

DOSSIER : 09 GEO 7276



P.A.G.

EXTENSION SUD DES TERRE-PLEINS

RAPPORT D'ETUDE GEOTECHNIQUE

JARRY



Rapport N°09-2076 - D/MT/MG			RECONNAISSANCE DES SOLS ET ETUDE GEOTECHNIQUE			
D	05/05/2009	M. TANGUY	S. DUMOULIN	162	Première diffusion	P. PARAIN
C	06/04/2009	M. TANGUY	S. DUMOULIN	104	Première diffusion	P. PARAIN
B	25/03/2009	M. TANGUY	S. DUMOULIN	138	Première diffusion	P. PARAIN
A	24/03/2009	M. TANGUY	S. DUMOULIN	138	Première diffusion	P. PARAIN
<i>Indice</i>	<i>Date</i>	<i>Etabli par</i>	<i>Vérifié par</i>	<i>N° page</i>	<i>Modification - Observations</i>	<i>Contrôlé par</i>

✉ **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 reconnaissance des sols et une étude géotechnique relative au projet d'extension des terre-plein de stockage à 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 œuvre de terre-pleins réalisés par remblaiement hydraulique dans des digues d'enclôture. Ils devraient être calés vers + 3.0 NH soit environ 1 m au dessus des autres plateformes du PAG de Jarry ;
- Le draguage de la zone d'accostage des navires jusqu'à la cote - 17 m NH.

Le plan de situation du projet est fourni dans le « *Cahier des essais in situ et en laboratoire* ».

2 MISSION DE GEOMAT Antilles

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

- La **reconnaissance géologique** des sols ;
- La détermination de leurs **caractéristiques géotechniques** ;
- L'établissement du **modèle géologique et géotechnique** de la zone d'étude ;
- L'analyse et le choix des **fondations envisageables pour le quai avec prédimensionnement** suivant les règles du fascicule 62 titre V.
- L'analyse de la **stabilité des digues d'enclôture et de la plate-forme** (poinçonnement, glissement) ;
- L'étude de la **consolidation primaire et secondaire** des terrains sous la charge rapportée ;
- L'étude des **conditions de dragage et de stabilité des berges** avoisinantes ;
- L'étude des **possibilités et conditions de réemploi des matériaux dragués** au droit des zones reconnues ;
- La détermination des principales **dispositions constructives nécessaires** ;

Le présent rapport s'attache aux **problématiques liées à l'ouvrage, aux digues d'enclôture et aux terre-pleins**. Les **problématiques liées au dragage, au réemploi des matériaux dragués et à la stabilité des talus** ont été traitées dans le rapport d'étude de GEOMAT Antilles n°09-2105.

Il s'agit d'une étude préliminaire de site de type G11 selon la définition des missions du géotechnicien (Norme NFP 94 500).

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 du site avec relevés géologiques et géotechniques.
- Cinq sondages carottés (SC1 à SC5) de 17.3 m à 20.0 m de profondeur NH avec prélèvement de trois échantillons sous gaine (deux en SC3) dans chaque sondage.
- Cinq sondages pressiométriques (SP1 à SP5) de 22 m à 39 m de profondeur NH avec essais tous les 1.5 m à 2 m.

Les différents sondages et essais pressiométriques ont été réalisés par la société SAFOR sous la surveillance partielle de GEOMAT Antilles. Les dépouillements des essais ont été effectués par la société GEOMAT Antilles conformément à la norme NFP 94 110.

Les échantillons prélevés au cours des sondages carottés ont été décrits puis testés en laboratoire. Les essais suivants ont été réalisés :

- Cent sept mesures de teneur en eau ;
- Dix-sept mesures de la densité et de la teneur en eau sur sol fin ;
- Vingt-trois mesures de la valeur au bleu de méthylène du sol ;
- Trente quatre analyses granulométriques avec vérification du potentiel de liquéfaction du sol sous sollicitation sismique ;
- Dix-neuf mesures des limites d'Atterberg ;
- Quinze essais de compressibilité à l'oedomètre ;
- Quatorze mesures de C_v ;
- Neuf mesures de fluage à deux paliers.

Le plan d'implantation des sondages et des essais in-situ relevés par le Cabinet de Géomètre OPSIA, les coupes des sondages carottés, les logs des sondages pressiométriques et les résultats des essais en laboratoire sont fournis dans le « *Cahier des essais in situ et en laboratoire* »

4 APERÇU TOPOGRAPHIQUE ET GÉOLOGIQUE

La zone d'étude 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 Fouillolle d'autre part. Elle correspond aux hauts-fonds dits « Banc des Couillons » ou « Banc Provençal ». Sa superficie est d'environ 30 hectares.

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 - 0.4 m NH et -7.3 m NH environ d'après le plan bathymétrique qui nous a été transmis et les relevés topographiques réalisés au cours des investigations.

A noter au Nord du site, à proximité de l'implantation prévue du futur quai d'accostage et de déchargement, un talus sous-marin plongeant de 1 m à 9 m de profondeur environ. Ces talus sont dus 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 Darboussier ;
- ⊗ 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 GÉOLOGIQUE

Les sondages géologiques 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 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 variable entre 1.5 m et 3.3 m avec une moyenne proche de 2.4 m environ.

Sondage	SC1	SC2	SC3	SC4	SC5
Epaisseur (m/TN)	3.3	1.5	1.3	2.6	2.3
Côte (NH)*	-3.67	-8.43	-8.03	-7.63	-4.0
Sondage	SP1	SP2	SP3	SP4	SP5
Epaisseur (m/TN)	2.0	/	/	/	2.0
Côte (NH) ¹	-4.03	/	/	/	-5.03

Remarque : Les sondages SP2, SP3 et SP4 n'ont pas mis en évidence cette formation. Ils présentent :

- Soit des recouvrements de nature ou d'origine différentes (SP2 et SP3) ;
- Soit une absence de dépôts récents (SP4).

- ⊗ **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. Elle n'a pas été reconnue par l'ensemble des sondages. Il s'agit vraisemblablement de lentilles pouvant toutefois s'avérer étendues.

Lorsqu'elle a été rencontrée, sa puissance est comprise entre 0.7 m et 4.5 m avec une moyenne de 2 m environ.

Sondage	SC1	SC2	SC3	SC4	SC5
Epaisseur (m/TN)	2.4	0.7	2.1	1.2	4.5
Côte (NH)*	-5.07	-6.93	-10.13	-8.83	-10.03
Sondage	SP1	SP2	SP3	SP4	SP5
Epaisseur (m/TN)	/	/	/	/	/
Côte (NH) ¹	/	/	/	/	/

Remarque : Dans la majorité des cas, la formation de tourbe reconnue est située sous la couche d'argile vasarde (elle s'avère donc dans ce cas plus ancienne). Toutefois, dans le cas du sondage SC2, la formation de tourbe coiffe l'argile vasarde.

¹ Cote NH du bas de la couche

A noter la présence d'anomalies géologiques ponctuelles. Il s'agit :

- ⊗ D'un **recouvrement sableux d'environ 2 m d'épaisseur** (côte du bas de la couche vers -6.0 m NH) reconnu au droit du sondage pressiométrique SP2 ;
- ⊗ D'une **importante épaisseur (environ 11 m) de dépôts d'argile vasarde et sableuse** reconnue au droit du sondage pressiométrique SP3. Cette formation s'inscrit dans le cadre des dépôts récents. Toutefois, 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 dans la zone d'étude est comprise entre 4.5 m et 23.7 m avec une moyenne globale de l'ordre de 9.9 m.

Sondage	SC1	SC2	SC3	SC4	SC5
Epaisseur (m/TN)	7.6	9.3	> 6.4	> 9.7	6.8
Côte (NH)*	-13.17	-17.73	<-16.53	<-18.53	-10.03
Sondage	SP1	SP2	SP3	SP4	SP5
Epaisseur (m/TN)	10	4.5	/	11.5	23.7
Côte (NH) ²	-14.03	-10.53	/	-17.03	-28.73

Remarques :

- Le sondage SP3 n'a pas rencontré les sédiments anciens.
- Les épaisseurs reconnues de cette formation s'avèrent fortement hétérogènes, avec notamment une puissance importante de la couche au droit du sondage pressiométrique SP5 ;
- Les sondages carottés SC3 et SC4 n'ont pas atteint la base de cette formation. Toutefois, la présence de blocs à la base des sondages situe vraisemblablement la base de la couche à proximité.

² Cote NH du bas de la couche

5.1.3 Le marno calcaire

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

La campagne de sondage a mis en évidence de nombreuses **poches argileuses** au sein de cette formation. Il s'agit vraisemblablement de phénomènes **d'origine karstique**.

De même, le sondage pressiométrique SP2 a mis en évidence la présence d'une formation de type **volcano sédiment** constitué de tuffite à débris pyroclastique et à ciment marron reconnue à partir de 22 m de profondeur (- 21.53 m NH) jusqu'à la base du sondage (-26.53 m NH). Il pourrait s'agir dans ce cas :

- ⊗ Soit d'un phénomène lié à un rejet de faille ;
- ⊗ Soit d'un remplissage d'un karst ou d'une paléovallée de grandes dimensions.

Le substratum marno calcaire à été mis en évidence par les sondages entre -10.03 m NH et -38.03 m NH environ comme indiqué ci-dessous :

Sondage	SC1	SC2	SC3	SC4	SC5
Côte (NH)*	-13.17	-17.73	<-16.53	<-18.53	-10.03
Sondage	SP1	SP2	SP3	SP4	SP5
Côte (NH) ³	-14.03	-10.53	-18.33	-17.03	-28.73

Remarque : Les sondages carottés SC3 et SC4 n'ont pas atteint le marno calcaire. Toutefois, la présence de blocs à la base des sondages situe vraisemblablement le toit du substratum à proximité.

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. Il peut s'agir soit d'un **pendage plus ou moins régulier**, d'un **phénomène de paléovallées** voire de la **présence de failles**. Compte tenu de l'étendue de la zone et du nombre actuel de reconnaissances réalisées, il serait délicat et prématuré de statuer quant à l'origine de ces variations.

³ Cote NH du toit de la couche

5.2 ANALYSE HYDROGEOLOGIQUE

Les sondages ont été réalisés en mer sur barge.

D'après les indications fournies par le Cabinet de Géomètre OPSIA, le niveau des plus basses eaux est défini à 0 m NH et le niveau des plus hautes eaux à + 0.86 m NH avec une moyenne située vers +0.47 m NH.

Lors de nos investigations la hauteur d'eau variait entre 1.2 m et 8 m environ au droit des sondages. Cette hauteur a vraisemblablement fluctué d'environ 0.2 à 0.6 m d'après le marégramme de la zone.

5.3 ANALYSE GEOTECHNIQUE

5.3.1 Caractéristiques mécaniques

Les caractéristiques géotechniques ont été mesurées au moyen des essais pressiométriques.

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, ...) ;
- ☒ Les **argiles relativement fermes** correspondant aux sédiments anciens ;
- ☒ Le **substratum marno calcaire**.

Remarque : d'un point de vue géomécanique, le volcano sédiment reconnu à partir de 22 m par le sondage pressiométrique SP2 présente des caractéristiques similaires à celles du marno calcaire situé au dessus. Il sera donc considéré en première analyse dans cette famille.

Les caractéristiques mécaniques mesurées au moyen des essais pressiométriques s'avèrent :

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

$$p_1 - p_0 = 0.01 \text{ MPa à } 0.39 \text{ MPa}$$

$$E_M = 0.3 \text{ MPa à } 6.7 \text{ MPa}$$

☒ **Faible à médiocres** dans les argiles relativement fermes avec :

$$p_1 - p_0 = 0.21 \text{ MPa à } 1.55 \text{ MPa}$$

$$E_M = 1.0 \text{ MPa à } 10.8 \text{ MPa}$$

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

$$p_1 - p_0 = 0.44 \text{ MPa à } 5.64 \text{ MPa}$$

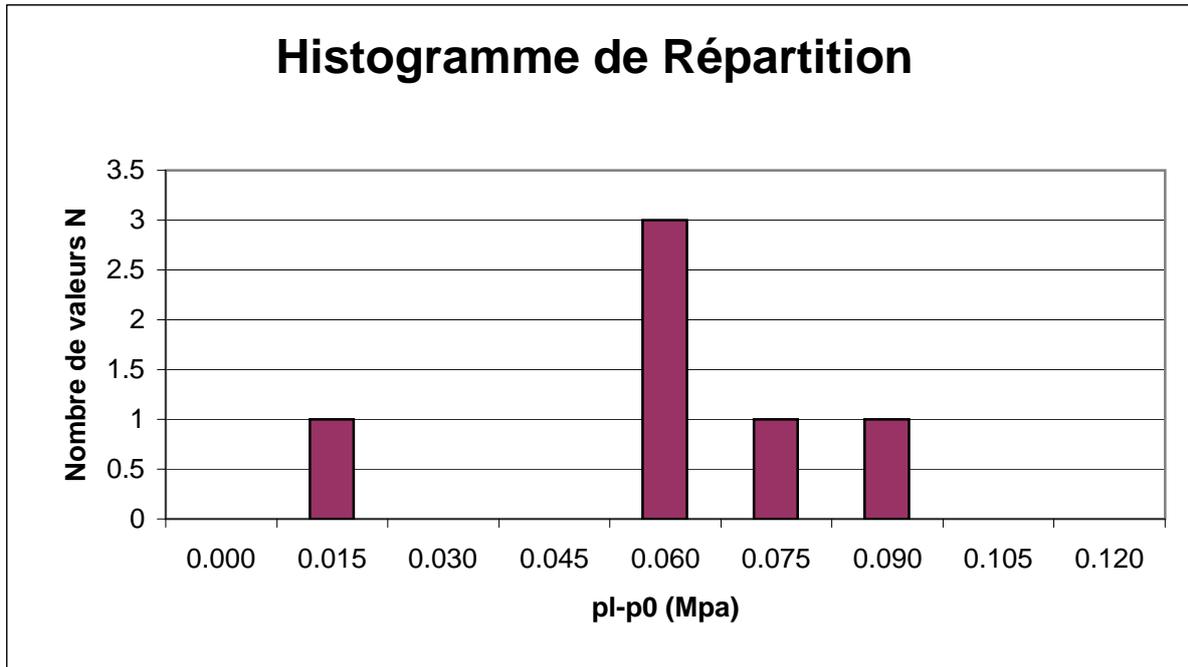
$$E_M = 3.9 \text{ MPa à } 159 \text{ MPa}$$

Les histogrammes de répartition des valeurs mesurées pour chaque couche sont présentés en pages suivantes.

Les logs des sondages pressiométriques sont fournis dans le « *Cahier des essais in situ et en laboratoire* ».

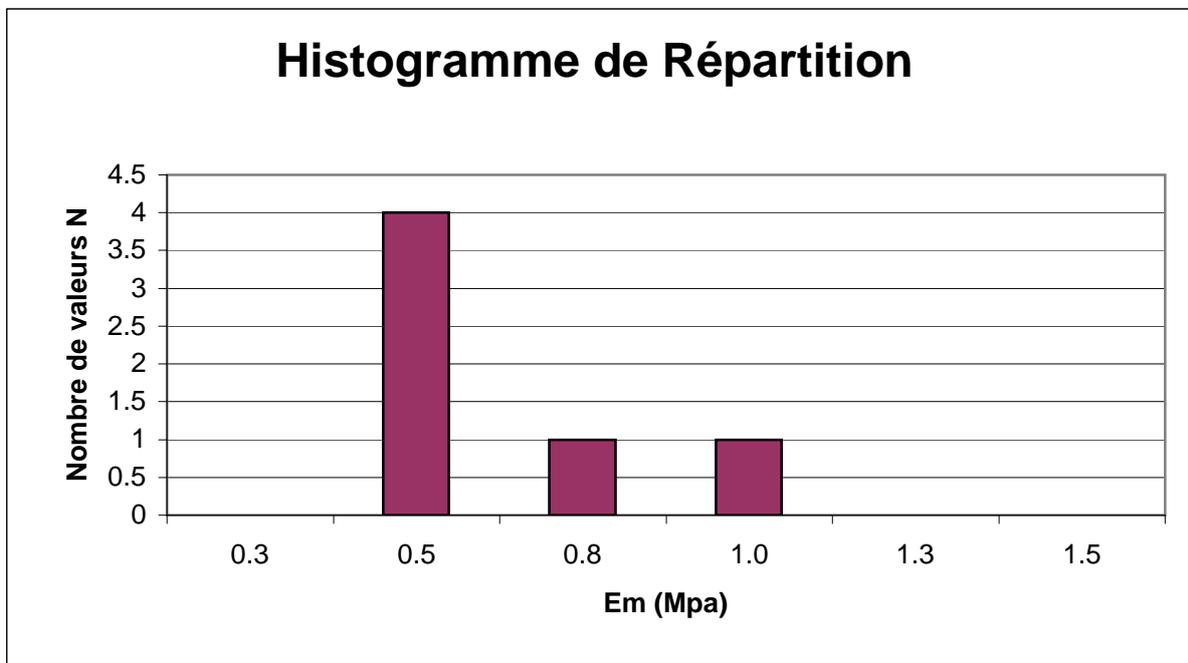
Sols compressibles

Pression Limite



Max	Min	Moy. Ar.	EcartType	s/x	Moy. Geo	Nb Valeurs
0.08	0.01	0.06	0.02	0.44	0.05	6

Module pressiométrique



Max	Min	Moyenne	EcartType	s/x	Moy. Harmo	Nb Valeur
0.8	0.3	0.47	0.20	0.42	0.41	6

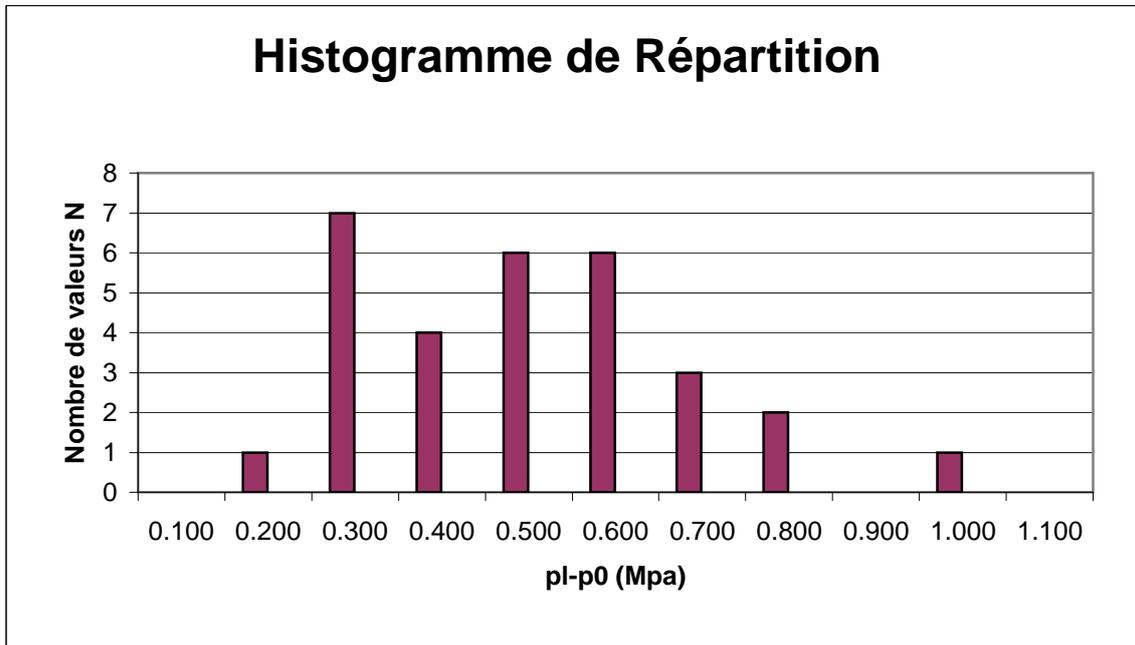
Commentaire : Les pressions limites présentent globalement une répartition étalée avec un écart type important. On retiendra la moyenne arithmétique $pl = 0.06$ MPa.

Les modules présente une distribution relativement centrée avec toutefois des valeurs orphelines importantes qui ont été écartées. On retiendra la moyenne harmonique $Em = 0.4$ MPa visiblement représentative.

On retiendra donc les valeurs uniques $pl = 0.06$ MPa et $Em = 0.4$ MPa , soit $E/Pl = 6.7$

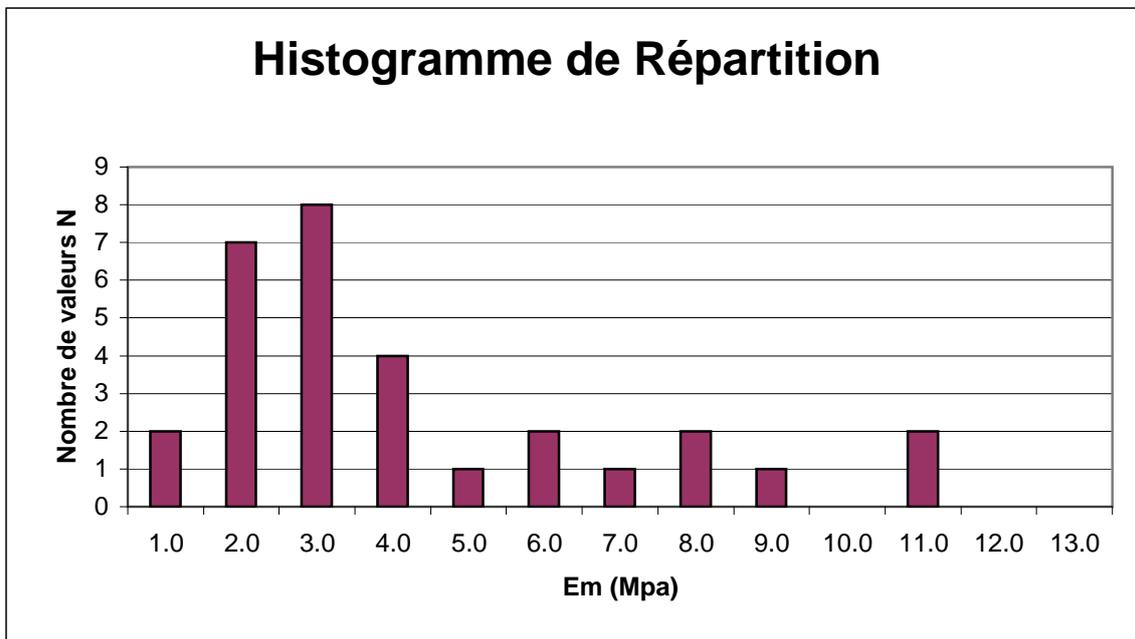
Argile relativement ferme

Pression Limite



Max	Min	Moy. Ar.	EcartType	s/x	Moy. Geo	Nb Valeurs
0.99	0.2	0.46	0.19	0.40	0.43	30

Module pressiométrique



Max	Min	Moyenne	EcartType	s/x	Moy. Harmo	Nb Valeur
10.8	0.9	3.72	2.76	0.74	2.18	30

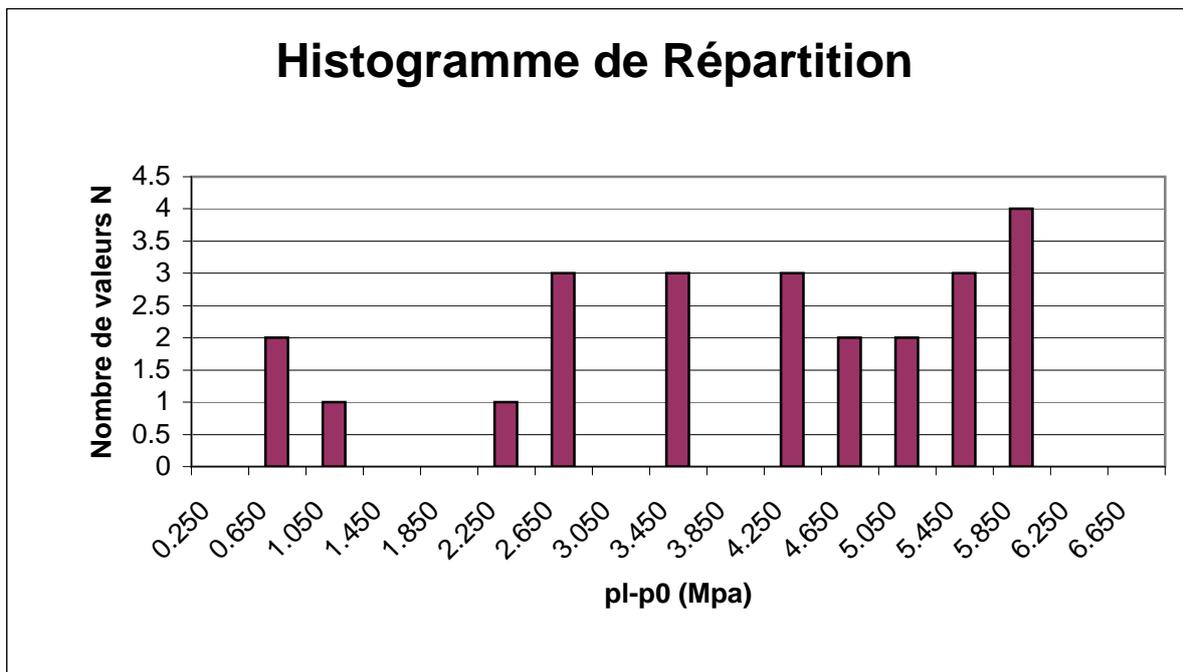
Commentaire : Les pressions limites présentent globalement une distribution gaussienne avec un écart type important qui traduit l'hétérogénéité de cette formation. On retiendra la moyenne arithmétique en écartant les valeurs orphelines soit $pl = 0.46$ MPa.

Les modules présente une distribution logarithmique étalée traduisant une hétérogénéité du sol. On retiendra la moyenne géométrique $Em = 3.0$ MPa visiblement représentative.

On retiendra donc les valeurs uniques $pl = 0.46$ MPa et $Em = 3.0$ MPa , soit $E/Pl = 6.5$

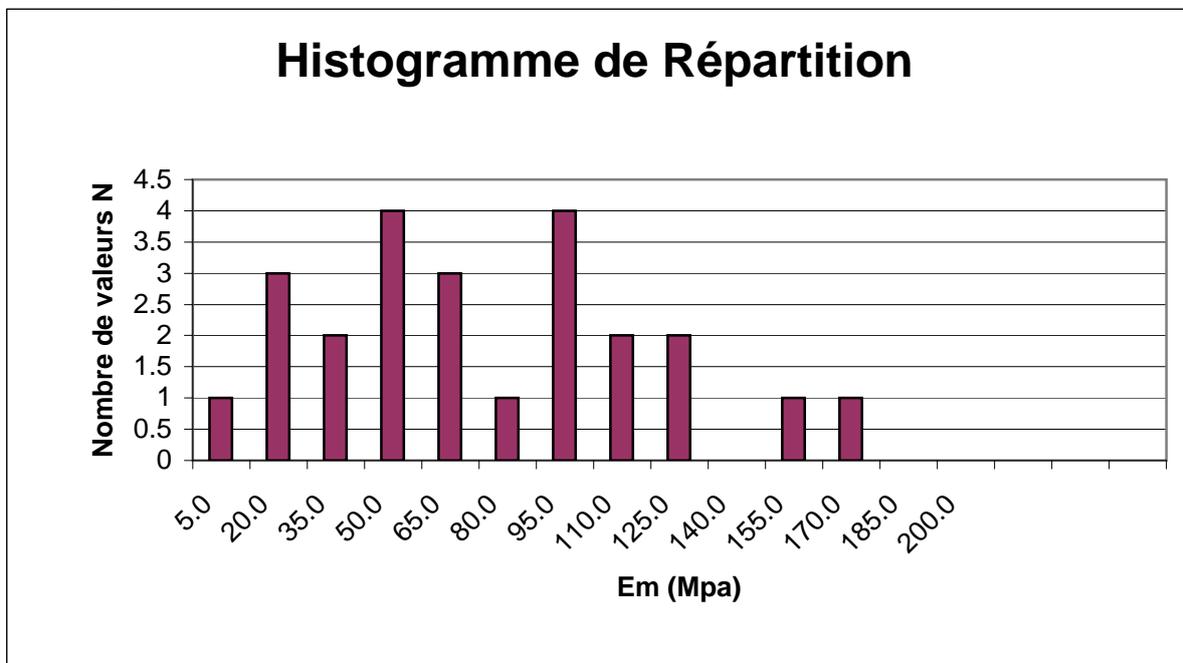
Marno calcaire

Pression Limite



Max	Min	Moy. Ar.	EcartType	s/x	Moy. Geo	Nb Valeurs
5.64	0.44	3.77	1.64	0.44	3.18	24

Module pressiométrique



Max	Min	Moyenne	EcartType	s/x	Moy. Harmo	Nb Valeur
159	3.9	65.61	44.26	0.67	24.12	24

Commentaire : Les pressions limites présentent globalement une distribution fortement étalée avec un écart type important ce qui traduit l'hétérogénéité de cette formation (poches argileuses et altération). On retiendra la moyenne géométrique $pl = 3.2$ MPa.
 Les modules présente une distribution étalée et bien répartie en gaussienne. On retiendra donc la moyenne arithmétique $Em = 65$ MPa visiblement représentative.
 On retiendra donc les valeurs uniques $pl = 3.2$ MPa et $Em = 65$ MPa , soit $E/PI = 20.3$

5.3.2 Résultats de laboratoire

L'ensemble des échantillons prélevés au cours des sondages a fait l'objet d'analyses en laboratoire. Les cinq tableaux des pages suivantes présentent de manière synthétique les valeurs obtenues.

5.3.2.1 Caractéristiques physiques générales

Nous rappelons que l'ensemble des échantillons de sols a été prélevé en mer. Les formations testées (vases sableuses, sables vaseux, tourbes franches, vases tourbeuses, argiles molles et fermes) présentent dans ce cas un degré de saturation maximal soit $S_r = 100 \%$.

Compte tenu des résultats présentés ci-avant, il apparaît dans un premier temps que les formations testées en tête (formations vaso-sableuse, tourbeuse et vaso-tourbeuse) présentent des teneurs en eau ($W\%$) extrêmement élevées pouvant atteindre 531 % pour des masses volumiques sèches (γ_d) très faibles à faibles comprises entre 1.8 kN/m^3 et 10.8 kN/m^3 . Par ailleurs, leurs contraintes effectives de consolidation (σ'_p) sont très basses de l'ordre de 15 à 35 kPa et leurs coefficients de compressions secondaires (c_α) sont élevées. 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 relativement fermes) sont presque uniquement constituées de fines particules dont la teneur en eau est comprise entre 28.2 % et 76.6 % avec une moyenne d'environ 52.4 %. La masse volumique sèche γ_d est comprise entre 8.6 kN/m^3 et 12.7 kN/m^3 . Par ailleurs, leurs contraintes effectives de consolidation (σ'_p) sont globalement supérieures à 80 kPa.

Il s'agit de sols de consistance moyenne et généralement sur-consolidés.

5.3.2.2 Cohésion et angle de frottement

La cohésion non drainée C_u des matériaux tirés des documents d'archive à notre disposition sont évalués à :

⊗ Dans les sols compressibles :

- **Pour la tourbe** : $C_u = 6 \text{ kPa}$ à 15 kPa avec une moyenne d'environ 9 kPa ;
- **Pour les autres sols compressibles** : $C_u = 10 \text{ kPa}$ à 20 kPa avec une moyenne d'environ 14 kPa ;

⊗ Dans les argiles relativement fermes : $C_u = 50 \text{ kPa}$ à 100 kPa avec une moyenne d'environ 69 kPa .

L'angle de frottement ϕ_u dans les argiles est négligeable.

5.3.2.3 Analyse de la liquéfaction des sols en place

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

Le sondage SP2 présente une **formation sableuse d'environ 2 m d'épaisseur susceptible de répondre à ces critères**. Il s'agit vraisemblablement d'une lentille ou d'un dépôt ponctuel de faible puissance.

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

Toutefois, compte tenu de l'étendu du projet et du nombre de sondages réalisés à ce jour, **d'autres anomalies de ce type peuvent exister** sur la zone d'étude. Il conviendra d'effectuer des reconnaissances complémentaires pour évaluer leur étendue et leur caractère liquéfiable pour statuer de façon fiable sur cet aléa.

L'ensemble des résultats de laboratoire est fourni dans le « *Cahier des essais in situ et en laboratoire* ».

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, ...) ;
- ⊗ 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 peu 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 25.7 m de profondeur par rapport au fond marin, soit des cotes de toit calé entre -10.53 m NH et -28.73 m NH. L'épaisseur des formations compressibles est comprise entre 0 et 11.0 m et celle des formations argileuses entre 0 et 23.7 m.

Quatre profils géotechniques ont été réalisés à titre indicatif afin de mettre en évidence cette tendance :

- ⊗ Profil géotechnique interprétatif AA' passant par SP1, SC1 et SP2 ;
- ⊗ Profil géotechnique interprétatif BB' passant par SP5, SC4, SP4 et SC2 ;
- ⊗ Profil géotechnique interprétatif CC' passant par SP1, SC4 et SP3 ;
- ⊗ Profil géotechnique interprétatif DD' passant par SP2, SC2 et SP3.

Ils sont joints en pages suivantes.

De façon synthétique, nous proposons de retenir les valeurs caractéristiques suivantes pour chaque couche :

- ⊗ Dans les formations compressibles :

h^4 # 0 à 11.0 m
 $(P_1 - P_o)_{\text{moyen}}$ # 0.06 MPa
 $(E_M)_{\text{moyen}}$ # 0.4 MPa
 C_u # 9 kPa (tourbes) et 14 kPa (autres formations compressibles)
 $\alpha = 1.00$

- ⊗ Dans les formations argileuses sur-consolidées :

h^4 # 0 à 23.7 m
 $(P_1 - P_o)_{\text{moyen}}$ # 0.46 MPa
 $(E_M)_{\text{moyen}}$ # 3.0 MPa
 C_u # 69 kPa
 $\alpha = 0.66$

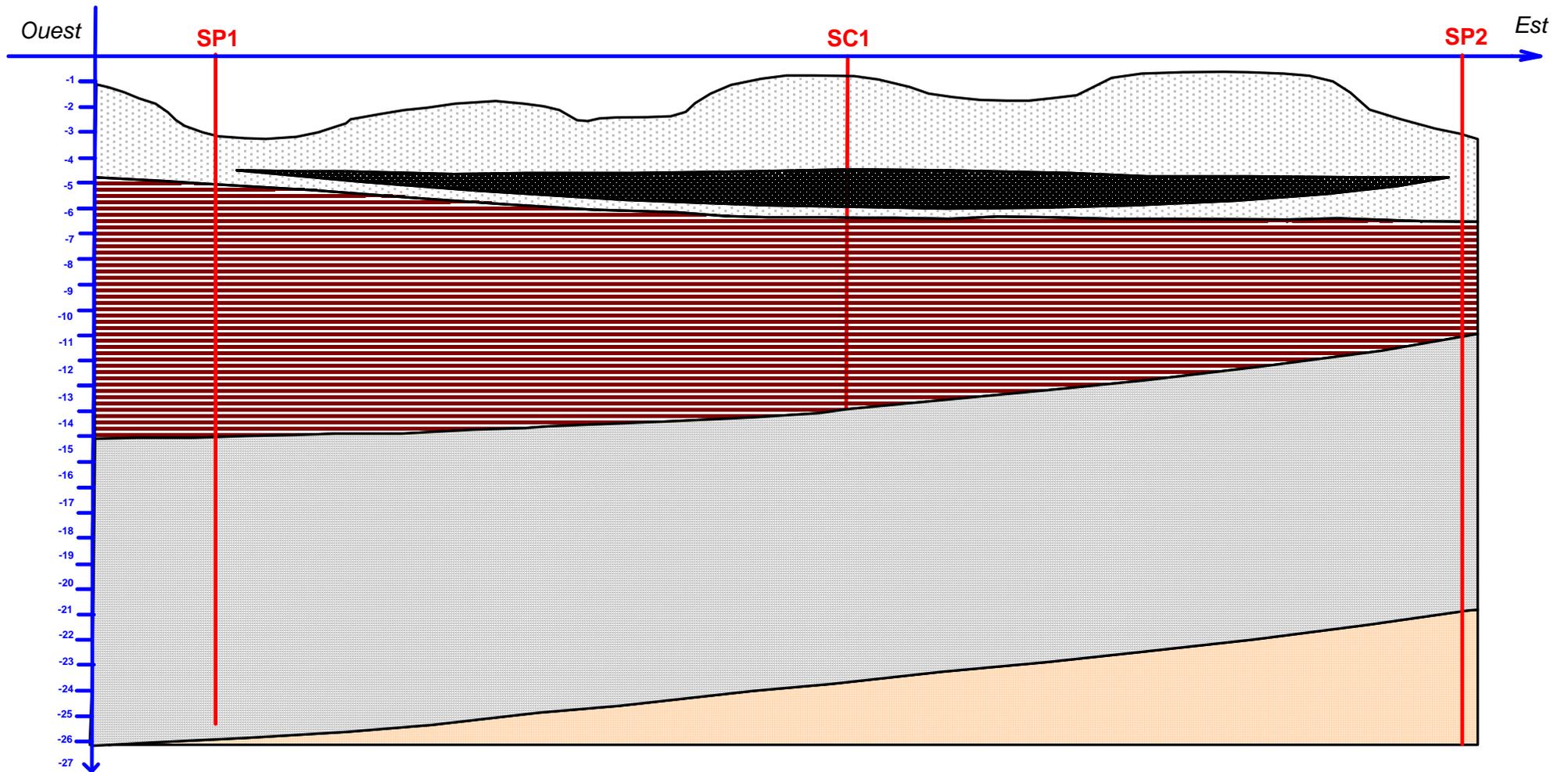
- ⊗ Dans les formations marno-calcaires voire de tuffite volcanique localement :

$(P_1 - P_o)_{\text{moyen}}$ # 3.2 MPa
 $(E_M)_{\text{moyen}}$ # 65 MPa
 $\alpha = 0.50$

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

⁴ h = épaisseur de la couche

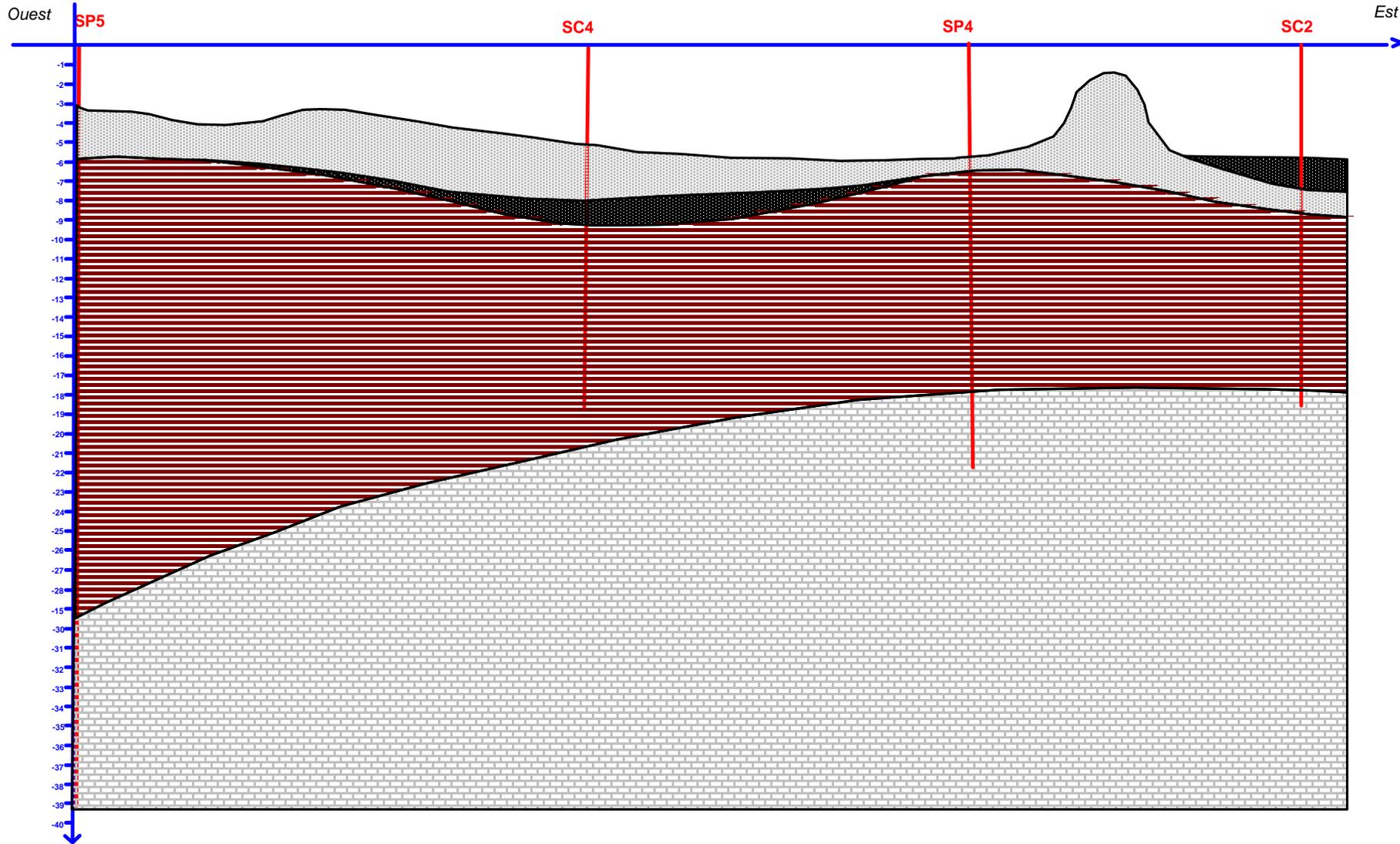
Profil interprétatif AA'



Légende

-  Sols compressibles indifférenciés
-  Sols compressibles tourbeux
-  Argiles relativement fermes
-  Marno calcaire
-  Tuffite volcanique

