MAGMA
Caraïbes

COMMUNE DE RIVIERE SALEE

STATION EIT

CONSTRUCTION D'UNE BARRIERE ETANCHE

ETUDE GEOTECHNIQUE D'AVANT PROJET

MISSION G12

DOSSIER 09-0204

2, lotissement Sommier – Morne aux Bœufs – 97221 LE CARBET
Société par Actions Simplifiée au capital de 37 000 € - SIRET : 493902506 00010
Tél. : 05.96.66.94.31 – Fax : 05.96.66.94.32

CONSTRUCTION D'UNE BARRIERE ETANCHE

STATION EIT – RIVIERE SALEE

Mission G_{12}

Ce dossier comprend :

- 1 rapport avec plan de situation
- des annexes :
  - annexe 1 : Calcul au poinçonnement : Evolution du coefficient de sécurité en fonction de la hauteur du remblai
  - annexe 2 : Calcul à la rupture circulaire – Cas n°1 : phase transitoire de travaux avec un remblai de hauteur 2.4 m pour obtention d'une plateforme à 1.9 NGM afin de créer l'écran en bentonite ciment
  - annexe 3 : Calcul à la rupture circulaire – Cas n°2 : phase définitive avec un remblai de hauteur 4.0 m pour obtention d'une arase supérieure de la digue à 2.75 NGM
  - annexe 4 : Calcul à la rupture circulaire – Cas n°3 : phase définitive avec un remblai de 4.0 m et des risbermes latérales de 2.4 m de hauteur et 8.0 m d'emprise

Dossier N° 09-0204	**Version 1**	**Date : 08/06/09**
	Ingénieur chargé du dossier	***Contrôle interne***
	Claude MOREL	Serge OLLIVIER

