et 0.80 m ;
- une formation I : couche d'argile bleu à filets bruns. Cette couche a une épaisseur de plus de 1,7 m (la base de la couche n'ayant pas été atteinte en fouilles F8, F9 et F10);
- une formation II : couche de sable fin plus au moins argileux. Cette formation est humide à très humide. Le toit de cette couche se situe au minimum à 1.80 m/TN (F5).

Il est à noter qu'en zone Sud deux tiers des fouilles présentent une arrivée d'eau plus ou moins importante, entre 0,60 et 2,0 m, avec systématiquement des parois instables.

Le tableau suivant récapitule les venues d'eau en fonction des fouilles :

Fouille	Epaisseur du remblai en m	Epaisseur de sable en m	Profondeur de la venue d'eau en m
F1	1,8 *		
F2	1,40		
F3			
F4	1,40		
F5		1,20 *	0,80 (AE)
F6		1,40 *	2 (FAE)
F7			2,70 (AE)
F8			
F9			
F10			0,70 (AE)
F11	2		

Tableau 3 : Synthèse des venues d'eau dans les fouilles

### 3.2.2 Sondages au pénétromètre dynamique mi-lourd

Dix sondages au pénétromètre dynamique mi-lourd (dénommés P1 à P10) ont été réalisés. Ils consistent à faire chuter une masse de 30 kg, appelée mouton, d'une hauteur de 0,50 m sur une enclume vissée au train de tiges.

Le nombre de coups nécessaires à un enfoncement de 0,20 m du train de tiges permet de déterminer par la méthode des Hollandais la résistance en pointe,  $R_p$ , à différentes profondeurs. Les profils de résistance de pointe ( $R_p$ ) sont donnés pour chaque sondage en **Annexe F**.

La profondeur maximale d'investigation est de 7,80m par rapport au terrain naturel (P3, P5, P6, P7, P8 et P10).

- En zone Nord les trois quarts des essais au pénétromètre dynamique se terminent par un refus sur bloc et ceci entre 0,80 et 4,80m. ces résultats confirment la présence d'un remblai tout venant dans cette zone (épaisseur de 3 à 4m voir 5m dans certaines zones).

Le sondage pénétrométrique P3 indique cependant la présence d'une couche sous jacente aux qualités mécaniques faibles à moyenne ( $15 < R_{p\text{ moy}} < 30$  bars), le toit de cette couche est à environ 2m/TN.

Les profils en dents de scie indiquent de la présence de blocs.

- En zone Sud les sondages ont permis de mettre un horizon présentant des caractéristiques mécaniques faibles à moyennes ( $10 < R_{p\text{ moy}} < 35$  bars). Ces terrains ont une épaisseur comprise entre de 2m et plus de 8m (la base de cette couche n'a pas été atteinte au niveau des sondages P5, P6 et P7).

On note la présence de blocs en P6 et P9 (profil en dents de scie) et l'amélioration des caractéristiques mécaniques du sol en profondeur au niveau des sondages P7, P8, P9 et P10 ( $R_{p\text{ moy}} > 30$  bars).

### 3.2.3 Sondages électriques

Vingt-trois sondages électriques ont été réalisés mais sept sondages se sont avérés exploitables.

Le sondage électrique est une méthode géophysique permettant de mesurer la résistivité apparente du sol sur un profil. Cette méthode permet notamment de déterminer la profondeur du substratum géotechnique. Pour être exploitable, les profils doivent être sub-horizontaux.

La profondeur d'investigation croît avec la longueur des profils réalisés. La morphologie du site étant parfois difficile (talus, linéaire insuffisant), seuls sept profils ont permis d'atteindre le substratum volcanique et sont exploitables pour cette étude.

Les profondeurs d'investigation sont comprises entre environ 25 m/TN (sondage électrique N°3) et plus de 38m/TN (sondage électrique N°6).

Le toit du substratum géotechnique est compris entre 25 et 38m/TN. Ce substratum géotechnique correspond vraisemblablement à un horizon rocheux.

Le tableau suivant présente la profondeur du substratum géotechnique par rapport au terrain naturel pour chacun des sondages électriques :

Point de sondage	Profondeur du substratum géotechnique (m/TN)	Résistivité associée ( $\Omega.m$ )
1	-	-
2	35	40
3	25	45
4	31	40
5	32	80
6	38	30
7	30	80
8	29	30

Tableau 4 : Synthèse des sondages électriques.