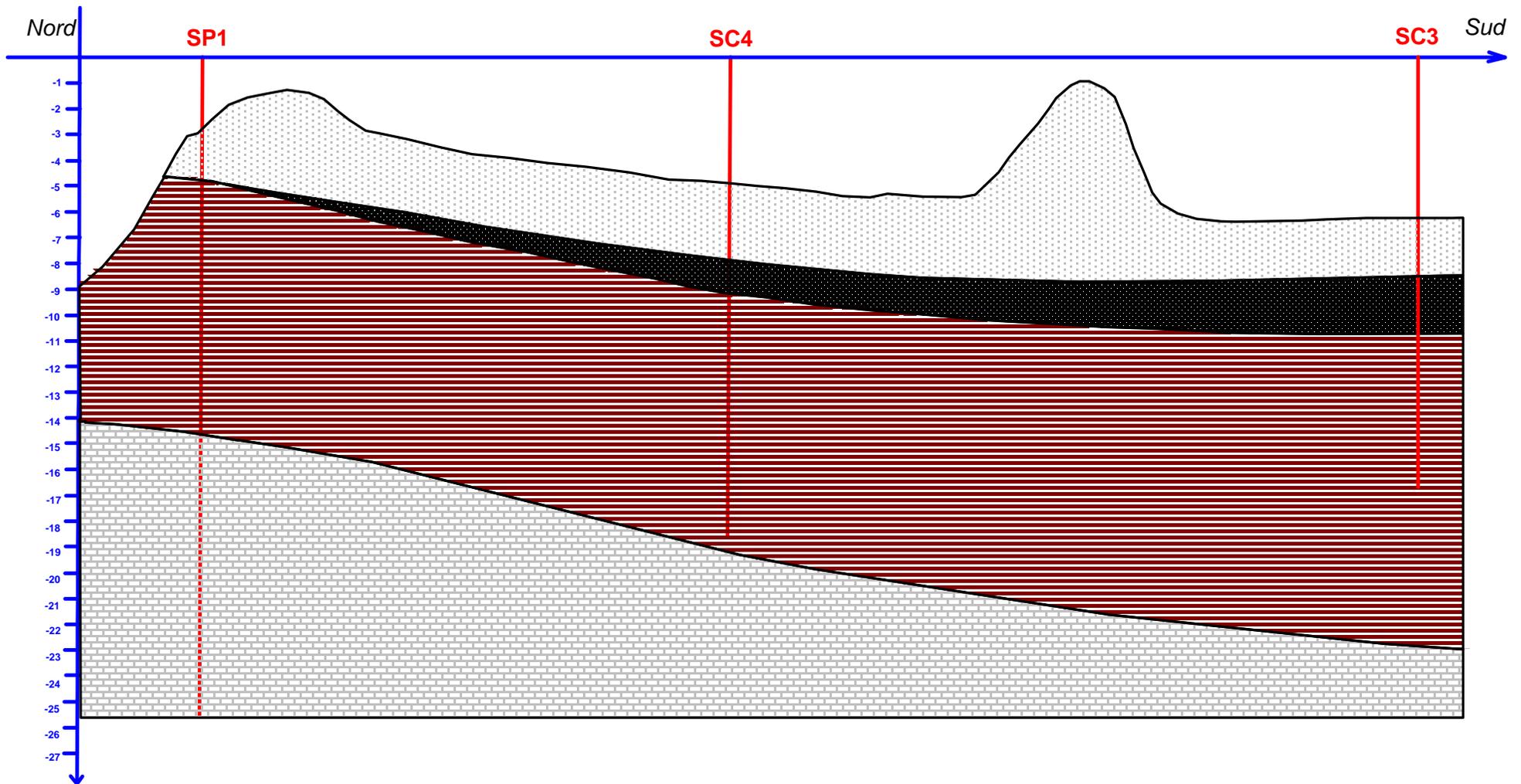
Profil interprétatif BB'



Légende

-  Sols compressibles indifférenciés
-  Sols compressibles tourbeux
-  Argiles relativement fermes
-  Marno calcaire
-  Tuffite volcanique

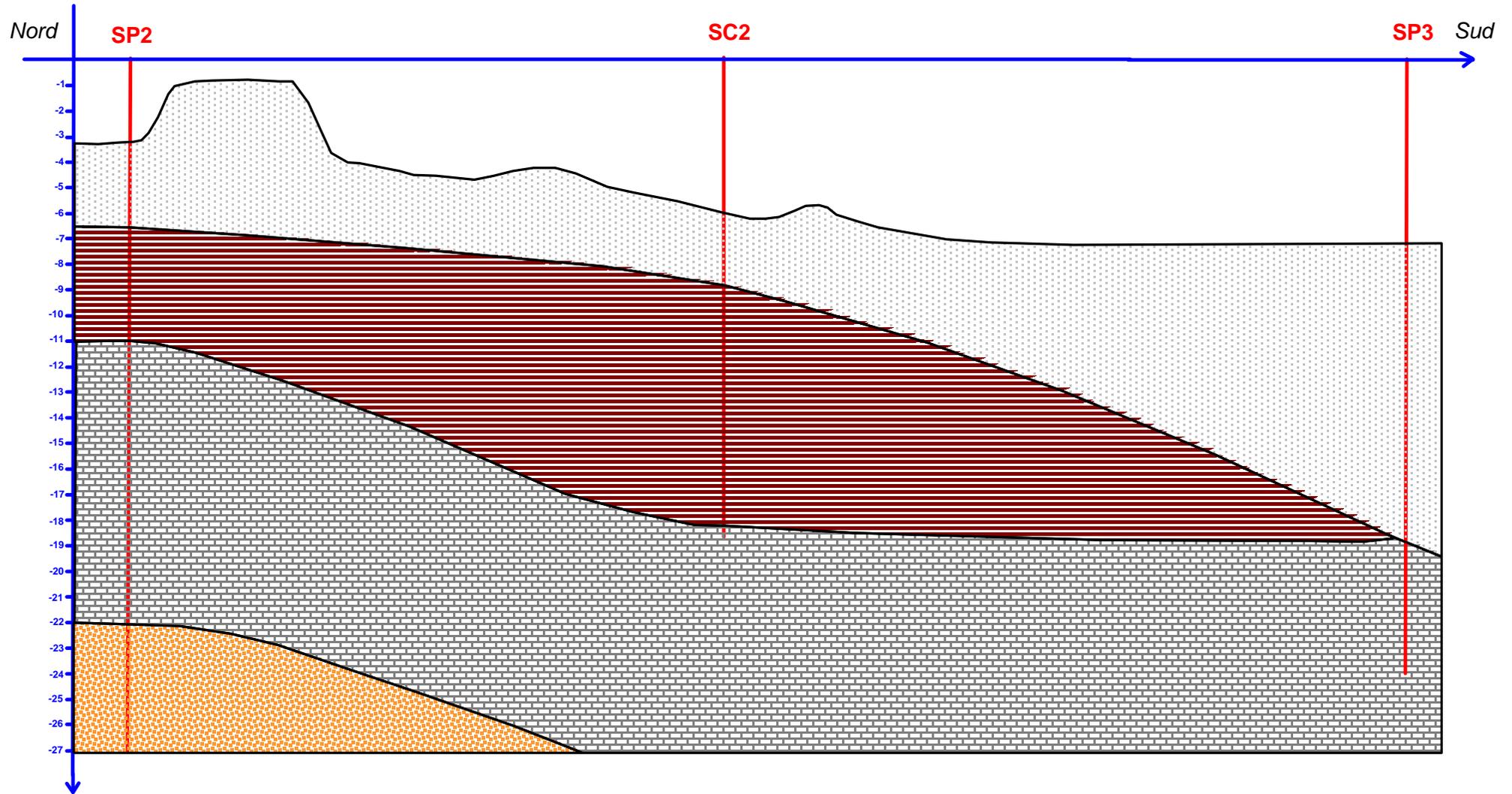
Profil interprétatif CC'



Légende

-  Sols compressibles indifférenciés
-  Sols compressibles tourbeux
-  Argiles relativement fermes
-  Marno calcaire
-  Tuffite volcanique

Profil interprétatif DD'



Légende

-  Sols compressibles indifférenciés
-  Sols compressibles tourbeux
-  Argiles relativement fermes
-  Marno calcaire
-  Tuffite volcanique

6 ANALYSE ET CHOIX DES FONDATIONS DU QUAI D'ACCOSTAGE

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 d'environ **400 m de longueur avec une hauteur libre d'environ 20 m soit une cote en pied située vers -17 m NH et une altimétrie callée vers +3 m NH.**

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

Un dragage dans la zone de l'ouvrage est donc prévu. La cote du fond marin après dragage sera située vers -17.0 m NH au moins d'après les renseignements qui nous ont été communiqués.

6.1.2 Rappel du contexte géotechnique et géologique au droit de l'ouvrage

L'ouvrage concerne les sondages SP1, SC1 et SP2. Par conséquent, seuls les résultats de ces sondages seront pris en compte pour les calculs concernés.

Le modèle géologique et géotechnique général à prendre en compte correspond au profil interprétatif AA' (Cf. paragraphe 5.4).

Il présente en première approche du haut vers le bas les sols suivants :

- ⊗ **Une formation compressible** sur 2 m à 5.5 m d'épaisseur environ avec notamment la présence d'une lentille de tourbe d'extension indéterminée reconnue sur environ 2.4 m d'épaisseur au droit du sondage carotté SC1 ;
- ⊗ **Une couche d'argile relativement ferme** jusqu'à 11 m à 15 m de profondeur environ par rapport au niveau de la mer, soit jusqu'à la cote -10.53 m NH à -14.03 m NH environ ;
- ⊗ **Le substratum calcaire** directement en dessous c'est-à-dire à partir de -10.53 m NH à -14.03 m NH environ. Il pourra présenter localement une altération marquée. A noter au droit du sondage pressiométrique SP2 la présence d'une formation de volcano sédiment constituée de tuffite pyroclastique à ciment marron reconnue à partir de -21.53 m NH environ.

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**.

Compte tenu des modules pressiométriques dans le substratum marno calcaire mesurés au droit des sondages SP1 et SP2, **la solution de fondations de l'ouvrage sur palpieux palplanches apparaît en première approche mal adapté.**

L'analyse de cette solution ne sera donc pas abordée dans le présent rapport. Nous nous tenons toutefois à disposition pour une éventuelle analyse de cette solution si elle devait être retenue.

6.2 QUAIS SUR CAISSONS

Les quais pourront être constitués de façon classique de caissons carrés ou circulaires en béton.

Le projet prévoit la purge des terrains jusqu'à -17 m NH. L'ouvrage sera ancré d'au moins 1 m sous le niveau de la purge soit vers -18.0 m NH. Les sols d'assises seront donc constitués de marno calcaire sain ou localement altéré.

Un niveau de pose plus bas est bien sur envisageable.

Les fondations Nord 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

La contrainte ultime (q'_u) évaluée à l'aide des essais pressiométriques conformément aux règles du fascicule 62 titre V est calculée par la relation :

$$q'_u - q'_0 = K_p pl_e^*$$

Avec

- q'_u : contrainte de rupture du sol
- q'_0 : contrainte verticale effective du sol
- K_p : facteur de portance
- pl_e^* : pression limite nette équivalente

Compte tenu du faible nombre de sondages réalisés au droit de l'ouvrage et de la présence d'une altération marquée reconnue par le sondage carotté SC1, on prendra en première approche une valeur de pression limite nette équivalente Pl_e^* correspondant à la pression limite minimale obtenue par les essais pressiométriques SP1 et SP2.

Soit : $Pl_e^* \# 2.6 \text{ MPa}$
 $K_p = 1$

On négligera q'_0 au regard de la pression limite nette équivalente importante ($q'_0 \# 5 \text{ kPa}$ à $30 \text{ kPa} \ll Pl_e^* \# 2.6 \text{ MPa}$).

On obtient : $q'_u \# 2.6 \text{ MPa}$

D'où les contraintes de calcul :

$$q'_{\text{ref EL5}} = q'_u / 3 = 0.87 \text{ MPa}$$

$$q'_{\text{ref ELU}} = q'_u / 2 = 1.3 \text{ MPa}$$

6.2.2 Evaluation des tassements

Compte tenu des caractéristiques géotechniques mesurées, les tassements absolus (Δh) sous un caisson d'environ 15.0 m de coté ou de rayon ancrés à la cote de -18.0 m NH comme décrit précédemment seront tels que :

Sous un caisson soumis à des contraintes effectives ($q'_{\text{ref EL5}}$) de 0.87 MPa, les tassements sont tels que :

$$\Delta h_{\text{SP1}} = 1.4 \text{ cm à } 2.3 \text{ cm (selon la géométrie du caisson)}$$

$$\Delta h_{\text{SP2}} = 1.3 \text{ cm à } 2.0 \text{ cm (selon la géométrie du caisson)}$$

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

Les notes de calculs de tassements sous le quai d'accostage sont jointes en *Annexe C*.

6.2.3 Sujétions d'exécution

- ⊗ Bien sur vérification des sols d'assise au niveau théorique prévu. Dragage ou approfondissement par curage si nécessaire.
- ⊗ On s'assurera de la bonne qualité et de l'homogénéité du sol d'assise.
- ⊗ Mise en œuvre d'un matériel puissant et adapté pour atteindre l'ancrage retenu.
- ⊗ Une dalle de transition soigneusement dimensionnée et mise en œuvre reliera le quai au terre-plein adjacent.
- ⊗ On s'assurera que les caissons soient bien encagés dans le substratum marno calcaire pour se prémunir des éventuels phénomènes d'affouillement (liés à la houle, aux courants ou à l'effet des hélices des navires).

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, soit vers la cote -20.0 à -22 m NH.

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.

Les caractéristiques de dimensionnement suivant les règles du Fascicule 62 Titre V sont présentées aux paragraphes suivants.

6.3.1 Terme de pointe

Le terme de pointe est donné par la relation :

$$q_{pu} = k_p \times pl_e^*$$

Avec : $k_p = 2.6$ (pour les pieux battus)
 $pl_e^* = 2.6 \text{ MPa}$ (pression limite nette équivalente Pl_e^* réduite)

D'où : $q_{pu} = 6.76 \text{ MPa}$

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	pl_e moyen (MPa)	Classe de sol Fascicule 62	Courbe de frottement	q_{su} (kPa)
Sols compressibles	-	-	-	-
Argiles surconsolidées	0.46	Argile A	Q ₁	20
Marno-calcaire	3.2	Marno-calcaire A	Q ₃	120

6.3.3 Frottement négatif

Les sols des formations très compressibles sont normalement consolidés à légèrement sous-consolidés et les remblais du terre-plein seront très probablement en cours de consolidation lors de la mise en œuvre des quais. Un frottement négatif devra dans ce cas être pris en compte pour les éventuels pieux du quai.

On pourra retenir en première approche :

$F_n = 10$ kPa dans les remblais

$F_n = 5$ kPa dans les formations compressibles

Ces valeurs sont issues de notre connaissance des sols de la zone et des valeurs couramment retenues pour ces types de sol. Un calcul par la méthode de Combarieu pourra être envisagé pour déterminer les valeurs des frottements négatifs une fois que la nature des remblais et le diamètre des pieux auront été définis.

6.3.4 Prédimensionnement

Des prédimensionnements de pieux battus métalliques pour des diamètres de 1000, 1200 et 1400 mm sont joints en *Annexe D* à titre indicatif.

Les calculs ont été effectués pour les pieux de rive Nord ancrés de 3 m à 5 m dans le marno calcaire soit vers la cote -20.0 à -22 m NH. Ils présentent une hauteur libre de 20 m environ compte tenu du dragage prévu. Il s'agit du cas apparu le plus défavorable.

6.3.5 Sujétions d'exécution

- ⊗ Bien sur vérification des caractéristiques de l'assise théorique notamment à partir des courbes de battage. Etalonnage de ces dernières par rapport aux valeurs pressiométriques par la réalisation des premiers pieux au droit d'un sondage.
- ⊗ Compte tenu des valeurs élevées des modules pressiométriques dans le marno calcaire, il pourra s'avérer délicat de battre les pieux jusqu'à la cote voulue. L'entreprise devra donc mettre en œuvre un matériel puissant et adapté pour atteindre l'ancrage retenu.
- ⊗ La corrosion des tubes devra être prise en compte en appliquant une diminution de l'épaisseur de calcul en fonction de la durée de vie de l'ouvrage ou en mettant en œuvre des protections.
- ⊗ Les efforts horizontaux dus aux accostages seront vraisemblablement importants voire essentiels dans le dimensionnement des pieux. L'usage de défenses pourra sans doute fortement diminuer les efforts à prendre en compte.
- ⊗ Une dalle de transition soigneusement dimensionnée et mise en œuvre reliera le quai au terre-plein.

7 ANALYSE DES DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES RELATIVES AUX DIGUES D'ENCLÔTURE

7.1 CONTEXTE

7.1.1 Description générale

Le projet prévoit la mise en œuvre 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 œuvre en plusieurs temps par phasage.

De façon classique, les terre-pleins sont réalisés par remblaiement hydraulique. C'est à dire par mise en œuvre 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 tonnes à 5 tonnes).

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

7.1.2 Rappel du contexte géotechnique et géologique au droit des digues

Ces ouvrages concernent les sondages SP1 SP2, SP3, SP5, SC2, SC3 et SC4.

Le modèle géologique et géotechnique général à prendre en compte correspond à celui décrit par les profils interprétatifs CC' et DD' (Cf. paragraphe 5.4).

Le sondage SP3 présentant une anomalie majeure, il sera considéré indépendamment des autres sondages.

7.1.2.1 Cas général : Sondages SP1 SP2, SP5, SC2, SC3 et SC4

Dans le cas général, le modèle géotechnique présente en première approche du haut vers le bas les sols suivants :

- ⊗ **Une formation compressible** sur 2 m à 4.5 m d'épaisseur environ avec notamment la présence de lentilles de tourbe localisées d'extensions indéterminées reconnues sur environ 0.7 m à 2.1 m d'épaisseur environ lorsqu'elles existent ;
- ⊗ **Une couche d'argile relativement ferme** jusqu'à 11 m à 29.7 m de profondeur environ par rapport au niveau de la mer, soit jusqu'à la cote -10.53 m NH à -28.73 m NH environ ;
- ⊗ **Le substratum calcaire** directement en dessous c'est-à-dire à partir de -10.53 m NH à -28.73 m NH environ. Il pourra présenter localement une altération marquée. A noter au droit du sondage pressiométrique SP2 la présence d'une formation de volcano sédiment constituée de tuffite pyroclastique à ciment marron reconnue à partir de -21.53 m NH environ.

L'altimétrie du fond marin est callée entre -1 m NH et -7.5 m NH au droit des digues.

7.1.2.2 Cas particulier : Sondage SP3

Le log stratigraphique au droit du sondage SP3 présente du haut vers le bas les sols suivants :

- ⊗ **Une formation compressible** sur environ 11 m d'épaisseur soit jusqu'à la cote -18.33 m NH environ ;
- ⊗ **Le substratum calcaire** directement en dessous c'est-à-dire à partir de -18.33 m NH environ. Il présente une altération marquée jusqu'à -22.33 m NH environ.

L'altimétrie du fond marin est callée entre -7.0 m NH et -7.5 m NH environ dans ce secteur.

7.2 STABILITE DES DIGUES D'ENCLOTURE DANS LE CAS GENERAL

La stabilité géotechnique des digues est communément jugée assurée pour un coefficient de sécurité, noté F, supérieur ou égal à 1.5.

Trois types de stabilité sont habituellement étudiés :

- ⊗ La stabilité au **glissement** ;
- ⊗ La stabilité au **poinçonnement** ;
- ⊗ La stabilité à l'**étalement**.

La stabilité à l'étalement quasi systématiquement non dimensionnante sera dans notre cas écartée par manque d'information sur les aménagements à ce stade du projet.

7.2.1 Stabilité au grand glissement

La stabilité au grand glissement a été évaluée à l'aide du logiciel TALREN 4 v 2.0.3 suivant le modèle géotechnique précédemment cité (Cf. paragraphe 7.1.2.1).

Les exemples de calculs qui vont suivre sont illustrés par des résultats graphiques joints en **Annexe E**.

7.2.1.1 Mise en œuvre des digues sans disposition spécifique

La mise en œuvre des digues périphériques sans disposition spécifique a dans un premier temps été analysée.

Les caractéristiques mécaniques retenues pour la digue sont les suivantes :

⊗ Noyau de la digue en matériaux de type remblai :

- $\gamma_h = 20.0 \text{ kN/m}^3$
- $\gamma' = 10 \text{ kN/m}^3$
- $C_u = 0 \text{ kPa}$
- $\varphi = 35^\circ$

⊗ Carapace en enrochement modélisée en première approche comme très résistante :

- $\gamma_h = 22.0 \text{ kN/m}^3$
- $C_u = 100 \text{ kPa}$
- $\varphi = 50^\circ$

Le calcul a été réalisé dans le cas le plus favorable pour la stabilité au grand glissement c'est-à-dire au droit du sondage pressiométrique SP2 et dans le cas statique (sans sollicitation sismique) avec les caractéristiques géométriques des couches décrites ci-dessous.

La hauteur d'eau au droit du sondage pressiométrique SP2 est de 4 m environ. On modélisera donc une digue d'enclôture de 7 m de hauteur (dont 4 m immergé) avec une pente de talus de 3H/2V.

Pour le modèle géotechnique des sols en place, on retiendra dans ce cas :

⊗ De 0 à 2.5 m de profondeur, des formations très compressibles caractérisées par :

- $\gamma_h = 12.0 \text{ kN/m}^3$
- $\gamma' = 3 \text{ kN/m}^3$
- $C_u = 14 \text{ kPa}$ ($\Delta c = 1 \text{ kPa/m}$)
- $\varphi = 0^\circ$

⊗ De 2 m à 6.5 m de profondeur, des formations argileuses surconsolidées caractérisées par :

- $\gamma_h = 17.0 \text{ kN/m}^3$
- $\gamma' = 8 \text{ kN/m}^3$
- $C_u = 50 \text{ kPa}$ ($\Delta c = 2 \text{ kPa/m}$)
- $\varphi = 0^\circ$

⊗ Au-delà de 6.5 m de profondeur, le substratum marno-calcaire sera considéré « quasi-incompressible ».

Le coefficient de sécurité (pour un calcul à la rupture) est $F = 0.75$

Le remblaiement sans disposition spécifique conduit à une instabilité par glissement profond dans les formations compressibles même dans la configuration géométrique des couches la plus favorable. Il y aura donc lieu d'envisager des dispositions spécifiques pour assurer la stabilité des digues périphériques.

7.2.1.2 Mise en œuvre des digues avec dispositions spécifiques

La mise en œuvre d'un aménagement stabilisant apparaît nécessaire.

Il s'agira de purger une partie ou la totalité des formations compressibles sous-jacentes et de les substituer par un remblai en matériaux insensibles à l'eau non liquéfiable (sables hors fuseau de liquéfaction du PS92, graviers, etc.) placé à l'aplomb des digues avec un débord périphérique suffisant.

Les caractéristiques mécaniques retenues pour la substitution sont les suivants :

- $\gamma_h = 16.0 \text{ kN/m}^3$
- $\gamma' = 6 \text{ kN/m}^3$
- $C_u = 0$
- $\varphi = 30^\circ$

Le calcul a été réalisé dans le cas le plus défavorable du modèle général, c'est-à-dire au droit du sondage carotté SC4 avec les épaisseurs de couches suivantes :

- ⊗ Pour les sols compressibles : $h = 4 \text{ m}$ dont 1.5 m de tourbe en bas de couche (avec $\gamma_h = 8.0 \text{ kN/m}^3$, $\gamma' = 2.0 \text{ kN/m}^3$, $C_u = 9$ et $\varphi = 0$) ;
- ⊗ Pour les argiles surconsolidées : $h = 10 \text{ m}$;
- ⊗ Une hauteur d'eau $h = 5.5 \text{ m}$ environ.

Les différents calculs montrent que la stabilité de l'ouvrage au grand glissement est assurée moyennant une **substitution de la totalité de la couche de sols compressibles** (argile sableuse, vase, tourbes, ...) et la **mise en œuvre de dispositions spécifiques**.

Le principe de ces dispositions est de **s'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 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.

Remarque : la stabilité des digues a été calculée pour des pentes de 3H/2V. Des pentes plus douces pourront être envisagées. Elles permettront d'améliorer les conditions de stabilité. La largeur des digues en pied et donc celle des purges s'avèrera toutefois plus importante.

7.2.1.3 Stabilité des digues après mise en œuvre du terre-plein

Une fois les digues périphériques mises en œuvre et stabilisées, l'ensemble du terre-plein pourra à son tour est réalisé.

Le terre-plein sera très certainement constitué de matériaux dragués (remblai hydraulique) jusqu'à la cote +2 m NH et de remblais en tuf calcaire jusqu'à la cote +3 m NH. Les caractéristiques mécaniques retenues sont les suivants :

⊗ 5.5 m de remblai hydraulique :

- $\gamma_h = 16.0 \text{ kN/m}^3$
- $\gamma' = 6 \text{ kN/m}^3$
- $C_u = 0$
- $\varphi = 30^\circ$

⊗ 3 m de remblai de tuf calcaire :

- $\gamma_h = 20.0 \text{ kN/m}^3$
- $\gamma' = 10 \text{ kN/m}^3$
- $C_u = 0 \text{ kPa}$
- $\varphi = 35^\circ$

Le coefficient de sécurité a été calculé suivant le modèle géotechnique général retenu au droit du sondage carotté SC4 pour un profil de digue stable avant remblaiement des terre-pleins.

Le coefficient de sécurité (pour un calcul à la rupture) est $F = 1.47$, soit # 1.5.

La stabilité est normalement assurée pour l'ensemble des aménagements.

7.2.2 Stabilité au poinçonnement

La condition de non poinçonnement des sols est assurée si :

$$F = \frac{N_c C_u}{Q} > 1.5$$

Avec N_c : coefficient de Mendel et Salençon
 C_u : cohésion non drainée
 Q : charge appliquée

Pour une configuration de digues stable au grand glissement comme décrit précédemment, les valeurs suivantes pourront être retenues :

- $N_c = 6.3$ donné par l'abaque de Salençon joint en *Annexe F*.
- $C_u \# 50$ kPa (argile ferme)
- $Q_{\max i}$ est donné par la relation : $Q = \sum h_i x \gamma'_i + \sum h_j x \gamma_{hj}$

Avec h_i : épaisseur de la couche sous nappe i

γ'_i : poids volumique déjaugé de la couche sous nappe i

h_j : épaisseur de la couche hors nappe j

γ_{hj} : poids volumique déjaugé de la couche hors nappe j

Soit $Q = (6-2) \times 4 + 5.5 \times 10 + 3 \times 20 = 131$ kPa⁵

D'où $F = 2.4$

La mise en œuvre des digues sur la couche d'argile ferme n'entraînera pas le poinçonnement de cette dernière.

7.3 CAS PARTICULIER : SONDAGE SP3

7.3.1 Stabilité au grand glissement (cas particulier SP3)

La stabilité au grand glissement a été évaluée à l'aide du logiciel TALREN 4 v 2.0.3 suivant le modèle géotechnique précédemment cité au paragraphe 7.1.2.2 correspondant au log stratigraphique spécifique au droit du sondage pressiométrique SP3.

Les exemples de calculs qui vont suivre sont illustrés par des résultats graphiques joints en *Annexe E*.

7.3.1.1 Mise en œuvre des digues sans disposition spécifique (cas particulier SP3)

La mise en œuvre des digues périphériques sans disposition spécifique a dans un premier temps été analysée.

Les caractéristiques mécaniques retenues pour la digue sont les suivantes :

☒ Noyau de la digue en matériaux de type remblai :

- $\gamma_h = 20.0$ kN/m³
- $\gamma' = 11$ kN/m³
- $C_u = 0$ kPa
- $\varphi = 35^\circ$

⁵ 4 m de substitution sous nappe + 8.5 m de remblai dont 3 m hors d'eau.

La valeur 6-2 correspond au poids volumique déjaugé de la couche en considérant le poids des terres enlevées.

⊗ Carapace en enrochement modélisée en première approche comme très résistante :

- $\gamma_h = 22.0 \text{ kN/m}^3$
- $C_u = 100 \text{ kPa}$
- $\varphi = 50^\circ$

Les caractéristiques retenues pour la géométrie des couches sont décrites ci-dessous.

La hauteur d'eau au droit du sondage pressiométrique SP3 est de 7.5 m environ. On modélisera donc une digue d'enclôture de 10.5 m de hauteur (dont 7.5 m immergé) avec une pente de talus en première approche de 3H/2V.

Pour le modèle géotechnique des sols en place, on retiendra dans ce cas :

⊗ De 0 à 11 m de profondeur, des formations très compressibles caractérisées par :

- $\gamma_h = 12.0 \text{ kN/m}^3$
- $\gamma' = 4 \text{ kN/m}^3$
- $C_u = 14 \text{ kPa}$ ($\Delta c = 1 \text{ kPa/m}$)
- $\varphi = 0^\circ$

⊗ Au-delà de 11 m de profondeur, le substratum marno-calcaire sera considéré « quasi-incompressible ».

Le coefficient de sécurité (pour un calcul à la rupture) est $F = 0.51$

Le remblaiement sans disposition spécifique conduit à une instabilité par glissement profond dans les formations compressibles. Il y aura donc lieu d'envisager des dispositions spécifiques pour assurer la stabilité des digues périphériques.

7.3.1.2 Mise en œuvre des digues avec dispositions spécifiques (cas particulier SP3)

La mise en œuvre d'un aménagement stabilisant apparaît nécessaire.

Il s'agira de purger une partie ou la totalité des formations compressibles sous-jacentes et de les substituer par un remblai en matériaux insensibles à l'eau non liquéfiable (sables hors fuseau de liquéfaction du PS92, graviers, etc.) placé à l'aplomb des digues avec un débord périphérique suffisant.

Les caractéristiques mécaniques retenues pour la substitution sont les suivants :

- $\gamma_h = 16.0 \text{ kN/m}^3$
- $\gamma' = 6 \text{ kN/m}^3$
- $C_u = 0$
- $\varphi = 30^\circ$

La stabilité vis-à-vis d'un grand glissement ($F > 1.5$) sera assurée en première approche pour **une substitution de la couche de sols compressibles sur au moins 7.5 m d'épaisseur et moyennant la mise en œuvre d'une butée de pied conséquente** (vraisemblablement au moins égale à la hauteur de la substitution).

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.

7.3.1.3 Stabilité des digues après mise en œuvre du terre-plein (cas particulier SP3)

Une fois les digues périphériques mises en œuvre et stabilisées, l'ensemble du terre-plein pourra à son tour est réalisé.

Le terre-plein sera très certainement constitué de matériaux dragués (remblai hydraulique) jusqu'à la cote +2 m NH et de remblais en tuf calcaire jusqu'à la cote +3 m NH. Les caractéristiques mécaniques retenues sont les suivants :

⊗ 7.5 m de remblai hydraulique :

- $\gamma_h = 16.0 \text{ kN/m}^3$
- $\gamma' = 6 \text{ kN/m}^3$
- $C_u = 0$
- $\varphi = 30^\circ$

⊗ 3 m de remblai de tuf calcaire :

- $\gamma_h = 20.0 \text{ kN/m}^3$
- $\gamma' = 10 \text{ kN/m}^3$
- $C_u = 0 \text{ kPa}$
- $\varphi = 35^\circ$

Le coefficient de sécurité a été calculé suivant le modèle géotechnique retenu au droit du sondage pressiométrique SP3 pour un profil de digue stable avant remblaiement des terre-pleins.

Le coefficient de sécurité (pour un calcul à la rupture) est $F = 1.49$, soit $F \# 1.5$.

La stabilité est normalement assurée pour l'ensemble des aménagements.

Remarque : Dans note modèle de calcul présenté en Annexe E, la butée de pied est modélisée de part et d'autre de la digue. En effet, les conditions de stabilité en phase chantier avant la mise en œuvre des terre-pleins sont les mêmes de part et d'autre de la digue.

7.3.2 Stabilité au poinçonnement (cas particulier SP3)

La condition de non poinçonnement des sols est assurée si :

$$F = \frac{N_c C_u}{Q} > 1.5$$

Avec N_c : coefficient de Mendel et Salençon
 C_u : cohésion non drainée
 Q : charge appliquée

Pour une configuration de digues stables au grand glissement comme décrit précédemment, les valeurs suivantes pourront être retenues en première approche :

- $N_c = 9$ donné par l'abaque de Salençon joint en *Annexe F*.
- $C_u \# 21$ kPa (en tenant compte de l'augmentation de C_u avec la profondeur)
- $Q_{\max i}$ est donné par la relation : $Q = \sum h_i x \gamma'_i + \sum h_j x \gamma_{hj}$

Avec h_i : épaisseur de la couche sous nappe i
 γ'_i : poids volumique déjaugé de la couche sous nappe i
 h_j : épaisseur de la couche hors nappe j
 γ_{hj} : poids volumique déjaugé de la couche hors nappe j

$$\text{Soit } Q = (6-2) \times 7.5 + 8.5 \times 10 + 3 \times 20 = 175 \text{ kPa}^6$$

D'où $F = 1.1$

La mise en œuvre des digues dans le secteur du sondage SP3 risquera potentiellement d'entraîner le poinçonnement de la couche de sols compressibles.

En première approche, la stabilité au poinçonnement des remblais du terre-plein sera assurée pour un remblaiement hydraulique jusqu'à la cote +0.5 m NH sur l'ensemble du site.

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

- ⊗ De mettre en œuvre dans un premier temps les remblais jusqu'à la cote +0.5 m NH dans ce cas, on aura $Q = 125 \text{ kPa}^7$ et donc $F = 1.51$;
- ⊗ 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.

⁶ 7.5 m de substitution sous nappe + 10.5 m de remblai dont 2 m hors d'eau.

La valeur 6-2 correspond au poids volumique déjaugé de la couche en considérant le poids des terres enlevées.

⁷ $Q = 175 - 2.5 \times 20 = 125 \text{ kPa}$.

7.4 SYNTHÈSE DES DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES RELATIVES AUX DIGUES D'ENCLÔTURE

Les diverses analyses et calculs de stabilité présentés aux paragraphes précédents ont montré que les digues d'enclôture 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 (φ) 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 calcaire⁸, dont l'angle de frottement (φ) 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.

⁸ Nota : il s'agit de matériaux légèrement sensibles à l'eau compte tenu de la présence de fines. Toutefois, fraction de fines restant faible, elle a pour effet de donner une légère cohésion au remblai sous nappe.

8 ANALYSE DES DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES RELATIVES AUX TERRE-PLEINS

8.1 CONTEXTE

8.1.1 Description générale

Le projet prévoit la mise en œuvre 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 œuvre en plusieurs temps par phasage.

De façon classique, les terre-pleins sont réalisés par **remblaiement hydraulique**. C'est à dire par mise en œuvre de matériaux insensibles à l'eau (sable, gravier, etc.) contenu dans des « casiers ». Chaque casier est délimité par les digues d'enclôture décrites et analysées en première approche au paragraphe 7. Les remblais hydrauliques seront vraisemblablement réalisés jusqu'à la cote +2 m NH environ, le dernier mètre étant à priori constitué de remblais plus nobles (tuf calcaire à priori)⁹.

L'altimétrie finale du terre-plein définitif est callées à la cote +3.0 m NH environ.

8.1.2 Rappel du contexte géotechnique et géologique

Les terre-pleins concernent l'ensemble des sondages réalisés au cours de la campagne de reconnaissances, excepté le sondage SC5.

Le modèle géologique et géotechnique général à prendre en compte correspond à celui décrit par l'ensemble des profils interprétatifs donnés au paragraphe 5.4.

Le sondage SP3 présentant une anomalie majeure, il sera considéré indépendamment des autres sondages.

8.1.2.1 Cas général

Dans le cas général, le modèle géotechnique présente en première approche du haut vers le bas les sols suivants :

- ⊗ **Une formation compressible** sur 0 m à 4.5 m d'épaisseur environ avec notamment la présence de lentilles de tourbe localisées d'extensions indéterminées reconnues sur environ 0.7 m à 2.1 m d'épaisseur environ lorsqu'elles existent ;
- ⊗ **Une couche d'argile relativement ferme** jusqu'à 4.5 m à 29.7 m de profondeur environ par rapport au niveau de la mer, soit jusqu'à la cote -10.53 m NH à -28.73 m NH environ ;

⁹ L'emploi de remblai de tuf calcaire pourra être envisagé à partir de la cote +1 m NH compte tenu de la cote des plus hautes eaux relevée à +0.93 m NH.

- ⊗ **Le substratum calcaire** directement en dessous c'est-à-dire à partir de -10.53 m NH à -28.73 m NH environ. Il pourra présenter localement une altération marquée. A noter au droit du sondage pressiométrique SP2 la présence d'une formation de volcano sédiment constituée de tuffite pyroclastique à ciment marron reconnue à partir de -21.53 m NH environ.

L'altimétrie du fond marin est callée entre 0.5 m NH et -7.5 m NH au droit des digues.

8.1.2.2 Cas particulier : Sondage SP3

Le log stratigraphique au droit du sondage SP3 présente du haut vers le bas les sols suivants :

- ⊗ **Une formation compressible** sur environ 11 m d'épaisseur soit jusqu'à la cote -18.33 m NH environ ;
- ⊗ **Le substratum calcaire** directement en dessous c'est-à-dire à partir de -18.33 m NH environ. Il présente une altération marquée jusqu'à -22.33 m NH environ.

L'altimétrie du fond marin est callée entre -7.0 m NH et -7.5 m NH environ dans ce secteur.

8.2 STABILITE DU TERRE-PLEIN

La stabilité géotechnique est communément jugée assurée pour un coefficient de sécurité, noté F, supérieur ou égal à 1.5.

Trois types de stabilité sont habituellement étudiés :

- ⊗ La stabilité au **glissement** ;
- ⊗ La stabilité au **poinçonnement** ;
- ⊗ La stabilité à **l'étalement**.

La stabilité à l'étalement quasi systématiquement non dimensionnante sera dans notre cas écartée par manque d'information sur les aménagements à ce stade du projet.

La stabilité du terre-plein au grand glissement, liée à celle des digues d'enclôture, a, par ailleurs, été traitée aux paragraphes 7.2.1.3 et 7.3.1.3.

L'analyse de la stabilité du terre-plein présentée ci-dessous abordera par conséquent uniquement la stabilité au poinçonnement.

8.2.1 Cas général

Les calculs de stabilité ont été effectués au droit du sondage SC4 avec les épaisseurs de couches suivantes :

- ⊗ Pour les sols compressibles : $h = 4$ m dont 1.5 m de tourbe en bas de couche (avec $\gamma_h = 8.0$ kN/m³, $\gamma' = 2.0$ kN/m³, $C_u = 9$ et $\varphi = 0$) ;
- ⊗ Pour les argiles surconsolidées : $h = 10$ m ;
- ⊗ Une hauteur d'eau $h = 5.5$ m environ.

La condition de non poinçonnement des sols est assurée si :

$$F = \frac{N_c C_u}{Q} > 1.5$$

Avec N_c : coefficient de Mendel et Salençon
 C_u : cohésion non drainée
 Q : charge appliquée

Pour une configuration de digues stable au grand glissement comme décrit précédemment, les valeurs suivantes pourront être retenues en première approche :

- $N_c = 9$ donné par l'abaque de Salençon joint en *Annexe F*.
- $C_u \# 9$ kPa (valeur retenue dans les tourbes)
- $Q_{\max i}$ est donné par la relation : $Q = \sum h_i x \gamma'_i + \sum h_j x \gamma_{hj}$

Avec h_i : épaisseur de la couche sous nappe i
 γ'_i : poids volumique déjaugé de la couche sous nappe i
 h_j : épaisseur de la couche hors nappe j
 γ_{hj} : poids volumique déjaugé de la couche hors nappe j

$$\text{Soit } Q = 6 \times 5.5 + 2 \times 16 + 1 \times 20 = 85 \text{ kPa}^{10}$$

D'où $F = 0.95$

La mise en œuvre des terre-pleins en une seule phase risquera potentiellement d'entraîner le poinçonnement de la couche de sols compressibles.

En première approche, la stabilité au poinçonnement des remblais du terre-plein sera assurée pour un remblaiement hydraulique jusqu'à la cote +0.5 m NH sur l'ensemble du site.

Dans ce cas, on aura $Q = 41$ kPa¹¹ et donc $F = 2$.

Remarque : La charge limite admissible est $Q = 54$ kPa. Elle correspond à une hauteur limite de remblai hors d'eau de 1.3 m environ.

¹⁰ 7.5 m de remblai hydraulique dont 5.5 m sous nappe + 1 m de remblai de tuf calcaire

¹¹ $Q = 6 \times 5.5 + 0.5 \times 16 = 41$ kPa.

Pour se prémunir du poinçonnement des terrains compressibles, les terre-pleins pourront être **mise en œuvre en deux temps**. Il s'agira :

- ⊗ De mettre en œuvre dans un premier temps les remblais jusqu'à la cote +0.5 m NH ;
- ⊗ 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 s'avèraient incompatibles avec le projet, il y aura lieu d'envisager une purge des couches de tourbe.

8.2.2 Cas du sondage SP3

La condition de non poinçonnement des sols est assurée si :

$$F = \frac{N_c C_u}{Q} > 1.5$$

Avec N_c : coefficient de Mendel et Salençon
 C_u : cohésion non drainée
 Q : charge appliquée

Pour une configuration de digues stable au grand glissement comme décrit précédemment, les valeurs suivantes pourront être retenues en première approche :

- $N_c = 9$ donné par l'abaque de Salençon joint en *Annexe F*.
- $C_u \# 14$ kPa (profil de sol constitué de vase, d'argile vasarde ou d'argile sableuse)
- $Q_{\max i}$ est donné par la relation : $Q = \sum h_i x \gamma'_i + \sum h_j x \gamma_{hj}$
 Avec h_i : épaisseur de la couche sous nappe i
 γ'_i : poids volumique déjaugé de la couche sous nappe i
 h_j : épaisseur de la couche hors nappe j
 γ_{hj} : poids volumique déjaugé de la couche hors nappe j

$$\text{Soit } Q = 6 \times 7.5 + 2 \times 16 + 1 \times 20 = 97 \text{ kPa}^{12}$$

D'où $F = 1.3$

La mise en œuvre des terre-pleins risquera potentiellement d'entraîner le poinçonnement de la couche de sols compressibles.

Un mode opératoire par phasage de la mise en œuvre du remblai comme décrit dans le cas général sera donc à prévoir.

¹² 9.5 m de remblai hydraulique dont 7.5 m sous nappe + 1 m de remblai de tuf calcaire

8.3 ESTIMATION DES TASSEMENTS SOUS LE TERRE-PLEIN

Dans un tel contexte géotechnique, 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 (Δh_p) ;

⊗ D'un tassement de consolidation secondaire (Δh_s).