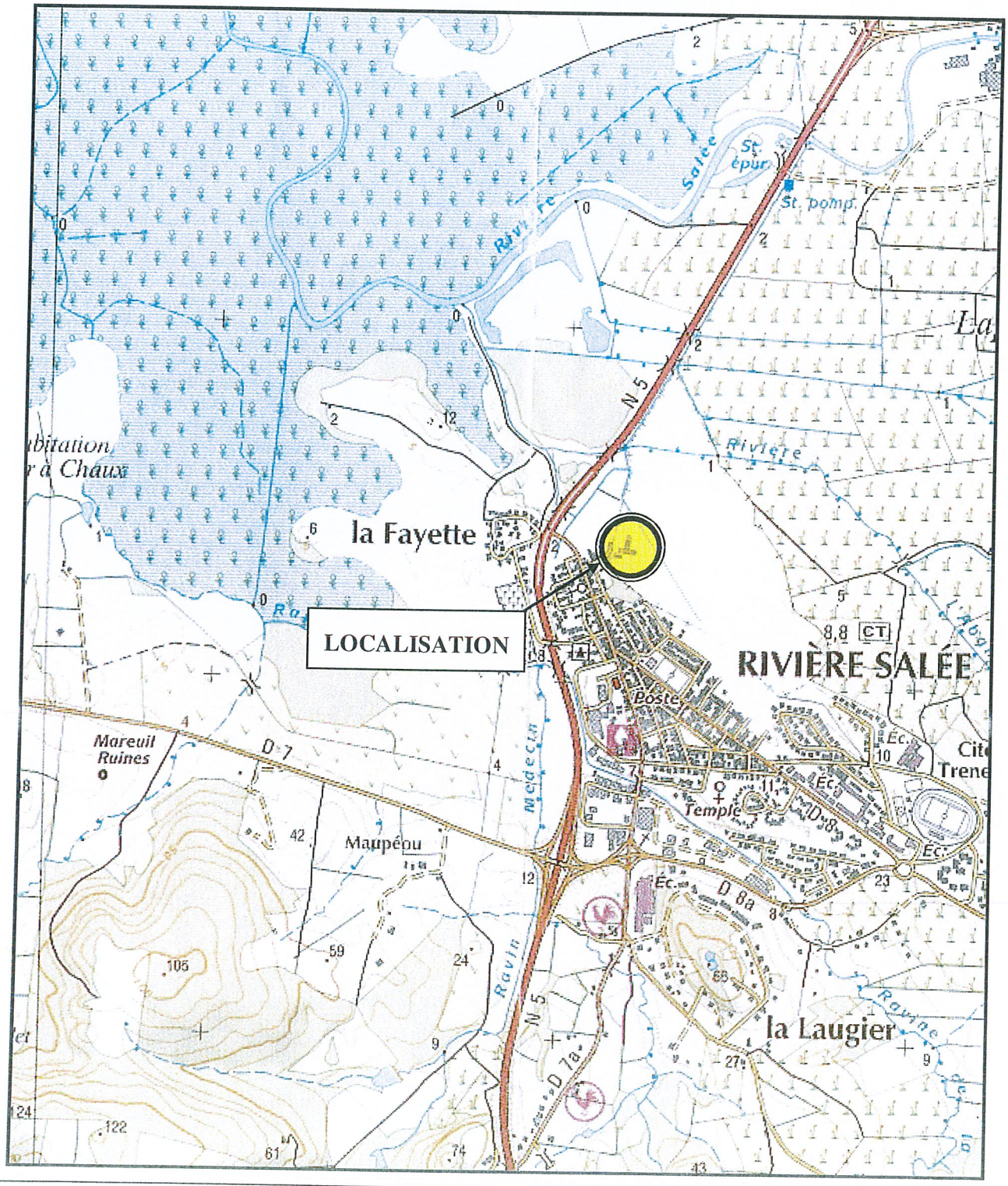
SOMMAIRE

SOMMAIRE 2
PLAN GENERAL DE SITUATION 3
PRESENTATION 4
1. Définition de l'opération 4
2. Mission 4
3. Caractéristiques du projet 5
RECONNAISSANCES 6
4. Etude G11 - CEBTP 6
5. Reconnaissance complémentaire 7
RECOMMANDATIONS 8
6. Evaluation des tassements 8
7. Calculs à la rupture 10
8. Limites de l'étude 12

ANNEXES : voir page de garde

PLAN GENERAL DE SITUATION

(issu de la carte IGN)



PRESENTATION

1. Définition de l'opération

Commune : Rivière Salée

Quartier : Lafayette

Intitulé de l'opération : Station EIT - Construction d'une barrière étanche

1.1. Intervenants :

Maître d'ouvrage : ETAT - Ministère de la Défense

Maître d'Œuvre : Direction des Travaux de Fort de France

Entreprise : CARAIB MOTER

1.2. Documents communiqués

Document	Origine / Référence	Date
Station EIT de Rivière Salée – Création d'une barrière étanche – Mission G0+G11	CEBTP Antilles/ 7 GE 096	11/07
Plans projet et pièces écrites	Direction des travaux de Fort de France	-
Essais scissométriques – Centre EIT	GINGER GEOLAB – C001.9.033D	12/05/09

2. Mission

Il s'agit d'une mission de type G12 selon la norme NFP 94 500.

L'objectif de la mission est de :

- préciser le schéma géomécanique du site notamment les caractéristiques à la rupture des alluvions
- estimer les tassements de consolidation primaire sous les surcharges apportées par la digue
- étudier la stabilité de la digue vis-à-vis du poinçonnement et des ruptures circulaires

3. Caractéristiques du projet

3.1. Description du site

Localisation

La station EIT se situe en partie nord ouest du bourg de Rivière Salée.
Elle se situe dans le domaine public maritime non cadastré.

Géologie

D'après la carte géologique de la MARTINIQUE à l'échelle 1/50 000 et compte tenu des reconnaissances réalisées précédemment, il ressort que le secteur intéressé par le projet se situe dans une zone de remplissage alluvionnaire récent, d'épaissseur importante pouvant atteindre une vingtaine de mètres. Il s'agit de matériaux argileux à argilo-vasards avec des passées tourbeuses franches ou argilo-tourbeuses assez épaisses. Ces formations apparaissent généralement assez fortement compressibles et présentent de faibles caractéristiques à la rupture.

Le substratum est a priori constitué d'une tuffite, altérée argilisée à son toit, masquée par des argiles d'altération. De consistance mi-raide à raide à son toit, cette tuffite devient généralement de consistance raide à très raide, voire d'aspect rocheux, en profondeur.

La zone de la station EIT est à ce jour quasiment entièrement inondée, sauf au niveau de l'entrée.

