

Selon l'Annexe F de la norme NF P 94-261, elle s'écrit :

$$q_{net} = c' N_c s_c + 0,5 \gamma' B' N_\gamma s_\gamma - q'_0$$

Où :

- N_c, N_q, N_γ : Facteurs de capacité portance,
- s_c, s_q, s_γ : coefficient de forme de la fondation,
- γ' : Poids volumique déjaugé, dans notre cas 8 kN,

Le calcul des facteurs de capacité portante sont présentés dans le tableau suivant :

Facteurs / coefficients	Terme de surcharge ou de profondeur	Terme de cohésion	Terme de surface
Portance	$N_q = e^{\sigma \tan \phi'} \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi'}{2} \right)$	$N_c = \frac{N_q - 1}{\tan \phi'}$	$N_\gamma = 2(N_q - 1) \tan \phi'^{\circ}$
Forme ^a	$s_q = 1 + \frac{B'}{L} \sin \phi'$	$s_c = \frac{s_q N_q - 1}{N_q - 1}$	$s_\gamma = 1 - 0,3 \frac{B'}{L}$
Inclinaison de la base ^b	$b_q = (1 - \alpha \tan \phi')^2$	$b_c = \frac{b_q (1 - b_q)}{N_c \tan \phi'}$	$b_\gamma = (1 - \alpha \tan \phi')^2$
Inclinaison de la charge ^{c,d}	$i_q = \left[1 - \frac{H}{V + A' c' / \tan \phi'} \right]^m$	$i_c = i_q - \frac{(1 - i_q)}{N_c \tan \phi'}$	$i_\gamma = \left[1 - \frac{H}{V + A' c' / \tan \phi'} \right]^{m+1}$

a Ces formules s'appliquent également au cas des semelles carrées ou circulaires en prenant dans ce cas B'=L'.
 b α est l'inclinaison de la base de la fondation par rapport à l'horizontale.
 c V, H sont respectivement la valeur de calcul de l'effort normal et parallèle au plan de la base de la fondation superficielle.
 d m est un exposant dont la valeur est indiquée en F.3.3 (3).
 e Cette formule ne s'applique que pour des fondations à base rugueuse ($\delta \geq \phi'/2$).

Tableau 6 : Facteurs de portance, coefficients de base et de forme de la fondation, coefficients d'inclinaison de la charge
 Méthode analytique en conditions drainées (Tableau F 3.3 NF P 94-261)

8.2.2 Fondations superficielles : Vérification de stabilité au renversement

La surface d'assise effective A' de la fondation superficielle, pour le cas d'une semelle rectangulaire, s'exprime par la relation suivante (Norme NF P 94-261 – Annexe Q) :

$$A' = (B - 2e_B)(L - 2e_L)$$

Où :

- B** : Largeur de la fondation rectangulaire (en m)
- L** : Longueur de la fondation rectangulaire (en m)
- e_B** : Excentrement de la charge selon la largeur de la fondation (en m).
- e_L** : Excentrement de la charge selon la longueur de la fondation (en m).
- e** : excentrement du chargement, calculé selon la formule suivante :

$$e = \frac{M}{N}$$



Où :

M : correspond au moment de rotation de la fondation, définir d'après l'expression suivante :

$$M = F_h \times H$$

F_h : correspond à la résultante des forces horizontales agissant sur la fondation,
H : bras de levier correspondant à la hauteur d'action de la composante horizontale,
N : effort normal sur la fondation, soit la somme du poids propre de la longrine auquel se soustrait les efforts de traction,
B : largeur de la fondation.

La stabilité au renversement est justifiée en assurant une compression au sol d'assise en sous-face de la fondation, sur au moins :

- 100% de la surface d'assise totale dans un cas de charge à l'ELS permanent
- 75% de la surface d'assise totale dans un cas de charge à l'ELS caractéristique
- 10% de la surface d'assise totale dans un cas de charge à l'ELU (fondamental, accidentel et sismique).