On retiendra pour les calculs les caractéristiques géotechniques des différentes couches suivantes :

⊗ Des formations compressibles dont :

- Des sols compressibles de type vase et argiles vasardes caractérisés par :

- $\gamma_h \# 12.0 \text{ kN/m}^3$
- $Cc_{\min} = 0.35$ $Cc_{\max} = 0.55$ $Cc_{\text{moyen}} \# 0.45$
- $Cs_{\min} = 0.025$ $Cs_{\max} = 0.04$ $Cs_{\text{moyen}} \# 0.03$
- $\sigma'_p = \sigma'_{v0}$
- $e_0 \# 2$
- $E_M \# 0.4 \text{ MPa}$
- $(P_1 - P_0)_{\text{moyen}} \# 0.06 \text{ MPa}$
- $C_u \# 14 \text{ kPa}$
- $\varphi = 0^\circ$

- De la tourbe caractérisée par :

- $\gamma_h \# 8.0 \text{ kN/m}^3$
- $Cc_{\min} = 0.9$ $Cc_{\max} = 6$ $Cc_{\text{moyen}} \# 3.5$
- $Cs_{\min} = 0.24$ $Cs_{\max} = 0.86$ $Cs_{\text{moyen}} \# 0.55$
- $\sigma'_p = \sigma'_{v0}$
- $e_0 \# 10$
- $E_M \# 0.4 \text{ MPa}$
- $(P_1 - P_0)_{\text{moyen}} \# 0.06 \text{ MPa}$
- $C_u \# 9 \text{ kPa}$
- $\varphi = 0^\circ$

⊗ Des argiles surconsolidées caractérisées par :

- $\gamma_h \# 17.0 \text{ kN/m}^3$
- $Cc_{\min} = 0.25$ $Cc_{\max} = 0.38$ $Cc_{\text{moyen}} \# 0.40$
- $Cs_{\min} = 0.03$ $Cs_{\max} = 0.04$ $Cs_{\text{moyen}} \# 0.038$
- $\sigma'_p \# 80 \text{ kPa}$ (à mi couche)
- $e_0 \# 1.5$
- $E_M \# 3 \text{ MPa}$
- $(P_1 - P_0)_{\text{moyen}} \# 0.46 \text{ MPa}$
- $C_u \# 50 \text{ kPa}$
- $\varphi = 0^\circ$
- $\alpha = 0.66$

⊗ Le substratum marno-calcaire est « quasi-incompressible » :

- $\gamma_h \# 20.0 \text{ kN/m}^3$
- $E_M \# 65 \text{ MPa}$
- $(P_1 - P_0)_{\text{moyen}} \# 3.2 \text{ MPa}$
- $\alpha = 0.5$

⊗ Les caractéristiques mécaniques homogénéisées (remblai hydraulique et remblai de surface) retenues pour le terre-plein sont les suivantes :

- $\gamma_h = 16.0 \text{ kN/m}^3$ (remblai hydraulique)
- $\gamma_h = 20.0 \text{ kN/m}^3$ (remblai de tuf calcaire)
- $C = 0 \text{ kPa}$
- $\varphi = 30^\circ$

8.3.1 Tassements primaires du terre-plein

Les tassements primaires (Δh_p) des sols de fondation ont été évalués par la méthode oedométrique et pressiométrique. Les notes de calcul correspondantes sont jointes en *Annexe G*.

⊗ **Evaluation à partir des essais de laboratoire :**

$$\Delta h_p = h \frac{C_c}{1 + e_0} \log \left(1 + \frac{\Delta \sigma}{\sigma'_{v0}} \right) \text{ pour un sol normalement consolidé}$$

$$\Delta h_p = h \frac{C_c}{1 + e_0} \log \left(1 + \frac{\Delta \sigma}{\sigma'_p} \right) \text{ pour un sol surconsolidé}$$

Avec

- h : hauteur de la couche
- C_c : indice de compression
- e₀ : indice des vides
- $\Delta \sigma$: contrainte effective moyenne appliquée au sol de fondation
- σ'_{v0} : contrainte effective verticale du sol
- σ'_p : pression de préconsolidation

⊗ **Evaluation à partir des essais pressiométriques :**

$$\Delta h_p = \alpha \frac{\Delta \sigma h}{E_M}$$

Avec

- α : coefficient rhéologique du sol
- $\Delta \sigma$: contrainte effective moyenne appliquée au sol de fondation
- E_M : module pressiométrique du sol
- h : hauteur de la couche

Les charges effectives considérées dans les calculs correspondent à un terre-plein calé à +3 m NH en considérant la hauteur d'eau au droit de chaque sondage, excepté le point SC5 hors zone.

Les valeurs des tassements au droit de chaque sondage obtenues par les deux méthodes sont synthétisées dans le tableau ci-dessous :

Sondage	Charge appliquée (kPa)	W _{Oedométrique} (m)	W _{Pressiométrique} (m)
SC1	59	0.85	0.9
SC2	92	0.65	0.7
SC3	97	0.7	1.0
SC4	85	0.8	1.05
SP1	70	0.6	0.1
SP2	76	0.4	0.1
SP3	100	0.45	1.9
SP4	91	0.6	0.15
SP5	76	1.25	1.05
Moyenne		0.70	0.80

Remarques importantes :

- Au droit des sondages pressiométriques, les valeurs des pressions limites et des modules pressiométriques retenues sont les moyennes des valeurs du sondage correspondant.
- Les valeurs des tassements indiquées ci-dessus correspondent au tassement des sols en place sous la charge appliquée par le remblai. **Elles ne prennent pas en compte le tassement du remblai lui-même.**

On retiendra des tassements primaires moyens de l'ordre de 70 cm à 80 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.

8.3.2 Degré de consolidation

Les formations compressibles soumises à la charge du terre-plein tasseront dans le temps. Ils s'échelonnent au cours du temps sur des périodes plus ou moins longues pour tendre à se stabiliser.

Le degré de consolidation (U) des sols est donc fonction du temps (t) par une relation du type :

$$U(t) = f(T_v) \quad \text{où} \quad T_v = \frac{c_v}{h^2} t$$

Avec
 h : hauteur de la couche
 c_v : coefficient de consolidation
 t : temps

D'après les analyses en laboratoire des formations compressibles, on obtient une distribution dispersée du coefficient de consolidation. Il s'étale globalement entre 10⁻⁷ m²/s et 7.7x10⁻⁷ m²/s.

Deux courbes d'évolution des tassements en fonction du temps ont été tracées pour ces deux coefficients de consolidation. Elles ont été calculées pour des tassements primaires moyens de 0.75 m avec une épaisseur de la couche compressible moyenne de 5 m environ. Elles sont représentées en *Annexe H*.

Les tassements engendrés par la mise en œuvre du terre-plein ont été extrapolés des courbes graphiques. Il en ressort les résultats approximatifs suivants :

Temps (t)	$C_v = 10^{-7} \text{ m}^2/\text{s}$		$C_v = 7.7 \cdot 10^{-7} \text{ m}^2/\text{s}$	
	Tassements (Δh_p)	Degré de consolidation (U)	Tassements (Δh_p)	Degré de consolidation (U)
1 mois	9 cm	12 %	23 cm	31 %
3 mois	15 cm	19 %	42 cm	55 %
6 mois	21 cm	28 %	57 cm	75 %
1 an	30 cm	40 %	69 cm	92 %
14 mois	32 cm	43 %	71 cm	95 %
2 ans	42 cm	57 %	-	-
3 ans	51 cm	68 %	-	-
4 ans	57 cm	76 %	-	-
5 ans	62 cm	83 %	-	-
6 ans	65 cm	87 %	-	-
7 ans	68 cm	91 %	-	-
8 ans	70 cm	93 %	-	-
9 ans	71 cm	95 %	-	-

D'un point de vue général, le degré de consolidation (U) atteindra en première approche 95 %, au bout de 1 an dans un cas optimiste et vers 9 ans dans un cas pessimiste.

Remarque : des variations importantes de ces derniers sont à attendre compte tenu des variations stratigraphiques du site. En SP3 qui est apparu être le cas le plus défavorable, 95 % des tassements seraient atteints entre 6 ans et 44 ans.

8.3.3 Fluage ou tassement de consolidation secondaire

Les tassements de consolidation secondaire (Δh_s) des sols de fondation sont calculés d'après la relation suivante :

$$\Delta h_s = \frac{h c_\alpha}{2} \log \left(\frac{t v^2}{t_p} \right)$$

Avec

- h : hauteur de la couche
- c_α : coefficient de compression secondaire
- t_v : durée de vie de l'ouvrage
- t_p : durée de consolidation primaire

Le coefficient de compression secondaire (c_{α}) est en première approche selon les résultats des essais en laboratoire, d'environ 0.0085.

On retiendra une durée de vie de l'ouvrage (t_v) de 50 et 100 ans.

Les durées de consolidation primaire (t_p) évaluées au paragraphe précédent étant très éloignées pour les deux c_v , le tassement de consolidation secondaire (Δh_s) sera estimé à partir de ces deux valeurs, soit 1 ans et 10 ans.

Le calcul a été effectué pour les mêmes conditions géologiques que celles retenues pour le calcul du degré de consolidation, c'est-à-dire pour des tassements primaires moyens de 1 m avec une épaisseur de la couche compressible moyenne de 5 m environ.

		t_v	
		50 ans	100 ans
t_p	1 ans	23 cm	24 cm
	10 ans	21 cm	22 cm

Les tassements de consolidation secondaire (Δh_s) seront de l'ordre de 20 cm à 25 cm en moyenne mais pourront atteindre 45 cm à 50 cm vers SP3. 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.

8.4 SYNTHÈSE DES DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES RELATIVES AU REMBLAIEMENT

8.4.1 Dispositions constructives générales

Les diverses analyses et calcul de stabilité présentés aux paragraphes précédents ont montré que le remblaiement prévu ne peut être réalisé sans travaux préparatoires, notamment vis-à-vis du poinçonnement des sols compressibles constituant l'assise des remblais hydrauliques.

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, non liquéfiables, homogènes et de bonne qualité, avec un angle de frottement (ϕ) 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.

Les interfaces remblais hydraulique/tuf calcaire au niveau de la digue et du terre-plein seront protégées par un géotextile anticontaminant.

8.4.2 Aspect liquéfaction des remblais

Les matériaux couramment utilisés pour les remblais hydrauliques sont constitués de matériaux dragués.

Il conviendra de s'assurer qu'ils ne présentent pas de caractère liquéfiable au sens du PS92.

Le cas contraire, il conviendra d'envisager des dispositions spécifiques pour se prémunir des phénomènes de liquéfaction. Il pourra s'agir :

- ☒ Soit de décaler le fuseau granulométrique des matériaux hors de celui correspondant à des sols suspects de liquéfaction aux sens des règles du PS92.
- ☒ Soit d'envisager des traitements de sol après la mise en place des terre-pleins, par exemple par un réseau de colonnes ballastées.

9 COMPORTEMENT DES TERRE-PLEINS EN EXPLOITATION

En cours d'exploitation, le projet prévoit une charge de service finale de 4.5 t/m² correspondant à 3 étages de conteneurs (1.5 t/m² 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'enclôture 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.

9.1 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/m² modélisant 3 étages de conteneurs. Ils sont présentés en *Annexe I₁*.

Les résultats des calculs de stabilité au grand glissement pour différentes distances entre la charge appliquée et la digue d'enclôture dans le cas général et dans le cas particulier lié à l'anomalie reconnue au droit de SP3 sont résumés dans le tableau ci-dessous :

	<i>Distance Charge/Tête de digue</i>	<i>Facteur de sécurité F</i>
<i>Cas Général</i>	0 m	1.21
	5 m	1.41
	10 m	1.47
<i>Cas du SP3</i>	0 m	1.37
	5 m	1.41
	10 m	1.49

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-pleins¹³ en cours d'exploitation pendant toute la durée de la consolidation pour le moins.

¹³ Remarque : la zone du quai n'est bien entendu pas concernée par cette disposition spécifique.

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

Les calculs de stabilité au poinçonnement des terre-pleins menés au paragraphe 8.2 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 au paragraphe 8.4.

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

Les calculs de stabilité au poinçonnement qui vont suivre ont été réalisés pour des remblais pleine masse, sans effet de bord. Par ailleurs, ces phénomènes particuliers seront vraisemblablement limités compte tenu de la bande libre d'environ 10 m de largeur préconisée au paragraphe 9.1 précédent pour assurée la stabilité au grand glissement des digues sous la charge d'exploitation.

9.2.1 Charge d'exploitation immédiatement après travaux

9.2.1.1 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.

La variation de cohésion s'établit ainsi :

$$\Delta C_u = \sigma_c \lambda_{C_u}$$

Avec C_u : cohésion non drainée
 σ_c : contrainte de consolidation
 λ_{C_u} : gradient de variation de cohésion non drainée obtenu à partir de l'essai triaxial C_{u+u}

En cours de consolidation
$$\sigma_c = U Q + \frac{\gamma' h}{2}$$

Avec U : degré de consolidation
 Q : charge appliquée
 γ' : masse volumique de la couche déjaugée
 h : hauteur de la couche

Soit
$$\Delta C_u = \left(U Q + \frac{\gamma' h}{2} \right) \lambda_{C_u}$$

La charge du terre-plein (Q) est :

$$Q = \sum h_i x \gamma'_i + \sum h_j x \gamma_{hj}$$

Avec h_i : épaisseur de la couche sous nappe i
 γ'_i : poids volumique déjaugé de la couche sous nappe i
 h_j : épaisseur de la couche hors nappe j
 γ_{hj} : poids volumique déjaugé de la couche hors nappe j

$$\text{Soit } Q = 5.5 \times 6 + 2 \times 16 + 20 = 85 \text{ kPa}$$

D'après les valeurs mesurées dans la zone issues des archives bibliographiques, le gradient de variation de cohésion (λ_{Cu}) est de **11° soit 0.2 radian** environ.

Le coefficient de consolidation primaire ayant une dispersion étalée on prendra en compte pour un temps (t) un degré de consolidation (U) optimiste et pessimiste tel que présenté en 8.3.2.

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 2kN/m^3 .

A 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 %
ΔC_u	17	10.5
C_{u0}	26	19.5

9.2.1.2 Stabilité au poinçonnement

Dans ces conditions, le facteur de sécurité au poinçonnement 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 :

$$F = \frac{N_c C_u}{Q}$$

Avec $N_c = 9$
 $C_{u0} = 26 \text{ kPa}$ dans le cas optimiste et 19.5 kPa dans le cas pessimiste
 $Q = 85 \text{ kPa}$ ¹⁴

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

¹⁴ Cf. paragraphe 9.2.1.1

9.2.1.3 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, soit supérieure à 85 kPa.

Dans ce cas, une charge d'exploitation ($Q_{\text{exploitation}}$) sur le terre-plein est admissible. Dans la condition de non poinçonnement, elle s'exprime ainsi :

$$Q_{\text{exploitation}} < \frac{N_c C_u}{F} - Q_{\text{terre-plein}}$$

Avec $N_c = 9$
 $C_u = 26 \text{ kPa}$ dans le cas optimiste et 19.5 kPa dans le cas pessimiste
 $F = 1.5$ (condition limite de stabilité à la rupture)
 $Q_{\text{terre-plein}} = 85 \text{ kPa}$ ¹⁵

D'où les charges d'exploitation en première approche admissibles à la réception des plateformes suivantes :

	<i>Cas optimiste</i>	<i>Cas pessimiste</i>
$Q_{\text{exploitation}}$	70 kPa	30 kPa

Les plateformes pourront recevoir en première approche immédiatement après les travaux des charges d'exploitation :

- ⊗ De 70 kPa dans le cas optimiste ($C_v = 7.7 \cdot 10^{-7} \text{ m}^2/\text{s}$) soit la totalité de la charge de service retenue au projet ;
- ⊗ De 30 kPa dans le cas pessimiste ($C_v = 10^{-7} \text{ m}^2/\text{s}$) soit 2 étages de conteneurs (2/3 de la charge de service retenue au projet).

9.2.2 Evolution de la charge d'exploitation

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

Le temps t_f correspond au temps à partir duquel les sols seront stables au poinçonnement.

Pour déterminer t_f , il convient de déterminer C_{uf} correspondant à la cohésion nécessaire pour assurer la stabilité au poinçonnement des terre-pleins sous une charge d'exploitation de 4.5 t/m^2 (45 kPa). Elle s'exprime par :

$$C_{uf} = (Q_{\text{exploitation}} + Q_{\text{terre-plein}}) \times F / N_c$$

Avec $N_c = 9$
 $F = 1.5$ (condition limite de stabilité à la rupture)
 $Q_{\text{exploitation}} = 45 \text{ kPa}$
 $Q_{\text{terre-plein}} = 85 \text{ kPa}$ ¹⁵

¹⁵ Cf. paragraphe 9.2.1.1

D'où $C_{uf} = 22$ kPa environ

Cette valeur de C_{uf} correspond à une augmentation ΔC_{umini} de C_{u0} définie par :

$$\Delta C_{umini} = C_{uf} - C_{u0}$$

Soit $\Delta C_{umini} = 22 - 9 = 13$ kPa

Cette valeur de ΔC_u est liée au degré de consolidation par la relation :

$$\Delta C_u = \left(U Q + \frac{\gamma' h}{2} \right) \lambda_{Cu} \text{ (avec } Q = Q_{\text{terre-plein uniquement}})$$

D'où le degré de consolidation minimal à atteindre :

$U_{mini} = 71$ % environ

Cette valeur de consolidation sera atteinte en première approche pour des durées de consolidation minimales t_f de l'ordre de :

	<i>Cas optimiste</i>	<i>Cas pessimiste</i>
<i>Durée de consolidation minimale t_f</i>	6 mois	3.5 ans

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.

9.2.3 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 ($C_u = 9$ kPa).

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 tassements¹⁶.

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 variations¹⁷ de ces paramètres resteront toutefois à considérer.

¹⁶ Cf. paragraphe 9.3 suivant.

¹⁷ Favorables (absence de tourbe) ou défavorables (épaisseur de tourbe supérieure à 5 m).

9.3 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 noté $w_{\text{exploitation}}$.

Les tassements prévisibles liés à la charge d'exploitation de 4.5 t/m² au droit de chaque sondage ont été calculés en première approche selon la méthode oedométrique et la méthode pressiométrique présentées au paragraphe 8.3.1.

Le résultat des calculs est présenté dans le tableau suivant :

Sondage	$Q_{\text{exploitation}}$ (kPa)	$w_{\text{Oedométrique}}$ (m)	$w_{\text{Pressiométrique}}$ (m)
SC1	45	0.7	0.7
SC2		0.4	0.3
SC3		0.4	0.45
SC4		0.5	0.55
SP1	45	0.45	0.1
SP2		0.25	0.05
SP3		0.25	0.85
SP4		0.4	0.1
SP5		0.85	0.65
Moyenne		0.50	0.40

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.

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, ...).

Les notes de calculs relatives à l'estimation des tassements sous la charge de service sont jointes en **Annexe I₂**.

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

D'après l'analyse de stabilité réalisée au paragraphe 9.1, la charge d'exploitation prévue au projet de 4.5 t/m² 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 présentée au paragraphe 9.2 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/m² et 7 t/m².**

La charge d'exploitation retenue au projet de 4.5 t/m² 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 75 cm environ. Ces tassements relativement importants sont à ajouter aux tassements calculés au paragraphe 8.3.1.

Ils ne tiennent pas compte des tassements propres des remblais hydrauliques.

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 dimensionner¹⁸, d'un traitement par vibrocompactage, vibroflottation, etc....

¹⁸ 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.

10 INVESTIGATIONS COMPLEMENTAIRES

La campagne de reconnaissances préliminaire actuelle est basée sur 9 sondages pour une superficie totale du projet estimée à environ 30 hectares soit approximativement 1 sondage tous les 33 333 m².

Toutefois, 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 trois 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, ...) et géotechniques liées à l'anomalie géologique rencontrée au niveau du sondage pressiométrique SP3.

10.1 AUDROIT 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 permettant de préciser l'analyse statistique des caractéristiques mécaniques mais également de s'assurer de l'état d'altération de l'assise.

Ce maillage correspond à un total de **7 sondages pressiométriques supplémentaires**.

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

10.2 AUNIVEAU DES TERRE-PLEINS

Une analyse plus fine des terre-pleins nécessiterait la réalisation d'un sondage tous les 10 000 m² 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. Ces derniers feront l'objet d'essais en laboratoire, notamment :

- ⊗ Des essais oedométriques avec mesure de C_v ;
- ⊗ Des essais de fluage (C_α) ;
- ⊗ Des essais de cisaillement ou des essais triaxiaux UU ;
- ⊗ Des essais triaxiaux de type Cu+u.

On pourra également envisager la réalisation d'essais scissométriques.

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

Ce maillage correspond à un total de **21 sondages supplémentaires dont une majorité de sondage carottés**.

10.3 A UN NIVEAU DE L'ANOMALIE

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 et de sondages scissométriques qui permettront à terme de caractériser l'anomalie.

Ce maillage correspond à un total de **8 sondages supplémentaires dont environ 4 à 5 sondages carottés**.

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

11 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 S₁** vers le sondage SP3 voire de **classe S₂** 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'agira 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.

Un extrait du projet de PPR de la commune de Baie Mahault est joint en **Annexe J**.

12 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, ...)

☒ 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.**

☞ La hauteur d'eau moyenne est de 0.5 m à 8.5 m dans la zone d'étude.

☞ Le contexte géotechnique de la zone est apparût 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 soit une cote en pied située vers -17 m NH et une altimétrie callée vers +3 m NH.

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

Un dragage dans la zone de l'ouvrage est donc prévu. La cote du fond marin après dragage sera située vers -17.0 m NH au moins d'après les renseignements qui nous ont été communiqués.

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

☒ Soit sur un **réseau de poutres et de dalles mises en œuvre 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.

La mise en œuvre de défense pourra efficacement réduire leur diamètre.

Un exemple de prédimensionnement est donné à titre indicatif au paragraphe 6.3.

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

A cette côte, les contraintes de calcul seront de 0.87 MPa aux ELS et 1.3 MPa aux ELU.

Dans tous les cas, le principe d'homogénéité du sol d'assise des fondations devra être respecté sur l'ensemble de la construction.



Le projet prévoit la mise en œuvre 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 œuvre en plusieurs temps par phasage.

De façon classique, les **terre-pleins** sont réalisés par remblaiement hydraulique, c'est à dire par mise en œuvre 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 5 tonnes).

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

- **Digues d'enclôture :**

Leur stabilité au grand glissement sera assurée pour une mise en œuvre des digues périphériques sur une substitution totale des formations compressibles dans le cas général et sur au moins 7.5 m d'épaisseur dans le cas particulier lié à l'anomalie géologique reconnue au droit du sondage SP3.

La mise en œuvre des digues périphériques n'entraînera pas de poinçonnement des sols sous-jacents excepté dans le cas particulier lié à l'anomalie géologique reconnue au droit du sondage SP3. Dans ce cas, un phasage à la mise en œuvre des digues devra être envisagé comme indiqué au paragraphe 7.3.2.

D'importantes dispositions constructives relatives au remblaiement sont énoncés au paragraphe 7.4.

- **Terre-pleins :**

Leur mise en œuvre risquera en première approche d'entraîner le poinçonnement des sols sous-jacents. Il conviendra de réaliser le remblaiement par phase comme décrit au paragraphe 8.2.

Dans un tel contexte géotechnique, les tassements primaires moyens susceptibles de se développer seront de l'ordre de 70 à 80 cm avec toutefois un tassement important prévisible au droit du sondage SP3 de l'ordre de 190 cm environ. 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 s'échelonneront entre 20 et 25 cm. Ils sont relativement importants et seront bien entendu à prendre en compte pour de futures constructions.

D'importantes dispositions constructives relatives au remblaiement sont énoncés au paragraphe 8.4.



Le comportement des terre-pleins en exploitation a été décrit au paragraphe 9.

La stabilité des berges sera assurée au grand glissement en cours d'exploitation pour **une distance du chargement aux digues d'enclôture 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/m² et 7 t/m²**.

Un chargement à 4.5 t/m² comme prévu au projet pourra en première approche être mis en œuvre 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/m² seront en première approche de l'ordre de **40 cm à 50 cm**.



Les conclusions du présent rapport devront être complétées par des études de faisabilité plus approfondies, notamment avec une étude de faisabilité avec prédimensionnement de type G12. Une synthèse des investigations complémentaires vraisemblablement nécessaire pour affiner les analyses est indiquée au paragraphe 10.



Les conclusions du présent rapport sont données sous réserve des observations importantes jointes en **Annexe A**.

Baie-Mahault le 11 mai 2009

M. TANGUY
Ingénieur Géotechnicien

S. DUMOULIN
Ingénieur Géotechnicien

ANNEXES

- ☞ ANNEXE A - Observations importantes

- ☞ ANNEXE B – Fiches synoptiques des familles géotechniques

- ☞ ANNEXE C – Notes de calculs des tassements sous l’ouvrage

- ☞ ANNEXE D – Prédimensionnement des pieux de rive Nord

- ☞ ANNEXE E – Calculs de stabilité des digues d’enclôture
 - ANNEXE E₁ – Stabilité sans dispositions spécifiques
 - ANNEXE E₂ - Stabilité avec traitement – cas général
 - ANNEXE E₃ - Stabilité avec traitement – cas particulier du SP3

- ☞ ANNEXE F – Abaque de Salençon

- ☞ ANNEXE G – Notes de calculs des tassements des terre-pleins

- ☞ ANNEXE H – Courbes d’évolution des tassements dans le temps

- ☞ ANNEXE I – Comportement des terre-pleins en cours d’exploitation
 - ANNEXE I₁ – Stabilité des digues sous la charge de service
 - ANNEXE I₂ – Notes de calculs des tassements sous la surcharge

- ☞ ANNEXE J – Extrait du PPR de la commune de Baie Mahault

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>ÉTAPE 1 : ÉTUDES GÉOTECHNIQUES PREALABLES (G1) 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>ÉTUDE GÉOTECHNIQUE PRÉLIMINAIRE DE SITE (G11) Elle est réalisée au stade d'une étude préliminaire ou d'esquisse et permet une première identification des risques géologiques d'un site : — Faire une enquête documentaire sur le cadre géotechnique du site et l'existence d'avoisinants avec visite du site et des alentours. — Définir un programme d'investigations géotechniques spécifique, le réaliser ou en assurer le suivi technique, en exploiter les résultats. — Fournir un rapport avec un modèle géologique préliminaire, certains principes généraux d'adaptation du projet au site et une première identification des risques.</p> <p>ÉTUDE GÉOTECHNIQUE D'AVANT PROJET (G12) Elle est réalisée au stade de l'avant projet et permet de réduire les conséquences des risques géologiques majeurs identifiés : — Définir un programme d'investigations géotechniques spécifique, le réaliser ou en assurer le suivi technique, en exploiter les résultats. — Fournir un rapport donnant les hypothèses géotechniques à prendre en compte au stade de l'avant-projet, certains principes généraux de construction (notamment terrassements, soutènements, fondations, risques de déformation des terrains, dispositions générales vis-à-vis des nappes et avoisinants). Cette étude sera obligatoirement complétée lors de l'étude géotechnique de projet (étape 2).</p>
<p>ÉTAPE 2 : ÉTUDE GÉOTECHNIQUE DE PROJET (G2) 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'oeuvre générale.</p> <p>Phase Projet — Définir un programme d'investigations géotechniques spécifique, le réaliser ou en assurer le suivi technique, en exploiter les résultats. — 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. — Fournir une approche des quantités/délais/coûts d'exécution de ces ouvrages géotechniques et une identification des conséquences des risques géologiques résiduels.</p> <p>Phase Assistance aux Contrats de Travaux — Établir les documents nécessaires à la consultation des entreprises pour l'exécution des ouvrages géotechniques (plans, notices techniques, cadre de bordereau des prix et d'estimatif, planning prévisionnel). — Assister le client pour la sélection des entreprises et l'analyse technique des offres.</p>
<p>ÉTAPE 3 : EXÉCUTION DES OUVRAGES GÉOTECHNIQUES (G3 et G 4, distinctes et simultanées)</p> <p>ÉTUDE ET SUIVI GÉOTECHNIQUES D'EXÉCUTION (G3) 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>Phase Étude — Définir un programme d'investigations géotechniques spécifique, le réaliser ou en assurer le suivi technique, en exploiter les résultats. — Étudier dans le détail les ouvrages géotechniques : notamment 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.</p> <p>Phase Suivi — Suivre le programme d'auscultation et l'exécution des ouvrages géotechniques, déclencher si nécessaire les dispositions constructives prédéfinies en phase Étude. — 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). — Participer à l'établissement du dossier de fin de travaux et des recommandations de maintenance des ouvrages géotechniques.</p> <p>SUPERVISION GÉOTECHNIQUE D'EXÉCUTION (G4) 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>Phase Supervision de l'étude d'exécution — 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.</p> <p>Phase Supervision du suivi d'exécution — 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.</p>
<p>DIAGNOSTIC GÉOTECHNIQUE (G5) Pendant le déroulement d'un projet ou au cours de la vie d'un ouvrage, il peut être nécessaire de procéder, de façon strictement limitative, à l'étude d'un ou plusieurs éléments géotechniques spécifiques, dans le cadre d'une mission ponctuelle. — Définir, après enquête documentaire, un programme d'investigations géotechniques spécifique, le réaliser ou en assurer le suivi technique, en exploiter les résultats. — Étudier un ou plusieurs éléments géotechniques spécifiques (par exemple soutènement, rabattement, causes géotechniques d'un désordre) dans le cadre de ce diagnostic, mais sans aucune implication dans d'autres éléments géotechniques. 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'oeuvre de veiller à ce que toutes les missions géotechniques nécessaires à la conception puis à l'exécution de l'ouvrage soient engagées avec les moyens opportuns et confiées à des hommes de l'Art.

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

- les missions 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'oeuvre dans les limites du contrat fixant l'étendue de la mission et la (ou les) partie(s) d'ouvrage(s) concerné(s).

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

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 (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, 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 retenues dans le modèle général.

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 :

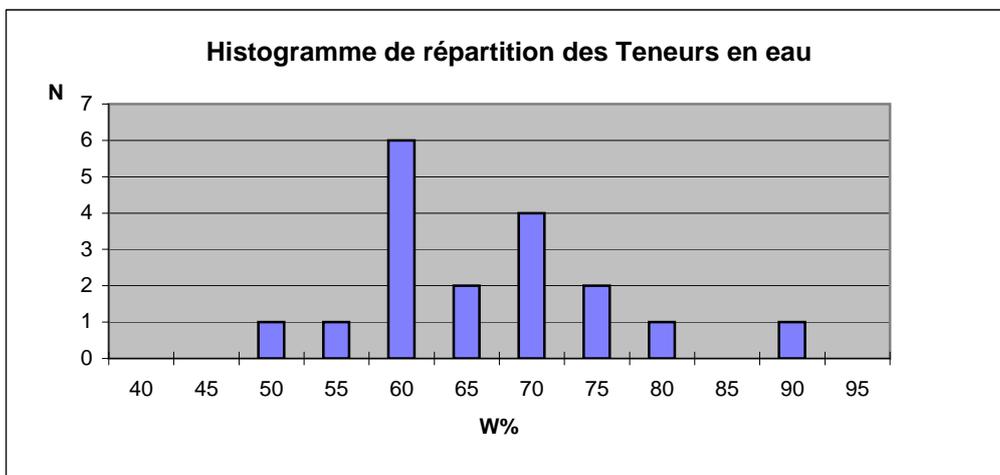
$$P_1 - P_0 = 0.06 \text{ Mpa}$$

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

$$\alpha = 1$$

Caractéristiques physiques :

	Max	Min	Moyenne	Ecart type	Nbre Valeurs
W_l	77.2	64.6	68.5	5.9	4
I_p	24.1	7.9	18.0	7.0	4
e₀	2.24	1.45	1.77	0.35	4
VBS	8.65	0.48	2.99	3.29	9
Y_h	16.9	15.3	16.2	0.7	4
Y_d	10.8	8.2	9.7	1.1	4
σ'_p	33.65	18.28	28.12	8.54	3
C_c	1.674	0.535	0.991	0.602	3
C_s	0.171	0.025	0.076	0.083	3
C_v	7.70E-07	5.00E-07	7.E-07	1.E-07	3
C_α	0.0071	0.0044	0.0058	0.0019	2



Max	Min	Moyenne	Ecart type	Dispersion	Nbre Valeurs
86.7	47.1	64.2	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 :

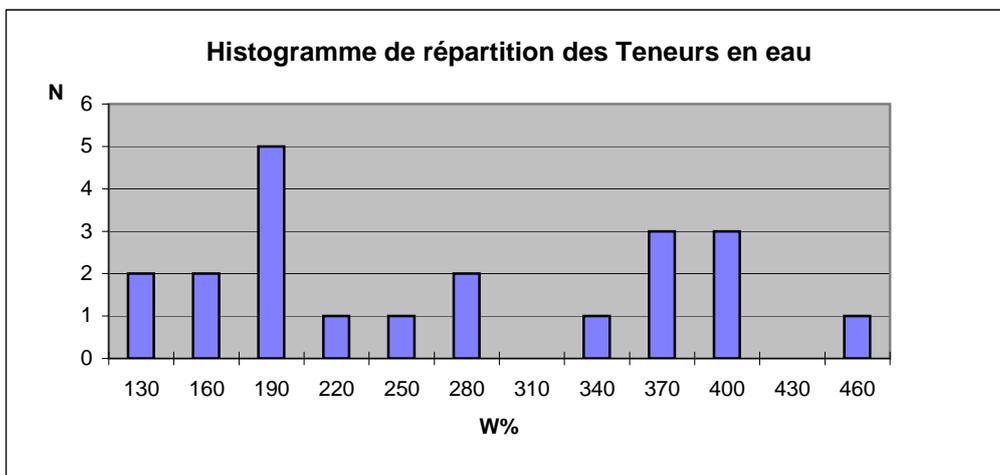
$$P_1 - P_0 = 0.06 \text{ Mpa}$$

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

$$\alpha = 1$$

Caractéristiques physiques :

	Max	Min	Moyenne	Ecart type	Nbre Valeurs
W_l					
I_p					
e_0	13.61	3.94	8.13	4.62	4
VBS	5.98	1.81	3.84	2.09	3
γ_h	12.9	10.1	11.4	1.4	4
γ_d	5.4	1.8	3.6	1.7	4
σ'_p	63.97	18.75	29.54	19.37	5
C_c	6.095	0.351	2.963	2.822	5
C_s	0.86	0.039	0.355	0.335	5
C_v	1.60E-07	7.70E-08	1.E-07	4.E-08	3
C_α	0.0144	0.0043	0.0087	0.0045	5



Max	Min	Moyenne	Ecart type	Dispersion	Nbre Valeurs
531	102	277.8	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 :

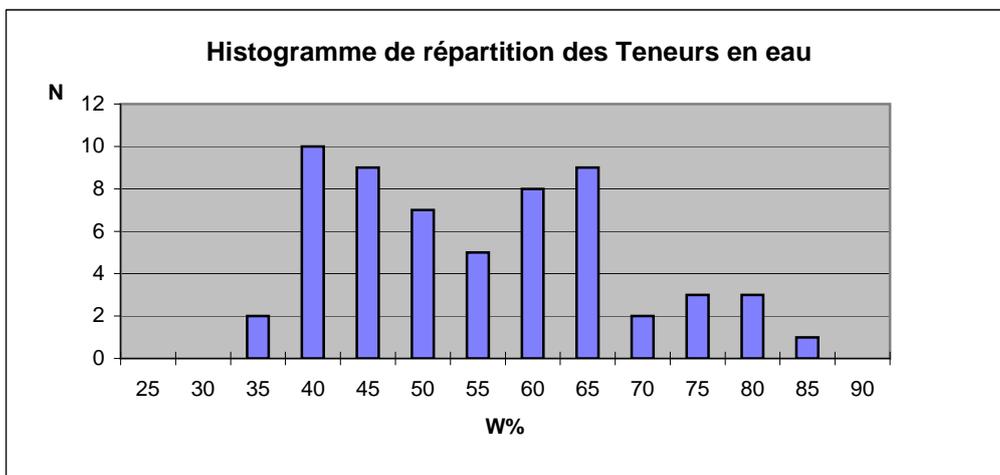
$$P_1 - P_0 = 0.46 \text{ Mpa}$$

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

$$\alpha = 0.66$$

Caractéristiques physiques :

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



Max	Min	Moyenne	Ecart type	Dispersion	Nbre Valeurs
84.2	31.1	52.7	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 :

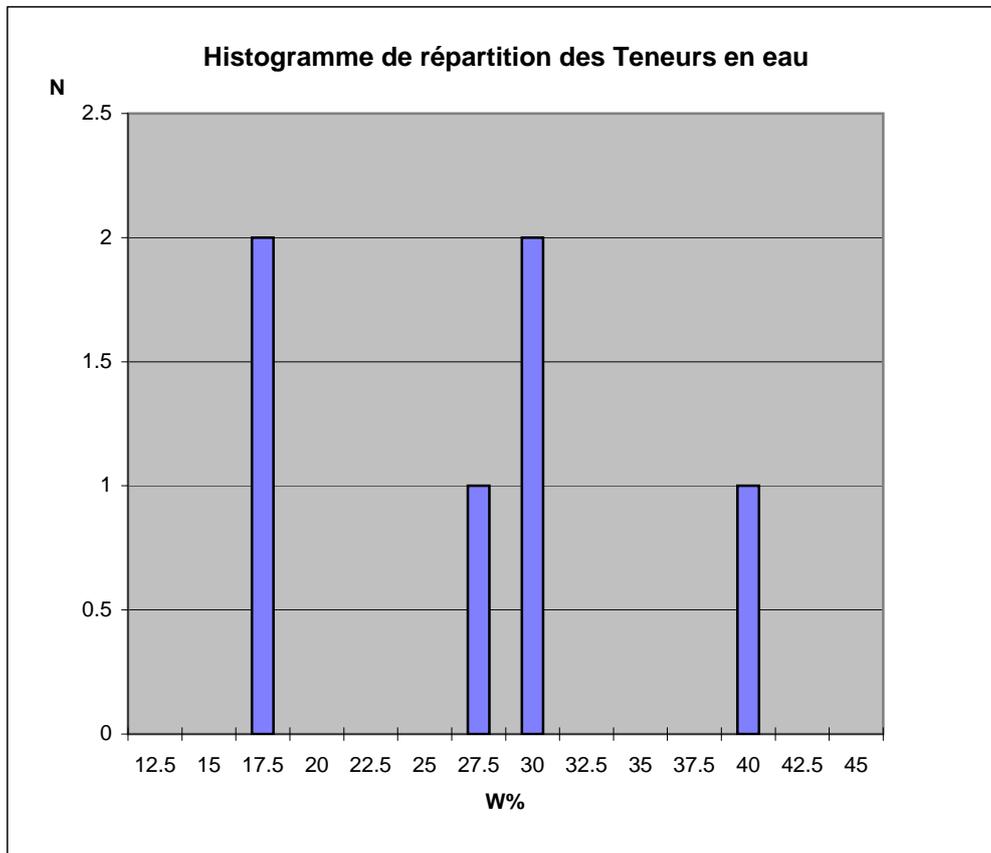
$$P_1 - P_0 = 3.2 \text{ Mpa}$$

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

$$\alpha = 0.5$$

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 :

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

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

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

ANNEXE C:

Notes de calculs des tassements sous l'ouvrage

NOTE DE CALCUL - FONDATIONS SUPERFICIELLES
Essais pressiométriques - Règles DTU 13.12 - Logiciel CALPRESS Version 4.2

Client : PAG
Chantier : Extension Sud des terre-pleins
Dossier : 09 GEO 7276

FONDATION

- Type de semelle : Carrée
- Coté : 15.00 m.
- Ancrage : 1.00 m. /T.F. avec le Niveau Terrain fini= T.N .

* Profondeur de la nappe : Non définie ou pas de nappe

RESULTATS INTERMEDIAIRES

- Catégorie de sol DTU: 3 (craie, marnes, roche ...)
- Pression limite équivalente PLe: 3.63 MPa
- Encastrement de calcul D': 1.00 m. ($q_0=0.02$ MPa)
- Charge centrée
- Rapport D'/B : 0.07
- Facteur Kp : 0.88

RESULTATS

Contrainte ultime q_u : 3223 KPa => Charge ultime Q_u : 725175 KN
Contrainte maxi ($q_u/2$): 1612 KPa
Contr.admissible(q_{adm}): 1088 KPa
(ancien DTU 13.11, avec $q_{adm}=(q_u-q_0)/3 + q_0$)

Proposé pour justification ELU, sous réserve de tassement acceptable:

Contrainte de calcul q : 870 KPa => Charge Q : 195750 KN

Tassement calculé sous la contrainte $q/1.35=644$ KPa (justif. ELS) : 1.2 cm.
(pour un coefficient de structure du sol Alpha de : 0.50)

Calcul du 11-05-2009 12:25

Remarques:

- Charges Q_u et Q données à titre indicatif, calculées selon la largeur réellement comprimée de la semelle si excentricité $e > B/6$.
- Charge normale, centrée.

NOTE DE CALCUL - FONDATIONS SUPERFICIELLES
Essais pressiométriques - Règles DTU 13.12 - Logiciel CALPRESS Version 4.2

Client : PAG
Chantier : Extension Sud des terre-pleins
Dossier : 09 GEO 7276

FONDATION

- Type de semelle : Circulaire
- Diamètre : 15.00 m.
- Ancrage : 1.00 m. /T.F. avec le Niveau Terrain fini= T.N .

* Profondeur de la nappe : Non définie ou pas de nappe

RESULTATS INTERMEDIAIRES

- Catégorie de sol DTU: 3 (craie, marnes, roche ...)
- Pression limite équivalente PLe: 3.63 MPa
- Encastrement de calcul D': 1.00 m. ($q_0=0.02$ MPa)
- Charge centrée
- Rapport D'/B : 0.07
- Facteur Kp : 0.88

RESULTATS

Contrainte ultime q_u : 3223 KPa => Charge ultime Q_u : 569552 KN
Contrainte maxi ($q_u/2$): 1612 KPa
Contr.admissible(q_{adm}): 1088 KPa
(ancien DTU 13.11, avec $q_{adm}=(q_u-q_0)/3 + q_0$)

Proposé pour justification ELU, sous réserve de tassement acceptable:

Contrainte de calcul q : 870 KPa => Charge Q : 153742 KN

Tassement calculé sous la contrainte $q/1.35=644$ KPa (justif. ELS) : 1.1 cm.
(pour un coefficient de structure du sol Alpha de : 0.50)

Calcul du 11-05-2009 12:30

Remarques:

- Charges Q_u et Q données à titre indicatif, calculées selon la largeur réellement comprimée de la semelle si excentricité $e > B/6$.
- Charge normale, centrée.