Topographie

Sur le linéaire de la digue, le terrain naturel se situe à une cote variant de 0 à 0.4 NGM, soit très proche du niveau de la mer. En limite ouest de la station, des remblais ont été mis en œuvre et le terrain naturel actuel est légèrement plus haut, compris entre 0.7 NGM à l'intérieur de la station et 1.4 NGM au niveau de la voie d'accès.

3.2. Description du projet

Le projet prévoit la construction d'une barrière étanche constituée de :

- une digue dont l'arase supérieure est prévue à la cote +2.75 NGM après tassement. Elle aura une longueur à l'axe de l'ordre de 220 m
- une barrière étanche constituée en théorie de :
- entre les cotes +1.9 NGM et -2.3 NGM, une paroi en bentonite ciment
- entre les cotes 1.9 NGM et 2.75 NGM d'un noyau argileux

RECONNAISSANCES

4. Etude G11 - CEBTP

La campagne de reconnaissance réalisée au stade de l'étude G11 par le CEBTP Antilles comprend la réalisation de :

- 1 sondage carotté de profondeur 15 m avec prélèvement d'échantillons intacts pour essais et analyses en laboratoire
- 1 sondage pressiométrique de profondeur 15 m avec 1 essai/m

Ces sondages sont réalisés à l'entrée de la station (seule zone accessible pour du matériel de sondage lourd) dans un secteur déjà remblayé.

Les principaux résultats issus de ces sondages sont les suivants :

- dans la zone reconnue, le sous-sol est constitué de la succession suivante :
- de 0.0 à 2.1 m : alternance d'argile sableuse, de sable et de graviers
- de 2.1 m à 4.3 m : vase limoneuse avec passées tourbeuses
- de 4.3 m à 6.0 m : argile plastique verte
- de 6.0 m à 15.0 m : tuffite argilisée raide

Du sondage pressiométrique et des essais en laboratoire réalisés sur des échantillons prélevés lors de la réalisation du sondage carotté, CEBTP Antilles donne un profil type avec les caractéristiques suivantes de dimensionnement :

Couche	Argile sableuse	Argile vasarde	Argile tuffeuse et tuffite
Niveaux	0.0 à 2.0 m	2.0 à 6.0 m	6.0 à 15.0 m
γ_{sat} (kN/m^3)	16.5	11.4	17.3
γ' (kN/m^3)	6.5	1.4	7.3
Cohésion (kPa)	6	4	13
Angle de frottement	0	0	15
e_0	2.446	8.692	1.624
Cc	0.82	2.54	0.516
Ep (MPa)	1	1.2	3.4
Pl (MPa)	1	1	0.57

avec :

- γ_{sat} : poids volumique à saturation
- γ' : poids volumique déjaugé
- cohésion : cohésion non drainée Cu pour argiles sableuses et vasardes, C'pour argile tuffeuse et tuffite
- angle de frottement : angle de frottement non drainé Φuu pour argiles sableuses et vasardes, Φ'pour argile tuffeuse et tuffite
- e_0 : indice des vides initial
- Cc : coefficient de compression mesuré à l'oedomètre

- Ep : module pressiométrique
- Pl : pression limite mesurée au pressiomètre

Commentaires :

- il semble qu'une erreur se soit produite car les valeurs de pl dans les alluvions sont de 1 MPa alors que sur les logs elles sont supérieures à 0.02 ou 0.03 MPa

- dans son rapport G11, CEBTP Antilles propose de retenir les valeurs suivantes :
  - argile sableuse : Cu = 6 kPa
  - argile vasarde : Cu = 4 kPa

  ces valeurs, obtenues par essais de cisaillement en laboratoire, apparaissent extrêmement faibles. Elles ne permettront pas d'assurer la stabilité de la digue tant vis-à-vis du poinçonnement que des ruptures circulaires

5. Reconnaissance complémentaire

Afin de préciser les caractéristiques à la rupture, trois sondages scissométriques ont été réalisés par GINGER GEOLAB. Ils sont réalisés dans l'emprise de la digue à partir des passerelles d'accès aux antennes. Les résultats des sondages sont reportés dans le tableau ci-après :