Deux coupes géotechnique et leur implantation sont présentées en **Annexe G**.

### 3.2.4 Sondage carotté

#### 3.2.4.1 Caractéristiques du sondage carotté

ANTEA a assuré l'implantation et le suivi des travaux de forage. La société SAFOR a été chargée de :

- la fourniture et de la mise en place des ateliers de forage ;
- la réalisation des opérations de carottage et du conditionnement des carottes.

Entre 0 et 3m/TN (remblai tout venant) le forage fut de type destructif avec comme outils de sondage un tricone de diamètre 140mm (forage en rotation). Entre 3 et 30,5m/TN le sondage est de type carotté avec comme outils de forage un carottier de diamètre 114mm équipé d'une couronne carbure (forage en rotation).

Un sondage carotté de ce type permet le prélèvement d'échantillons de classe 1, au sens de la norme XP P 94-202.

Afin de maintenir les parois du forage, un tubage provisoire de diamètre 140mm a été mis en place à l'avancement entre 0 et 27m/TN.

La présence de remblai tout venant entre 0 et 3m/TN n'a pas permis de carottage sur cette épaisseur (présence de béton, ferrailles, blocs rocheux...). Le taux de récupération est ensuite de 100% sur la reste du sondage (3 à 30,5m/TN).

La suite de chaque passe de carottage, les échantillons prélevés ont été placés dans des caisses à carottes, répertoriés par longueurs de 1m et identifiés visuellement. La coupe lithographique du sondage carotté est présentée en **Annexe H**.

#### 3.2.4.2 Résultats du sondage carotté

Ce sondage a permis de mettre en évidence cinq formations lithologiques et de consistance différentes:

- Formation Rb : Remblai tout venant constitué d'argile, de béton, de blocs rocheux, de ferraille... Cette couche a une épaisseur d'environ 4m ;
- Formation AgG : Argile granuleuse, brune, avec des passe gravilloneuses à caillouteuses. Cette argile est humide et moyennement plastique. Cette couche a une épaisseur d'environ 2,5m (toit de la formation : 4m/TN, base de la formation : 6,5m/TN) ;
- Formation Sa : Sable fin, gris, plus au moins argileux ou tourbeux. Cette formation est très peu consistante. Cette couche a une épaisseur d'environ 7m (toit de la formation : 6,5m/TN, base de la formation : 13,50m/TN) ;
- Formation Tb : Tourbe noire, friable, plus au moins argileuse. Cette couche à une épaisseur d'environ 4,5m (toit de la formation : 13,50m/TN, base de la formation : 18m/TN) ;
- Formation AgA : Argile d'altération, faiblement plastique, friable, de couleur gris verdâtre à brun beige. Cette couche a une épaisseur de plus de 12,5m (toit de la formation : 18m/TN, base de la formation à une profondeur supérieur à 30m).

Deux échantillons remaniés ont été prélevés – 6,9m/TN : sable fin et 20,5m/TN : argile d'altération – pour analyses en laboratoire.

Le niveau d'eau statique en fin de forage était de 5,1m/TN et 4,8m/TN en fin de chantier.

Ce niveau d'eau semble correspondre à la base du remblai tout venant (Formation Rb).

Il est à noter la mauvaise tenue du forage nécessitant un tubage : certaines passes argileuse se referment sur le trou de forage. Quelques éboulements ont également été observés.

Les quatorze caisse à carotte seront conservées pendant trois mois dans les locaux d'ANTEA. Ces échantillons seront ensuite livrés au client ou détruits.

### 3.2.5 *Sondage pressiométrique*

Les essais pressiométriques ont permis de déterminer les caractéristiques mécaniques des sols en place, nécessaires pour le dimensionnement des fondations des bâtiments et des ouvrages : pression de fluage  $P_f^*$ , pression limite  $P_l^*$  et module de Menard  $E_M$ .

#### 3.2.5.1 *Caractéristiques du sondage*

Un sondage pressiométrique SP a été réalisé en partie centre Sud de la parcelle, le pas des essais pressiométriques étant de 1m dans les formations peu consistantes et de 1,5m dans les terrains plus résistants.

La société ANTEA a implanté ce sondage. La société SAFOR a quant à elle réalisé le forage et les essais pressiométriques correspondants.

Le forage nécessaire pour l'exécution des essais pressiométriques a été réalisé en rotation avec :

- une tarière continue de diamètre 63mm entre 0 et 19,5m/TN ;
- un taillant de diamètre 58mm entre 19,5 et 25,9m/TN.