NOTE DE CALCUL - FONDATIONS SUPERFICIELLES
Essais pressiométriques - Règles DTU 13.12 - Logiciel CALPRESS Version 4.2

Client : PAG
Chantier : Extension Sud des terre-pleins
Dossier : 09 GEO 7276

FONDATION

- Type de semelle : Filante
- Largeur : 15.00 m.
- Ancrage : 1.00 m. /T.F. avec le Niveau Terrain fini= T.N .

* Profondeur de la nappe : Non définie ou pas de nappe

RESULTATS INTERMEDIAIRES

- Catégorie de sol DTU: 3 (craie, marnes, roche ...)
- Pression limite équivalente PLe: 3.63 MPa
- Encastrement de calcul D': 1.00 m. ($q_0=0.02$ MPa)
- Charge centrée
- Rapport D'/B : 0.07
- Facteur Kp : 0.87

RESULTATS

Contrainte ultime q_u : 3168 KPa => Charge ultime Q_u : 47520 KN /m.l.
Contrainte maxi ($q_u/2$): 1584 KPa
Contr.admissible(q_{adm}): 1069 KPa
(ancien DTU 13.11, avec $q_{adm}=(q_u-q_0)/3 + q_0$)

Proposé pour justification ELU, sous réserve de tassement acceptable:

Contrainte de calcul q : 870 KPa => Charge Q : 13050 KN /m.l

Tassement calculé sous la contrainte $q/1.35=644$ KPa (justif. ELS) : 1.6 cm.
(pour un coefficient de structure du sol Alpha de : 0.50)

Calcul du 11-05-2009 12:27

Remarques:

- Charges Q_u et Q données à titre indicatif, calculées selon la largeur réellement comprimée de la semelle si excentricité $e>B/6$.
- Charge normale, centrée.

NOTE DE CALCUL - FONDATIONS SUPERFICIELLES
Essais pressiométriques - Règles DTU 13.12 - Logiciel CALPRESS Version 4.2

Client : PAG
Chantier : Extension Sud des terre-pleins
Dossier : 09 GEO 7276

FONDATION

- Type de semelle : Carrée
- Coté : 15.00 m.
- Ancrage : 1.00 m. /T.F. avec le Niveau Terrain fini= T.N .

* Profondeur de la nappe : 0.01 m

RESULTATS INTERMEDIAIRES

- Catégorie de sol DTU: 3 (craie, marnes, roche ...)
- Pression limite équivalente PLe: 3.82 MPa
- Encastrement de calcul D': 1.00 m. ($q_0=0.02$ MPa)
- Charge centrée
- Rapport D'/B : 0.07
- Facteur Kp : 0.88

RESULTATS

Contrainte ultime q_u : 3387 KPa => Charge ultime Q_u : 762075 KN
Contrainte maxi ($q_u/2$): 1694 KPa
Contr.admissible(q_{adm}): 1142 KPa
(ancien DTU 13.11, avec $q_{adm}=(q_u-q_0)/3 + q_0$)

Proposé pour justification ELU, sous réserve de tassement acceptable:

Contrainte de calcul q : 870 KPa => Charge Q : 195750 KN

Tassement calculé sous la contrainte $q/1.35=644$ KPa (justif. ELS) : 1.0 cm.
(pour un coefficient de structure du sol Alpha de : 0.50)

Calcul du 11-05-2009 12:40

Remarques:

- Charges Q_u et Q données à titre indicatif, calculées selon la largeur réellement comprimée de la semelle si excentricité $e > B/6$.
- Charge normale, centrée.



NOTE DE CALCUL - FONDATIONS SUPERFICIELLES
Essais pressiométriques - Règles DTU 13.12 - Logiciel CALPRESS Version 4.2

Client : PAG
Chantier : Extension Sud des terre-pleins
Dossier : 09 GEO 7276

FONDATION

- Type de semelle : Circulaire
- Diamètre : 15.00 m.
- Ancrage : 1.00 m. /T.F. avec le Niveau Terrain fini= T.N .

* Profondeur de la nappe : 0.01 m

RESULTATS INTERMEDIAIRES

- Catégorie de sol DTU: 3 (craie, marnes, roche ...)
- Pression limite équivalente PLe: 3.82 MPa
- Encastrement de calcul D': 1.00 m. ($q_0=0.02$ MPa)
- Charge centrée
- Rapport D'/B : 0.07
- Facteur Kp : 0.88

RESULTATS

Contrainte ultime q_u : 3387 KPa => Charge ultime Q_u : 598534 KN
 Contrainte maxi ($q_u/2$): 1694 KPa
 Contr.admissible(q_{adm}): 1142 KPa
 (ancien DTU 13.11, avec $q_{adm}=(q_u-q_0)/3 + q_0$)

Proposé pour justification ELU, sous réserve de tassement acceptable:

 Contrainte de calcul q : 870 KPa => Charge Q : 153742 KN

Tassement calculé sous la contrainte $q/1.35=644$ KPa (justif. ELS) : 0.9 cm.
 (pour un coefficient de structure du sol Alpha de : 0.50)

Calcul du 11-05-2009 12:39

Remarques:

- Charges Q_u et Q données à titre indicatif, calculées selon la largeur réellement comprimée de la semelle si excentricité $e > B/6$.
- Charge normale, centrée.

NOTE DE CALCUL - FONDATIONS SUPERFICIELLES
Essais pressiométriques - Règles DTU 13.12 - Logiciel CALPRESS Version 4.2

Client : PAG
Chantier : Extension Sud des terre-pleins
Dossier : 09 GEO 7276

FONDATION

- Type de semelle : Filante
- Largeur : 15.00 m.
- Ancrage : 1.00 m. /T.F. avec le Niveau Terrain fini= T.N .

* Profondeur de la nappe : 0.01 m

RESULTATS INTERMEDIAIRES

- Catégorie de sol DTU: 3 (craie, marnes, roche ...)
- Pression limite équivalente PLe: 3.82 MPa
- Encastrement de calcul D': 1.00 m. ($q_0=0.02$ MPa)
- Charge centrée
- Rapport D'/B : 0.07
- Facteur Kp : 0.87

RESULTATS

Contrainte ultime q_u : 3329 KPa => Charge ultime Q_u : 49935 KN /m.l.
Contrainte maxi ($q_u/2$): 1665 KPa
Contr.admissible(q_{adm}): 1123 KPa
(ancien DTU 13.11, avec $q_{adm}=(q_u-q_0)/3 + q_0$)

Proposé pour justification ELU, sous réserve de tassement acceptable:

Contrainte de calcul q : 870 KPa => Charge Q : 13050 KN /m.l

Tassement calculé sous la contrainte $q/1.35=644$ KPa (justif. ELS) : 1.5 cm.
(pour un coefficient de structure du sol Alpha de : 0.50)

Calcul du 11-05-2009 12:39

Remarques:

- Charges Q_u et Q données à titre indicatif, calculées selon la largeur réellement comprimée de la semelle si excentricité $e>B/6$.
- Charge normale, centrée.

ANNEXE D:

Prédimensionnement des pieux de rive Nord

CALCUL DES PARAMETRES DE CHARGE DES PIEUX FORES SUIVANT LE FASCICULE 62

Longueur de fiche : **23 m**

Frottement latéral unitaire limite q_s

Profondeur début de couche (m)	Profondeur fin de couche (m)	Hauteur du pieu dans la couche (m)	q_s (kPa)	Nature du sol
	20	20		Hauteur libre
20	28	3	120	Substratum marno-calcaire

Contrainte de rupture sous la pointe q_u

La contrainte de rupture sous la pointe est donnée par la formule:

$$q_u = k_p \cdot p_{le}^*$$

avec: $p_{le}^* = 2.60 \text{ MPa}$
 $k_p = 2.60$

d'où $q_u = 6.76 \text{ MPa}$

Capacité portante des pieux en kN

Diamètre pieu (cm)	100	120	140			
Q_{pu}	5309	7645	10406			
Q_{su}	1131	1357	1583			
$Q_u = Q_{pu} + Q_{su}$	6440	9003	11990			
Q_c	3446	4773	6311			
Q ELU Comb. fond.	4600	6430	8564			
Q ELS Comb. quasi perm.	2462	3409	4508			
Q ELU Comb. acci.	5367	7502	9991			

CALCUL DES PARAMETRES DE CHARGE DES PIEUX FORÉS SUIVANT LE FASCICULE 62

Longueur de fiche : **24 m**

Frottement latéral unitaire limite q_s

Profondeur début de couche (m)	Profondeur fin de couche (m)	Hauteur du pieu dans la couche (m)	q_s (kPa)	Nature du sol
	20	20		Hauteur libre
20	28	4	120	Substratum marno-calcaire

Contrainte de rupture sous la pointe q_u

La contrainte de rupture sous la pointe est donnée par la formule:

$$q_u = k_p \cdot p_{le}^*$$

avec: $p_{le}^* = 2.60 \text{ MPa}$
 $k_p = 2.60$

d'où $q_u = 6.76 \text{ MPa}$

Capacité portante des pieux en kN

Diamètre pieu (cm)	100	120	140			
Q_{pu}	5309	7645	10406			
Q_{su}	1508	1810	2111			
$Q_u = Q_{pu} + Q_{su}$	6817	9455	12517			
Q_c	3710	5089	6681			
Q ELU Comb. fond.	4869	6754	8941			
Q ELS Comb. quasi perm.	2650	3635	4772			
Ramené à (1)						

(1) en prenant comme hypothèse une contrainte de compression du bétc de 5MPa aux ELS sous sollicitations axiales.

CALCUL DES PARAMETRES DE CHARGE DES PIEUX FORES SUIVANT LE FASCICULE 62

Longueur de fiche : **25 m**

Frottement latéral unitaire limite q_s

Profondeur début de couche (m)	Profondeur fin de couche (m)	Hauteur du pieu dans la couche (m)	q_s (kPa)	Nature du sol
	20	20		Hauteur libre
20	28	5	120	Substratum marno-calcaire

Contrainte de rupture sous la pointe q_u

La contrainte de rupture sous la pointe est donnée par la formule:

$$q_u = k_p \cdot p_{le}^*$$

avec: $p_{le}^* = 2.60 \text{ MPa}$
 $k_p = 2.60$

d'où $q_u = 6.76 \text{ MPa}$

Capacité portante des pieux en kN

Diamètre pieu (cm)	100	120	140			
Q_{pu}	5309	7645	10406			
Q_{su}	1885	2262	2639			
$Q_u = Q_{pu} + Q_{su}$	7194	9907	13045			
Q_c	3974	5406	7050			
Q ELU Comb. fond.	5139	7077	9318			
Q ELS Comb. quasi perm.	2839	3861	5036			
Ramené à (1)						

(1) en prenant comme hypothèse une contrainte de compression du béton de 5MPa aux ELS sous sollicitations axiales.

ANNEXE E:

Calculs de stabilité

ANNEXE E_I :

Stabilité sans dispositions spécifiques

Numéro d'affaire : 09 GEO 7276

Titre du calcul : Stabilité des digues d'enclôture - SP2

Lieu : PAG de JARRY - Banc Provençal

Commentaires : Stabilité en l'état (sans traitement).
Calcul statique.

Système d'unités : kN,kPa,kN/m3

yw : 10.0

Couches de sols

	Nom	γ	ϕ	c	Δc	qs clous	pl	KsB
1	Remblai	20.00	35.00	0.00	0.00	-	-	-
2	Sols compressibles	12.00	0.01	14.00	1.00	-	-	-
3	Argiles fermes	17.00	0.01	50.00	2.00	-	-	-
4	Enrochements	24.00	50.00	100.00	0.00	-	-	-

Points

	X	Y		X	Y		X	Y		X	Y		X	Y		X	Y		X	Y
1	0.00	-15.50	2	50.00	-15.50	3	0.00	-20.00	4	50.00	-20.00	5	0.00	-13.00	6	50.00	-13.00	7	10.00	-13.00
8	20.50	-6.00	9	23.50	-6.00	10	34.00	-13.00	11	13.00	-13.00	12	20.50	-8.00	13	23.50	-8.00	14	31.00	-13.00
15	0.00	-21.50	16	50.00	-21.50															

Segments

	Point 1	Point 2		Point 1	Point 2		Point 1	Point 2		Point 1	Point 2		Point 1	Point 2		Point 1	Point 2		Point 1	Point 2
1	1	2	2	3	4	3	7	8	4	8	9	5	9	10	6	5	7	7	10	6
8	11	12	9	12	13	10	13	14	11	7	11	12	11	14	13	14	10	14	15	16

Données de la phase : Phase (1)

Enveloppe du talus

	Segment		Segment		Segment
1	6	2	3	3	4
4	5	5	7		

Segments de la phase

	Point 1	Point 2	Sol sous-jacent		Point 1	Point 2	Sol sous-jacent		Point 1	Point 2	Sol sous-jacent
1	1	2	3	2	3	4	0	3	7	8	4
4	8	9	4	5	9	10	4	6	5	7	2
7	10	6	2	8	11	12	1	9	12	13	1
10	13	14	1	11	7	11	2	12	11	14	2
13	14	10	2	14	15	16	0				

Conditions hydrauliques : Nappe phréatique

Toit de la nappe

	X	Y		X	Y
1	0.00	-9.00	2	50.00	-9.00

Données de la situation : Situation (1)

Méthode de calcul pour cette situation : Bishop

Pondérations pour cette situation : Coefficients 1

Détail des coefficients partiels

	Nom	Coefficients		Nom	Coefficients		Nom	Coefficients		Nom	Coefficients
	Γ_{min}	1.00		Γ_{sl}	1.00		Γ_{sl}	1.00		Γ_{phi}	1.00
	Γ_{cu}	1.00		Γ_Q	1.00		$\Gamma_{qscl\ ab}$	1.00		$\Gamma_{qscl\ es}$	1.00
	$\Gamma_{qsti\ es}$	1.00		Γ_{qsba}	1.00		Γ_{pl}	1.00		$\Gamma_{a clo}$	1.00
	Γ_{aban}	1.00		Γ_{bu}	1.00		Γ_{s3}	1.00		Γ_{atir}	1.00

Type de surfaces de rupture : Surfaces circulaires

Type de recherche : Automatique

Nombre de découpages : 10

Incrément sur le rayon : 1.00 m

Abscisse émergence limite : 34.00

Type de recherche : Point de passage imposé

Point de passage imposé : en X= 34.00 en Y= -13.00

Nombre de tranches : 100

<HTML>Conditions de passage
 dans certains sols</HTML> : Oui

Passage imposé dans Sols compressibles
et

Passage imposé dans Sols compressibles

Résultats

Coefficient de sécurité minimal : **Fmin= 0.75**

Coordonnées du centre critique et rayon du cercle critique : X= 29.43 Y= -6.01 R= 9.35 m

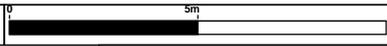
Sol n°	1	2	3	4
γ (kN/m ³)	20.00	12.00	17.00	24.00
φ (°)	35.00	0.01	0.01	50.00
c(kPa)	0.00	14.00	50.00	100.00
Δc (kPa/m)	0.00	1.00	2.00	0.00

Phase : Phase (1) / Situation : Situation (1)

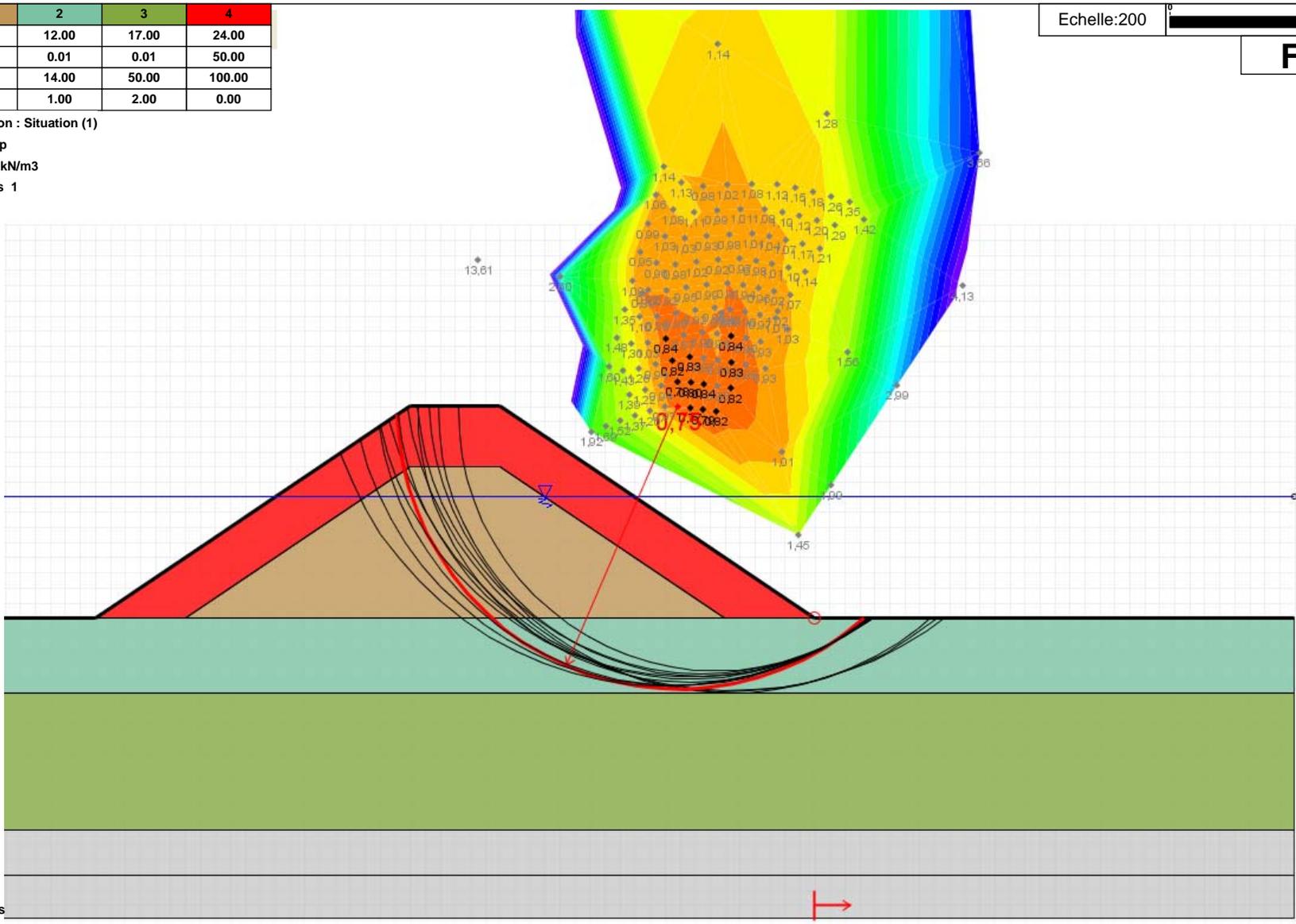
Méthode de calcul : Bishop

Système d'unités : kN,kPa,kN/m³

Pondérations : Coefficients 1

Echelle:200 

F_{min} = 0.75



- 1 Remblai
- 2 Sols compressibles
- 3 Argiles fermes
- 4 Enrochements

TALREN 4 v2.0.3


09 GEO 7276 / Stabilité des digues d'enclosure - SP2
 Stabilité en l'état (sans traitement).
 Calcul statique.
 C:\Documents and Settings\Manu\Mes documents\Diguesdencloture.prj

Etude réalisée par :
GEOMAT ANTILLES
 Imprimée le : 01/04/09 à 18:46:58

ANNEXE E₂ :

Stabilité avec traitement – cas général

Numéro d'affaire : 09 GEO 7276

Titre du calcul : Stabilité des digues d'encloture

Lieu : JARRY - Banc Provençal

Commentaires : Stabilité sans traitement.
Calcul statique.

Système d'unités : kN,kPa,kN/m3

γw : 10.0

Couches de sols

	Nom	γ	φ	c	Δc	qs clous	pl	KsB
1	Remblais	20.00	35.00	0.00	0.00	-	-	-
2	Sols compressibles	12.00	0.01	14.00	1.00	-	-	-
3	Argiles fermes	17.00	0.01	50.00	2.00	-	-	-
4	Substitution	16.00	30.00	0.00	0.00	-	-	-
5	Tourbes	8.00	0.01	9.00	0.00	-	-	-
6	Enrochements	22.00	50.00	100.00	0.00	-	-	-

Points

	X	Y		X	Y		X	Y		X	Y		X	Y		X	Y		X	Y
1	0.00	-12.00	2	11.00	-12.00	3	24.00	-3.50	4	27.00	-3.50	5	40.00	-12.00	6	75.00	-12.00	7	0.00	-14.50
8	75.00	-14.50	9	13.50	-12.00	10	24.00	-5.00	11	27.00	-5.00	12	38.00	-12.00	13	0.00	-16.00	14	75.00	-16.00
15	0.00	-26.00	16	75.00	-26.00															

Segments

	Point 1	Point 2		Point 1	Point 2		Point 1	Point 2		Point 1	Point 2		Point 1	Point 2		Point 1	Point 2		Point 1	Point 2
1	1	2	2	2	3	3	3	4	4	4	5	5	5	6	6	2	9	7	9	10
8	10	11	9	11	12	10	12	5	11	9	12	12	7	8	13	13	14	14	15	16

Données de la phase : Phase (1)

Enveloppe du talus

	Segment		Segment		Segment
1	1	2	2	3	3
4	4	5	5		

Segments de la phase

	Point 1	Point 2	Sol sous-jacent		Point 1	Point 2	Sol sous-jacent		Point 1	Point 2	Sol sous-jacent	
1	1	2	2	2	2	3	6	3	3	4	6	6
4	4	5	6	5	5	6	2	6	2	9	2	2
7	9	10	1	8	10	11	1	9	11	12	1	1
10	12	5	2	11	9	12	2	12	7	8	5	5
13	13	14	3	14	15	16	0					

Conditions hydrauliques : Nappe phréatique

Toit de la nappe

	X	Y		X	Y
1	0.00	-6.50	2	75.00	-6.50

Données de la situation : Situation (1)

Méthode de calcul pour cette situation : Bishop

Pondérations pour cette situation : Coefficients 1

Détail des coefficients partiels

	Nom	Coefficients		Nom	Coefficients		Nom	Coefficients		Nom	Coefficients		Nom	Coefficients
	Γ_{min}	1.00		Γ_{sl}	1.00		Γ_{sl}	1.00		Γ_{phi}	1.00		Γ_c	1.00
	Γ_{cu}	1.00		Γ_Q	1.00		$\Gamma_{qscl\ ab}$	1.00		$\Gamma_{qscl\ es}$	1.00		$\Gamma_{qsti\ ab}$	1.00
	$\Gamma_{qsti\ es}$	1.00		Γ_{qsba}	1.00		Γ_{pl}	1.00		$\Gamma_{a clo}$	1.00		Γ_{atir}	1.00
	Γ_{aban}	1.00		Γ_{bu}	1.00		Γ_{s3}	1.00						

Type de surfaces de rupture : Surfaces circulaires

Type de recherche : Automatique

Nombre de découpages : 10

Incrément sur le rayon : 1.00 m

Abscisse émergence limite : 40.00

Type de recherche : Point de passage imposé

Point de passage imposé : en X= 40.00 en Y= -12.00

Nombre de tranches : 100

<HTML>Conditions de passage
 dans certains sols</HTML> : Oui

Passage imposé dans Remblais
et

Passage imposé dans Tourbes

Résultats

Coefficient de sécurité minimal : **Fmin= 0.45**

Coordonnées du centre critique et rayon du cercle critique : X= 33.92 Y= -3.11 R= 12.76 m

Sol n°	1	2	3	4	5
γ (kN/m ³)	20.00	12.00	17.00	8.00	22.00
φ (°)	35.00	0.01	0.01	0.01	50.00
c(kPa)	0.00	14.00	50.00	9.00	100.00
Δc (kPa/m)	0.00	1.00	2.00	0.00	0.00

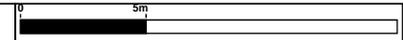
Phase : Phase (1) / Situation : Situation (1)

Méthode de calcul : Bishop

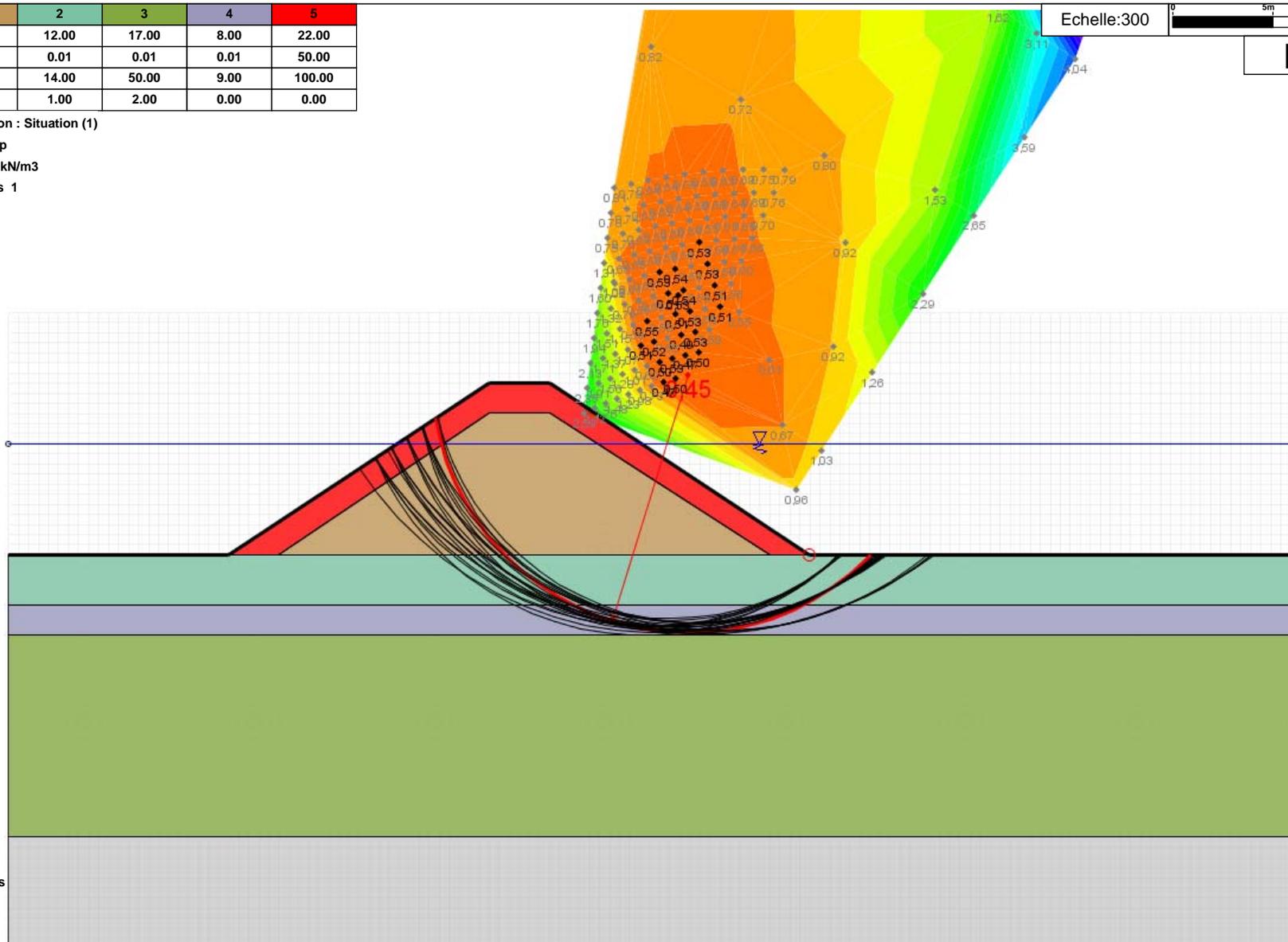
Système d'unités : kN,kPa,kN/m³

Pondérations : Coefficients 1

Echelle:300



F_{min} = 0.45



- 1 Remblais
- 2 Sols compressibles
- 3 Argiles fermes
- 5 Tourbes
- 6 Enrochements

TALREN 4 v2.0.3



09 GEO 7276 / Stabilité des digues d'encloture

Stabilité sans traitement.

Calcul statique.

C:\Documents and Settings\Manu\Mes documents\Diguesdencloture traitées2.prj

Etude réalisée par :
GEOMAT ANTILLES

Imprimée le : 31/03/09 à 18:43:06

Numéro d'affaire : 09 GEO 7276

Titre du calcul : Stabilité des digues d'encloture

Lieu : JARRY - Banc Provençal

Commentaires : Stabilité après substitution des sols compressibles indifférenciés.
Calcul statique.

Système d'unités : kN,kPa,kN/m3

γ_w : 10.0

Couches de sols

	Nom	γ	ϕ	c	Δc	qs clous	pl	KsB
1	Remblais	20.00	35.00	0.00	0.00	-	-	-
2	Sols compressibles	12.00	0.01	14.00	1.00	-	-	-
3	Argiles fermes	17.00	0.01	50.00	2.00	-	-	-
4	Substitution	16.00	30.00	0.00	0.00	-	-	-
5	Tourbes	8.00	0.01	9.00	0.00	-	-	-
6	Enrochements	24.00	50.00	100.00	0.00	-	-	-

Points

	X	Y		X	Y		X	Y		X	Y		X	Y		X	Y		X	Y
1	0.00	-12.00	2	11.00	-12.00	3	24.00	-3.50	4	27.00	-3.50	5	40.00	-12.00	6	75.00	-12.00	7	0.00	-14.50
8	75.00	-14.50	9	13.50	-12.00	10	24.00	-5.00	11	27.00	-5.00	12	38.00	-12.00	13	75.00	-16.00	14	0.00	-26.00
15	75.00	-26.00	16	6.00	-12.00	17	9.50	-14.50	18	50.50	-14.50	19	53.00	-12.00	20	0.00	-16.00	21	41.50	-14.50
22	45.50	-14.50	23	48.00	-12.00															

Segments

	Point 1	Point 2																		
1	1	16	2	2	3	3	3	4	4	4	5	5	5	23	6	2	9	7	9	10
8	10	11	9	11	12	10	9	12	11	7	17	12	14	15	13	16	2	14	17	21
15	16	17	16	18	8	17	19	6	18	20	13	19	23	19	20	12	21	21	21	22
22	22	23	23	22	18															

Données de la phase : Phase (1)

Enveloppe du talus

	Segment		Segment		Segment
1	1	2	13	3	2
4	3	5	4	6	5
7	19	8	17		

Segments de la phase

	Point 1	Point 2	Sol sous-jacent			Point 1	Point 2	Sol sous-jacent			Point 1	Point 2	Sol sous-jacent	
1	1	16	2	2	2	2	3	6	3	3	3	4	6	6
4	4	5	6	5	5	5	23	6	6	2	2	9	4	4
7	9	10	1	8	10	11		1	9	11	12		1	
10	9	12	4	11	7	17		5	12	14	15		0	
13	16	2	4	14	17	21		5	15	16	17		2	
16	18	8	5	17	19	6		2	18	20	13		3	
19	23	19	2	20	12	21		4	21	21	22		5	
22	22	23	2	23	22	18								5

Conditions hydrauliques : Nappe phréatique

Toit de la nappe

	X	Y		X	Y
1	0.00	-6.50	2	75.00	-6.50

Données de la situation : Situation (1)

Méthode de calcul pour cette situation : Bishop

Pondérations pour cette situation : Coefficients 1

Détail des coefficients partiels

	Nom	Coefficients		Nom	Coefficients		Nom	Coefficients		Nom	Coefficients		Nom	Coefficients
	Γ _{min}	1.00		Γ _{sl}	1.00		Γ _{sl}	1.00		Γ _{phi}	1.00		Γ _c	1.00
	Γ _{cu}	1.00		Γ _Q	1.00		Γ _{qscl ab}	1.00		Γ _{qscl es}	1.00		Γ _{qsti ab}	1.00
	Γ _{qsti es}	1.00		Γ _{qsba}	1.00		Γ _{pl}	1.00		Γ _{aclo}	1.00		Γ _{atir}	1.00
	Γ _{aban}	1.00		Γ _{bu}	1.00		Γ _{s3}	1.00						

Type de surfaces de rupture : Surfaces circulaires

Type de recherche : Automatique

Nombre de découpages : 10

Incrément sur le rayon : 1.00 m

Abscisse émergence limite : 40.00

Type de recherche : Point de passage imposé

Point de passage imposé : en X= 40.00 en Y= -12.00

Nombre de tranches : 100

<HTML>Conditions de passage
 dans certains sols</HTML> : Oui

Passage imposé dans Tourbes

et

Passage imposé dans Tourbes

Résultats

Coefficient de sécurité minimal : **F_{min} = 0.72**

Coordonnées du centre critique et rayon du cercle critique : X= 39.68 Y= -2.88 R= 13.12 m

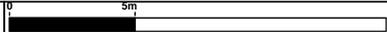
Sol n°	1	2	3	4	5	6
γ (kN/m ³)	20.00	12.00	17.00	16.00	8.00	24.00
φ (°)	35.00	0.01	0.01	30.00	0.01	50.00
c(kPa)	0.00	14.00	50.00	0.00	9.00	100.00
Δc (kPa/m)	0.00	1.00	2.00	0.00	0.00	0.00

Phase : Phase (1) / Situation : Situation (1)

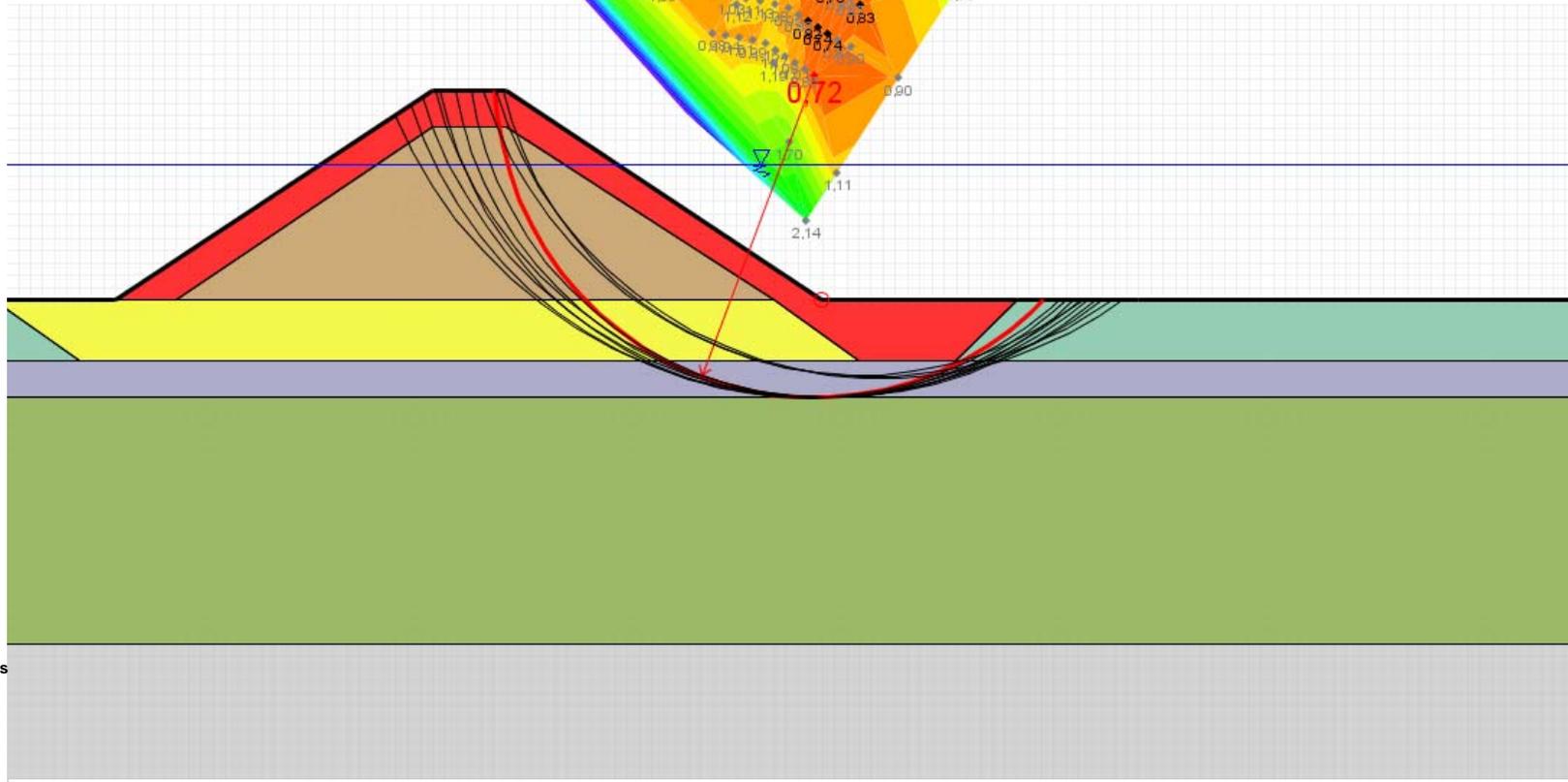
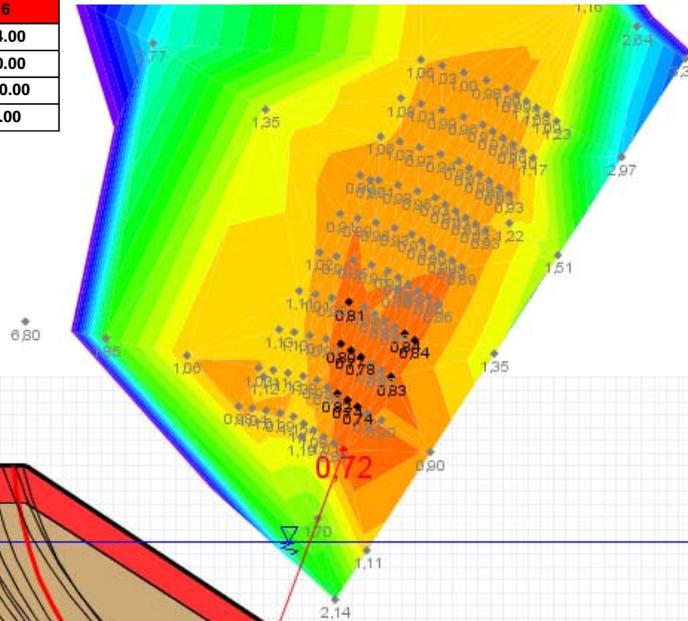
Méthode de calcul : Bishop

Système d'unités : kN,kPa,kN/m³

Pondérations : Coefficients 1

Echelle:300 

F_{min} = 0.72



- 1 Remblais
- 2 Sols compressibles
- 3 Argiles fermes
- 4 Substitution
- 5 Tourbes
- 6 Enrochements

TALREN 4 v2.0.3



09 GEO 7276 / Stabilité des digues d'encloture

Stabilité après substitution des sols compressibles indifférenciés.

C:\Documents and Settings\Manu\Mes documents\Diguesdencloture traitées4.prj

Etude réalisée par :
GEOMAT ANTILLES

Imprimée le : 01/04/09 à 18:53:07

Numéro d'affaire : 09 GEO 7276

Titre du calcul : Stabilité des digues d'encloture

Lieu : JARRY - Banc Provençal

Commentaires : Stabilité après substitution de l'ensemble des sols compressibles.
Calcul statique.