Sondage 1		Sondage 2		Sondage 3	
profondeur (m)	Su* (kPa)	profondeur (m)	Su* (kPa)	profondeur (m)	Su* (kPa)
0.85	36	0.75	18	0.75	20
1.85	32	1.75	8	1.75	21
2.85	0	2.75	16	2.75	15
3.85	0	3.75	24	3.75	20
4.25	>160	4.75	22	4.75	14
4.85	31	5.75	27	5.75	15
5.85	>160	6.75	44	6.75	29
		7.75	44	7.75	32
				8.75	68

avec :

- Su* : cohésion scissométrique
- profondeur : profondeur de l'essai / TN au droit de l'essai

Commentaires :

- ces essais sont réalisés à l'aide de matériel portatif
- l'enfoncement du dispositif de mesure de la cohésion se fait à la masse
- ces essais traduisent des variations significatives des épaisseurs et de la qualité mécanique des alluvions
- dans l'ensemble, la cohésion scissométrique est assez faible
- les valeurs moyennes les plus faibles sont obtenues au droit du sondage 3, au droit duquel l'épaisseur d'alluvions est la plus importante

RECOMMANDATIONS

6. Evaluation des tassements

6.1. Hypothèses - Méthode de calcul

Lorsqu'un sol mou (sol compressible) saturé (sous la nappe phréatique) est soumis à une surcharge (remblais, fondations, dallages,...), il subit des tassements. Ces tassements se décomposent principalement en trois étapes :

- déformations immédiates à volume constant,
- tassements de consolidation primaire correspondant à l'expulsion d'une partie de l'eau interstitielle. La fin de la phase de consolidation primaire est obtenue lorsque l'on obtient une dissipation complète des surpressions interstitielles engendrées par le chargement. La durée de mobilisation de ces tassements de consolidation primaire est fonction de :
  - la perméabilité des sols compressibles (généralement très faible dans le cas des argiles alluvionnaires en Martinique d'où des durées de consolidation primaire importantes)
  - la distance de drainage. Celle-ci correspond à l'épaisseur de la couche compressible (cas d'un substratum imperméable) ou à la demi-épaisseur (cas d'un substratum perméable). En Martinique, le substratum est généralement imperméable d'où des distances de drainage élevées.
- après dissipation des pressions interstitielles liées à la mise en œuvre des surcharges, tassements de consolidation secondaire ou fluage qui correspondent à des déformations du sol sous charge constante. Ces déformations peuvent être importantes, notamment dans les sols tourbeux. Elles se développent sur des durées longues supérieures à 10 ans.

Dans le cas étudié, seuls les tassements de consolidation primaire sont calculés. En effet, l'évaluation des tassements immédiats et de consolidation secondaire nécessitent des données non disponibles.

Les calculs de tassements de consolidation primaire sont réalisés au droit du sondage scissométrique 3 qui apparaît le plus défavorable.

La cote du terrain naturel est prise égale à 0.0 NGM, la lecture du plan topographique indiquant dans ce secteur une cote de 0.09 NGM.
Les tassements sont calculés par la méthode oedométrique en considérant :

- les valeurs de γ', e0 et Cc données par le CEBTP
- des sols normalement consolidés
- une diffusion des efforts en profondeur selon la répartition de Boussinesq
- un niveau phréatique au niveau du TN actuel

Le tableau ci-après récapitule les caractéristiques physico-mécaniques prises en compte dans les calculs :

Profondeur (m)	Nature sol	γ' (kN/m^3)	e_0	Cc
0.0 à 2.0	argile sableuse	6.5	2.446	0.82
2.0 à 6.5	argile vasarde	1.4	8.69	2.54
au-delà de 6.5	argile tuffeuse	7.3	peu compressible	

Pour les remblais, nous avons considéré un poids volumique de 19 kN/m^3.

6.2. Résultats des calculs

6.2.1. Situation finale à 2.75 NGM

Les calculs sont menés par itérations successives de manière à obtenir la cote finale de 2.75 NGM après la phase de consolidation primaire (cote objectif).
Le tableau ci-après récapitule les principaux résultats obtenus.

Hauteur remblais	Surcharge apportée	Tassement à 100 % de consolidation	Cote Plateforme en fin de tassement de consolidation
2.75 m	52.2 kPa	1.03 m	1.72 NGM
3.78 m	71.8 kPa	1.21 m	2.57 NGM
4.08 m	77.5 kPa	1.25 m	2.83 NGM
3.98 m	75.6 kPa	1.23 m	2.75 NGM

Des calculs réalisés, il ressort que pour obtenir une cote arase supérieure de la digue à 2.75 NGM après mobilisation de la totalité des tassements de consolidation primaire, il convient de prévoir une surépaisseur de remblais de 1.25 m, soit un remblai d'apport de 4.0 m de hauteur.