Afin de maintenir les parois du forage un tube provisoire de diamètre 95mm a été utilisé entre 0 et 19,5m/TN. Le reste du forage a été réalisé à l'eau (cette eau est mélangée à un additif ; le Polycole qui permet un meilleur maintien des parois).

Les essais pressiométriques ont été réalisés conformément à la norme NF P 94-110. Deux types de sondes ont été mis en œuvre :

- la sonde à gaine souple de diamètre 60mm (seize premiers essais) ;
- la sonde de diamètre 44mm équipée d'un tube lanterné de diamètre 63mm (six derniers essais).

La coupe du sondage et les résultats des essais pressiométriques sont présentés en **Annexe I**.

### 3.2.5.2 Résultats du sondage

Cinq essais pressiométriques ont été réalisés à travers l'argile molle et l'argile bariolée à dominance marron clair présentes entre 0 et 4,5m/TN, les caractéristiques mécaniques obtenues sont les suivantes :

#### **5 essais pressiométriques**

$$E_{M \text{ moy}} = 3,06 \text{ MPA}$$

$$PI_{\text{moy}}^* = 0,29 \text{ MPa}$$

$$0,05 \text{ MPa} < PI_{\text{moy}}^* < 0,71 \text{ MPa}$$

Dix essais pressiométriques ont été réalisés à travers l'argile bariolée présentes entre 4,5 et 15,5m/TN., les caractéristiques mécaniques obtenues sont les suivantes :

#### **10 essais pressiométriques**

$$E_{M \text{ moy}} = 17,2 \text{ MPA}$$

$$PI_{\text{moy}}^* = 1,50 \text{ MPa}$$

$$1,01 \text{ MPa} < PI_{\text{moy}}^* < 2,27 \text{ MPa}$$

Trois essais pressiométriques ont été réalisés à travers l'argile d'altération présente entre 15,5 et 19m/TN., les caractéristiques mécaniques obtenues sont les suivantes :

#### **3 essais pressiométriques**

$$E_{M \text{ moy}} = 22,5 \text{ MPA}$$

$$PI_{\text{moy}}^* = 2,87 \text{ MPa}$$

$$1,96 \text{ MPa} < PI_{\text{moy}}^* < 4,43 \text{ MPa}$$

Quatre essais pressiométriques ont été réalisés à travers le tuf argileux présent entre 19 et 25,5m/TN., les caractéristiques mécaniques obtenues sont les suivantes :

**4 essais pressiométriques**

$E_{M\ moy} = 75,8\ MPa$

$PI_{moy}^* = 5,48\ MPa$

$5,08\ MPa < PI_{moy}^* < 5,63\ MPa$

En fin de forage le niveau de la nappe d'eau statique est à 0,80m/TN.

**3.2.6 Résultats des essais en laboratoire**

Huit échantillons ont été prélevés pour analyses en laboratoire. Le tableau suivant (voir page suivante) récapitule le programme d'essais :

Sondage	Profondeur de prélèvement (m/TN)	Type d'essai
F4	2.2	Identification et teneur en eau – Limite d'Atterberg
F5	2	Identification et teneur en eau - Essai granulométrique
F6	1.9	Identification et teneur en eau – Limite d'Atterberg - Essai granulométrique
F8	1	Identification et teneur en eau – Limite d'Atterberg
F10	0.6	Identification et teneur en eau – Essai de compressibilité à l'oedomètre – mesure du coefficient de consolidation
F10	2	Identification et teneur en eau – Limite d'Atterberg - Essai de compressibilité à l'oedomètre – mesure du coefficient de consolidation
Carotté	6.9	Identification et teneur en eau - Essai granulométrique
Carotté	20.5	Identification et teneur en eau – Limite d'Atterberg

Tableau 5 : Synthèse des essais en laboratoire

Les résultats des essais en laboratoire ont été consignés en **Annexe J**.

➤ **Identification et teneur en eau**

Ces essais permettent d'identifier et de caractériser l'état hydrique des sols testés.

Sondage	Profondeur (m/TN)	Teneur en eau (%)	Identification
F4	2.2	41	Argile grise
F5	2	59	Sable gris fin
F6	1.9	44	Sable bleu fin
F8	1	41	Argile bariolée à dominance bleu
F10	0.6		Argile brune
F10	2	54.5	Argile bleu
Carotté	6.9		Sable gris fin
Carotté	20.5	71	Argile verdâtre

Tableau 6 : Synthèse des teneurs en eau

On note que ces teneur en eau sont élevées et proche de la saturation pour l'ensemble de ces formations.