Système d'unités : kN,kPa,kN/m3

γw : 10.0

Couches de sols

	Nom	γ	φ	c	Δc	qs clous	pl	KsB
1	Remblais	20.00	35.00	0.00	0.00	-	-	-
2	Sols compressibles	12.00	0.01	14.00	1.00	-	-	-
3	Argiles fermes	17.00	0.01	50.00	2.00	-	-	-
4	Substitution	16.00	30.00	0.00	0.00	-	-	-
5	Tourbes	8.00	0.01	9.00	0.00	-	-	-
6	Enrochements	24.00	50.00	100.00	0.00	-	-	-

Points

	X	Y		X	Y		X	Y		X	Y		X	Y		X	Y		X	Y
1	0.00	-12.00	2	11.00	-12.00	3	24.00	-3.50	4	27.00	-3.50	5	40.00	-12.00	6	75.00	-12.00	7	0.00	-14.50
8	75.00	-14.50	9	13.50	-12.00	10	24.00	-5.00	11	27.00	-5.00	12	38.00	-12.00	13	0.00	-26.00	14	75.00	-26.00
15	6.00	-12.00	16	9.50	-14.50	17	49.00	-16.00	18	66.00	-12.00	19	0.00	-16.00	20	42.00	-16.00	21	55.00	-12.00
22	11.50	-16.00	23	43.50	-16.00	24	51.50	-14.50	25	75.00	-16.00									

Segments

	Point 1	Point 2																		
1	1	15	2	2	3	3	3	4	4	4	5	5	5	21	6	2	9	7	9	10
8	10	11	9	11	12	10	9	12	11	7	16	12	13	14	13	15	2	14	15	16
15	18	6	16	19	22	17	21	18	18	12	23	19	20	23	20	22	20	21	16	22
22	17	24	23	23	17	24	24	8	25	24	21	26	17	25						

Données de la phase : Phase (1)

Enveloppe du talus

	Segment		Segment		Segment
1	1	2	13	3	2
4	3	5	4	6	5
7	17	8	15		

Segments de la phase

	Point 1	Point 2	Sol sous-jacent			Point 1	Point 2	Sol sous-jacent			Point 1	Point 2	Sol sous-jacent	
1	1	15	2	2	2	2	3	6	3	3	3	4	6	6
4	4	5	6	5	5	5	21	6	6	2	2	9	4	4
7	9	10	1	8	10	11		1	9	11	12		1	
10	9	12	4	11	7	16		5	12	13	14		0	
13	15	2	4	14	15	16		2	15	18	6		2	
16	19	22	3	17	21	18		2	18	12	23		4	
19	20	23	3	20	22	20		3	21	16	22		5	
22	17	24	5	23	23	17		3	24	24	8		5	
25	24	21	2	26	17	25		3						

Conditions hydrauliques : Nappe phréatique

Toit de la nappe

	X	Y		X	Y
1	0.00	-6.50	2	75.00	-6.50

Données de la situation : Situation (1)

Méthode de calcul pour cette situation : Bishop

Pondérations pour cette situation : Coefficients 1

Détail des coefficients partiels

	Nom	Coefficients		Nom	Coefficients		Nom	Coefficients		Nom	Coefficients		Nom	Coefficients
	Γ_{min}	1.00		Γ_{sl}	1.00		Γ_{sl}	1.00		Γ_{phi}	1.00		$\Gamma_{c'}$	1.00
	Γ_{cu}	1.00		Γ_Q	1.00		$\Gamma_{qscl\ ab}$	1.00		$\Gamma_{qscl\ es}$	1.00		$\Gamma_{qsti\ ab}$	1.00
	$\Gamma_{qsti\ es}$	1.00		Γ_{qsba}	1.00		Γ_{pl}	1.00		Γ_{aclo}	1.00		Γ_{atir}	1.00
	Γ_{aban}	1.00		Γ_{bu}	1.00		Γ_{s3}	1.00						

Type de surfaces de rupture : Surfaces circulaires

Type de recherche : Automatique

Nombre de découpages : 10

Incrément sur le rayon : 1.00 m

Abscisse émergence limite : 40.00

Type de recherche : Point de passage imposé

Point de passage imposé : en X= 40.00 en Y= -12.00

Nombre de tranches : 100

<HTML>Conditions de passage
dans certains sols</HTML> : Oui

Passage imposé dans Tourbes

et

Passage imposé dans Tourbes

Résultats

Coefficient de sécurité minimal : **Fmin= 1.51**

Coordonnées du centre critique et rayon du cercle critique : X= 46.90 Y= 9.06 R= 25.15 m



Sol n°	1	2	3	4	5	6
γ (kN/m ³)	20.00	12.00	17.00	16.00	8.00	24.00
ϕ (°)	35.00	0.01	0.01	30.00	0.01	50.00
c(kPa)	0.00	14.00	50.00	0.00	9.00	100.00
Δc (kPa/m)	0.00	1.00	2.00	0.00	0.00	0.00

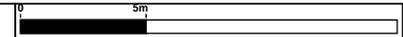
Phase : Phase (1) / Situation : Situation (1)

Méthode de calcul : Bishop

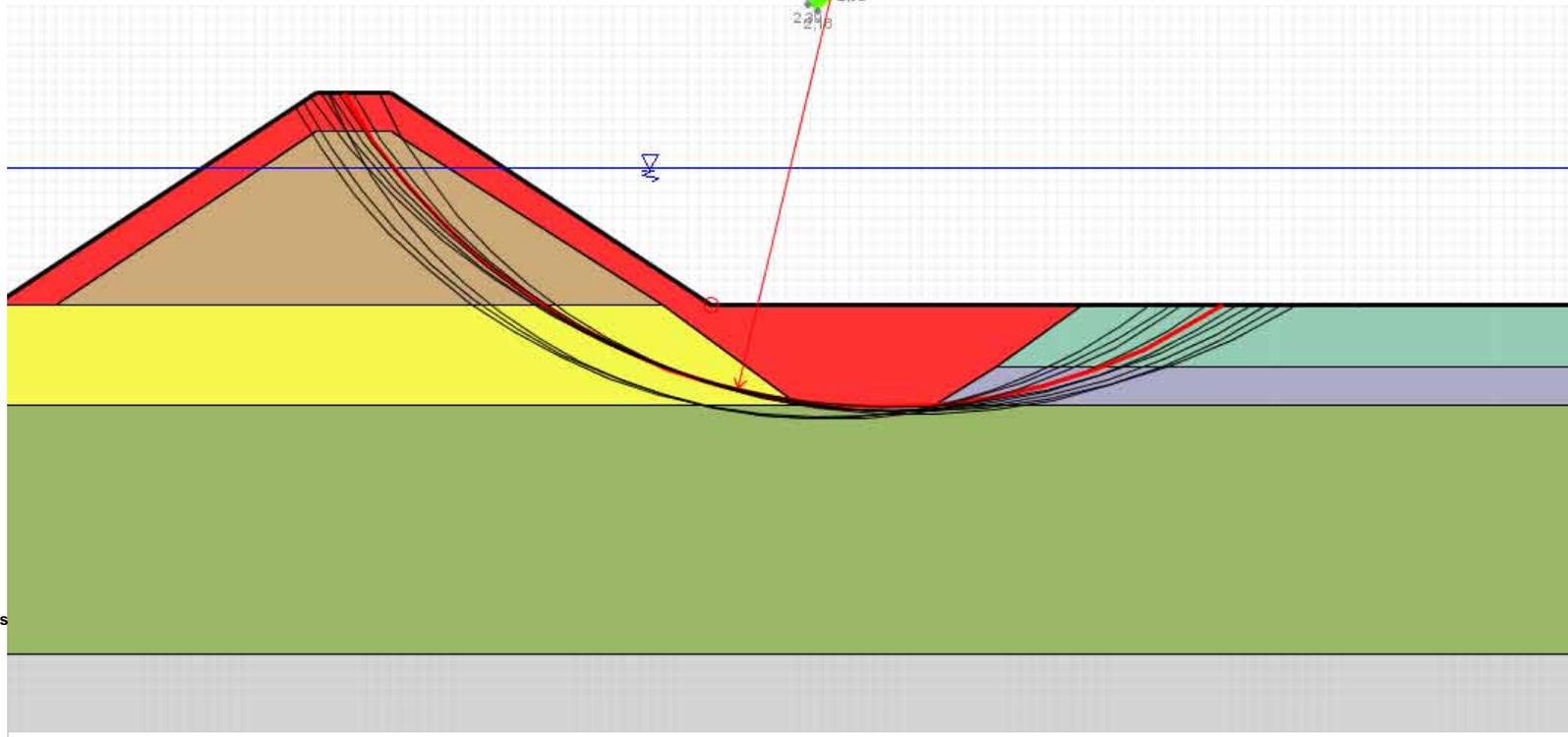
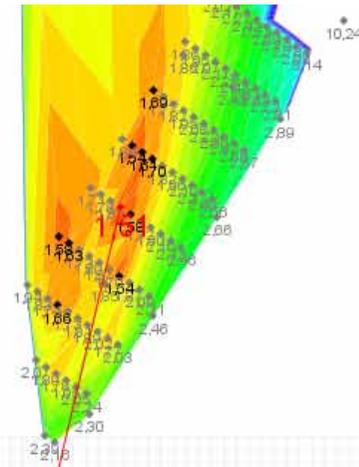
Système d'unités : kN,kPa,kN/m³

Pondérations : Coefficients 1

Echelle:300



F_{min} = 1.51



- 1 Remblais
- 2 Sols compressibles
- 3 Argiles fermes
- 4 Substitution
- 5 Tourbes
- 6 Enrochements

TALREN 4 v2.0.3



09 GEO 7276 / Stabilité des digues d'encloture

Stabilité après substitution de l'ensemble des sols compressibles.

C:\Documents and Settings\Manu\Mes documents\Diguesdencloture traitées6.prj

Etude réalisée par :
GEOMAT ANTILLES

Imprimée le : 01/04/09 à 19:14:50

Numéro d'affaire : 09 GEO 7276

Titre du calcul : Stabilité des digues d'encloture

Lieu : JARRY - Banc Provençal

Commentaires : Stabilité avec terre-pleins.
Calcul statique.

Système d'unités : kN,kPa,kN/m3

γw : 10.0

Couches de sols

	Nom	γ	φ	c	Δc	qs clous	pl	KsB
1	Remblais	20.00	35.00	0.00	0.00	-	-	-
2	Sols compressibles	12.00	0.01	14.00	1.00	-	-	-
3	Argiles fermes	17.00	0.01	50.00	2.00	-	-	-
4	Substitution	16.00	30.00	0.00	0.00	-	-	-
5	Tourbes	8.00	0.01	9.00	0.00	-	-	-
6	Enrochements	24.00	50.00	100.00	0.00	-	-	-

Points

	X	Y		X	Y		X	Y		X	Y		X	Y		X	Y		X	Y
1	0.00	-12.00	2	11.00	-12.00	3	24.00	-3.50	4	27.00	-3.50	5	40.00	-12.00	6	75.00	-12.00	7	0.00	-14.50
8	75.00	-14.50	9	13.50	-12.00	10	24.00	-5.00	11	27.00	-5.00	12	38.00	-12.00	13	75.00	-16.00	14	0.00	-26.00
15	75.00	-26.00	16	6.00	-12.00	17	49.50	-14.50	18	62.50	-12.00	19	0.00	-16.00	20	43.00	-16.00	21	48.00	-16.00
22	52.00	-12.00	23	11.50	-16.00	24	58.50	-16.00	25	0.00	-3.50	26	0.00	-6.50	27	19.50	-6.50	28	8.00	-16.00
29	10.00	-14.50	30	4.00	-16.00	31	2.50	-14.50												

Segments

	Point 1	Point 2																		
1	1	16	2	2	27	3	3	4	4	4	5	5	5	22	6	9	10	7	10	11
8	11	12	9	9	12	10	7	31	11	14	15	12	17	8	13	18	6	14	19	30
15	22	18	16	12	20	17	20	21	18	21	17	19	23	20	20	24	13	21	21	24
22	17	22	23	25	3	24	27	3	25	26	27	26	28	23	27	9	29	28	29	28
29	30	28	30	30	31	31	31	1	32	16	2									

Données de la phase : Phase (1)

Enveloppe du talus

	Segment		Segment		Segment
1	23	2	3	3	4
4	5	5	15	6	13

Segments de la phase

	Point 1	Point 2	Sol sous-jacent			Point 1	Point 2	Sol sous-jacent			Point 1	Point 2	Sol sous-jacent		
1	1	16	6	2	2	2	27	6	3	3	3	4	6	6	6
4	4	5	6	5	5	5	22	6	6	9	10	1	1	1	1
7	10	11	1	8	11	11	12	1	9	9	12	4	4	4	4
10	7	31	5	11	14	14	15	0	12	17	8	5	5	5	5
13	18	6	2	14	19	19	30	3	15	22	18	2	2	2	2
16	12	20	4	17	20	20	21	3	18	21	17	5	5	5	5
19	23	20	3	20	24	24	13	3	21	21	24	3	3	3	3
22	17	22	2	23	25	25	3	1	24	27	3	6	6	6	6
25	26	27	4	26	28	28	23	3	27	9	29	4	4	4	4
28	29	28	4	29	30	30	28	3	30	30	31	5	5	5	5
31	31	1	2	32	16	16	2	6							

Conditions hydrauliques : Nappe phréatique

Toit de la nappe

	X	Y		X	Y
1	0.00	-6.50	2	75.00	-6.50

Données de la situation : Situation (1)

Méthode de calcul pour cette situation : Bishop

Pondérations pour cette situation : Coefficients 1

Détail des coefficients partiels

	Nom	Coefficients		Nom	Coefficients		Nom	Coefficients		Nom	Coefficients		Nom	Coefficients
	Γ_{min}	1.00		Γ_{sl}	1.00		Γ'_{sl}	1.00		Γ_{phi}	1.00		$\Gamma_{c'}$	1.00
	Γ_{cu}	1.00		Γ_Q	1.00		$\Gamma_{qscl\ ab}$	1.00		$\Gamma_{qscl\ es}$	1.00		$\Gamma_{qsti\ ab}$	1.00
	$\Gamma_{qsti\ es}$	1.00		Γ_{qsba}	1.00		Γ_{pl}	1.00		$\Gamma_{a clo}$	1.00		Γ_{atir}	1.00
	Γ_{aban}	1.00		Γ_{bu}	1.00		Γ_{s3}	1.00						

Type de surfaces de rupture : Surfaces circulaires

Type de recherche : Automatique

Nombre de découpages : 10

Incrément sur le rayon : 1.00 m

Abscisse émergence limite : 40.00

Type de recherche : Point de passage imposé

Point de passage imposé : en X= 40.00 en Y= -12.00

Nombre de tranches : 100

<HTML>Conditions de passage
 dans certains sols</HTML> : Oui

Passage imposé dans Tourbes

et

Passage imposé dans Argiles fermes

Résultats

Coefficient de sécurité minimal : **Fmin= 1.47**

Coordonnées du centre critique et rayon du cercle critique : X= 44.00 Y= 5.48 R= 21.92 m

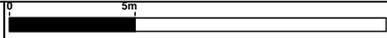
Sol n°	1	2	3	4	5	6
γ (kN/m ³)	20.00	12.00	17.00	16.00	8.00	24.00
φ (°)	35.00	0.01	0.01	30.00	0.01	50.00
c(kPa)	0.00	14.00	50.00	0.00	9.00	100.00
Δc (kPa/m)	0.00	1.00	2.00	0.00	0.00	0.00

Phase : Phase (1) / Situation : Situation (1)

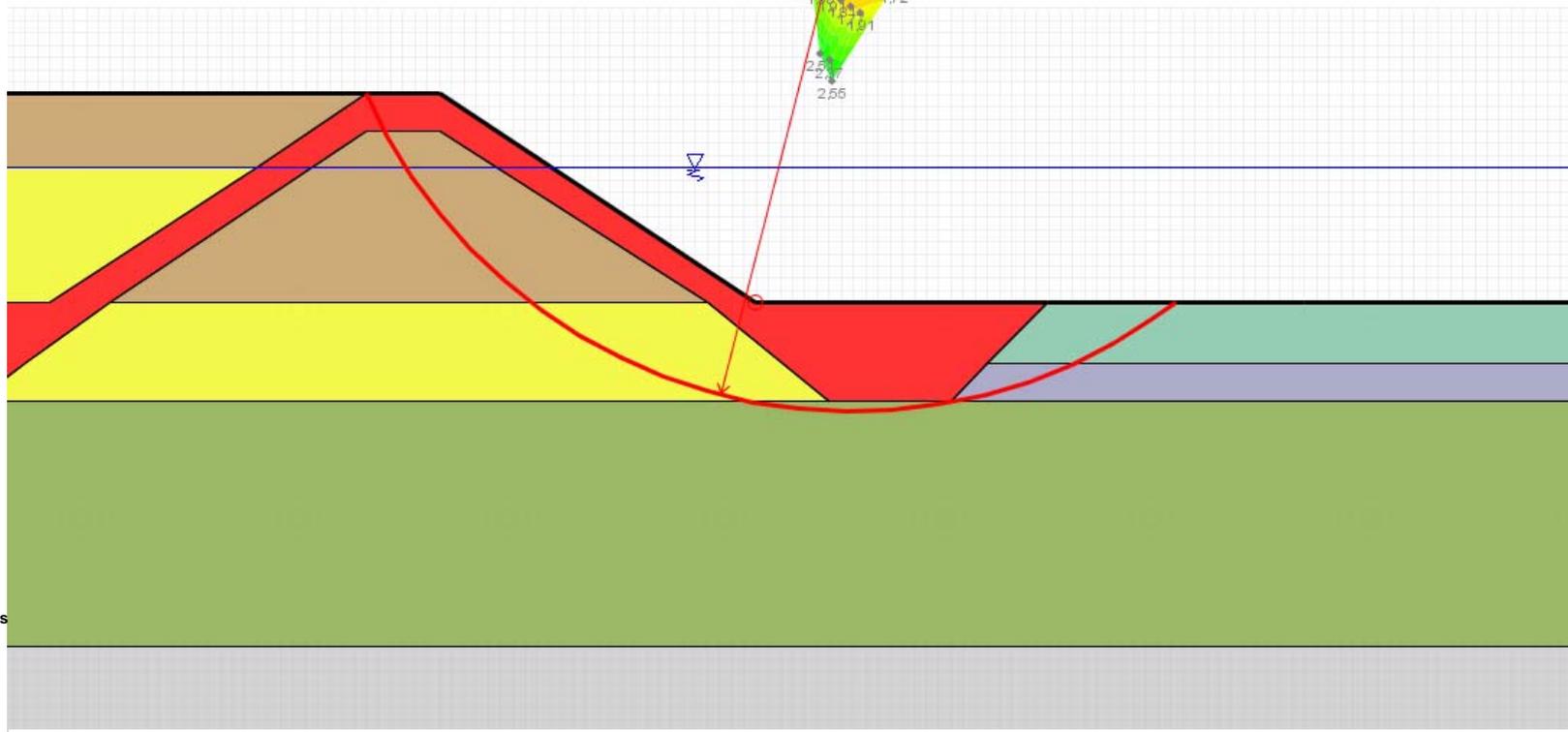
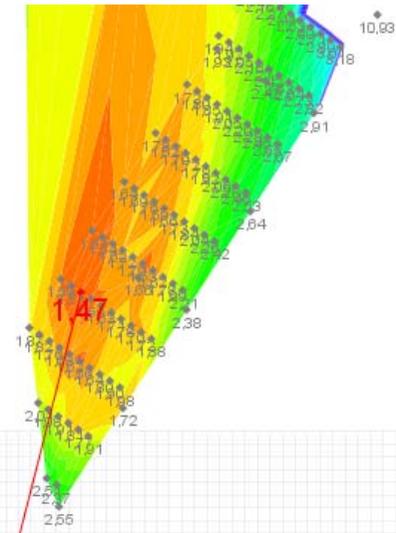
Méthode de calcul : Bishop

Système d'unités : kN,kPa,kN/m³

Pondérations : Coefficients 1

Echelle:300 

F_{min} = 1.47



- 1 Remblais
- 2 Sols compressibles
- 3 Argiles fermes
- 4 Substitution
- 5 Tourbes
- 6 Enrochements

TALREN 4 v2.0.3



09 GEO 7276 / Stabilité des digues d'encloture

Stabilité avec terre-pleins.

Calcul statique.

C:\Documents and Settings\Manu\Mes documents\Diguesdencloture traitées5.prj

Etude réalisée par :
GEOMAT ANTILLES

Imprimée le : 01/04/09 à 19:06:38

ANNEXE E₃ :

Stabilité avec traitement – cas particulier du SP3

Numéro d'affaire : 09 GEO 7276

Titre du calcul : Stabilité des digues d'enclôture - SP3

Lieu : JARRY - Banc Provençal

Commentaires : Stabilité en l'état (sans traitement)
Calcul statique

Système d'unités : kN,kPa,kN/m3

γw : 10.0

Couches de sols

	Nom	γ	φ	c	Δc	qs clous	pl	KsB
1	Remblai	20.00	35.00	0.00	0.00	-	-	-
2	Sols compressibles	12.00	0.01	14.00	1.00	-	-	-
3	Argiles fermes	17.00	0.01	50.00	2.00	-	-	-
4	Enrochement	22.00	50.00	100.00	0.00	-	-	-
5	Substitution	16.00	30.00	0.00	0.00	-	-	-

Points

	X	Y		X	Y		X	Y		X	Y		X	Y		X	Y		X	Y
1	0.00	-20.00	2	100.00	-20.00	3	0.00	-31.00	4	100.00	-31.00	5	20.00	-20.00	6	35.75	-9.50	7	38.75	-9.50
8	54.50	-20.00	9	22.00	-20.00	10	36.00	-11.00	11	38.50	-11.00	12	52.50	-20.00						

Segments

	Point 1	Point 2		Point 1	Point 2		Point 1	Point 2		Point 1	Point 2		Point 1	Point 2		Point 1	Point 2		Point 1	Point 2
1	1	5	2	3	4	3	5	9	4	5	6	5	6	7	6	8	2	7	7	8
8	9	12	9	9	10	10	10	11	11	12	8	12	11	12						

Données de la phase : Phase (1)

Enveloppe du talus

	Segment		Segment		Segment
1	1	2	4	3	5
4	7	5	6		

Segments de la phase

	Point 1	Point 2	Sol sous-jacent		Point 1	Point 2	Sol sous-jacent		Point 1	Point 2	Sol sous-jacent
1	1	5	2	2	3	4	0	3	5	9	2
4	5	6	4	5	6	7	4	6	8	2	2
7	7	8	4	8	9	12	2	9	9	10	1
10	10	11	1	11	12	8	2	12	11	12	1

Conditions hydrauliques : Nappe phréatique

Toit de la nappe

	X	Y		X	Y
1	0.00	-12.50	2	100.00	-12.50

Données de la situation : Situation (1)

Méthode de calcul pour cette situation : Bishop

Pondérations pour cette situation : Coefficients 1

Détail des coefficients partiels

	Nom	Coefficients		Nom	Coefficients		Nom	Coefficients		Nom	Coefficients		Nom	Coefficients
	Γ_{min}	1.00		Γ_{sl}	1.00		Γ'_{sl}	1.00		Γ_{phi}	1.00		$\Gamma'_{c'}$	1.00
	Γ_{cu}	1.00		Γ_Q	1.00		$\Gamma_{qscl\ ab}$	1.00		$\Gamma_{qscl\ es}$	1.00		$\Gamma_{qsti\ ab}$	1.00
	$\Gamma_{qsti\ es}$	1.00		Γ_{qsba}	1.00		Γ_{pl}	1.00		Γ_{aclo}	1.00		Γ_{atir}	1.00
	Γ_{aban}	1.00		Γ_{bu}	1.00		Γ_{s3}	1.00						

Type de surfaces de rupture : Surfaces circulaires

Type de recherche : Automatique

Nombre de découpages : 10

Incrément sur le rayon : 1.00 m

Abscisse émergence limite : 60.00

Type de recherche : Point de passage imposé

Point de passage imposé : en X= 54.50 en Y= -20.00

Nombre de tranches : 100

<HTML>Conditions de passage
dans certains sols</HTML> : Oui

Passage imposé dans Sols compressibles

et

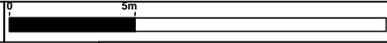
Passage imposé dans Remblai

Résultats

Coefficient de sécurité minimal : **Fmin= 0.51**

Coordonnées du centre critique et rayon du cercle critique : X= 48.23 Y= -9.46 R= 16.26 m

Sol n°	1	2	3
γ (kN/m ³)	20.00	12.00	22.00
φ (°)	35.00	0.01	50.00
c(kPa)	0.00	14.00	100.00
Δc (kPa/m)	0.00	1.00	0.00

Echelle:300 

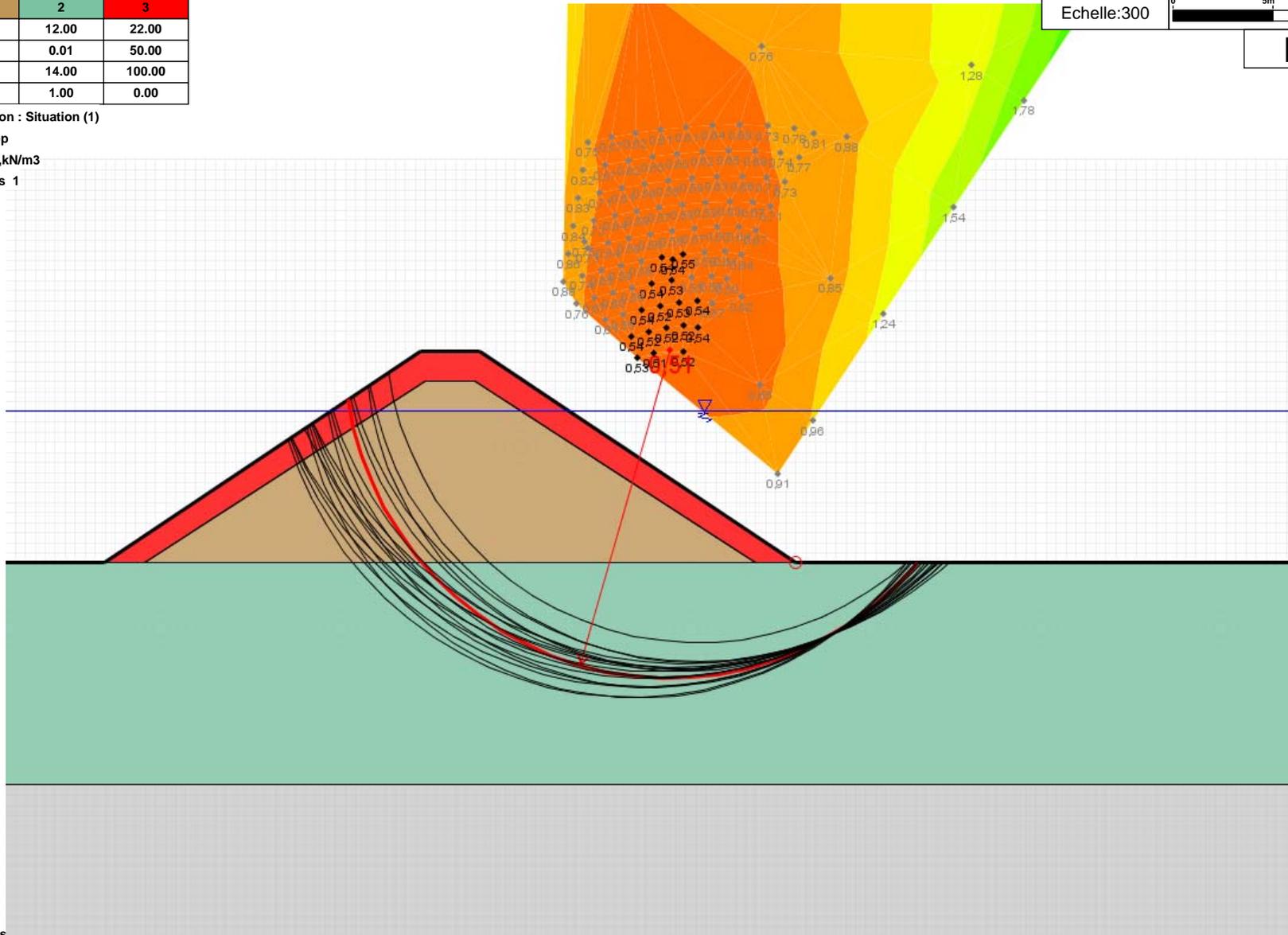
F_{min} = 0.51

Phase : Phase (1) / Situation : Situation (1)

Méthode de calcul : Bishop

Système d'unités : kN,kPa,kN/m³

Pondérations : Coefficients 1



- 1 Remblai
- 2 Sols compressibles
- 4 Enrochement

TALREN 4 v2.0.3



09 GEO 7276 / Stabilité des digues d'enclosure - SP3

Stabilité en l'état (sans traitement)

Calcul statique

C:\Documents and Settings\Manu\Mes documents\diguesdencloturesp3.prj

Etude réalisée par :
GEOMAT ANTILLES

Imprimée le : 27/03/09 à 17:03:18

Numéro d'affaire : 09 GEO 7276

Titre du calcul : Stabilité des digues d'enclôture - SP3

Lieu : JARRY - Banc Provençal

Commentaires : Stabilité en l'état (sans traitement)
Calcul statique

Système d'unités : kN,kPa,kN/m3

γw : 10.0

Couches de sols

	Nom	γ	φ	c	Δc	qs clous	pl	KsB
1	Remblai	20.00	35.00	0.00	0.00	-	-	-
2	Sols compressibles	12.00	0.01	14.00	1.00	-	-	-
3	Argiles fermes	17.00	0.01	50.00	2.00	-	-	-
4	Enrochement	22.00	50.00	100.00	0.00	-	-	-
5	Substitution	16.00	30.00	0.00	0.00	-	-	-

Points

	X	Y		X	Y		X	Y		X	Y		X	Y		X	Y		X	Y
1	0.00	-20.00	2	100.00	-20.00	3	0.00	-31.00	4	100.00	-31.00	5	20.00	-20.00	6	35.75	-9.50	7	38.75	-9.50
8	54.50	-20.00	9	22.00	-20.00	10	36.00	-11.00	11	38.50	-11.00	12	52.00	-20.00	13	4.00	-20.00	14	14.00	-31.00
15	62.50	-31.00	16	69.50	-20.00	17	62.00	-28.50	18	13.50	-28.50	19	63.50	-28.50	20	70.50	-20.00			

Segments

	Point 1	Point 2																		
1	1	13	2	3	14	3	5	9	4	5	6	5	6	7	6	8	16	7	7	8
8	9	12	9	9	10	10	10	11	11	11	12	12	13	5	13	15	4	14	16	20
15	12	17	16	14	15	17	13	18	18	18	17	19	20	2	20	19	20	21	17	19

Données de la phase : Phase (1)

Enveloppe du talus

	Segment		Segment		Segment
1	1	2	12	3	4
4	5	5	7	6	6
7	14	8	19		

Segments de la phase

	Point 1	Point 2	Sol sous-jacent		Point 1	Point 2	Sol sous-jacent		Point 1	Point 2	Sol sous-jacent
1	1	13	2	2	3	14	0	3	5	9	5
4	5	6	4	5	6	7	4	6	8	16	4
7	7	8	4	8	9	12	5	9	9	10	1
10	10	11	1	11	11	12	1	12	13	5	5
13	15	4	0	14	16	20	4	15	12	17	5
16	14	15	0	17	13	18	2	18	18	17	2
19	20	2	2	20	19	20	2	21	17	19	2

Conditions hydrauliques : Nappe phréatique

Toit de la nappe

	X	Y		X	Y
1	0.00	-12.50	2	100.00	-12.50

Données de la situation : Situation (1)

Méthode de calcul pour cette situation : Bishop

Pondérations pour cette situation : Coefficients 1

Détail des coefficients partiels

	Nom	Coefficients		Nom	Coefficients		Nom	Coefficients		Nom	Coefficients		Nom	Coefficients
	Γ_{min}	1.00		Γ_{sl}	1.00		Γ'_{sl}	1.00		Γ_{phi}	1.00		Γ_c	1.00
	Γ_{cu}	1.00		Γ_Q	1.00		$\Gamma_{qscl\ ab}$	1.00		$\Gamma_{qscl\ es}$	1.00		$\Gamma_{qsti\ ab}$	1.00
	$\Gamma_{qsti\ es}$	1.00		Γ_{qsba}	1.00		Γ_{pl}	1.00		$\Gamma_{a clo}$	1.00		Γ_{atir}	1.00
	Γ_{aban}	1.00		Γ_{bu}	1.00		Γ_{s3}	1.00						

Type de surfaces de rupture : Surfaces circulaires

Type de recherche : Automatique

Nombre de découpages : 10

Incrément sur le rayon : 1.00 m

Abscisse émergence limite : 60.00

Type de recherche : Point de passage imposé

Point de passage imposé : en X= 54.50 en Y= -20.00

Nombre de tranches : 100

<HTML>Conditions de passage
 dans certains sols</HTML> : Oui

Passage imposé dans Sols compressibles
et
Passage imposé dans Remblai

Résultats

Coefficient de sécurité minimal : **Fmin= 1.52**

Coordonnées du centre critique et rayon du cercle critique : X= 65.83 Y= 13.54 R= 39.40 m

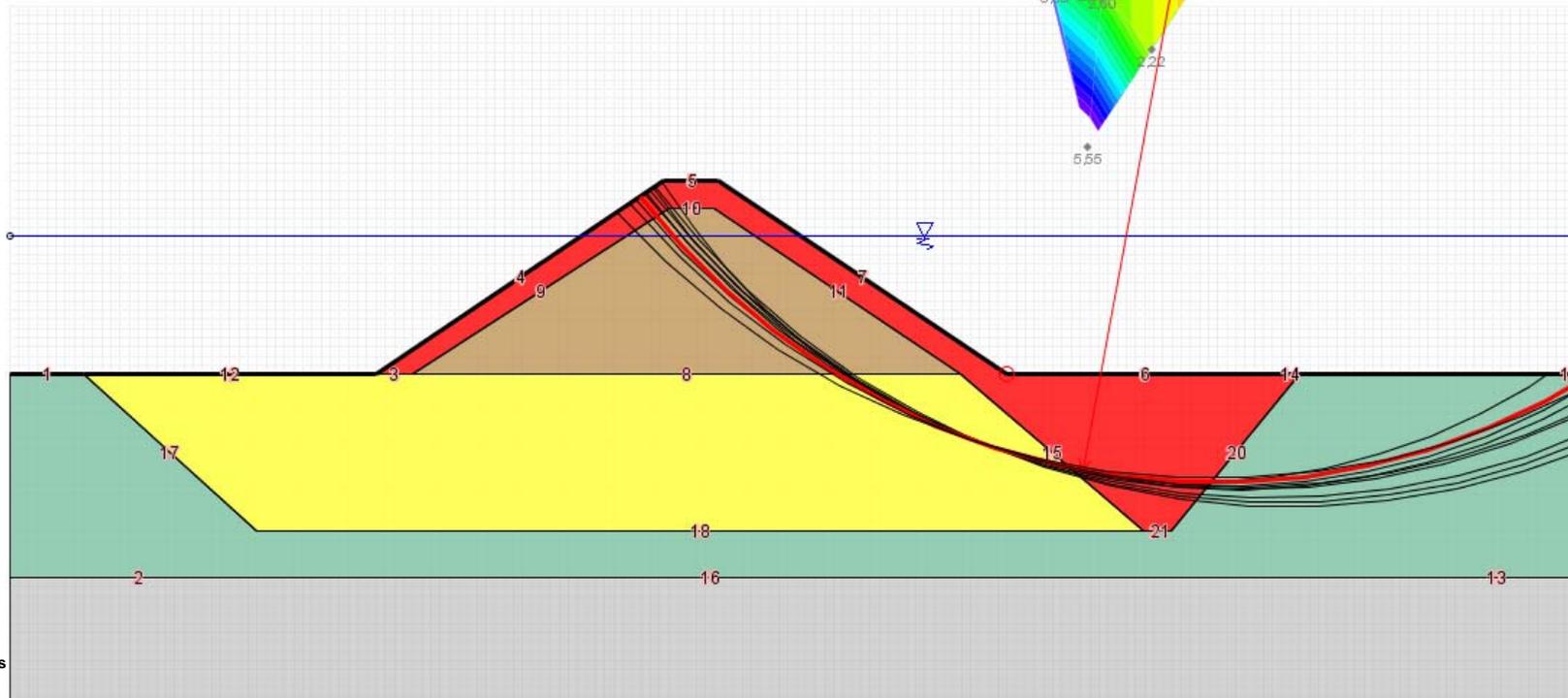
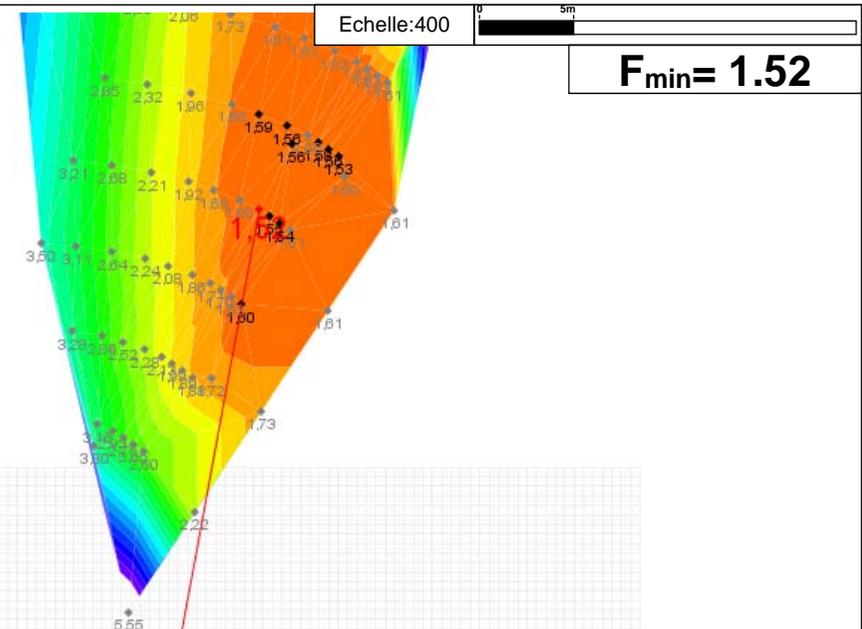
Sol n°	1	2	3	4
γ (kN/m ³)	20.00	12.00	22.00	16.00
φ (°)	35.00	0.01	50.00	30.00
c(kPa)	0.00	14.00	100.00	0.00
Δc (kPa/m)	0.00	1.00	0.00	0.00

Phase : Phase (1) / Situation : Situation (1)

Méthode de calcul : Bishop

Système d'unités : kN,kPa,kN/m³

Pondérations : Coefficients 1



- 1 Remblai
- 2 Sols compressibles
- 4 Enrochement
- 5 Substitution

TALREN 4 v2.0.3



09 GEO 7276 / Stabilité des digues d'enclosure - SP3

Stabilité en l'état (sans traitement)

Calcul statique

C:\Documents and Settings\Manu\Mes documents\diguesdencloturesp3.prj

Etude réalisée par :
GEOMAT ANTILLES

Imprimée le : 27/03/09 à 17:23:46

Numéro d'affaire : 09 GEO 7276

Titre du calcul : Stabilité des digues d'enclôture - SP3

Lieu : JARRY - Banc Provençal

Commentaires : Stabilité avec terre-pleins
Calcul statique

Système d'unités : kN,kPa,kN/m3

γw : 10.0

Couches de sols

	Nom	γ	φ	c	Δc	qs clous	pl	KsB
1	Remblai	20.00	35.00	0.00	0.00	-	-	-
2	Sols compressibles	12.00	0.01	14.00	1.00	-	-	-
3	Argiles fermes	17.00	0.01	50.00	2.00	-	-	-
4	Enrochement	22.00	50.00	100.00	0.00	-	-	-
5	Substitution	16.00	30.00	0.00	0.00	-	-	-

Points

	X	Y		X	Y		X	Y		X	Y		X	Y		X	Y		X	Y
1	0.00	-20.00	2	100.00	-20.00	3	0.00	-31.00	4	100.00	-31.00	5	20.00	-20.00	6	35.75	-9.50	7	38.75	-9.50
8	54.50	-20.00	9	22.00	-20.00	10	36.00	-11.00	11	38.50	-11.00	12	52.00	-20.00	13	4.00	-20.00	14	14.00	-31.00
15	62.50	-31.00	16	69.50	-20.00	17	62.00	-28.50	18	10.00	-28.50	19	63.00	-28.50	20	70.50	-20.00	21	0.00	-9.50
22	0.00	-12.50	23	31.50	-12.50	24	11.00	-28.50												

Segments

	Point 1	Point 2																		
1	1	13	2	3	14	3	5	23	4	6	7	5	8	16	6	7	8	7	9	12
8	9	10	9	10	11	10	11	12	11	13	5	12	15	4	13	16	20	14	12	17
15	14	15	16	13	18	17	18	24	18	20	2	19	19	20	20	17	19	21	6	21
22	22	23	23	23	6	24	24	17	25	9	24									

Données de la phase : Phase (1)

Enveloppe du talus

	Segment		Segment		Segment
1	21	2	4	3	6
4	5	5	13	6	18

Segments de la phase

	Point 1	Point 2	Sol sous-jacent		Point 1	Point 2	Sol sous-jacent		Point 1	Point 2	Sol sous-jacent
1	1	13	2	2	3	14	0	3	5	23	4
4	6	7	4	5	8	16	4	6	7	8	4
7	9	12	5	8	9	10	1	9	10	11	1
10	11	12	1	11	13	5	4	12	15	4	0
13	16	20	4	14	12	17	5	15	14	15	0
16	13	18	2	17	18	24	2	18	20	2	2
19	19	20	2	20	17	19	2	21	6	21	1
22	22	23	5	23	23	6	4	24	24	17	2
25	9	24		5							

Conditions hydrauliques : Nappe phréatique

Toit de la nappe

	X	Y		X	Y
1	0.00	-12.50	2	100.00	-12.50

Données de la situation : Situation (1)

Méthode de calcul pour cette situation : Bishop

Pondérations pour cette situation : Coefficients 1

Détail des coefficients partiels

	Nom	Coefficients		Nom	Coefficients		Nom	Coefficients		Nom	Coefficients		Nom	Coefficients
	Γ _{min}	1.00		Γ _{sl}	1.00		Γ _{sl}	1.00		Γ _{phi}	1.00		Γ _c	1.00
	Γ _{cu}	1.00		Γ _Q	1.00		Γ _{qscl ab}	1.00		Γ _{qscl es}	1.00		Γ _{qsti ab}	1.00
	Γ _{qsti es}	1.00		Γ _{qsba}	1.00		Γ _{pl}	1.00		Γ _{aclo}	1.00		Γ _{atir}	1.00
	Γ _{aban}	1.00		Γ _{bu}	1.00		Γ _{s3}	1.00						

Type de surfaces de rupture : Surfaces circulaires

Type de recherche : Automatique

Nombre de découpages : 10

Incrément sur le rayon : 1.00 m

Abscisse émergence limite : 60.00

Type de recherche : Point de passage imposé

Point de passage imposé : en X= 54.50 en Y= -20.00

Nombre de tranches : 100

<HTML>Conditions de passage
 dans certains sols</HTML> : Oui

Passage imposé dans Sols compressibles

et

Passage imposé dans Remblai

Résultats

Coefficient de sécurité minimal : **F_{min} = 1.49**

Coordonnées du centre critique et rayon du cercle critique : X= 67.20 Y= 10.88 R= 37.38 m

Sol n°	1	2	3	4
γ (kN/m ³)	20.00	12.00	22.00	16.00
φ (°)	35.00	0.01	50.00	30.00
c(kPa)	0.00	14.00	100.00	0.00
Δc (kPa/m)	0.00	1.00	0.00	0.00

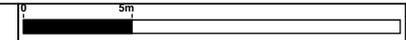
Phase : Phase (1) / Situation : Situation (1)