En l'absence de données sur les valeurs des coefficients de consolidation, il est délicat de préciser la durée de consolidation primaire des alluvions. Pour estimer cette durée, nous avons considéré des valeurs suivantes de Cv mesurées lors des études de reconstruction du Pont Violon voisin :

- argile sableuse : 10^{-3} cm²/s
- argile vasarde : 2.0 10^{-4} cm²/s

Les calculs réalisés montrent que 90 % de la consolidation primaire est obtenu pour une durée de l'ordre de 18 mois.
Nota : pour obtenir une plateforme finie de largeur 2.8 m comme prévu par le projet CARAIB MOTER, la digue devra être élargie en pied à 15 m.

6.2.2. Situation transitoire – Plateforme à 1.9 NGM

Cette situation concerne la phase travaux. En effet, pour réalisation de son écran étanche en bentonite ciment, l'entreprise doit disposer d'une plateforme à la cote minimale 1.9 NGM. Des calculs de tassements ont donc été réalisés pour obtenir cette cote.
Le tableau ci-après récapitule les résultats obtenus :

Hauteur remblais	Surcharge apportée	Tassement à 100 % de consolidation	Cote Plateforme en fin de tassement de consolidation
1.90 m	36.1 kPa	0.85 m	1.05 NGM
2.40 m	45.6 kPa	1.00 m	1.40 NGM
2.75 m	52.2 kPa	1.03 m	1.72 NGM
2.90 m	55.1 kPa	1.06 m	1.84 NGM
3.00 m	57.0 kPa	1.08 m	1.92 NGM

Des calculs réalisés, il ressort que pour obtenir une cote arase supérieure de la digue à 1.9 NGM après mobilisation de la totalité des tassements de consolidation primaire, il convient de prévoir une surépaisseur de remblais de 1.10 m, soit un remblai d'apport de 3.0 m de hauteur.
Cependant, si l'on considère que l'écran étanche est réalisé peu de temps après l'édification du remblai et que l'on se situe à 50 % de consolidation primaire, l'ordre de grandeur des tassements à craindre avant mise en œuvre de l'écran étanche est de l'ordre de 0.5 m pour un remblai de 2.4 m d'épaisseur (à condition de retenir l'hypothèse que 50% de degré de consolidation correspond à 50% de mobilisation des tassements, ce qui n'est pas tout à fait exact).
En fin de consolidation primaire, si l'on conserve cette épaisseur de matériau d'apport de 2.4 m, la cote arase supérieure de la digue se situera à la cote 1.40 NGM.

7. Calculs à la rupture

7.1. Détermination de la cohésion non drainée

Les calculs à la rupture sont réalisés au droit du sondage scissométrique 3 qui apparaît le plus défavorable.
Les essais scissométriques permettent de donner la cohésion scissométrique à laquelle on affecte un coefficient réducteur dit de Bjerrum (pour tenir compte de la plasticité des sols) afin d'obtenir la cohésion non drainée des sols à prendre en compte dans les calculs de justification vis-à-vis de la rupture.
En l'absence d'essais spécifiques, nous avons considéré une valeur de Ip de 50 tant pour les argiles sableuses que pour les argiles vasardes, d'où une valeur du coefficient correcteur de 0.8.
Tout calcul fait, il vient les valeurs de cohésion non drainée suivantes :

profondeur (m)	Cu (kPa)
0.75	16
1.75	16.8
2.75	12
3.75	16
4.75	11.2
5.75	12
6.75	23.2
7.75	25.6
8.75	54

avec :

- Cu : cohésion non drainée
- profondeur : profondeur de l'essai / TN au droit de l'essai

7.2. Poinçonnement

Pour le calcul au poinçonnement, nous avons considéré un seul ensemble de surface constitué des argiles sableuse et vasarde pour lequel nous avons retenu une cohésion non drainée de calcul Cu_{cal} = Cu moyen – ½ écart type soit Cu_{cal} = 12.7 kPa.