➤ **Essais granulométriques**

Les essais granulométriques permettent notamment de caractériser la sensibilité d'un sol au phénomène de liquéfaction.

Les résultats des essais granulométriques sont les suivants :

Sondage	Profondeur (m/TN)	d <sub>10</sub>	d <sub>50</sub>	d <sub>60</sub>	Cu
F5	2	0.13	0.28	0.31	2.4
F6	1.9	0.08	0.1	0.13	1.6
Carotté	6.9	0.03	0.11	0.14	4.7

Tableau 7 : Synthèse des essais granulométriques.

dN étant la dimension nominale d’ouverture à N pour cent c’est à dire la dimension interpolée sur la courbe granulométrique pour laquelle le pourcentage massique de tamisat est égal à N pour cent.

Les courbes granulométriques indiquent des sols de type sable homogène et faiblement argileux.

➤ **Analyse de la liquéfaction**

Selon les Règles PS92 (paragraphe 9.121 et 9.122), un sol est susceptible de se liquéfier en cas de séisme s’il remplit les conditions suivantes pour un sable :

- degré de saturation  $S_r$  voisin de 100%,
- granulométrie assez fortement uniforme ; coefficient d’uniformité  $C_u$  ( $=d_{60}/d_{10}$ ) inférieur à 15,
- $d_{50}$  compris entre 0.05mm et 1.5mm,
- état final du projet à une contrainte effective verticale inférieure à 0.3Mpa en zone sismique III.

Peuvent a contrario être considérés comme exempts de risque :

- les sols dont la granulométrie présente un  $d_{10} > 2.0\text{mm}$  ;
- ceux pour lesquels on a simultanément :  $d_{70} < 74\mu\text{m}$  et  $IP > 10\%$ .

En appliquant ces critères aux sols testés on obtient le tableau suivant :

Sondage	Profondeur (m/TN)	$S_r \cong 100\%$	$D_{10} > 2\text{mm}$	$0.05\text{mm} < d_{50} < 1.5\text{mm}$	$C_u < 15$	Suspect de liquéfaction
F5	2	Oui	Non	Oui	Oui	Oui
F6	1.9	Oui	Non	Oui	Oui	Oui
Carotté	6.9	Oui	Non	Oui	Oui	Oui

Tableau 8 : Sensibilité à la liquéfaction

Compte tenu de l’avant projet d’aménagement proposé, on peut considérer que l’état de contrainte effective verticale est inférieure à 0.3Mpa au niveau des zones testées.

Ainsi, toutes les conditions concernant la sensibilité d’un sable selon les Règles PS92 sont remplies (les sols testés étant en dessous du niveau de la

nappe d'eau statique, on considère que leur degré de saturation  $S_r$  est voisin de 100%).

On peut donc dire, selon les Règles PS92 (paragraphe 9.121 et 9.122) et les résultats précédents, que les sols testés (horizons aux profondeurs 2m, 1,9m et 6,9m respectivement dans les sondages F5, F6 et le sondage carotté) sont suspect de liquéfaction.

### ➤ Limites d'Atterberg

La détermination des limites d'Atterberg d'un sol permettent notamment d'obtenir les caractéristiques nécessaires pour leur classification.

Les résultats sont les suivants :

Sondages	Profondeur (m/TN)	Limite de liquidité (Wl en %)	Limite de plasticité (Wp en %)	Indice de plasticité (Ip en %)	Classification GTR
F4	2.2	64.5	33.5	31	A <sub>3</sub>
F6	1.9	52	32	20	A <sub>2</sub>
F8	1	53	29	24	A <sub>2</sub> – A <sub>3</sub>
F10	2	74	38	36	A <sub>3</sub>
Carotté	6.9	70.5	44.5	26	A <sub>3</sub> – A <sub>2</sub>

Tableau 9 : Classement des sols à l'étude

D'après leur classification GTR (Guide Technique Routier) les sols testés sont potentiellement sensibles au phénomène de retrait / gonflement.

Ces terrains **ne sont pas utilisables en matériaux de remblai** dans les conditions météorologiques rencontrées en Martinique (régime pluvieux important).