Méthode de calcul : Bishop

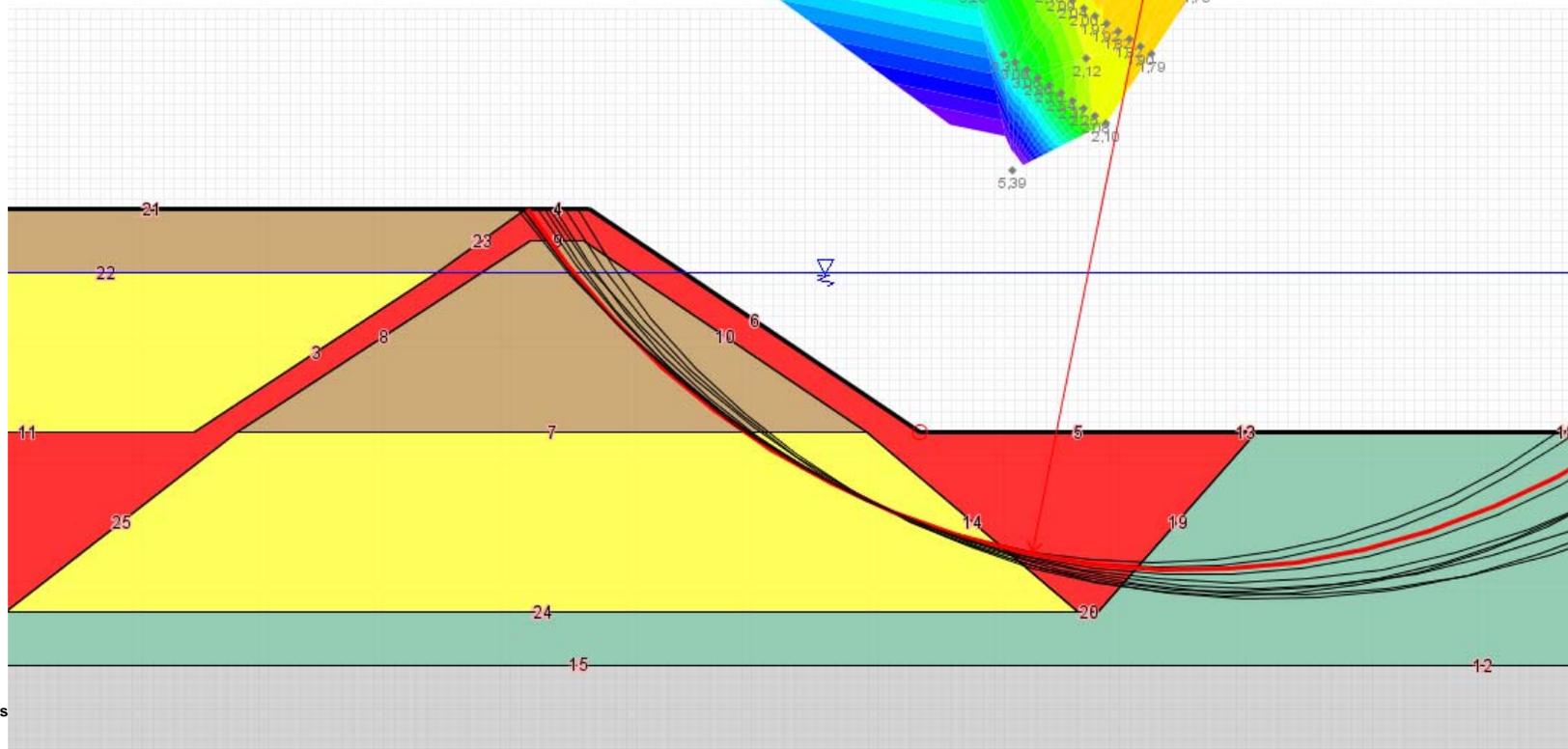
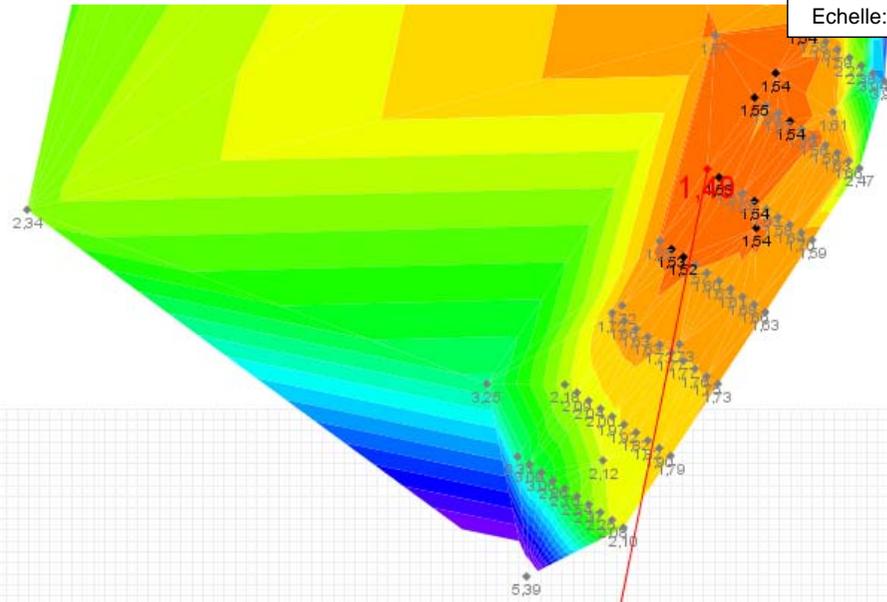
Système d'unités : kN,kPa,kN/m³

Pondérations : Coefficients 1

Echelle:347



F_{min} = 1.49



- 1 Remblai
- 2 Sols compressibles
- 4 Enrochement
- 5 Substitution

TALREN 4 v2.0.3



09 GEO 7276 / Stabilité des digues d'enclosure - SP3

Stabilité avec terre-pleins

Calcul statique

C:\Documents and Settings\Manu\Mes documents\diguesdencloturesp3.prj

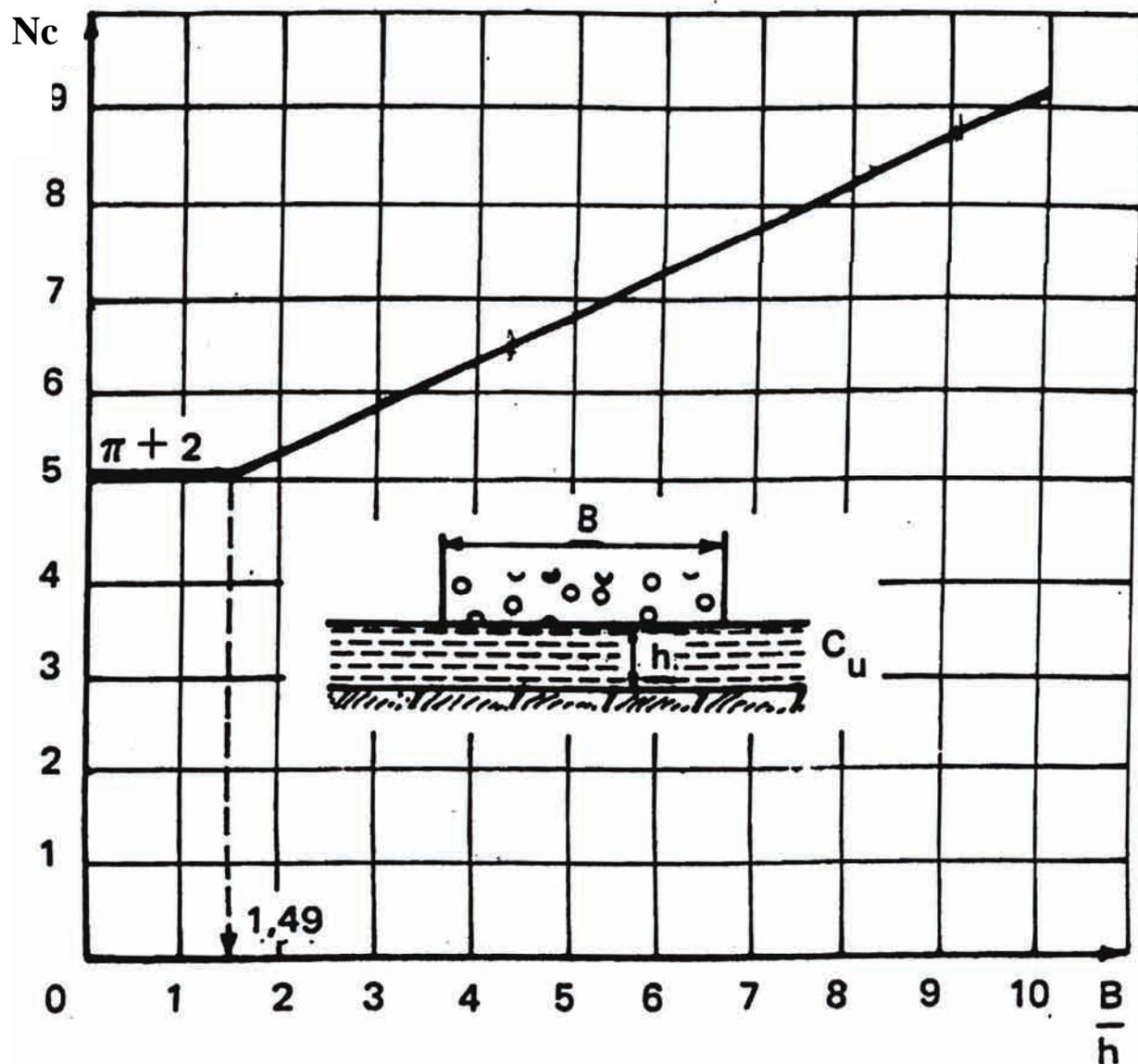
Etude réalisée par :
GEOMAT ANTILLES

Imprimée le : 27/03/09 à 17:56:06

ANNEXE F:

Abaque de Salençon

Abaque de Salençon



ANNEXE G:

Notes de calculs des tassements des terre-pleins

Calcul des tassements sous chargement

Modèle géologique et géotechnique :

Sondage	Hauteur d'eau (en m)	$\Delta\sigma$ (en kPa)
SC1	1.2	59.2

Profondeur (en m/TN)	Couche	Cc	σ'_{v0} ou σ'_p (en kPa)	e ₀	h (en m)	E _M (en MPa)	α
0.00							
	Sols compressibles	0.45	10.34	2.00	3.30	0.40	1.00
3.30							
	Tourbe	3.50	33.80	10.00	1.90	0.40	1.00
5.20							
	Argile d'altération	0.4	80	1.5	7.6	3	0.66
12.8							

Méthode de calcul:

- Oedométrie :

$$\Delta h_p = h \frac{C_c}{1 + e_0} \log \left(1 + \frac{\Delta\sigma}{\sigma'_{v0}} \right) \text{ pour un sol normalement consolidé}$$

$$\Delta h_p = h \frac{C_c}{1 + e_0} \log \left(1 + \frac{\Delta\sigma}{\sigma'_p} \right) \text{ pour un sol surconsolidé}$$

Avec

- h : hauteur de la couche
- C_c : indice de compression
- e₀ : indice des vides
- Δσ : contrainte effective moyenne appliquée au sol de fondation
- σ'_{v0} : contrainte effective verticale du sol
- σ'_p : pression de préconsolidation

- Pressiométrie :

$$\Delta h_p = \alpha \frac{\Delta\sigma h}{E_M}$$

Avec

- α : coefficient rhéologique du sol
- Δσ : contrainte effective moyenne appliquée au sol de fondation
- E_M : module pressiométrique du sol
- h : hauteur de la couche

Présentation des résultats du calcul

	Méthode Oedométrique	Méthode Pressiométrique
<i>W</i> sols compressibles (en m)	0.28	0.49
<i>W</i> tourbe (en m)	0.27	0.28
<i>W</i> argiles surconsolidée (en m)	0.29	0.10
<i>W</i> total (en m)	0.84	0.87

Calcul des tassements sous chargement

Modèle géologique et géotechnique :

Sondage	Hauteur d'eau (en m)	$\Delta\sigma$ (en kPa)
SC2	6.7	92.2

Profondeur (en m/TN)	Couche	C_c	σ'_{v0} ou σ'_p (en kPa)	e_0	h (en m)	E_M (en MPa)	α
0.00							
	Tourbe	3.50	67.51	10.00	0.70	0.40	1.00
0.70							
	Sols compressibles	0.45	72.62	2.00	1.50	0.40	1.00
2.20							
	Argile d'altération	0.4	80	1.5	7.6	3	0.66
9.8							

Méthode de calcul:

- Oedométrie :

$$\Delta h_p = h \frac{C_c}{1 + e_0} \log \left(1 + \frac{\Delta\sigma}{\sigma'_{v0}} \right) \text{ pour un sol normalement consolidé}$$

$$\Delta h_p = h \frac{C_c}{1 + e_0} \log \left(1 + \frac{\Delta\sigma}{\sigma'_p} \right) \text{ pour un sol surconsolidé}$$

Avec

- h : hauteur de la couche
- C_c : indice de compression
- e_0 : indice des vides
- $\Delta\sigma$: contrainte effective moyenne appliquée au sol de fondation
- σ'_{v0} : contrainte effective verticale du sol
- σ'_p : pression de préconsolidation

- Pressiométrie :

$$\Delta h_p = \alpha \frac{\Delta\sigma h}{E_M}$$

Avec

- α : coefficient rhéologique du sol
- $\Delta\sigma$: contrainte effective moyenne appliquée au sol de fondation
- E_M : module pressiométrique du sol
- h : hauteur de la couche

Présentation des résultats du calcul

	Méthode Oedométrique	Méthode Pressiométrique
$W_{\text{sols compressibles}}$ (en m)	0.04	0.16
W_{tourbe} (en m)	0.17	0.35
$W_{\text{argiles surconsolidée}}$ (en m)	0.40	0.15
W_{total} (en m)	0.61	0.66

Calcul des tassements sous chargement

Modèle géologique et géotechnique :

Sondage	Hauteur d'eau (en m)	$\Delta\sigma$ (en kPa)
SC3	7.5	97

Profondeur (en m/TN)	Couche	C _c	σ'_{v0} ou σ'_p (en kPa)	e ₀	h (en m)	E _M (en MPa)	α
0.00							
	Sols compressibles	0.45	79.11	2.00	1.30	0.40	1.00
1.30							
	Tourbe	3.50	84.47	10.00	2.10	0.40	1.00
3.40							
	Argile suconsolidée	0.4	80	1.5	7.6	3	0.66
10.4							

Méthode de calcul:

- Oedométrie :

$$\Delta h_p = h \frac{C_c}{1 + e_0} \log \left(1 + \frac{\Delta\sigma}{\sigma'_{v0}} \right) \text{ pour un sol normalement consolidé}$$

$$\Delta h_p = h \frac{C_c}{1 + e_0} \log \left(1 + \frac{\Delta\sigma}{\sigma'_p} \right) \text{ pour un sol surconsolidé}$$

- Avec
- h : hauteur de la couche
 - C_c : indice de compression
 - e₀ : indice des vides
 - Δσ : contrainte effective moyenne appliquée au sol de fondation
 - σ'v0 : contrainte effective verticale du sol
 - σ'p : pression de préconsolidation

- Pressiométrie :

$$\Delta h_p = \alpha \frac{\Delta\sigma h}{E_M}$$

- Avec
- α : coefficient rhéologique du sol
 - Δσ : contrainte effective moyenne appliquée au sol de fondation
 - E_M : module pressiométrique du sol
 - h : hauteur de la couche

Présentation des résultats du calcul

	Méthode Oedométrique	Méthode Pressiométrique
<i>W</i> sols compressibles (en m)	0.07	0.32
<i>W</i> tourbe (en m)	0.22	0.51
<i>W</i> argiles surconsolidée (en m)	0.39	0.15
<i>W</i> total (en m)	0.68	0.97

Calcul des tassements sous chargement

Modèle géologique et géotechnique :

Sondage	Hauteur d'eau (en m)	$\Delta\sigma$ (en kPa)
SC4	5.5	85

Profondeur (en m/TN)	Couche	C_c	σ'_{v0} ou σ'_p (en kPa)	e_0	h (en m)	E_M (en MPa)	α
0.00							
	Sols compressibles	0.45	62.85	2.00	2.50	0.40	1.00
2.50							
	Tourbes	3.50	71.57	10.00	1.50	0.40	1.00
4.00							
	Argile surconsolidée	0.4	80	1.5	10	3	0.66
14							

Méthode de calcul:

- Oedométrie :

$$\Delta h_p = h \frac{C_c}{1 + e_0} \log \left(1 + \frac{\Delta\sigma}{\sigma'_{v0}} \right) \text{ pour un sol normalement consolidé}$$

$$\Delta h_p = h \frac{C_c}{1 + e_0} \log \left(1 + \frac{\Delta\sigma}{\sigma'_p} \right) \text{ pour un sol surconsolidé}$$

- Avec
- h : hauteur de la couche
 - C_c : indice de compression
 - e_0 : indice des vides
 - $\Delta\sigma$: contrainte effective moyenne appliquée au sol de fondation
 - σ'_{v0} : contrainte effective verticale du sol
 - σ'_p : pression de préconsolidation

- Pressiométrie :

$$\Delta h_p = \alpha \frac{\Delta\sigma h}{E_M}$$

- Avec
- α : coefficient rhéologique du sol
 - $\Delta\sigma$: contrainte effective moyenne appliquée au sol de fondation
 - E_M : module pressiométrique du sol
 - h : hauteur de la couche

Présentation des résultats du calcul

	Méthode Oedométrique	Méthode Pressiométrique
<i>W</i> sols compressibles (en m)	0.14	0.53
<i>W</i> tourbe (en m)	0.16	0.32
<i>W</i> argiles surconsolidée (en m)	0.50	0.19
<i>W</i> total (en m)	0.80	1.04

Calcul des tassements sous chargement

Modèle géologique et géotechnique :

Sondage	Hauteur d'eau (en m)	$\Delta\sigma$ (en kPa)
SP1	3	70

Profondeur (en m/TN)	Couche	Cc	σ'_{v0} ou σ'_p (en kPa)	e ₀	h (en m)	E _M (en MPa)	α
0.00							
	Sols compressibles	0.45	36.29	2.00	2.00	6.70	1.00
2.00							
	Argile surconsolidée	0.40	80.00	1.50	10.00	6.86	0.66
12.00							

Méthode de calcul:

- Oedométrie :

$$\Delta h_p = h \frac{C_c}{1 + e_0} \log \left(1 + \frac{\Delta\sigma}{\sigma'_{v0}} \right) \text{ pour un sol normalement consolidé}$$

$$\Delta h_p = h \frac{C_c}{1 + e_0} \log \left(1 + \frac{\Delta\sigma}{\sigma'_p} \right) \text{ pour un sol surconsolidé}$$

Avec

- h : hauteur de la couche
- C_c : indice de compression
- e₀ : indice des vides
- Δσ : contrainte effective moyenne appliquée au sol de fondation
- σ'_{v0} : contrainte effective verticale du sol
- σ'_p : pression de préconsolidation

- Pressiométrie :

$$\Delta h_p = \alpha \frac{\Delta\sigma h}{E_M}$$

Avec

- α : coefficient rhéologique du sol
- Δσ : contrainte effective moyenne appliquée au sol de fondation
- E_M : module pressiométrique du sol
- h : hauteur de la couche

Présentation des résultats du calcul

	Méthode Oedométrique	Méthode Pressiométrique
<i>W</i> sols compressibles (en m)	0.14	0.02
<i>W</i> tourbe (en m)	0.00	0.00
<i>W</i> argiles surconsolidée (en m)	0.44	0.07
<i>W</i> total (en m)	0.58	0.09

Calcul des tassements sous chargement

Modèle géologique et géotechnique :

Sondage	Hauteur d'eau (en m)	$\Delta\sigma$ (en kPa)
SP2	4	76

Profondeur (en m/TN)	Couche	Cc	σ'_{v0} ou σ'_p (en kPa)	e ₀	h (en m)	E _M (en MPa)	α
0.00							
	Sols compressibles	0.45	47.85	2.00	2.50	2.90	1.00
2.50							
	Argile surconsolidée	0.40	80.00	1.50	4.50	16.97	0.66
7.00							

Méthode de calcul:

- Oedométrie :

$$\Delta h_p = h \frac{C_c}{1 + e_0} \log \left(1 + \frac{\Delta\sigma}{\sigma'_{v0}} \right) \text{ pour un sol normalement consolidé}$$

$$\Delta h_p = h \frac{C_c}{1 + e_0} \log \left(1 + \frac{\Delta\sigma}{\sigma'_p} \right) \text{ pour un sol surconsolidé}$$

Avec

- h : hauteur de la couche
- C_c : indice de compression
- e₀ : indice des vides
- Δσ : contrainte effective moyenne appliquée au sol de fondation
- σ'v₀ : contrainte effective verticale du sol
- σ'p : pression de préconsolidation

- Pressiométrie :

$$\Delta h_p = \alpha \frac{\Delta\sigma h}{E_M}$$

Avec

- α : coefficient rhéologique du sol
- Δσ : contrainte effective moyenne appliquée au sol de fondation
- E_M : module pressiométrique du sol
- h : hauteur de la couche

Présentation des résultats du calcul

	Méthode Oedométrique	Méthode Pressiométrique
<i>W</i> sols compressibles (en m)	0.15	0.07
<i>W</i> tourbe (en m)	0.00	0.00
<i>W</i> argiles surconsolidée (en m)	0.21	0.01
<i>W</i> total (en m)	0.36	0.08

Calcul des tassements sous chargement

Modèle géologique et géotechnique :

Sondage	Hauteur d'eau (en m)	$\Delta\sigma$ (en kPa)
SP3	8	100

Profondeur (en m/TN)	Couche	Cc	σ'_{v0} ou σ'_p (en kPa)	e ₀	h (en m)	E _M (en MPa)	α
0.00							
	Sols compressibles	0.45	114.32	2.00	11.00	0.58	1.00
11.00							

Méthode de calcul:

- Oedométrie :

$$\Delta h_p = h \frac{C_c}{1 + e_0} \log \left(1 + \frac{\Delta\sigma}{\sigma'_{v0}} \right) \text{ pour un sol normalement consolidé}$$

$$\Delta h_p = h \frac{C_c}{1 + e_0} \log \left(1 + \frac{\Delta\sigma}{\sigma'_p} \right) \text{ pour un sol surconsolidé}$$

Avec

- h : hauteur de la couche
- C_c : indice de compression
- e₀ : indice des vides
- Δσ : contrainte effective moyenne appliquée au sol de fondation
- σ'_{v0} : contrainte effective verticale du sol
- σ'_p : pression de préconsolidation

- Pressiométrie :

$$\Delta h_p = \alpha \frac{\Delta\sigma h}{E_M}$$

Avec

- α : coefficient rhéologique du sol
- Δσ : contrainte effective moyenne appliquée au sol de fondation
- E_M : module pressiométrique du sol
- h : hauteur de la couche

Présentation des résultats du calcul

	Méthode Oedométrique	Méthode Pressiométrique
W sols compressibles (en m)	0.45	1.89
W tourbe (en m)	0.00	0.00
W argiles surconsolidée (en m)	0.00	0.00
W total (en m)	0.45	1.89

Calcul des tassements sous chargement

Modèle géologique et géotechnique :

Sondage	Hauteur d'eau (en m)	$\Delta\sigma$ (en kPa)
SP4	6.5	91

Profondeur (en m/TN)	Couche	Cc	σ'_{v0} ou σ'_p (en kPa)	e ₀	h (en m)	E _M (en MPa)	α
0.00							
	Argile surconsolidée	0.40	80.00	1.50	11.50	5.04	0.66
11.50							

Méthode de calcul:

- Oedométrie :

$$\Delta h_p = h \frac{C_c}{1 + e_0} \log \left(1 + \frac{\Delta\sigma}{\sigma'_{v0}} \right) \text{ pour un sol normalement consolidé}$$

$$\Delta h_p = h \frac{C_c}{1 + e_0} \log \left(1 + \frac{\Delta\sigma}{\sigma'_p} \right) \text{ pour un sol surconsolidé}$$

Avec

- h : hauteur de la couche
- C_c : indice de compression
- e₀ : indice des vides
- Δσ : contrainte effective moyenne appliquée au sol de fondation
- σ'_{v0} : contrainte effective verticale du sol
- σ'_p : pression de préconsolidation

- Pressiométrie :

$$\Delta h_p = \alpha \frac{\Delta\sigma h}{E_M}$$

Avec

- α : coefficient rhéologique du sol
- Δσ : contrainte effective moyenne appliquée au sol de fondation
- E_M : module pressiométrique du sol
- h : hauteur de la couche

Présentation des résultats du calcul

	Méthode Oedométrique	Méthode Pressiométrique
W sols compressibles (en m)	0.00	0.00
W tourbe (en m)	0.00	0.00
W argiles surconsolidée (en m)	0.61	0.14
W total (en m)	0.61	0.14

Calcul des tassements sous chargement

Modèle géologique et géotechnique :

Sondage	Hauteur d'eau (en m)	Δσ (en kPa)
SP5	4	76

Profondeur (en m/TN)	Couche	Cc	σ'v0 ou σ'p (en kPa)	e0	h (en m)	EM (en MPa)	α
0.00							
	Sols compressibles	0.45	46.29	2.00	2.00	0.30	1.00
2.00							
	Argile surconsolidée	0.40	80.00	1.50	23.70	2.19	0.66
25.70							

Méthode de calcul:

- Oedométrie :

$$\Delta h_p = h \frac{C_c}{1 + e_0} \log \left(1 + \frac{\Delta \sigma}{\sigma'_{v0}} \right) \text{ pour un sol normalement consolidé}$$

$$\Delta h_p = h \frac{C_c}{1 + e_0} \log \left(1 + \frac{\Delta \sigma}{\sigma'_p} \right) \text{ pour un sol surconsolidé}$$

Avec

- h : hauteur de la couche
- Cc : indice de compression
- e0 : indice des vides
- Δσ : contrainte effective moyenne appliquée au sol de fondation
- σ'v0 : contrainte effective verticale du sol
- σ'p : pression de préconsolidation

- Pressiométrie :

$$\Delta h_p = \alpha \frac{\Delta \sigma h}{E_M}$$

Avec

- α : coefficient rhéologique du sol
- Δσ : contrainte effective moyenne appliquée au sol de fondation
- EM : module pressiométrique du sol
- h : hauteur de la couche

Présentation des résultats du calcul

	Méthode Oedométrique	Méthode Pressiométrique
<i>W</i> sols compressibles (en m)	0.13	0.51
<i>W</i> tourbe (en m)	0.00	0.00
<i>W</i> argiles surconsolidée (en m)	1.10	0.54
<i>W</i> total (en m)	1.23	1.05

ANNEXE H:

Courbes d'évolution des tassements en fonction du temps

EVOLUTION DU TASSEMENT PRIMAIRE EN FONCTION DU TEMPS

Chantier : Extension Sud des terre-pleins

Client : PAG

Dossier : 09 GEO 7276

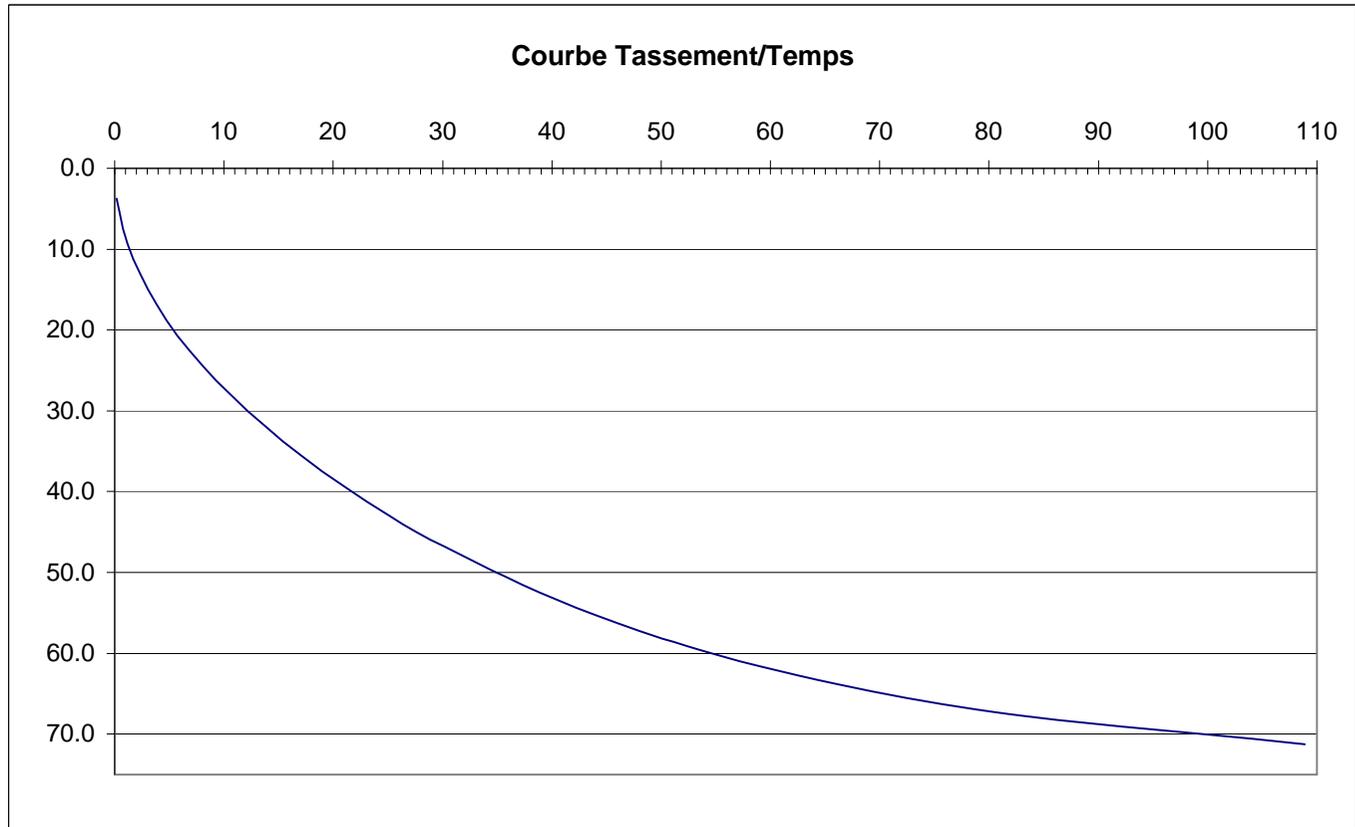
Tassement Calculé (cm)*
75

Hauteur de couche (m)*
5

Cv (m ² /s)
1.00E-07

Drainage
1

U%	Tv	Temps (mois)	Tassement (cm)
5	0.0020	0.19	3.8
10	0.0078	0.75	7.5
15	0.0177	1.71	11.3
20	0.0314	3.03	15.0
25	0.0491	4.74	18.8
30	0.0707	6.82	22.5
35	0.0962	9.28	26.3
40	0.1260	12.15	30.0
45	0.1590	15.34	33.8
50	0.1970	19.00	37.5
55	0.2390	23.05	41.3
60	0.2860	27.58	45.0
65	0.3420	32.99	48.8
70	0.4030	38.87	52.5
75	0.4770	46.01	56.3
80	0.5670	54.69	60.0
85	0.6840	65.97	63.8
90	0.8480	81.79	67.5
95	1.1290	108.89	71.3



*Cas de tassements primaires moyens de 0.75 m avec une épaisseur de la couche compressible moyenne de 5 m environ

EVOLUTION DU TASSEMENT PRIMAIRE EN FONCTION DU TEMPS

Chantier : Extension Sud des terre-pleins

Client : PAG

Dossier : 09 GEO 7276

Tassement Calculé (cm)*
75

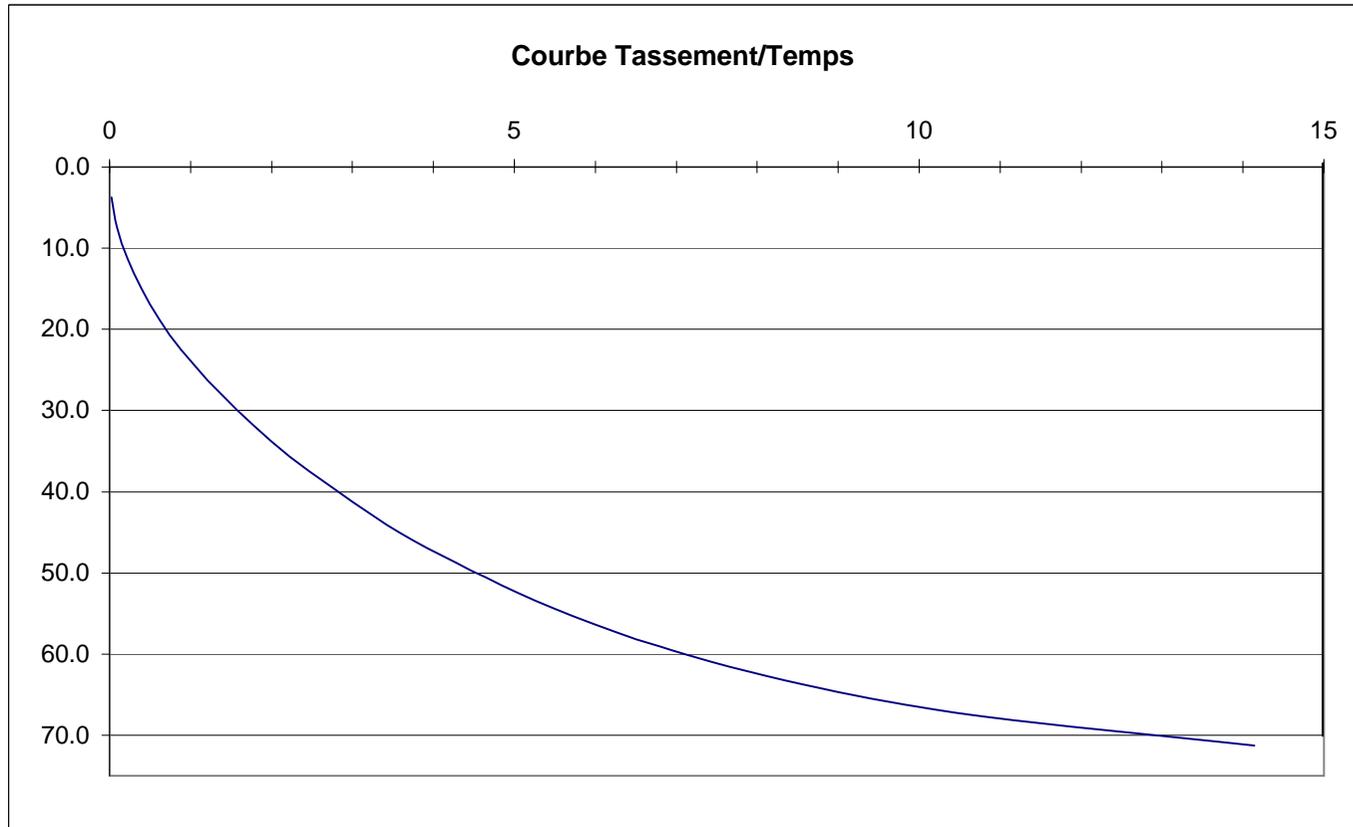
Hauteur de couche (m)*
5

Cv (m ² /s)
7.70E-07

Drainage
1

U%	Tv
5	0.0020
10	0.0078
15	0.0177
20	0.0314
25	0.0491
30	0.0707
35	0.0962
40	0.1260
45	0.1590
50	0.1970
55	0.2390
60	0.2860
65	0.3420
70	0.4030
75	0.4770
80	0.5670
85	0.6840
90	0.8480
95	1.1290

Temps (mois)	Tassement (cm)
0.03	3.8
0.10	7.5
0.22	11.3
0.39	15.0
0.62	18.8
0.89	22.5
1.21	26.3
1.58	30.0
1.99	33.8
2.47	37.5
2.99	41.3
3.58	45.0
4.28	48.8
5.05	52.5
5.97	56.3
7.10	60.0
8.57	63.8
10.62	67.5
14.14	71.3



*Cas de tassements primaires moyens de 0.75 m avec une épaisseur de la couche compressible moyenne de 5 m environ

ANNEXE I:

Comportement des terre-pleins en cours d'exploitation

ANNEXE I₁:

Stabilité des digues sous la charge de service

Numéro d'affaire : 09 GEO 7276

Titre du calcul : Stabilité des digues d'encloture

Lieu : JARRY - Banc Provençal

Commentaires : Stabilité avec terre-pleins.
Calcul statique.

Système d'unités : kN,kPa,kN/m3

γw : 10.0

Couches de sols

	Nom	γ	φ	c	Δc	qs clous	pl	KsB
1	Remblais	20.00	35.00	0.00	0.00	-	-	-
2	Sols compressibles	12.00	0.01	14.00	1.00	-	-	-
3	Argiles fermes	17.00	0.01	50.00	2.00	-	-	-
4	Substitution	16.00	30.00	0.00	0.00	-	-	-
5	Tourbes	8.00	0.01	9.00	0.00	-	-	-
6	Enrochements	24.00	50.00	100.00	0.00	-	-	-

Points

	X	Y		X	Y		X	Y		X	Y		X	Y		X	Y		X	Y
1	0.00	-12.00	2	11.00	-12.00	3	24.00	-3.50	4	27.00	-3.50	5	40.00	-12.00	6	75.00	-12.00	7	0.00	-14.50
8	75.00	-14.50	9	13.50	-12.00	10	24.00	-5.00	11	27.00	-5.00	12	38.00	-12.00	13	75.00	-16.00	14	0.00	-26.00
15	75.00	-26.00	16	6.00	-12.00	17	49.50	-14.50	18	62.50	-12.00	19	0.00	-16.00	20	43.00	-16.00	21	48.00	-16.00
22	52.00	-12.00	23	11.50	-16.00	24	58.50	-16.00	25	0.00	-3.50	26	0.00	-6.50	27	19.50	-6.50	28	8.00	-16.00
29	10.00	-14.50	30	4.00	-16.00	31	2.50	-14.50												

Segments

	Point 1	Point 2																		
1	1	16	2	2	27	3	3	4	4	4	5	5	5	22	6	9	10	7	10	11
8	11	12	9	9	12	10	7	31	11	14	15	12	17	8	13	18	6	14	19	30
15	22	18	16	12	20	17	20	21	18	21	17	19	23	20	20	24	13	21	21	24
22	17	22	23	25	3	24	27	3	25	26	27	26	28	23	27	9	29	28	29	28
29	30	28	30	30	31	31	31	1	32	16	2									

Surcharges réparties

	Nom	X gauche	Y gauche	q gauche	X droit	Y droit	q droit	Ang/horizontale	Largeur base de diffusion	Angle de diffusion
1	4.50	0.00	-3.50	45.00	24.00	-3.50	45.00	90.00	0.00	0.00

Données de la phase : Phase (1)

Enveloppe du talus

	Segment		Segment		Segment
1	23	2	3	3	4
4	5	5	15	6	13

Segments de la phase

	Point 1	Point 2	Sol sous-jacent			Point 1	Point 2	Sol sous-jacent			Point 1	Point 2	Sol sous-jacent	
1	1	16	6	2	2	2	27	6	3	3	3	4	6	6
4	4	5	6	5	5	5	22	6	6	9	10	1	1	1
7	10	11	1	8	11	11	12	1	9	9	12	4	4	4
10	7	31	5	11	14	14	15	0	12	17	8	5	5	5
13	18	6	2	14	19	19	30	3	15	22	18	2	2	2
16	12	20	4	17	20	20	21	3	18	21	17	5	5	5
19	23	20	3	20	24	24	13	3	21	21	24	3	3	3
22	17	22	2	23	25	25	3	1	24	27	3	6	6	6
25	26	27	4	26	28	28	23	3	27	9	29	4	4	4
28	29	28	4	29	30	30	28	3	30	30	31	5	5	5
31	31	1	2	32	16	16	2	6						

Liste des éléments activés

Surcharges réparties : 4.5

Conditions hydrauliques : Nappe phréatique

Toit de la nappe

	X	Y		X	Y
1	0.00	-6.50	2	75.00	-6.50

Données de la situation : Situation (1)

Méthode de calcul pour cette situation : Bishop

Pondérations pour cette situation : Coefficients 1

Détail des coefficients partiels

	Nom	Coefficients		Nom	Coefficients		Nom	Coefficients		Nom	Coefficients		Nom	Coefficients
	Γ _{min}	1.00		Γ _{sl}	1.00		Γ _{sl}	1.00		Γ _{phi}	1.00		Γ _c	1.00
	Γ _{cu}	1.00		Γ _Q	1.00		Γ _{qscl ab}	1.00		Γ _{qscl es}	1.00		Γ _{qsti ab}	1.00
	Γ _{qsti es}	1.00		Γ _{qsba}	1.00		Γ _{pi}	1.00		Γ _{aclo}	1.00		Γ _{atir}	1.00
	Γ _{aban}	1.00		Γ _{bu}	1.00		Γ _{s3}	1.00						

Type de surfaces de rupture : Surfaces circulaires

Type de recherche : Automatique

Nombre de découpages : 10

Incrément sur le rayon : 1.00 m

Abscisse émergence limite : 43.00

Type de recherche : Point de passage imposé

Point de passage imposé : en X= 43.00 en Y= -16.00

Nombre de tranches : 100

<HTML>Conditions de passage
 dans certains sols</HTML> : Oui

Passage imposé dans Tourbes

et

Passage imposé dans Argiles fermes

Résultats

Coefficient de sécurité minimal : **F_{min}= 1.2**

Coordonnées du centre critique et rayon du cercle critique : X= 45.56 Y= 11.52 R= 27.64 m

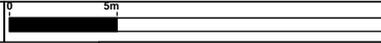
Sol n°	1	2	3	4	5	6
γ (kN/m ³)	20.00	12.00	17.00	16.00	8.00	24.00
ϕ (°)	35.00	0.01	0.01	30.00	0.01	50.00
c(kPa)	0.00	14.00	50.00	0.00	9.00	100.00
Δc (kPa/m)	0.00	1.00	2.00	0.00	0.00	0.00

Phase : Phase (1) / Situation : Situation (1)

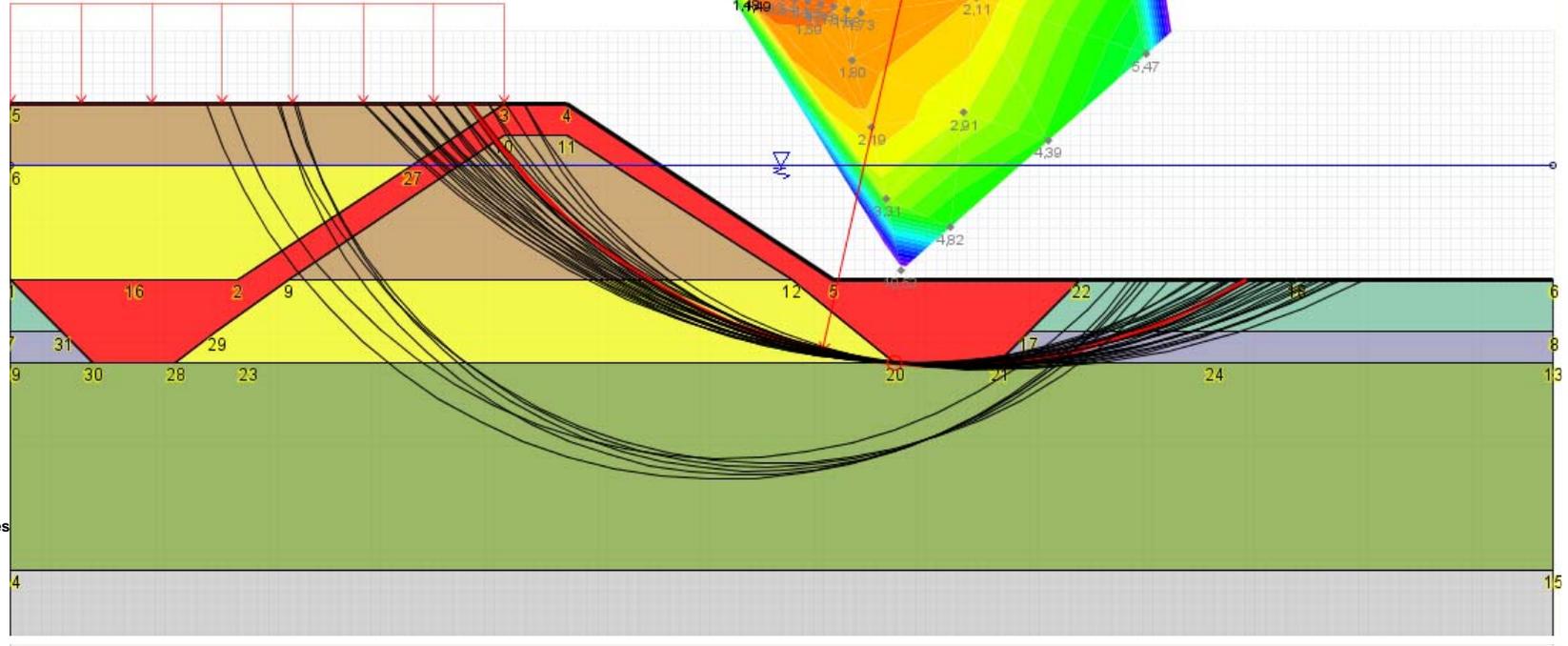
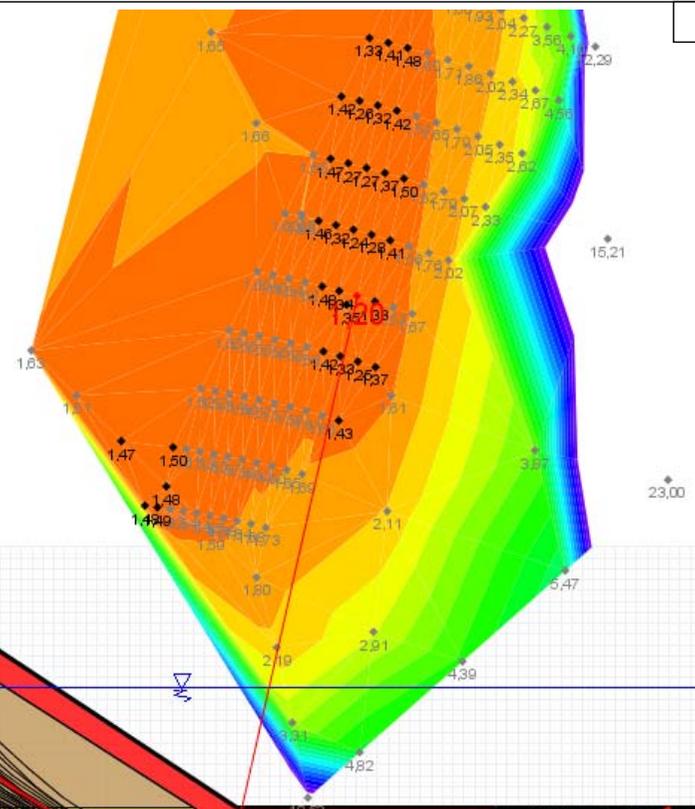
Méthode de calcul : Bishop

Système d'unités : kN,kPa,kN/m³

Pondérations : Coefficients 1

Echelle:350 

F_{min} = 1.2



- 1 Remblais
- 2 Sols compressibles
- 3 Argiles fermes
- 4 Substitution
- 5 Tourbes
- 6 Enrochements

TALREN 4 v2.0.3



09 GEO 7276 / Stabilité des digues d'encloture
 Stabilité avec terre-pleins.
 Calcul statique.
 C:\Documents and Settings\Manu\Bureau\PAG\Diguesdencloture traitées5.prj

Etude réalisée par :
GEOMAT ANTILLES

Imprimée le : 06/05/09 à 14:28:45

Numéro d'affaire : 09 GEO 7276

Titre du calcul : Stabilité des digues d'encloture

Lieu : JARRY - Banc Provençal

Commentaires : Stabilité avec terre-pleins.
Calcul statique.