La contrainte à la rupture des alluvions de médiocre qualité qu sous la charge apportée par la digue est donnée par la relation :

$qu = (\Pi + 2)\ Cu_{cal}$ soit 65.5 kPa

Il s'agit d'une valeur à la rupture à laquelle il convient d'affecter un coefficient de sécurité Fs généralement égal à 2 aux ELU et 3 aux ELS.

Si l'on considère un poids volumique des remblais de 19 kN/m^3, on peut tracer la courbe de variation du coefficient de sécurité Fs vis-à-vis du poinçonnement en fonction de la hauteur du remblai d'apport.

La courbe correspondante est donnée en annexe 1.

De cette courbe, il ressort que pour les épaisseurs remarquables de remblais définies lors des calculs des tassements (Cf. § 6.2), les coefficients de sécurité vis-à-vis du poinçonnement restent faibles :

Hauteur remblai	Fs
1.9 m	1.81
2.4 m	1.44
2.75 m	1.19
4.0 m	0.86

De ces calculs, il ressort que pour un remblai de 4.0 m, nécessaire pour obtenir une cote arase digue à la cote 2.75 NGM, la stabilité au poinçonnement n'est pas assurée.

7.3. Ruptures circulaires

Pour les calculs vis-à-vis des ruptures circulaires, nous avons considéré deux couches pour les sols de surface de médiocre qualité :

- les argiles sableuses caractérisées par Cu = 16 kPa
- les argiles vasardes caractérisées par Cu = 12 kPa

Les calculs sont menés en utilisant le logiciel TALREN 4 Version 1.3 et en retenant :

- la méthode de calcul de Bishop
- la méthode traditionnelle sans coefficient de pondération des surcharges ni coefficient de sécurité partiel sur les caractéristiques géotechniques

Pour cette méthode, la sécurité vis-à-vis des ruptures circulaires est obtenue pour un coefficient de

sécurité de 1.5 en phase définitive et 1.3 pour les phases transitoires.
Les calculs ont été menés en considérant 3 cas :

- cas n°1 : phase transitoire de travaux avec un remblai de 2.4 m (pour obtention d'une plateforme à 1.9 NGM afin de créer l'écran en bentonite ciment)
- cas n°2 : phase définitive avec un remblai de 4.0 m pour obtention d'une arase supérieure de la digue à 2.75 NGM
- cas n°3 : phase définitive avec un remblai de 4.0 m et des risbermes latérales de 2.4 m de hauteur et 8.0 m d'emprise

Le détail des calculs est donné en annexes 2 à 4. Le tableau ci-après récapitule les résultats obtenus :

Cas étudié	Coefficient de sécurité
Cas 1	1.53
Cas 2	1.01
Cas 3	1.16

A la lecture de ce tableau, il ressort que la stabilité apparaît assurée pour la phase transitoire de travaux (réalisation de l'écran étanche). Cependant, pour la digue définitive, la stabilité vis-à-vis des ruptures circulaires n'est pas assurée, même en prévoyant des risbermes latérales de largeur 8.0 m.

7.4. Analyse des résultats

Des résultats des calculs à la rupture (poinçonnement et circulaire), il ressort qu'il n'est pas envisageable de mettre en œuvre les 4 m de remblais, permettant d'obtenir une arase supérieure de la digue après mobilisation des tassements de consolidation primaire à la cote 2.75 NGM.
Il convient donc d'adapter la solution en fonction du contexte géotechnique du site.

8. Limites de l'étude

La reconnaissance est basée sur des sondages ponctuels et la géométrie des différentes formations peut varier entre deux points de sondage. En cas d'épaississement des formations alluvionnaires argileuses de médiocres qualités, les tassements à craindre pourront être supérieurs à ceux estimés. Rappelons de plus que seuls les tassements de consolidation primaire ont été calculés.
Le présent rapport et ses annexes constituent un tout indissociable. La mauvaise utilisation qui pourrait en être faite suite à une communication ou une reproduction partielle ne saurait engager MAGMA Caraïbes.
Tous éléments nouveaux mis en évidence lors de l'exécution des travaux et n'ayant pu être détectés au cours des reconnaissances de sol (exemples : hétérogénéité localisée, venues d'eau, instabilité locale, etc.) doivent nous être signalés, car pouvant rendre caduques certaines de nos recommandations.

Fait au Carbet, le 08/06/09