➤ **Essais géomécaniques**

Deux essais de compressibilité à l'oedomètre aussi que deux mesures du coefficient de consolidation ont été effectués. Ces essais ont été réalisés selon le projet de norme XP P94-090-1.

Les résultats obtenus sont indiqués dans le tableau 10.

Sondage	F10	F10
Profondeur (m/TN)	0.6	2
Teneur en eau (%)	61	57.8
$\sigma'_{vo}$ (kPa)	9.78	32.2
$\sigma'_p$ (kPa)	70	90
Cc	0.3435	0.3626
Cs	0.0327	0.0265
eo	1.62	1.60
Cc/(1+eo)	0.13	0.14
	Moyennement compressible	Moyennement compressible
OCR	7.2	2.8
	surconsolidé	surconsolidé
Cv (m <sup>2</sup> /s)	4.35.10 <sup>-8</sup>	6.37.10 <sup>-8</sup>

Tableau 10 : Compressibilité et Consolidation

Avec :

- $\sigma'_{vo}$  : contrainte effective initiale au niveau du prélèvement,
- $\sigma'_p$  : contrainte effective de préconsolidation,
- Cc : indice de compression,
- Cs : indice de gonflement,
- Eo : indice des vides du sol en place ;
- OCR : Degré de consolidation
- Cv : coefficient de consolidation.

Ces sols sont moyennement compressibles pour des surcharges inférieures à leur contrainte de pré consolidation.

Les coefficients de consolidation caractérisent des vitesses de tassement primaire lentes.

### 3.3 Modèle géotechnique

L'ensemble de nos investigations fait principalement apparaître deux zones géotechniquement différentes au droit de la parcelle à l'étude ;

La zone NORD :

Cette zone recouvre 1.5 à 2ha au Nord de la parcelle à l'étude. Elle englobe l'ensemble de la zone remblayée ainsi que la mare et les alentours Ouest de celle – ci.

Elle présente :

- en surface un remblai tout venant d'une épaisseur de 3 à 4m ou une argile bleu plus ou moins plastique,
- en profondeur des terrains de qualité mécanique moyenne à faible (sable, tourbe, argile...) et a priori très compressibles sous remblai.

De plus, cette zone présente des horizons, d'épaisseur assez importante (supérieur à 6m), potentiellement liquéfiables. L'extension de ces horizons est à préciser.

La zone SUD :

Cette zone recouvre 1.5 à 2ha au Sud de la parcelle à l'étude. Elle est limitée par la RN5 à l'Ouest, la limite de la parcelle au Sud, la limite de morne à l'Est, d'anciens bâtiments (garage, parc à cochon...) et la zone remblayée au Nord.

Elle présente des sols de qualité mécanique faible à moyenne en surface et moyenne en profondeur. Les horizons de type sable potentiellement liquéfiables n'y sont présents que sous forme de passes ou filets. De plus en limite Sud-Est (limite de morne) les sols paraissent de meilleur qualité mécanique par rapport au reste de la parcelle à l'étude.

Les sondages menés au cours de cette étude ne permettent pas de fixer avec exactitude la limite entre ces deux zones. Ainsi une zone de transition de 0.5 à 1ha est présente entre les zones NORD et SUD. Les études complémentaires devront s'attacher à une meilleur définition de cette zone.

A priori, et selon le projet d'aménagement actuel, les bâtiments de type R+2 se situeront sur la zone NORD et le bâtiment principal (espace stockage et commercial) sur la zone SUD et la zone de transition.

### 3.4 Recommandations géotechniques

Nous rappelons d'après l'étude hydraulique que la zone devrait être remblayée à la cote 7m NGM minimum afin de s'affranchir des risques d'inondations correspondant à une période de retour de 50 ans.

#### ➤ Fondations

##### - *Bâtiment principal (espace commercial et de stockage) - Zone sud*

Les systèmes de fondations profondes de type pieux béton forés à la boue, pieux battus métalliques peuvent être envisagés pour tous les bâtiments (les calculs indicatifs ci-après concernent un système de fondations de type pieux béton forés à la boue). Cependant, on peut envisager un système de fondation de type radier après traitement de sol. Ces recommandations sont basées sur les résultats du sondage pressiométrique SP uniquement (les solutions de traitement de sol étant a priori peu réalistes pour les R+2).