Système d'unités : kN,kPa,kN/m3

yw : 10.0

Couches de sols

	Nom	γ	ϕ	c	Δc	qs clous	pl	KsB
1	Remblais	20.00	35.00	0.00	0.00	-	-	-
2	Sols compressibles	12.00	0.01	14.00	1.00	-	-	-
3	Argiles fermes	17.00	0.01	50.00	2.00	-	-	-
4	Substitution	16.00	30.00	0.00	0.00	-	-	-
5	Tourbes	8.00	0.01	9.00	0.00	-	-	-
6	Enrochements	24.00	50.00	100.00	0.00	-	-	-

Points

	X	Y		X	Y		X	Y		X	Y		X	Y		X	Y		X	Y
1	0.00	-12.00	2	11.00	-12.00	3	24.00	-3.50	4	27.00	-3.50	5	40.00	-12.00	6	75.00	-12.00	7	0.00	-14.50
8	75.00	-14.50	9	13.50	-12.00	10	24.00	-5.00	11	27.00	-5.00	12	38.00	-12.00	13	75.00	-16.00	14	0.00	-26.00
15	75.00	-26.00	16	6.00	-12.00	17	49.50	-14.50	18	62.50	-12.00	19	0.00	-16.00	20	43.00	-16.00	21	48.00	-16.00
22	52.00	-12.00	23	11.50	-16.00	24	58.50	-16.00	25	0.00	-3.50	26	0.00	-6.50	27	19.50	-6.50	28	8.00	-16.00
29	10.00	-14.50	30	4.00	-16.00	31	2.50	-14.50												

Segments

	Point 1	Point 2																		
1	1	16	2	2	27	3	3	4	4	4	5	5	5	22	6	9	10	7	10	11
8	11	12	9	9	12	10	7	31	11	14	15	12	17	8	13	18	6	14	19	30
15	22	18	16	12	20	17	20	21	18	21	17	19	23	20	20	24	13	21	21	24
22	17	22	23	25	3	24	27	3	25	26	27	26	28	23	27	9	29	28	29	28
29	30	28	30	30	31	31	31	1	32	16	2									

Surcharges réparties

	Nom	X gauche	Y gauche	q gauche	X droit	Y droit	q droit	Ang/horizontale	Largeur base de diffusion	Angle de diffusion
1	4.50	0.00	-3.50	45.00	19.00	-3.50	45.00	90.00	0.00	0.00

Données de la phase : Phase (1)

Enveloppe du talus

	Segment		Segment		Segment
1	23	2	3	3	4
4	5	5	15	6	13

Segments de la phase

	Point 1	Point 2	Sol sous-jacent			Point 1	Point 2	Sol sous-jacent			Point 1	Point 2	Sol sous-jacent	
1	1	16	6	2	2	2	27	6	3	3	3	4	6	6
4	4	5	6	5	5	5	22	6	6	9	10	1	1	1
7	10	11	1	8	11	11	12	1	9	9	12	4	4	4
10	7	31	5	11	14	14	15	0	12	17	8	5	5	5
13	18	6	2	14	19	19	30	3	15	22	18	2	2	2
16	12	20	4	17	20	20	21	3	18	21	17	5	5	5
19	23	20	3	20	24	24	13	3	21	21	24	3	3	3
22	17	22	2	23	25	25	3	1	24	27	3	6	6	6
25	26	27	4	26	28	28	23	3	27	9	29	4	4	4
28	29	28	4	29	30	30	28	3	30	30	31	5	5	5
31	31	1	2	32	16	16	2	6						

Liste des éléments activés

Surcharges réparties : 4.5

Conditions hydrauliques : Nappe phréatique

Toit de la nappe

	X	Y		X	Y
1	0.00	-6.50	2	75.00	-6.50

Données de la situation : Situation (1)

Méthode de calcul pour cette situation : Bishop

Pondérations pour cette situation : Coefficients 1

Détail des coefficients partiels

	Nom	Coefficients		Nom	Coefficients		Nom	Coefficients		Nom	Coefficients		Nom	Coefficients
	Γ _{min}	1.00		Γ _{sl}	1.00		Γ _{sl}	1.00		Γ _{phi}	1.00		Γ _c	1.00
	Γ _{cu}	1.00		Γ _Q	1.00		Γ _{qscl ab}	1.00		Γ _{qscl es}	1.00		Γ _{qsti ab}	1.00
	Γ _{qsti es}	1.00		Γ _{qsba}	1.00		Γ _{pi}	1.00		Γ _{aclo}	1.00		Γ _{atir}	1.00
	Γ _{aban}	1.00		Γ _{bu}	1.00		Γ _{s3}	1.00						

Type de surfaces de rupture : Surfaces circulaires

Type de recherche : Automatique

Nombre de découpages : 10

Incrément sur le rayon : 1.00 m

Abscisse émergence limite : 43.00

Type de recherche : Point de passage imposé

Point de passage imposé : en X= 43.00 en Y= -16.30

Nombre de tranches : 100

<HTML>Conditions de passage
 dans certains sols</HTML> : Oui

Passage imposé dans Tourbes

et

Passage imposé dans Argiles fermes

Résultats

Coefficient de sécurité minimal : **F_{min}= 1.42**

Coordonnées du centre critique et rayon du cercle critique : X= 44.28 Y= 8.81 R= 25.14 m

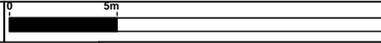
Sol n°	1	2	3	4	5	6
γ (kN/m ³)	20.00	12.00	17.00	16.00	8.00	24.00
φ (°)	35.00	0.01	0.01	30.00	0.01	50.00
c(kPa)	0.00	14.00	50.00	0.00	9.00	100.00
Δc (kPa/m)	0.00	1.00	2.00	0.00	0.00	0.00

Phase : Phase (1) / Situation : Situation (1)

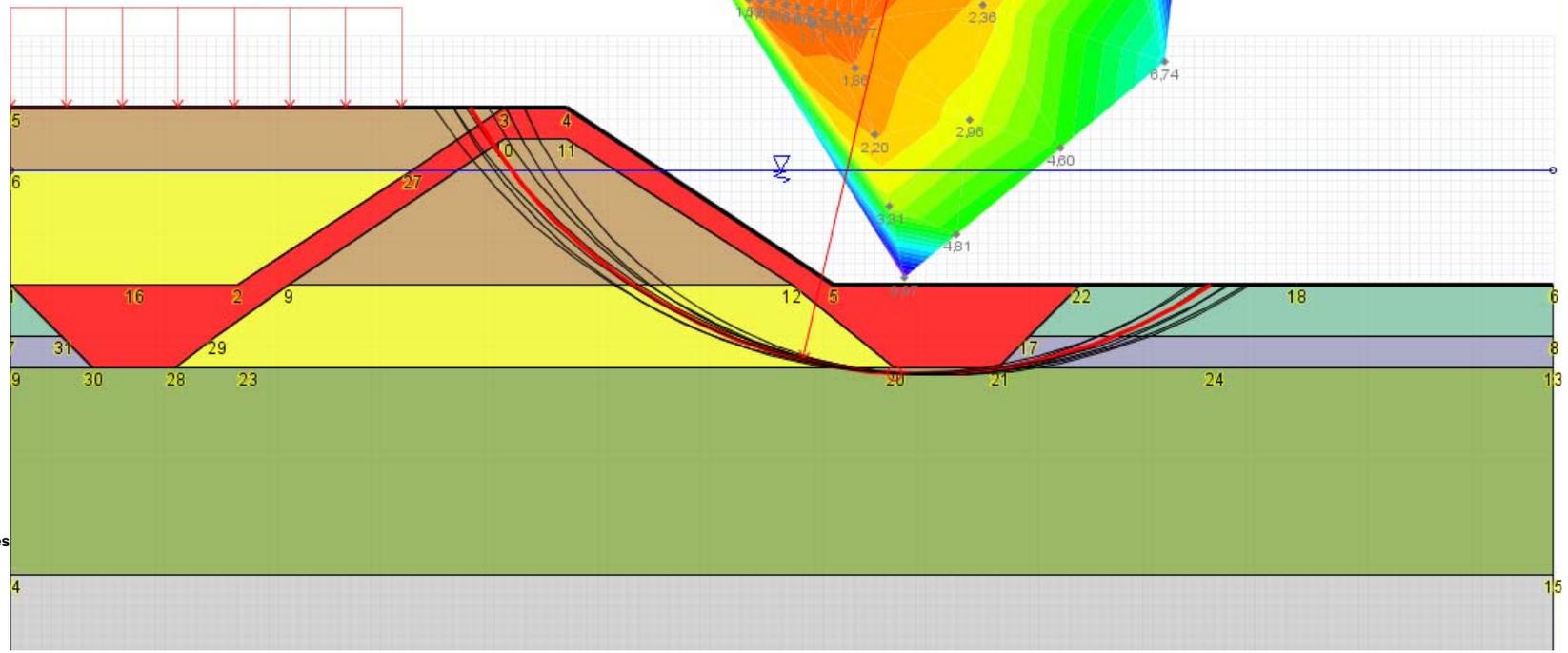
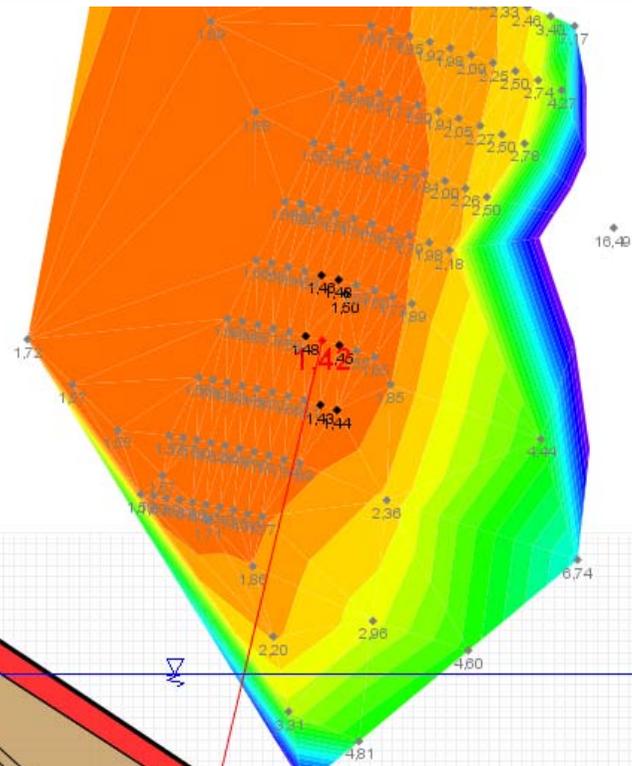
Méthode de calcul : Bishop

Système d'unités : kN,kPa,kN/m³

Pondérations : Coefficients 1

Echelle:350 

F_{min} = 1.42



- 1 Remblais
- 2 Sols compressibles
- 3 Argiles fermes
- 4 Substitution
- 5 Tourbes
- 6 Enrochements



09 GEO 7276 / Stabilité des digues d'encloture
 Stabilité avec terre-pleins.
 Calcul statique.
 C:\Documents and Settings\Manu\Bureau\PAG\Diguesdencloture traitées5.prj

Etude réalisée par :
 GEOMAT ANTILLES
 Imprimée le : 06/05/09 à 14:43:11

Numéro d'affaire : 09 GEO 7276

Titre du calcul : Stabilité des digues d'encloture

Lieu : JARRY - Banc Provençal

Commentaires : Stabilité avec terre-pleins.
Calcul statique.

Système d'unités : kN,kPa,kN/m3

γw : 10.0

Couches de sols

	Nom	γ	φ	c	Δc	qs clous	pl	KsB
1	Remblais	20.00	35.00	0.00	0.00	-	-	-
2	Sols compressibles	12.00	0.01	14.00	1.00	-	-	-
3	Argiles fermes	17.00	0.01	50.00	2.00	-	-	-
4	Substitution	16.00	30.00	0.00	0.00	-	-	-
5	Tourbes	8.00	0.01	9.00	0.00	-	-	-
6	Enrochements	24.00	50.00	100.00	0.00	-	-	-

Points

	X	Y		X	Y		X	Y		X	Y		X	Y		X	Y		X	Y
1	0.00	-12.00	2	11.00	-12.00	3	24.00	-3.50	4	27.00	-3.50	5	40.00	-12.00	6	75.00	-12.00	7	0.00	-14.50
8	75.00	-14.50	9	13.50	-12.00	10	24.00	-5.00	11	27.00	-5.00	12	38.00	-12.00	13	75.00	-16.00	14	0.00	-26.00
15	75.00	-26.00	16	6.00	-12.00	17	49.50	-14.50	18	62.50	-12.00	19	0.00	-16.00	20	43.00	-16.00	21	48.00	-16.00
22	52.00	-12.00	23	11.50	-16.00	24	58.50	-16.00	25	0.00	-3.50	26	0.00	-6.50	27	19.50	-6.50	28	8.00	-16.00
29	10.00	-14.50	30	4.00	-16.00	31	2.50	-14.50												

Segments

	Point 1	Point 2																		
1	1	16	2	2	27	3	3	4	4	4	5	5	5	22	6	9	10	7	10	11
8	11	12	9	9	12	10	7	31	11	14	15	12	17	8	13	18	6	14	19	30
15	22	18	16	12	20	17	20	21	18	21	17	19	23	20	20	24	13	21	21	24
22	17	22	23	25	3	24	27	3	25	26	27	26	28	23	27	9	29	28	29	28
29	30	28	30	30	31	31	31	1	32	16	2									

Surcharges réparties

	Nom	X gauche	Y gauche	q gauche	X droit	Y droit	q droit	Ang/horizontale	Largeur base de diffusion	Angle de diffusion
1	4.50	0.00	-3.50	45.00	14.00	-3.50	45.00	90.00	0.00	0.00

Données de la phase : Phase (1)

Enveloppe du talus

	Segment		Segment		Segment
1	23	2	3	3	4
4	5	5	15	6	13

Segments de la phase

	Point 1	Point 2	Sol sous-jacent			Point 1	Point 2	Sol sous-jacent			Point 1	Point 2	Sol sous-jacent	
1	1	16	6	2	2	2	27	6	3	3	3	4	6	6
4	4	5	6	5	5	5	22	6	6	9	10	1	1	1
7	10	11	1	8	11	11	12	1	9	9	12	4	4	4
10	7	31	5	11	14	14	15	0	12	17	8	5	5	5
13	18	6	2	14	19	19	30	3	15	22	18	2	2	2
16	12	20	4	17	20	20	21	3	18	21	17	5	5	5
19	23	20	3	20	24	24	13	3	21	21	24	3	3	3
22	17	22	2	23	25	25	3	1	24	27	3	6	6	6
25	26	27	4	26	28	28	23	3	27	9	29	4	4	4
28	29	28	4	29	30	30	28	3	30	30	31	5	5	5
31	31	1	2	32	16	16	2	6						

Liste des éléments activés

Surcharges réparties : 4.5

Conditions hydrauliques : Nappe phréatique

Toit de la nappe

	X	Y		X	Y
1	0.00	-6.50	2	75.00	-6.50

Données de la situation : Situation (1)

Méthode de calcul pour cette situation : Bishop

Pondérations pour cette situation : Coefficients 1

Détail des coefficients partiels

	Nom	Coefficients		Nom	Coefficients		Nom	Coefficients		Nom	Coefficients		Nom	Coefficients
	Γ _{min}	1.00		Γ _{sl}	1.00		Γ _{sl}	1.00		Γ _{phi}	1.00		Γ _c	1.00
	Γ _{cu}	1.00		Γ _Q	1.00		Γ _{qscl ab}	1.00		Γ _{qscl es}	1.00		Γ _{qsti ab}	1.00
	Γ _{qsti es}	1.00		Γ _{qsba}	1.00		Γ _{pi}	1.00		Γ _{aclo}	1.00		Γ _{atir}	1.00
	Γ _{aban}	1.00		Γ _{bu}	1.00		Γ _{s3}	1.00						

Type de surfaces de rupture : Surfaces circulaires

Type de recherche : Automatique

Nombre de découpages : 10

Incrément sur le rayon : 1.00 m

Abscisse émergence limite : 43.00

Type de recherche : Point de passage imposé

Point de passage imposé : en X= 43.00 en Y= -16.40

Nombre de tranches : 100

<HTML>Conditions de passage
 dans certains sols</HTML> : Oui

Passage imposé dans Tourbes

et

Passage imposé dans Argiles fermes

Résultats

Coefficient de sécurité minimal : **F_{min}= 1.47**

Coordonnées du centre critique et rayon du cercle critique : X= 44.37 Y= 8.76 R= 25.19 m

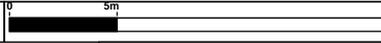
Sol n°	1	2	3	4	5	6
γ (kN/m ³)	20.00	12.00	17.00	16.00	8.00	24.00
φ (°)	35.00	0.01	0.01	30.00	0.01	50.00
c(kPa)	0.00	14.00	50.00	0.00	9.00	100.00
Δc (kPa/m)	0.00	1.00	2.00	0.00	0.00	0.00

Phase : Phase (1) / Situation : Situation (1)

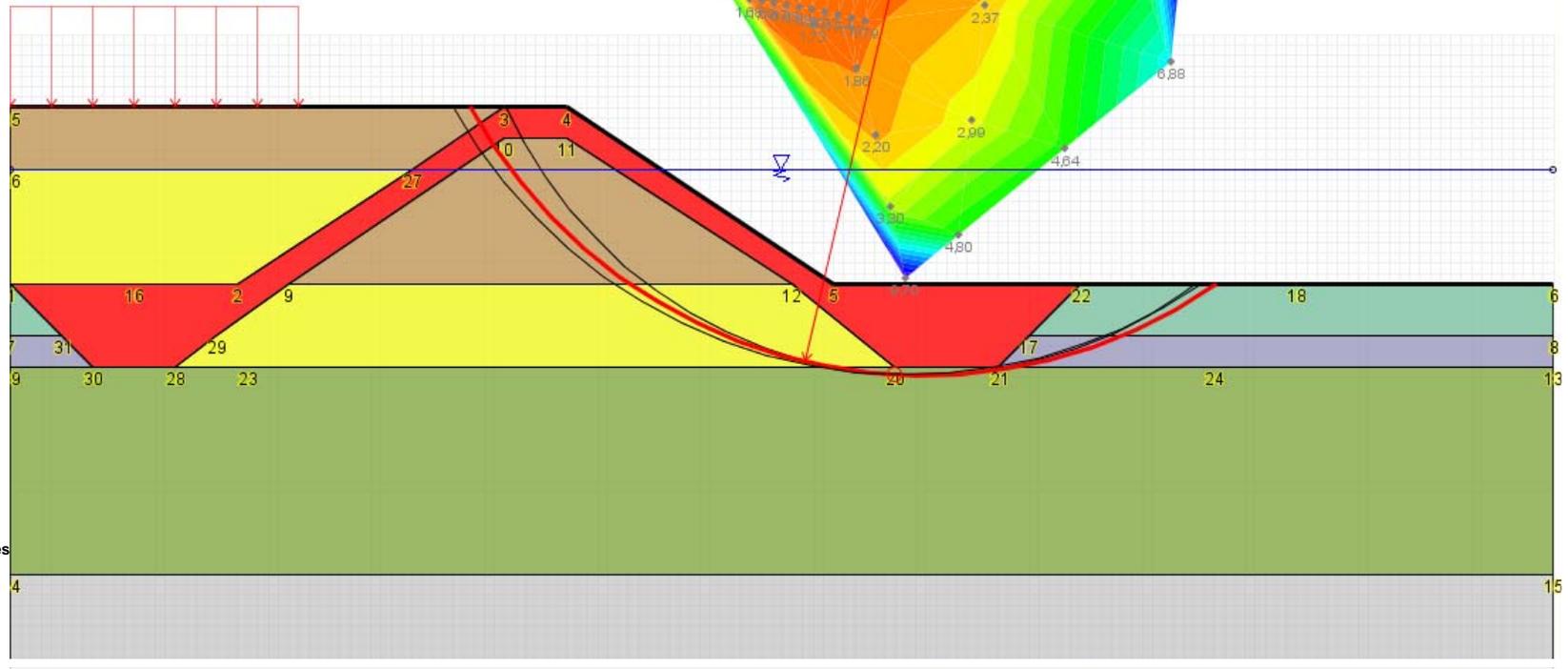
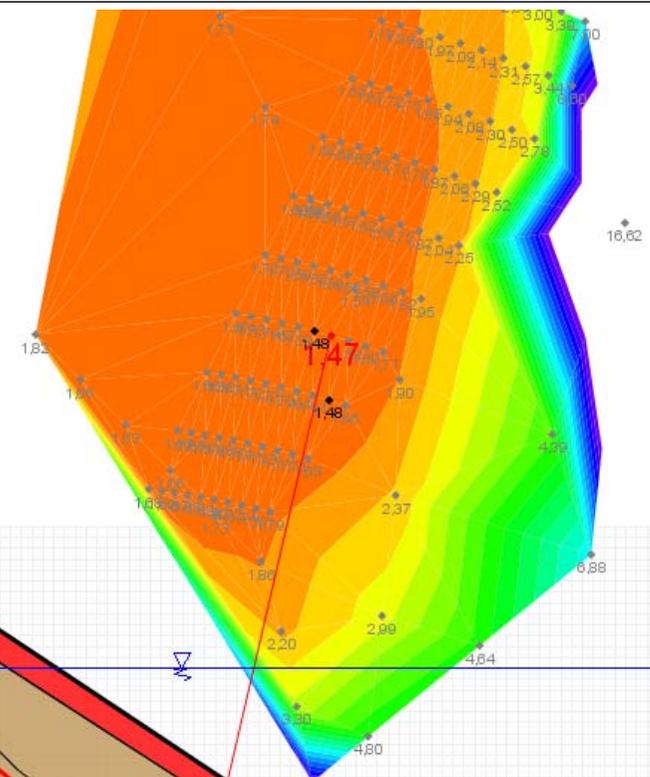
Méthode de calcul : Bishop

Système d'unités : kN,kPa,kN/m³

Pondérations : Coefficients 1

Echelle:350 

F_{min} = 1.47



- 1 Remblais
- 2 Sols compressibles
- 3 Argiles fermes
- 4 Substitution
- 5 Tourbes
- 6 Enrochements

TALREN 4 v2.0.3



09 GEO 7276 / Stabilité des digues d'encloture
 Stabilité avec terre-pleins.
 Calcul statique.
 C:\Documents and Settings\Manu\Bureau\PAG\Diguesdencloture traitées5.prj

Etude réalisée par :
GEOMAT ANTILLES
 Imprimée le : 06/05/09 à 14:46:25

Numéro d'affaire : 09 GEO 7276

Titre du calcul : Stabilité des digues d'enclôture - SP3

Lieu : JARRY - Banc Provençal

Commentaires : Stabilité avec terre-pleins
Calcul statique

Système d'unités : kN,kPa,kN/m3

γw : 10.0

Couches de sols

	Nom	γ	φ	c	Δc	qs clous	pl	KsB
1	Remblai	20.00	35.00	0.00	0.00	-	-	-
2	Sols compressibles	12.00	0.01	14.00	1.00	-	-	-
3	Argiles fermes	17.00	0.01	50.00	2.00	-	-	-
4	Enrochement	22.00	50.00	100.00	0.00	-	-	-
5	Substitution	16.00	30.00	0.00	0.00	-	-	-

Points

	X	Y		X	Y		X	Y		X	Y		X	Y		X	Y		X	Y
1	0.00	-20.00	2	100.00	-20.00	3	0.00	-31.00	4	100.00	-31.00	5	20.00	-20.00	6	35.75	-9.50	7	38.75	-9.50
8	54.50	-20.00	9	22.00	-20.00	10	36.00	-11.00	11	38.50	-11.00	12	52.00	-20.00	13	4.00	-20.00	14	14.00	-31.00
15	62.50	-31.00	16	69.50	-20.00	17	62.00	-28.50	18	10.00	-28.50	19	63.00	-28.50	20	70.50	-20.00	21	0.00	-9.50
22	0.00	-12.50	23	31.50	-12.50	24	11.00	-28.50												

Segments

	Point 1	Point 2																		
1	1	13	2	3	14	3	5	23	4	6	7	5	8	16	6	7	8	7	9	12
8	9	10	9	10	11	10	11	12	11	13	5	12	15	4	13	16	20	14	12	17
15	14	15	16	13	18	17	18	24	18	20	2	19	19	20	20	17	19	21	6	21
22	22	23	23	23	6	24	24	17	25	9	24									

Surcharges réparties

	Nom	X gauche	Y gauche	q gauche	X droit	Y droit	q droit	Ang/horizontale	Largeur base de diffusion	Angle de diffusion
1	4.50	0.00	-9.50	45.00	35.50	-9.50	45.00	90.00	0.00	0.00

Données de la phase : Phase (1)

Enveloppe du talus

	Segment		Segment		Segment
1	21	2	4	3	6
4	5	5	13	6	18

Segments de la phase

	Point 1	Point 2	Sol sous-jacent			Point 1	Point 2	Sol sous-jacent			Point 1	Point 2	Sol sous-jacent	
1	1	13	2	2	3	3	14	0	3	5	5	23		4
4	6	7	4	5	8	8	16	4	6	7	7	8		4
7	9	12	5	8	9	9	10	1	9	10	10	11		1
10	11	12	1	11	13	13	5	4	12	15	15	4		0
13	16	20	4	14	12	12	17	5	15	14	14	15		0
16	13	18	2	17	18	18	24	2	18	20	20	2		2
19	19	20	2	20	17	17	19	2	21	6	6	21		1
22	22	23	5	23	23	23	6	4	24	24	24	17		2
25	9	24												

Liste des éléments activés

Surcharges réparties : 4.5

Conditions hydrauliques : Nappe phréatique

Toit de la nappe

	X	Y		X	Y
1	0.00	-12.50	2	100.00	-12.50

Données de la situation : Situation (1)

Méthode de calcul pour cette situation : Bishop

Pondérations pour cette situation : Coefficients 1

Détail des coefficients partiels

	Nom	Coefficients		Nom	Coefficients		Nom	Coefficients		Nom	Coefficients		Nom	Coefficients
	Γ _{min}	1.00		Γ _{sl}	1.00		Γ _{'sl}	1.00		Γ _{phi}	1.00		Γ _{c'}	1.00
	Γ _{cu}	1.00		Γ _Q	1.00		Γ _{qscl ab}	1.00		Γ _{qscl es}	1.00		Γ _{qsti ab}	1.00
	Γ _{qsti es}	1.00		Γ _{qsba}	1.00		Γ _{pl}	1.00		Γ _{aclo}	1.00		Γ _{atir}	1.00
	Γ _{aban}	1.00		Γ _{bu}	1.00		Γ _{s3}	1.00						

Type de surfaces de rupture : Surfaces circulaires

Type de recherche : Automatique

Nombre de découpages : 10

Incrément sur le rayon : 1.00 m

Abscisse émergence limite : 54.50

Type de recherche : Point de passage imposé

Point de passage imposé : en X= 54.50 en Y= -20.35

Nombre de tranches : 100

<HTML>Conditions de passage
dans certains sols</HTML> : Oui

Passage imposé dans Sols compressibles

et

Passage imposé dans Remblai

Résultats

Coefficient de sécurité minimal : **F_{min}= 1.37**

Coordonnées du centre critique et rayon du cercle critique : X= 67.04 Y= 12.96 R= 39.58 m



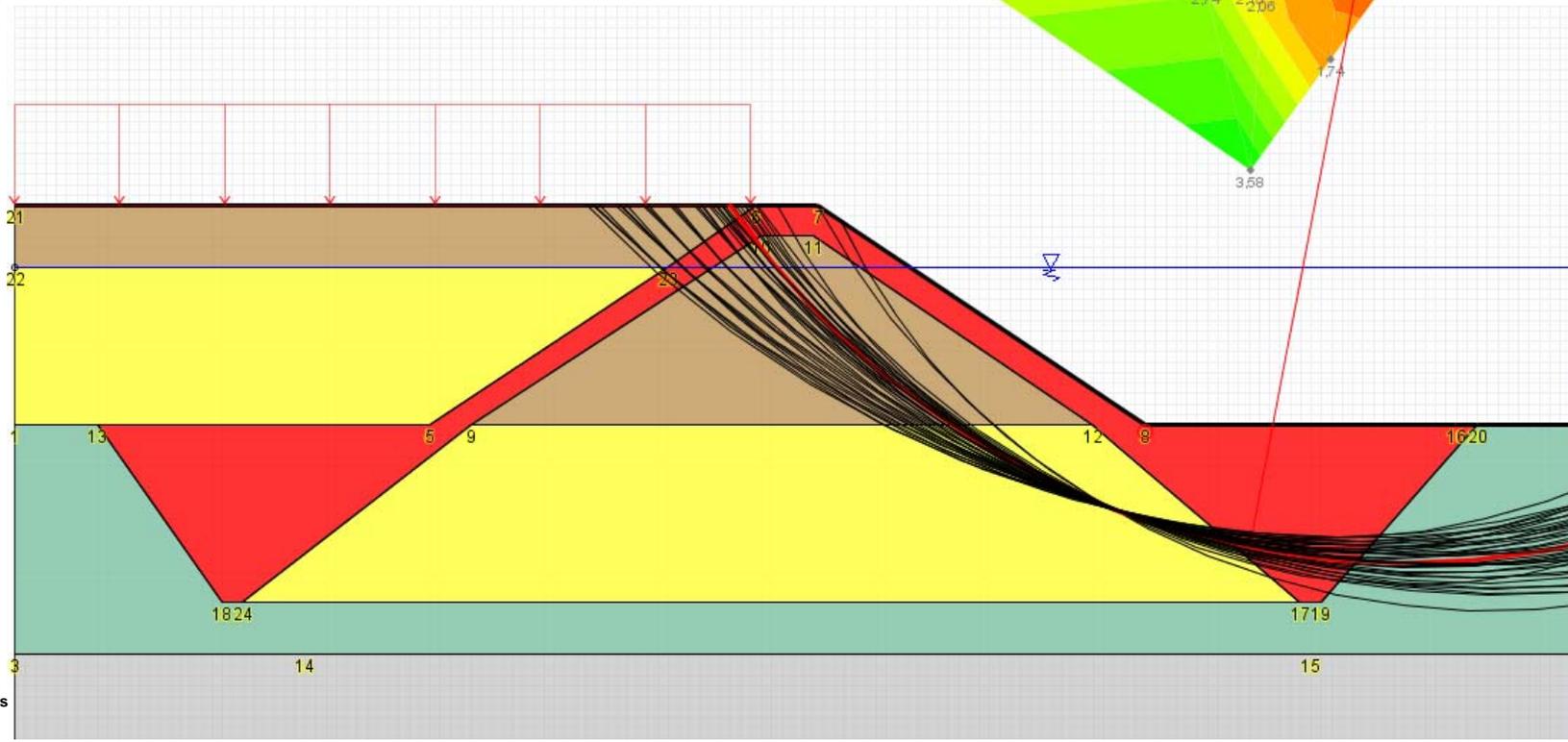
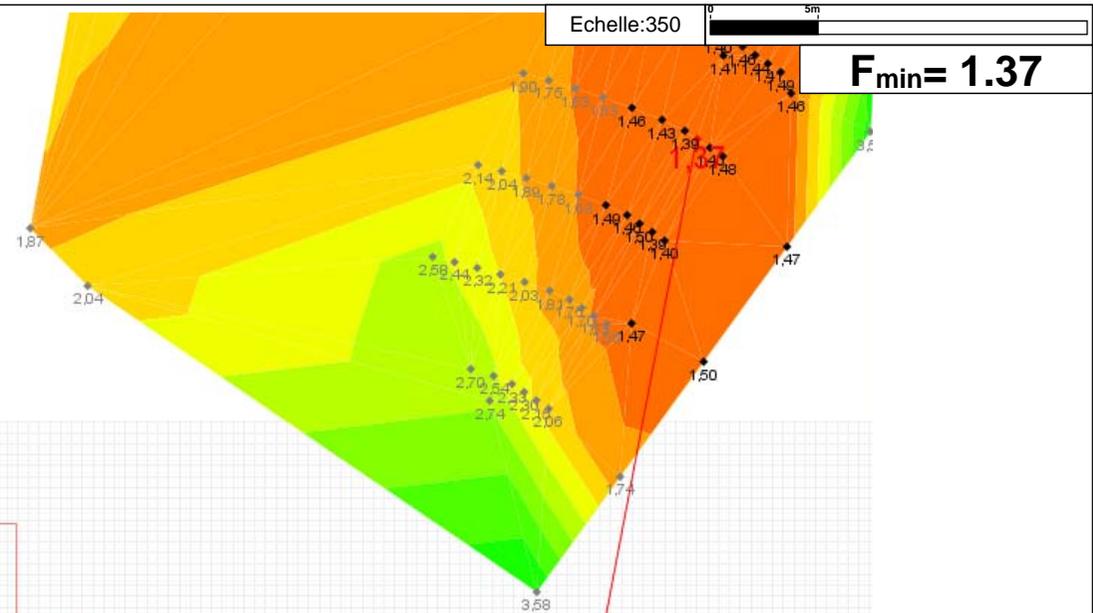
Sol n°	1	2	3	4
γ (kN/m ³)	20.00	12.00	22.00	16.00
φ (°)	35.00	0.01	50.00	30.00
c(kPa)	0.00	14.00	100.00	0.00
Δc (kPa/m)	0.00	1.00	0.00	0.00

Phase : Phase (1) / Situation : Situation (1)

Méthode de calcul : Bishop

Système d'unités : kN,kPa,kN/m³

Pondérations : Coefficients 1



- 1 Remblai
- 2 Sols compressibles
- 4 Enrochement
- 5 Substitution

TALREN 4 v2.0.3



09 GEO 7276 / Stabilité des digues d'enclosure - SP3

Stabilité avec terre-pleins

Calcul statique

C:\Documents and Settings\Manu\Bureau\PAG\diguesdencloturesp3.prj

Etude réalisée par :
GEOMAT ANTILLES

Imprimée le : 06/05/09 à 15:14:12

Numéro d'affaire : 09 GEO 7276

Titre du calcul : Stabilité des digues d'enclôture - SP3

Lieu : JARRY - Banc Provençal

Commentaires : Stabilité avec terre-pleins
Calcul statique

Système d'unités : kN,kPa,kN/m3

γw : 10.0

Couches de sols

	Nom	γ	φ	c	Δc	qs clous	pl	KsB
1	Remblai	20.00	35.00	0.00	0.00	-	-	-
2	Sols compressibles	12.00	0.01	14.00	1.00	-	-	-
3	Argiles fermes	17.00	0.01	50.00	2.00	-	-	-
4	Enrochement	22.00	50.00	100.00	0.00	-	-	-
5	Substitution	16.00	30.00	0.00	0.00	-	-	-

Points

	X	Y		X	Y		X	Y		X	Y		X	Y		X	Y		X	Y
1	0.00	-20.00	2	100.00	-20.00	3	0.00	-31.00	4	100.00	-31.00	5	20.00	-20.00	6	35.75	-9.50	7	38.75	-9.50
8	54.50	-20.00	9	22.00	-20.00	10	36.00	-11.00	11	38.50	-11.00	12	52.00	-20.00	13	4.00	-20.00	14	14.00	-31.00
15	62.50	-31.00	16	69.50	-20.00	17	62.00	-28.50	18	10.00	-28.50	19	63.00	-28.50	20	70.50	-20.00	21	0.00	-9.50
22	0.00	-12.50	23	31.50	-12.50	24	11.00	-28.50												

Segments

	Point 1	Point 2																		
1	1	13	2	3	14	3	5	23	4	6	7	5	8	16	6	7	8	7	9	12
8	9	10	9	10	11	10	11	12	11	13	5	12	15	4	13	16	20	14	12	17
15	14	15	16	13	18	17	18	24	18	20	2	19	19	20	20	17	19	21	6	21
22	22	23	23	23	6	24	24	17	25	9	24									

Surcharges réparties

	Nom	X gauche	Y gauche	q gauche	X droit	Y droit	q droit	Ang/horizontale	Largeur base de diffusion	Angle de diffusion
1	4.50	0.00	-9.50	45.00	30.50	-9.50	45.00	90.00	0.00	0.00

Données de la phase : Phase (1)

Enveloppe du talus

	Segment		Segment		Segment
1	21	2	4	3	6
4	5	5	13	6	18

Segments de la phase

	Point 1	Point 2	Sol sous-jacent			Point 1	Point 2	Sol sous-jacent			Point 1	Point 2	Sol sous-jacent	
1	1	13	2	2	3	3	14	0	3	5	5	23		4
4	6	7	4	5	8	16	4	6	7	8	8		4	
7	9	12	5	8	9	10	1	9	10	11		1		
10	11	12	1	11	13	5	4	12	15	4		0		
13	16	20	4	14	12	17	5	15	14	15		0		
16	13	18	2	17	18	24	2	18	20	2		2		
19	19	20	2	20	17	19	2	21	6	21		1		
22	22	23	5	23	23	6	4	24	24	17		2		
25	9	24		5										

Liste des éléments activés

Surcharges réparties : 4.5

Conditions hydrauliques : Nappe phréatique

Toit de la nappe

	X	Y		X	Y
1	0.00	-12.50	2	100.00	-12.50

Données de la situation : Situation (1)

Méthode de calcul pour cette situation : Bishop

Pondérations pour cette situation : Coefficients 1

Détail des coefficients partiels

	Nom	Coefficients		Nom	Coefficients		Nom	Coefficients		Nom	Coefficients		Nom	Coefficients
	Γ _{min}	1.00		Γ _{sl}	1.00		Γ _{'sl}	1.00		Γ _{phi}	1.00		Γ _{c'}	1.00
	Γ _{cu}	1.00		Γ _Q	1.00		Γ _{qscl ab}	1.00		Γ _{qscl es}	1.00		Γ _{qsti ab}	1.00
	Γ _{qsti es}	1.00		Γ _{qsba}	1.00		Γ _{pl}	1.00		Γ _{aclo}	1.00		Γ _{atir}	1.00
	Γ _{aban}	1.00		Γ _{bu}	1.00		Γ _{s3}	1.00						

Type de surfaces de rupture : Surfaces circulaires

Type de recherche : Automatique

Nombre de découpages : 10

Incrément sur le rayon : 1.00 m

Abscisse émergence limite : 54.50

Type de recherche : Point de passage imposé

Point de passage imposé : en X= 54.50 en Y= -20.25

Nombre de tranches : 100

<HTML>Conditions de passage
dans certains sols</HTML> : Oui

Passage imposé dans Sols compressibles

et

Passage imposé dans Remblai

Résultats

Coefficient de sécurité minimal : **F_{min}= 1.42**

Coordonnées du centre critique et rayon du cercle critique : X= 67.71 Y= 13.06 R= 39.83 m



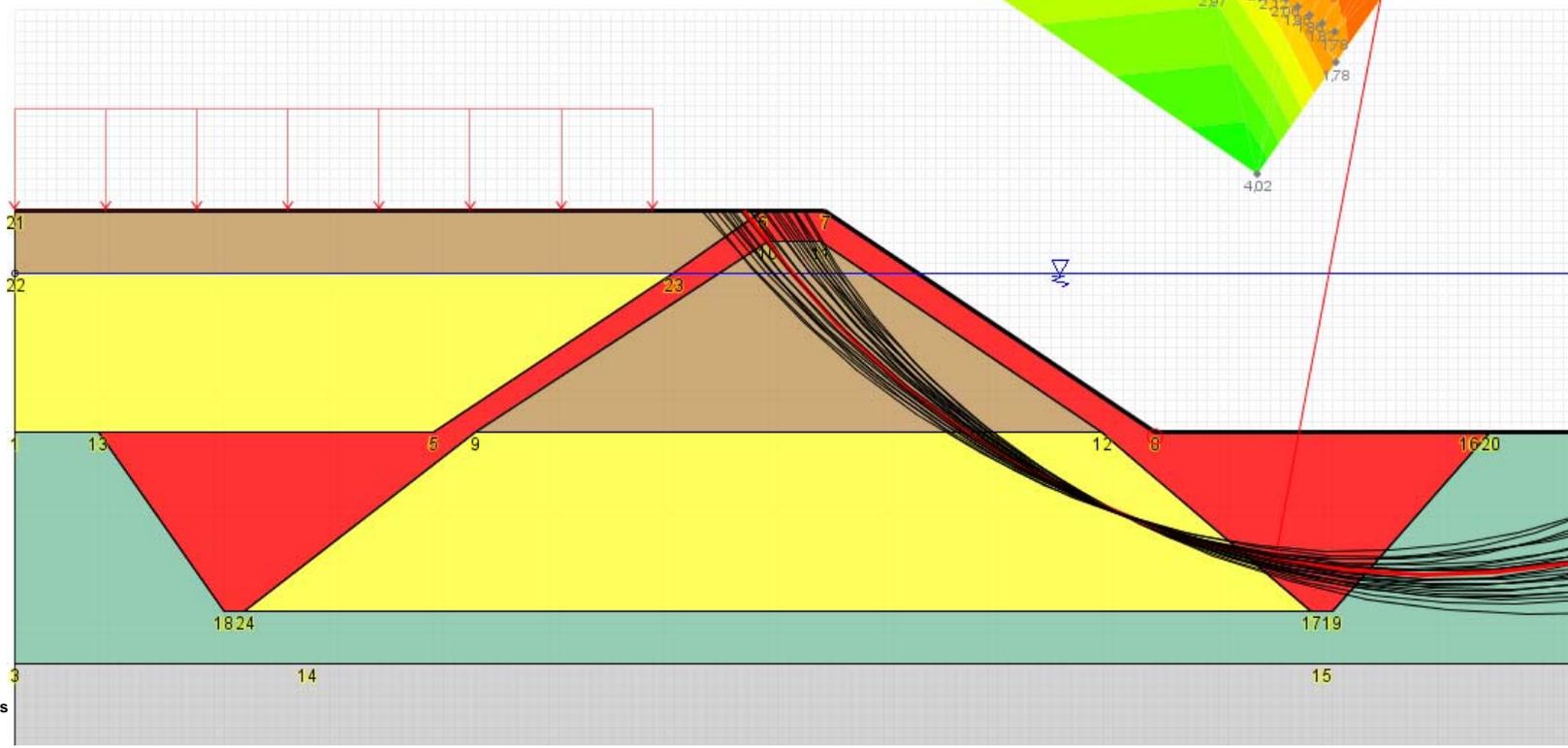
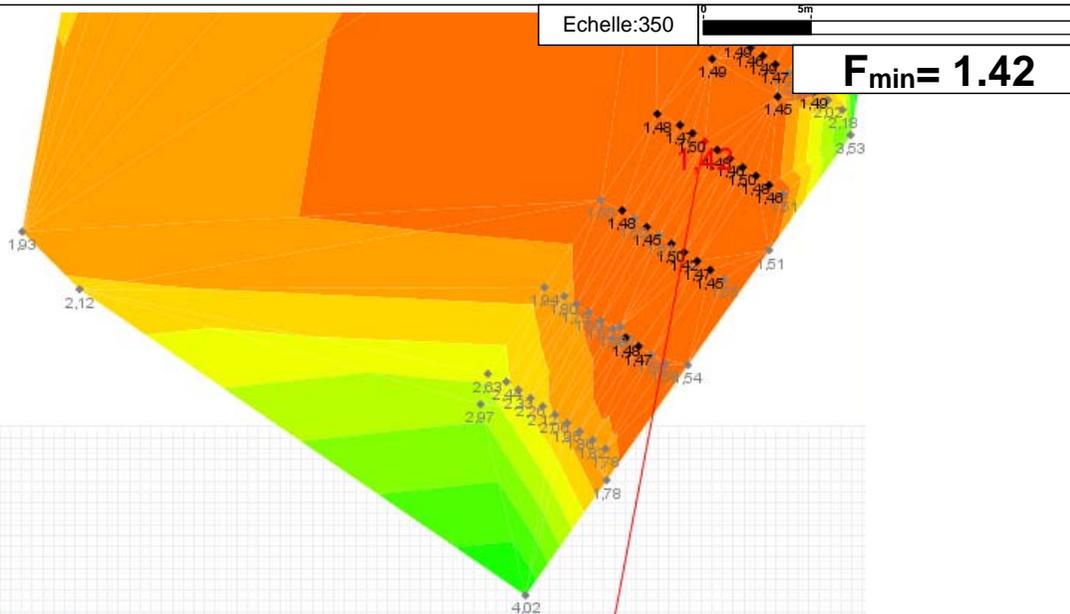
Sol n°	1	2	3	4
γ (kN/m ³)	20.00	12.00	22.00	16.00
φ (°)	35.00	0.01	50.00	30.00
c(kPa)	0.00	14.00	100.00	0.00
Δc (kPa/m)	0.00	1.00	0.00	0.00

Phase : Phase (1) / Situation : Situation (1)

Méthode de calcul : Bishop

Système d'unités : kN,kPa,kN/m³

Pondérations : Coefficients 1



- 1 Remblai
- 2 Sols compressibles
- 4 Enrochement
- 5 Substitution

TALREN 4 v2.0.3



09 GEO 7276 / Stabilité des digues d'enclosure - SP3

Stabilité avec terre-pleins

Calcul statique

C:\Documents and Settings\Manu\Bureau\PAG\diguesdencloturesp3.prj

Etude réalisée par :
GEOMAT ANTILLES

Imprimée le : 06/05/09 à 15:12:14

Numéro d'affaire : 09 GEO 7276

Titre du calcul : Stabilité des digues d'enclôture - SP3

Lieu : JARRY - Banc Provençal

Commentaires : Stabilité avec terre-pleins
Calcul statique

Système d'unités : kN,kPa,kN/m3

γw : 10.0

Couches de sols

	Nom	γ	φ	c	Δc	qs clous	pl	KsB
1	Remblai	20.00	35.00	0.00	0.00	-	-	-
2	Sols compressibles	12.00	0.01	14.00	1.00	-	-	-
3	Argiles fermes	17.00	0.01	50.00	2.00	-	-	-
4	Enrochement	22.00	50.00	100.00	0.00	-	-	-
5	Substitution	16.00	30.00	0.00	0.00	-	-	-

Points

1	0.00	-20.00	2	100.00	-20.00	3	0.00	-31.00	4	100.00	-31.00	5	20.00	-20.00	6	35.75	-9.50	7	38.75	-9.50
8	54.50	-20.00	9	22.00	-20.00	10	36.00	-11.00	11	38.50	-11.00	12	52.00	-20.00	13	4.00	-20.00	14	14.00	-31.00
15	62.50	-31.00	16	69.50	-20.00	17	62.00	-28.50	18	10.00	-28.50	19	63.00	-28.50	20	70.50	-20.00	21	0.00	-9.50
22	0.00	-12.50	23	31.50	-12.50	24	11.00	-28.50												

Segments

1	1	13	2	3	14	3	5	23	4	6	7	5	8	16	6	7	8	7	9	12
8	9	10	9	10	11	10	11	12	11	13	5	12	15	4	13	16	20	14	12	17
15	14	15	16	13	18	17	18	24	18	20	2	19	19	20	20	17	19	21	6	21
22	22	23	23	23	6	24	24	17	25	9	24									

Surcharges réparties

	Nom	X gauche	Y gauche	q gauche	X droit	Y droit	q droit	Ang/horizontale	Largeur base de diffusion	Angle de diffusion
1	4.50	0.00	-9.50	45.00	25.50	-9.50	45.00	90.00	0.00	0.00

Données de la phase : Phase (1)

Enveloppe du talus

	Segment		Segment		Segment
1	21	2	4	3	6
4	5	5	13	6	18

Segments de la phase

	Point 1	Point 2	Sol sous-jacent			Point 1	Point 2	Sol sous-jacent			Point 1	Point 2	Sol sous-jacent	
1	1	13	2	2	3	3	14	0	3	5	5	23		4
4	6	7	4	5	8	8	16	4	6	7	7	8		4
7	9	12	5	8	9	9	10	1	9	10	10	11		1
10	11	12	1	11	13	13	5	4	12	15	15	4		0
13	16	20	4	14	12	12	17	5	15	14	14	15		0
16	13	18	2	17	18	18	24	2	18	20	20	2		2
19	19	20	2	20	17	17	19	2	21	6	6	21		1
22	22	23	5	23	23	23	6	4	24	24	24	17		2
25	9	24												

Liste des éléments activés

Surcharges réparties : 4.5

Conditions hydrauliques : Nappe phréatique

Toit de la nappe

	X	Y		X	Y
1	0.00	-12.50	2	100.00	-12.50

Données de la situation : Situation (1)

Méthode de calcul pour cette situation : Bishop

Pondérations pour cette situation : Coefficients 1

Détail des coefficients partiels

	Nom	Coefficients		Nom	Coefficients		Nom	Coefficients		Nom	Coefficients		Nom	Coefficients
	Γ _{min}	1.00		Γ _{sl}	1.00		Γ _{'sl}	1.00		Γ _{phi}	1.00		Γ _{c'}	1.00
	Γ _{cu}	1.00		Γ _Q	1.00		Γ _{qscl ab}	1.00		Γ _{qscl es}	1.00		Γ _{qsti ab}	1.00
	Γ _{qsti es}	1.00		Γ _{qsba}	1.00		Γ _{pl}	1.00		Γ _{aclo}	1.00		Γ _{atir}	1.00
	Γ _{aban}	1.00		Γ _{bu}	1.00		Γ _{s3}	1.00						

Type de surfaces de rupture : Surfaces circulaires

Type de recherche : Automatique

Nombre de découpages : 10

Incrément sur le rayon : 1.00 m

Abscisse émergence limite : 54.50

Type de recherche : Point de passage imposé

Point de passage imposé : en X= 54.50 en Y= -20.00

Nombre de tranches : 100

<HTML>Conditions de passage
dans certains sols</HTML> : Oui

Passage imposé dans Sols compressibles

et

Passage imposé dans Remblai

Résultats

Coefficient de sécurité minimal : **F_{min}= 1.49**

Coordonnées du centre critique et rayon du cercle critique : X= 67.20 Y= 10.88 R= 37.38 m



Sol n°	1	2	3	4
γ (kN/m ³)	20.00	12.00	22.00	16.00
φ (°)	35.00	0.01	50.00	30.00
c(kPa)	0.00	14.00	100.00	0.00
Δc (kPa/m)	0.00	1.00	0.00	0.00

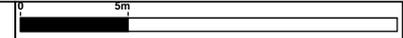
Phase : Phase (1) / Situation : Situation (1)

Méthode de calcul : Bishop

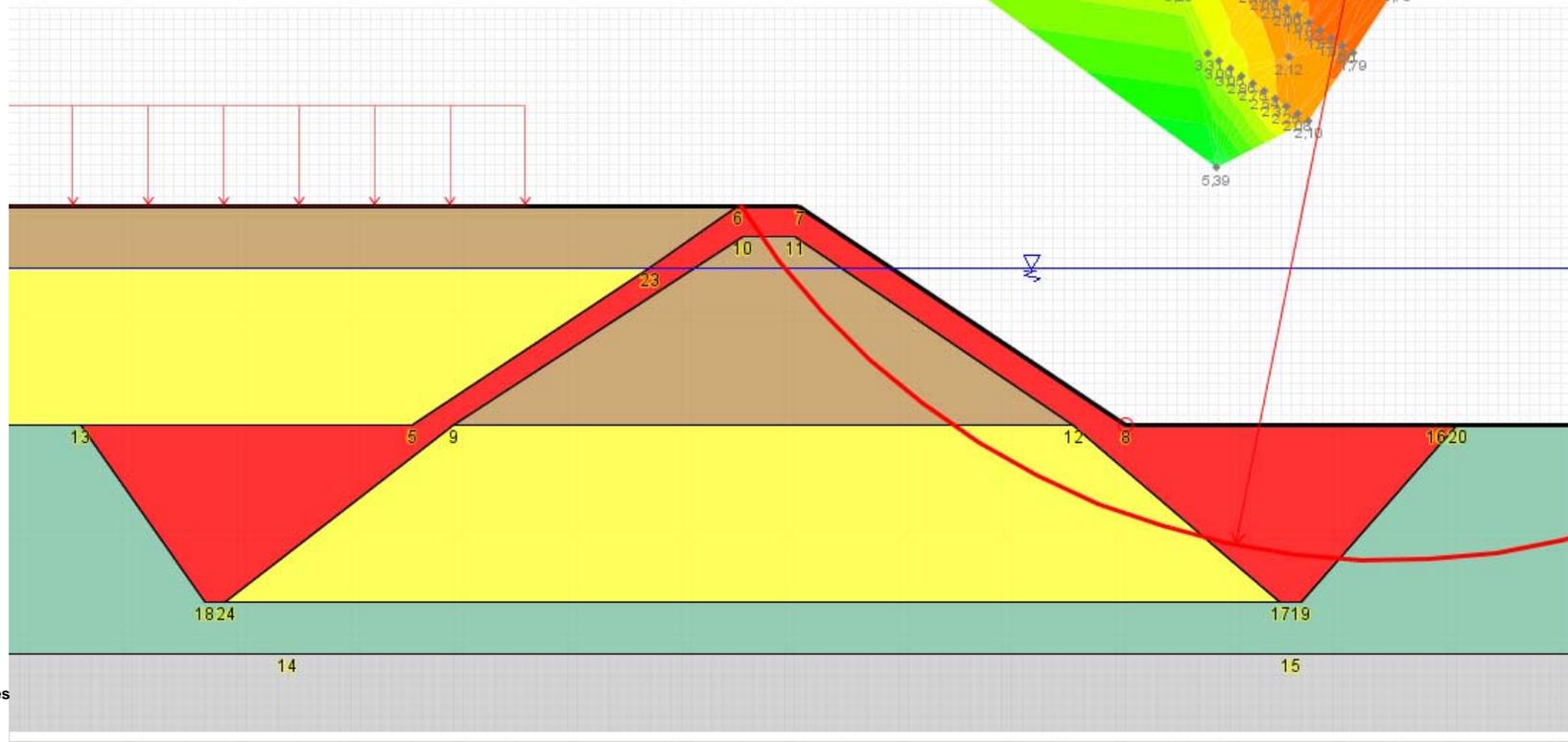
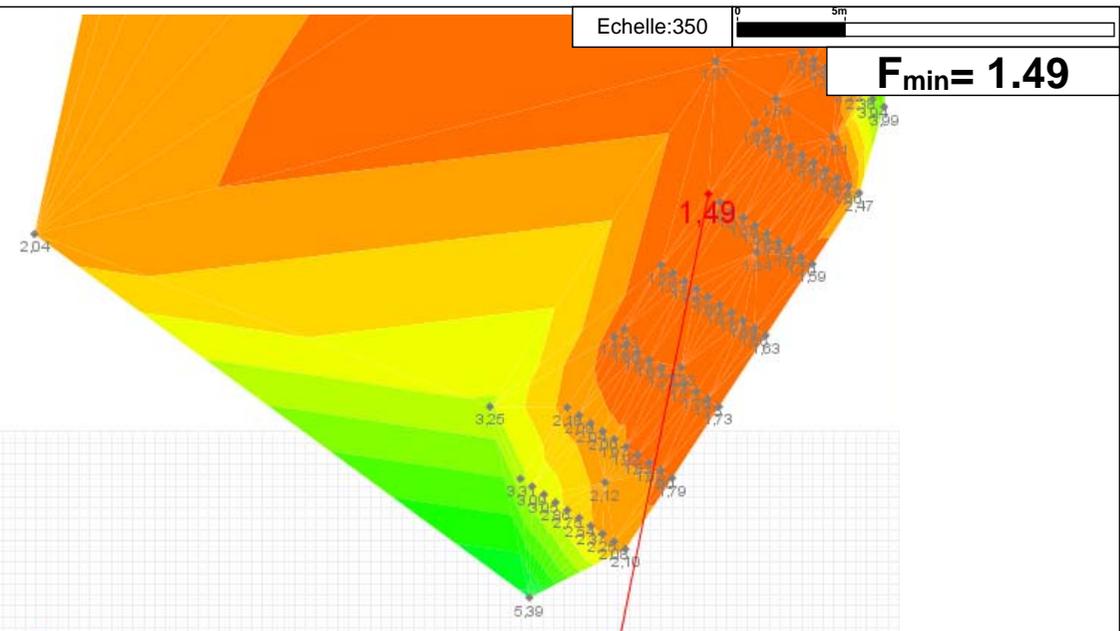
Système d'unités : kN,kPa,kN/m³

Pondérations : Coefficients 1

Echelle:350



F_{min} = 1.49



- 1 Remblai
- 2 Sols compressibles
- 4 Enrochement
- 5 Substitution



09 GEO 7276 / Stabilité des digues d'enclosure - SP3
 Stabilité avec terre-pleins
 Calcul statique
 C:\Documents and Settings\Manu\Bureau\PAG\diguesdencloturesp3.prj

Etude réalisée par :
 GEOMAT ANTILLES
 Imprimée le : 06/05/09 à 15:10:18

ANNEXE I₂:

Notes de calculs des tassements sous la surcharge

Calcul des tassements sous chargement

Modèle géologique et géotechnique :

Sondage	Hauteur d'eau (en m)	$\Delta\sigma$ (en kPa)
SC1	1.2	45

Profondeur (en m/TN)	Couche	C_c	σ'_{v0} ou σ'_p (en kPa)	e_0	h (en m)	E_M (en MPa)	α
0.00							
	Sols compressibles	0.45	10.34	2.00	3.30	0.40	1.00
3.30							
	Tourbe	3.50	33.80	10.00	1.90	0.40	1.00
5.20							
	Argile d'altération	0.4	80	1.5	7.6	3	0.66
12.8							

Méthode de calcul:

- Oedométrie :

$$\Delta h_p = h \frac{C_c}{1 + e_0} \log \left(1 + \frac{\Delta\sigma}{\sigma'_{v0}} \right) \text{ pour un sol normalement consolidé}$$

$$\Delta h_p = h \frac{C_c}{1 + e_0} \log \left(1 + \frac{\Delta\sigma}{\sigma'_p} \right) \text{ pour un sol surconsolidé}$$

Avec h : hauteur de la couche
 C_c : indice de compression
 e_0 : indice des vides
 $\Delta\sigma$: contrainte effective moyenne appliquée au sol de fondation
 σ'_{v0} : contrainte effective verticale du sol
 σ'_p : pression de préconsolidation

- Pressiométrie :

$$\Delta h_p = \alpha \frac{\Delta\sigma h}{E_M}$$

Avec α : coefficient rhéologique du sol
 $\Delta\sigma$: contrainte effective moyenne appliquée au sol de fondation
 E_M : module pressiométrique du sol
 h : hauteur de la couche

Présentation des résultats du calcul

	Méthode Oedométrique	Méthode Pressiométrique
$W_{\text{sols compressibles}}$ (en m)	0.24	0.37
W_{tourbe} (en m)	0.22	0.21
$W_{\text{argiles surconsolidée}}$ (en m)	0.24	0.08
W_{total} (en m)	0.70	0.66

Calcul des tassements sous chargement

Modèle géologique et géotechnique :

Sondage	Hauteur d'eau (en m)	$\Delta\sigma$ (en kPa)
SC2	6.7	45

Profondeur (en m/TN)	Couche	C_c	σ'_{v0} ou σ'_p (en kPa)	e_0	h (en m)	E_M (en MPa)	α
0.00							
	Tourbe	3.50	67.51	10.00	0.70	0.40	1.00
0.70							
	Sols compressibles	0.45	72.62	2.00	1.50	0.40	1.00
2.20							
	Argile d'altération	0.4	80	1.5	7.6	3	0.66
9.8							

Méthode de calcul:

- Oedométrie :

$$\Delta h_p = h \frac{C_c}{1 + e_0} \log \left(1 + \frac{\Delta\sigma}{\sigma'_{v0}} \right) \text{ pour un sol normalement consolidé}$$

$$\Delta h_p = h \frac{C_c}{1 + e_0} \log \left(1 + \frac{\Delta\sigma}{\sigma'_p} \right) \text{ pour un sol surconsolidé}$$

Avec

- h : hauteur de la couche
- C_c : indice de compression
- e_0 : indice des vides
- $\Delta\sigma$: contrainte effective moyenne appliquée au sol de fondation
- σ'_{v0} : contrainte effective verticale du sol
- σ'_p : pression de préconsolidation

- Pressiométrie :

$$\Delta h_p = \alpha \frac{\Delta\sigma h}{E_M}$$

Avec

- α : coefficient rhéologique du sol
- $\Delta\sigma$: contrainte effective moyenne appliquée au sol de fondation
- E_M : module pressiométrique du sol
- h : hauteur de la couche

Présentation des résultats du calcul

	Méthode Oedométrique	Méthode Pressiométrique
$W_{\text{sols compressibles}}$ (en m)	0.02	0.08
W_{tourbe} (en m)	0.10	0.17
$W_{\text{argiles surconsolidée}}$ (en m)	0.24	0.08
W_{total} (en m)	0.36	0.32

Calcul des tassements sous chargement

Modèle géologique et géotechnique :

Sondage	Hauteur d'eau (en m)	$\Delta\sigma$ (en kPa)
SC3	7.5	45

Profondeur (en m/TN)	Couche	Cc	σ'_{v0} ou σ'_p (en kPa)	e ₀	h (en m)	E _M (en MPa)	α
0.00							
	Sols compressibles	0.45	79.11	2.00	1.30	0.40	1.00
1.30							
	Tourbe	3.50	84.47	10.00	2.10	0.40	1.00
3.40							
	Argile suconsolidée	0.4	80	1.5	7.6	3	0.66
10.4							

Méthode de calcul:

- Oedométrie :

$$\Delta h_p = h \frac{C_c}{1 + e_0} \log \left(1 + \frac{\Delta\sigma}{\sigma'_{v0}} \right) \text{ pour un sol normalement consolidé}$$

$$\Delta h_p = h \frac{C_c}{1 + e_0} \log \left(1 + \frac{\Delta\sigma}{\sigma'_p} \right) \text{ pour un sol surconsolidé}$$

Avec

- h : hauteur de la couche
- C_c : indice de compression
- e₀ : indice des vides
- Δσ : contrainte effective moyenne appliquée au sol de fondation
- σ'_{v0} : contrainte effective verticale du sol
- σ'_p : pression de préconsolidation

- Pressiométrie :

$$\Delta h_p = \alpha \frac{\Delta\sigma h}{E_M}$$

Avec

- α : coefficient rhéologique du sol
- Δσ : contrainte effective moyenne appliquée au sol de fondation
- E_M : module pressiométrique du sol
- h : hauteur de la couche

Présentation des résultats du calcul

	Méthode Oedométrique	Méthode Pressiométrique
<i>W</i> sols compressibles (en m)	0.04	0.15
<i>W</i> tourbe (en m)	0.12	0.24
<i>W</i> argiles surconsolidée (en m)	0.22	0.07
<i>W</i> total (en m)	0.38	0.45

Calcul des tassements sous chargement

Modèle géologique et géotechnique :

Sondage	Hauteur d'eau (en m)	$\Delta\sigma$ (en kPa)
SC4	5.5	45

Profondeur (en m/TN)	Couche	C_c	σ'_{v0} ou σ'_p (en kPa)	e_0	h (en m)	E_M (en MPa)	α
0.00							
	Sols compressibles	0.45	62.85	2.00	2.50	0.40	1.00
2.50							
	Tourbes	3.50	71.57	10.00	1.50	0.40	1.00
4.00							
	Argile surconsolidée	0.4	80	1.5	10	3	0.66
14							

Méthode de calcul:

- Oedométrie :

$$\Delta h_p = h \frac{C_c}{1 + e_0} \log \left(1 + \frac{\Delta\sigma}{\sigma'_{v0}} \right) \text{ pour un sol normalement consolidé}$$

$$\Delta h_p = h \frac{C_c}{1 + e_0} \log \left(1 + \frac{\Delta\sigma}{\sigma'_p} \right) \text{ pour un sol surconsolidé}$$

Avec

- h : hauteur de la couche
- C_c : indice de compression
- e_0 : indice des vides
- $\Delta\sigma$: contrainte effective moyenne appliquée au sol de fondation
- σ'_{v0} : contrainte effective verticale du sol
- σ'_p : pression de préconsolidation

- Pressiométrie :

$$\Delta h_p = \alpha \frac{\Delta\sigma h}{E_M}$$

Avec

- α : coefficient rhéologique du sol
- $\Delta\sigma$: contrainte effective moyenne appliquée au sol de fondation
- E_M : module pressiométrique du sol
- h : hauteur de la couche

Présentation des résultats du calcul

	Méthode Oedométrique	Méthode Pressiométrique
<i>W</i> sols compressibles (en m)	0.09	0.28
<i>W</i> tourbe (en m)	0.10	0.17
<i>W</i> argiles surconsolidée (en m)	0.31	0.10
<i>W</i> total (en m)	0.50	0.55

Calcul des tassements sous chargement

Modèle géologique et géotechnique :

Sondage	Hauteur d'eau (en m)	$\Delta\sigma$ (en kPa)
SP1	3	45

Profondeur (en m/TN)	Couche	Cc	σ'_{v0} ou σ'_p (en kPa)	e ₀	h (en m)	E _M (en MPa)	α
0.00							
	Sols compressibles	0.45	36.29	2.00	2.00	6.70	1.00
2.00							
	Argile surconsolidée	0.40	80.00	1.50	10.00	6.86	0.66
12.00							

Méthode de calcul:

- Oedométrie :

$$\Delta h_p = h \frac{C_c}{1 + e_0} \log \left(1 + \frac{\Delta\sigma}{\sigma'_{v0}} \right) \text{ pour un sol normalement consolidé}$$

$$\Delta h_p = h \frac{C_c}{1 + e_0} \log \left(1 + \frac{\Delta\sigma}{\sigma'_p} \right) \text{ pour un sol surconsolidé}$$

Avec

- h : hauteur de la couche
- C_c : indice de compression
- e₀ : indice des vides
- Δσ : contrainte effective moyenne appliquée au sol de fondation
- σ'_{v0} : contrainte effective verticale du sol
- σ'_p : pression de préconsolidation

- Pressiométrie :

$$\Delta h_p = \alpha \frac{\Delta\sigma h}{E_M}$$

Avec

- α : coefficient rhéologique du sol
- Δσ : contrainte effective moyenne appliquée au sol de fondation
- E_M : module pressiométrique du sol
- h : hauteur de la couche

Présentation des résultats du calcul

	Méthode Oedométrique	Méthode Pressiométrique
<i>W</i> sols compressibles (en m)	0.11	0.01
<i>W</i> tourbe (en m)	0.00	0.00
<i>W</i> argiles surconsolidée (en m)	0.31	0.04
<i>W</i> total (en m)	0.42	0.06

Calcul des tassements sous chargement

Modèle géologique et géotechnique :

Sondage	Hauteur d'eau (en m)	$\Delta\sigma$ (en kPa)
SP2	4	45

Profondeur (en m/TN)	Couche	C _c	σ'_{v0} ou σ'_p (en kPa)	e ₀	h (en m)	E _M (en MPa)	α
0.00							
	Sols compressibles	0.45	47.85	2.00	2.50	2.90	1.00
2.50							
	Argile surconsolidée	0.40	80.00	1.50	4.50	16.97	0.66
7.00							

Méthode de calcul:

- Oedométrie :

$$\Delta h_p = h \frac{C_c}{1 + e_0} \log \left(1 + \frac{\Delta\sigma}{\sigma'_{v0}} \right) \text{ pour un sol normalement consolidé}$$

$$\Delta h_p = h \frac{C_c}{1 + e_0} \log \left(1 + \frac{\Delta\sigma}{\sigma'_p} \right) \text{ pour un sol surconsolidé}$$

Avec

- h : hauteur de la couche
- C_c : indice de compression
- e₀ : indice des vides
- Δσ : contrainte effective moyenne appliquée au sol de fondation
- σ'v0 : contrainte effective verticale du sol
- σ'p : pression de préconsolidation

- Pressiométrie :

$$\Delta h_p = \alpha \frac{\Delta\sigma h}{E_M}$$

Avec

- α : coefficient rhéologique du sol
- Δσ : contrainte effective moyenne appliquée au sol de fondation
- E_M : module pressiométrique du sol
- h : hauteur de la couche

Présentation des résultats du calcul

	Méthode Oedométrique	Méthode Pressiométrique
W sols compressibles (en m)	0.11	0.04
W tourbe (en m)	0.00	0.00
W argiles surconsolidée (en m)	0.14	0.01
W total (en m)	0.25	0.05

Calcul des tassements sous chargement

Modèle géologique et géotechnique :

Sondage	Hauteur d'eau (en m)	$\Delta\sigma$ (en kPa)
SP3	8	45

Profondeur (en m/TN)	Couche	C _c	σ'_{v0} ou σ'_p (en kPa)	e ₀	h (en m)	E _M (en MPa)	α
0.00							
	Sols compressibles	0.45	114.32	2.00	11.00	0.58	1.00
11.00							

Méthode de calcul:

- Oedométrie :

$$\Delta h_p = h \frac{C_c}{1 + e_0} \log \left(1 + \frac{\Delta\sigma}{\sigma'_{v0}} \right) \text{ pour un sol normalement consolidé}$$

$$\Delta h_p = h \frac{C_c}{1 + e_0} \log \left(1 + \frac{\Delta\sigma}{\sigma'_p} \right) \text{ pour un sol surconsolidé}$$

Avec

- h : hauteur de la couche
- C_c : indice de compression
- e₀ : indice des vides
- Δσ : contrainte effective moyenne appliquée au sol de fondation
- σ'v0 : contrainte effective verticale du sol
- σ'p : pression de préconsolidation

- Pressiométrie :

$$\Delta h_p = \alpha \frac{\Delta\sigma h}{E_M}$$

Avec

- α : coefficient rhéologique du sol
- Δσ : contrainte effective moyenne appliquée au sol de fondation
- E_M : module pressiométrique du sol
- h : hauteur de la couche

Présentation des résultats du calcul

	Méthode Oedométrique	Méthode Pressiométrique
<i>W</i> sols compressibles (en m)	0.24	0.85
<i>W</i> tourbe (en m)	0.00	0.00
<i>W</i> argiles surconsolidée (en m)	0.00	0.00
<i>W</i> total (en m)	0.24	0.85

Calcul des tassements sous chargement

Modèle géologique et géotechnique :

Sondage	Hauteur d'eau (en m)	$\Delta\sigma$ (en kPa)
SP4	6.5	45

Profondeur (en m/TN)	Couche	C_c	σ'_{v0} ou σ'_p (en kPa)	e_0	h (en m)	E_M (en MPa)	α
0.00							
	Sols compressibles	0.40	80.00	1.50	11.50	5.04	0.66
11.50							

Méthode de calcul:

- Oedométrie :

$$\Delta h_p = h \frac{C_c}{1 + e_0} \log \left(1 + \frac{\Delta\sigma}{\sigma'_{v0}} \right) \text{ pour un sol normalement consolidé}$$

$$\Delta h_p = h \frac{C_c}{1 + e_0} \log \left(1 + \frac{\Delta\sigma}{\sigma'_p} \right) \text{ pour un sol surconsolidé}$$

Avec

- h : hauteur de la couche
- C_c : indice de compression
- e_0 : indice des vides
- $\Delta\sigma$: contrainte effective moyenne appliquée au sol de fondation
- σ'_{v0} : contrainte effective verticale du sol
- σ'_p : pression de préconsolidation

- Pressiométrie :

$$\Delta h_p = \alpha \frac{\Delta\sigma h}{E_M}$$

Avec

- α : coefficient rhéologique du sol
- $\Delta\sigma$: contrainte effective moyenne appliquée au sol de fondation
- E_M : module pressiométrique du sol
- h : hauteur de la couche

Présentation des résultats du calcul

	Méthode Oedométrique	Méthode Pressiométrique
$W_{\text{sols compressibles}}$ (en m)	0.00	0.00
W_{tourbe} (en m)	0.00	0.00
$W_{\text{argiles surconsolidée}}$ (en m)	0.36	0.07
W_{total} (en m)	0.36	0.07

Calcul des tassements sous chargement

Modèle géologique et géotechnique :

Sondage	Hauteur d'eau (en m)	$\Delta\sigma$ (en kPa)
SP5	4	45

Profondeur (en m/TN)	Couche	C_c	σ'_{v0} ou σ'_p (en kPa)	e_0	h (en m)	E_M (en MPa)	α
0.00							
	Sols compressibles	0.45	46.29	2.00	2.00	0.30	1.00
2.00							
	Argile surconsolidée	0.40	80.00	1.50	23.70	2.19	0.66
25.70							

Méthode de calcul:

- Oedométrie :

$$\Delta h_p = h \frac{C_c}{1 + e_0} \log \left(1 + \frac{\Delta\sigma}{\sigma'_{v0}} \right) \text{ pour un sol normalement consolidé}$$

$$\Delta h_p = h \frac{C_c}{1 + e_0} \log \left(1 + \frac{\Delta\sigma}{\sigma'_p} \right) \text{ pour un sol surconsolidé}$$

Avec

- h : hauteur de la couche
- C_c : indice de compression
- e_0 : indice des vides
- $\Delta\sigma$: contrainte effective moyenne appliquée au sol de fondation
- σ'_{v0} : contrainte effective verticale du sol
- σ'_p : pression de préconsolidation

- Pressiométrie :

$$\Delta h_p = \alpha \frac{\Delta\sigma h}{E_M}$$

Avec

- α : coefficient rhéologique du sol
- $\Delta\sigma$: contrainte effective moyenne appliquée au sol de fondation
- E_M : module pressiométrique du sol
- h : hauteur de la couche

Présentation des résultats du calcul

	Méthode Oedométrique	Méthode Pressiométrique
$W_{\text{sols compressibles}}$ (en m)	0.09	0.30
W_{tourbe} (en m)	0.00	0.00
$W_{\text{argiles surconsolidée}}$ (en m)	0.73	0.32
W_{total} (en m)	0.82	0.62

ANNEXE J:

Extrait du projet de PPR de la commune de Baie Mahault

Extrait du projet de PPR de la commune de Baie Mahault



PLAN DE ZONAGE REGLEMENTAIRE

ZONES INCONSTRUCTIBLES

- 
 Aléa houle cyclonique fort
- 
 Aléa mouvement de terrain fort
- 
 Aléa inondation fort

**ZONES CONSTRUCTIBLES
SOUS PRESCRIPTIONS**

- | | |
|--|---|
| <ul style="list-style-type: none">  zones soumises à opération d'aménagement préalable  zones soumises à prescriptions individuelles et collectives  zones soumises à prescriptions individuelles particulières  zones soumises aux dispositions communes à l'ensemble du territoire | <ul style="list-style-type: none">  M : aléa mouvement de terrain moyen
  m : aléa mouvement de terrain faible  I : aléa inondation et/ou marée de tempête moyen
  i : aléa inondation et/ou marée de tempête faible  L : aléa liquéfaction quelque soit son niveau |
|--|---|
-  Zone de failles



SOMMAIRE



1	GENERALITE.....	2
2	MISSION DE GEOMAT ANTILLES	2
3	PROGRAMME D'INVESTIGATIONS.....	3
4	APERÇU TOPOGRAPHIQUE ET GÉOLOGIQUE.....	4
5	PRESENTATION DES RÉSULTATS	4
5.1	Analyse géologique.....	4
5.1.1	Les dépôts récents	5
5.1.2	Les sédiments anciens.....	6
5.1.3	Le marno calcaire.....	7
5.1.4	Synthèse géologique	7
5.2	Analyse hydrogéologique	8
5.3	Analyse géotechnique	8
5.3.1	Caractéristiques mécaniques	8
5.3.2	Résultats de laboratoire.....	13
5.3.2.1	Caractéristiques physiques générales.....	19
5.3.2.2	Cohésion et angle de frottement.....	19
5.3.2.3	Analyse de la liquéfaction des sols en place	20
5.4	Synthèse des résultats obtenus.....	20
6	ANALYSE ET CHOIX DES FONDATIONS DU QUAI D'ACCOSTAGE	26
6.1	Contexte de l'ouvrage.....	26
6.1.1	Description générale	26
6.1.2	Rappel du contexte géotechnique et géologique au droit de l'ouvrage.....	26
6.1.3	Solutions de fondations envisageables.....	27
6.2	Quais sur caissons	27
6.2.1	Contraintes de calcul.....	27
6.2.2	Evaluation des tassements.....	28
6.2.3	Sujétions d'exécution.....	28
6.3	Solution sur pieux	29
6.3.1	Terme de pointe	29
6.3.2	Frottement latéral unitaire ultime (q_{su})	29
6.3.3	Frottement négatif.....	30
6.3.4	Prédimensionnement.....	30
6.3.5	Sujétions d'exécution.....	30

7	ANALYSE DES DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES RELATIVES AUX DIGUES D'ENCLÔTURE.....	31
7.1	Contexte.....	31
7.1.1	Description générale.....	31
7.1.2	Rappel du contexte géotechnique et géologique au droit des digues.....	31
7.1.2.1	Cas général : Sondages SP1 SP2, SP5, SC2, SC3 et SC4.....	31
7.1.2.2	Cas particulier : Sondage SP3.....	32
7.2	Stabilité des digues d'enclôture dans le cas général.....	32
7.2.1	Stabilité au grand glissement.....	32
7.2.1.1	Mise en œuvre des digues sans disposition spécifique.....	32
7.2.1.2	Mise en œuvre des digues avec dispositions spécifiques.....	34
7.2.1.3	Stabilité des digues après mise en œuvre du terre-plein.....	35
7.2.2	Stabilité au poinçonnement.....	35
7.3	Cas particulier : Sondage SP3.....	36
7.3.1	Stabilité au grand glissement (cas particulier SP3).....	36
7.3.1.1	Mise en œuvre des digues sans disposition spécifique (cas particulier SP3).....	36
7.3.1.2	Mise en œuvre des digues avec dispositions spécifiques (cas particulier SP3).....	37
7.3.1.3	Stabilité des digues après mise en œuvre du terre-plein (cas particulier SP3).....	38
7.3.2	Stabilité au poinçonnement (cas particulier SP3).....	39
7.4	Synthèse des dispositions constructives relatives aux digues d'enclôture.....	40
8	ANALYSE DES DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES RELATIVES AUX TERRE- PLEINS.....	41
8.1	Contexte.....	41
8.1.1	Description générale.....	41
8.1.2	Rappel du contexte géotechnique et géologique.....	41
8.1.2.1	Cas général.....	41
8.1.2.2	Cas particulier : Sondage SP3.....	42
8.2	Stabilité du terre-plein.....	42
8.2.1	Cas général.....	43
8.2.2	Cas du sondage SP3.....	44
8.3	Estimation des tassements sous le terre-plein.....	45
8.3.1	Tassements primaires du terre-plein.....	46
8.3.2	Degré de consolidation.....	47
8.3.3	Fluage ou tassement de consolidation secondaire.....	48
8.4	Synthèse des dispositions constructives relatives au remblaiement.....	49
8.4.1	Dispositions constructives générales.....	49
8.4.2	Aspect liquéfaction des remblais.....	50

9	COMPORTEMENT DES TERRE-PLEINS EN EXPLOITATION	51
9.1	Stabilité des digues d' enclôture en cours d'exploitation	51
9.2	Stabilité au poinçonnement des terre-pleins en cours d'exploitation.....	52
9.2.1	Charge d'exploitation immédiatement après travaux.....	52
9.2.1.1	Augmentation de la cohésion	52
9.2.1.2	Stabilité au poinçonnement	53
9.2.1.3	Charge d'exploitation admissible à la réception des plateformes	54
9.2.2	Evolution de la charge d'exploitation	54
9.2.3	Limites du modèle.....	55
9.3	Tassements prévisibles liés à la charge d'exploitation.....	56
9.4	Synthèse du comportement des terre-pleins en cours d'exploitation	57
10	INVESTIGATIONS COMPLEMENTAIRES	58
10.1	Au droit du futur quai	58
10.2	Au niveau des terre-pleins.....	58
10.3	Au niveau de l'anomalie	59
11	ASPECT PARASISMIQUE.....	60
12	SYNTHESE	61

ANNEXES :

- ☞ A/ Observations importantes
- ☞ B/ Fiches synoptiques des familles géotechniques retenues dans le modèle général
- ☞ C/ Notes de calculs des tassements sous l’ouvrage
- ☞ D/ Prédimensionnement des pieux de rive Nord
- ☞ E/ Calculs de stabilité des ouvrages
 - ANNEXE E₁ – Stabilité sans dispositions spécifiques**
 - ANNEXE E₂ - Stabilité avec traitement – cas général**
 - ANNEXE E₃ - Stabilité avec traitement – cas particulier du SP3**
- ☞ F/ Abaque de Salençon
- ☞ G/ Notes de calculs des tassements des terre-pleins
- ☞ H/ Courbes d’évolution des tassements en fonction du temps
- ☞ I/ Comportement des terre-pleins en cours d’exploitation
 - ANNEXE I₁ – Stabilité des digues sous la charge de service**
 - ANNEXE I₂ - Notes de calculs des tassements sous la surcharge**
- ☞ J/ Extrait du projet de PPR de la commune de Baie Mahault