##### *Système de fondations profondes*

Le pré dimensionnement de fondations profondes a été réalisé selon les règles du DTU 13.2. Il a été réalisé à partir du modèle géotechnique proposé dans le tableau ci-dessous, pour des pieux de diamètre compris entre 0.4 et 0.8m.

Les pieux devront être ancrés au sein des couches situées sous l'horizon susceptible d'être liquéfiable.

Les calculs sont effectués à partir des données géologiques et géotechniques du sondage SP, avec le logiciel de dimensionnement de fondation « FONDATIO » développé par ANTEA.

Les calculs ont été menés pour différentes longueurs et différents diamètre de pieux. L'ancrage minimum à adopter est quatre fois le diamètre du pieux. Compte tenu des faibles caractéristiques pressiométriques des terrains jusqu'à 4 m de profondeur, le frottement latéral est **négligé** sur cette hauteur.

Modèle géotechnique retenu :

Epaisseur de couche	Type de sol	Classification
0 – 2 m/TN	Remblai argileux	Surconsolidé
2 – 19 m/TN	Argile	Normalement consolidé
19 – 25,5 mTN	Roche	Très altérée

Tableau 11 : Modèle géotechnique.

Le pré dimensionnement estimatif des pieux forés à la boue donne une longueur de pieu comprise entre 12 et 16m.

#### *Système de fondation de type radier*

En ce qui concerne le bâtiment principal, un système de fondation de type radier est envisageable pour un bâtiment (R+0 à R+1).

Ce type de fondation ne peut être adopté qu'en association avec un traitement de sol préalable (problèmes notamment de tassements) de type préchargement ou purge partielle. La mise hors d'eau par un remblai pourra constituer un préchargement.

L'incertitude sur l'extension des formations suspects de liquéfaction ne permet pas un choix tranché du type de fondation. Dans le cas de la confirmation de la présence de formations potentiellement liquéfiables, le système de fondations profondes (pieux) avec un dallage porté sera retenu.

#### **- Bâtiments de type R+2 (Zone NORD)**

Compte tenu des résultats de l'ensemble de nos investigations et de la présence de formations potentiellement liquéfiables d'épaisseur importante (supérieur à 6m) il est nécessaire de fonder les bâtiments profondément sur pieux.

D'après les données du sondage carotté SC, le toit du substratum géotechnique se situe à environ 20m/TN. La longueur estimée des pieux pourrait être de 25m/TN a priori. Les terrains supérieurs étant apparemment de mauvaise qualité (sable et tourbe) on envisage un système de fondations sur pieux d'environ 25m de long.

Etant donnée la présence d'un remblai tout venant sur 3 à 4m et la mauvaise tenue des terrains sous jacents les pieux seront de type forés tubés.

Les dallages seront de type porté avec vide sanitaire. Le niveau des planchers sera défini en fonction des côtes d'inondation estimées et d'un minimum de 0,20m.

Une solution de fondation sur pieux ne nécessitera pas la purge totale du remblai BTP. Des difficultés dues au caractère hétérogène du remblai (béton, ferraille) pourront toutefois survenir lors de la mise en place des pieux.

### Voirie

Les terrains étant apparemment de mauvaise qualité en partie Nord de la parcelle à l'étude (cf sondages carottés) des tassements différentiels sont à craindre au droit des voiries dans cette zone.

Ces problèmes de tassement peuvent être évalués en étudiant la compatibilité entre l'état de consolidation des sols au droit des futurs ouvrages et leur surface d'assise. Cette étude peut le cas échéant mener à un traitement de sol, à la mise en place d'un remblai de pré chargement ou d'un géotextile.

Des voies en structure souple, pouvant admettre des tassements différentiels, pourront être construites. Elles seront associées à un géotextile de renforcement / séparation pour assurer leur pérennité.

### ➤ Frottement négatif

Le terrain à l'étude étant partiellement inondable un remblai peut être mis en place sur une grande partie de la parcelle (remblai de 1 à 2m d'épaisseur). Les couches sous jacentes étant compressibles la surcharge que représente le remblai va générer des tassements.

Ces tassements sont susceptibles de générer des efforts parasites sur les pieux (frottement négatif) qui s'ajoutent aux efforts déjà repris par les pieux.

S'agissant d'un ouvrage à construire, on veillera à limiter les risques de frottement négatif :

- en réalisant un remblai de préchargement préalablement à la construction des pieux. Le préchargement devra être réalisé pendant une durée permettant d'obtenir 90% de la consolidation.

Cette solution nécessite de disposer d'un délai suffisant pour la construction des bâtiments, entre 4 et 10 années (pour le Zone SUD uniquement),

- en protégeant les pieux par une couche de bitume, ce qui permet de réduire les efforts appliqués aux pieux par le frottement négatif,
- En compactant la couche de remblai dans les règles de l'Art.

L'estimation des frottements négatifs sera précisée lors des études complémentaires.

Pour la zone nord, le remblai BTP aura agi comme un remblai de préchargement, réduisant ainsi de façon notable les frottements négatifs.

#### ➤ **Recommandations supplémentaires**

##### ➤ *Effets de site*

Lors du dimensionnement des pieux on tiendra compte des réductions ou pertes de résistance que les formations sensibles peuvent subir pendant et après le mouvement sismique. Les pieux devront être vérifiés aux flambements.

De plus, on devra tenir compte de l'apparition de frottements négatifs et de poussées latérales engendrés par le tassement des formations traversées, du fait des vibrations sismiques.

##### ➤ *Terrassement*

D'une manière générale, les remblais et couches de forme seront constitués de matériaux insensibles à l'eau, et ayant de bonnes caractéristiques mécaniques. On privilégiera des matériaux de type grave (classe C, selon le GTR 92).

On recommande de vérifier le bon compactage des couches de forme des voiries, par des essais à la plaque. Les caractéristiques minimales à atteindre pour le remblai d'assise seront les suivantes :

$$K < 2 \text{ et } E_{v2} \geq 80 \text{ MPa}$$

Les travaux de terrassement seront impérativement exécutés en **période sèche**.

➤ **Hydraulique**

Le niveau de la nappe d'eau statique étant parfois affleurante, le bétonnage des pieux devra donc faire l'objet d'une attention particulière (« béton à prise rapide »).

➤ **Etude complémentaire**

Lorsque le projet sera défini et l'implantation des différents bâtiments définitive, nous recommandons la réalisation d'une étude de type G12 au sens de la norme NF P 94-500 qui pourra comprendre les reconnaissances suivantes au droit des bâtiments:

En zone NORD :

- trois ou quatre sondages pressiométriques de 30m/TN minimum au droit des futurs bâtiments de type R+2,
- des essais de compressibilité au droit des futures voiries,

En zone SUD :

- un essai pressiométrique supplémentaire au droit du futur bâtiment principal (espace commercial et de stockage).

Les sondages devront par ailleurs être équipés de piézomètres et le cas échéant faire l'objet d'essais hydrogéologiques.

Ces reconnaissances pourront confirmer ou non la qualité géotechnique des sols en zone NORD et SUD.

Cette étude devra également caractériser avec précision l'extension des zones suspects de liquéfaction.

### **3.5 Prise en compte des aléas naturels**

La cartographie des aléas naturels, à savoir l'aléa sismique et l'aléa mouvement de terrain, a été réalisée par le B.R.G.M dans le cadre de l'élaboration d'un atlas des risques naturels pour la commune de Ducos (rapport R40181). D'après cet atlas, le site se trouve globalement sur une zone d'aléa nul à faible en terme de mouvement de terrain. La limite nord est du site est quant à elle en zone d'aléa moyen en terme de mouvement de terrain.

En ce qui concerne l'aléa sismique, il importe de suivre la réglementation PS92 en vigueur :

- la construction projetée se situe en zone III du zonage sismique français, soit la plus forte sismicité de France. Il importe donc de vérifier la conformité du bâtiment vis à vis des règles parasismiques en vigueur ;
- pour un bâtiment de classe B, on se situe sur un site de classe S1 à S2 pour la zone SUD et S2 à S3 pour la zone NORD ; l'accélération nominale ( $a_n$ ) à prendre en compte est égale à 3,5 m/sec<sup>2</sup>. Le coefficient d'amplification topographique  $\tau$  est pris égal à 1 selon les conditions définies par les règles PS 92 ;
- en ce qui concerne les effets de site, on signale qu'aucune faille active n'est repérée à proximité de la parcelle et que les terrains sont potentiellement liquéfiables.
- la parcelle à l'étude est située en zone d'aléa inondation moyen et fort en limite de la Lézarde.

**En conclusion, sous réserve des préconisations énoncées dans les paragraphes 1.3, 1.4, 2.5 et 2.6, on considère que la parcelle est constructible vis à vis du projet d'aménagement à Ducos.**