Ces seuils peuvent être traduits en critères d'excentricité maximale du chargement. Cela est résumé dans le tableau ci-dessous :

Cas de chargement	Surface d'assise effective comprimée A' devant être vérifiée	Inéquation à vérifier pour stabilité au renversement d'une fondation rectangulaire de dimension L x B	Références sur la Norme NF P 94-261
ELS qp	= 100%	$(1-2eB/B) \times (1-2eL/L) \geq 2/3$	Formule 13.3.3
ELS car	≥ 75%	$(1-2eB/B) \times (1-2eL/L) \geq 1/2$	Formule 13.3.6
ELU	≥ 10%	$(1-2eB/B) \times (1-2eL/L) \geq 1/15$	Formule 9.5.3

Tableau 7 : Inéquations devant être vérifiées pour la justification de la stabilité d'une fondation rectangulaire au renversement

8.2.3 Fondations superficielles : Glissement (ELU)

Aux ELU, la condition de stabilité au glissement de la fondation s'écrit (formule 10.1.1 de la Norme NF P 94-261):

$$H_d \leq R_{h;d} + R_{p;d}$$

Où :

H_d : composante horizontale de la charge transmise par la fondation au terrain ;
R_{h;d} : résistance au glissement de la fondation ;
R_{p;d} : résistance frontale ou tangentielle de la fondation à l'effet de H_d.

Soit, dans le cas présent :

$$Hd \leq \frac{Vd \tan \varphi'}{\gamma g1} + \frac{c' A'}{\gamma g2}$$



Avec :

Hd et Vd : efforts horizontaux et verticaux calculés pour les combinaisons ELU fondamentales et accidentelles.

A' : l'aire de la surface comprimée sous la semelle. On considèrera, aux ELU, que la stabilité au renversement vérifiera une surface comprimée minimale de 10%.

ϕ' et c' : l'angle de frottement interne et la cohésion effective du sol à la base de la fondation.

γ_{g1} et γ_{g2} : coefficients de sécurité partiels sur les paramètres $\tan \phi'$ et c' . On considère que $\gamma_{g1} = 1,2$ et $\gamma_{g2} = 1,5$.

8.2.4 Fondations superficielles : Tassements de la fondation (ELS)

D'après l'Annexe L de la norme d'application nationale NF P94-261, il est admis, pour les structures courantes à fondations isolées, des tassements totaux atteignant 50 mm et des tassements différentiels de 20 mm entre colonnes adjacentes.

A l'ELS en combinaison quasi-permanente, les valeurs de tassements seront déterminées à partir de la méthode pressiométrique. Cette méthode permet d'estimer le tassement final d'une fondation superficielle à partir des valeurs de module E_m déduites des essais au pressiomètre Ménard.

Le tassement total S_f est la somme du tassement sphérique S_c dû aux déformations volumétriques et du tassement déviatorique S_d dû aux déformations de cisaillement. Les tassements sphérique S_c et déviatorique S_d sont calculés respectivement à partir des relations ci-après.

$$s_c = \frac{\alpha}{9E_M} (q' - \sigma'_{v0}) \lambda_c B$$

$$s_d = \frac{2}{9E_M} (q' - \sigma'_{v0}) B_0 \left(\lambda_d \frac{B}{B_0} \right)^\alpha$$

Où :

E_m : module pressiométrique Ménard ;

q' : contrainte moyenne effective appliquée au sol par la fondation ;

σ'_{v0} : contrainte verticale effective au niveau de fondation, dans la configuration du terrain avant travaux ;

B_0 : largeur de référence égale à 0,60 m ;

B : largeur de la fondation ;

α : coefficient rhéologique dépendant de la nature du sol ;

λ_c et λ_d : coefficients de forme, fonction du rapport L/B.

L/B	Cercle	Carré	2	3	5	≥ 20
	1,00	1,10	1,20	1,30	1,40	1,50
λ_d	1,00	1,12	1,53	1,78	2,14	2,65

Nota : ce tassement correspond au tassement de la longrine estimé sous l'effet des surcharges liées aux poids des tables.



8.2.1 Fondations profondes : éléments de calcul

L'effort limite mobilisable sous la pointe Q_{PU} est négligé pour les pieux en profilé H battu, ou pour les micropieux.

La charge limite Q_U est alors égale à l'effort limite mobilisable par frottement latéral :

$$Q_U = Q_{SU}$$

L'effort limite mobilisable par frottement latéral sur la hauteur concernée du fût d'un élément de fondation est donné par l'expression :

$$Q_{SU} = \rho_s * P * \int_0^h q_s(z). dz$$

- Où :
- ρ_s est un coefficient réducteur
 - P désigne le périmètre de l'élément de fondation ;
 - $q_s(z)$ le frottement latéral limite unitaire à la cote z.

Les combinaisons aux états limites sont définies par les relations ci-après :

ELU	Q_{min}	Q_{max}
Combinaisons fondamentales	$-\frac{Q_{tu}}{1,40}$	$\frac{Q_u}{1,40}$
Combinaisons accidentelles	$-\frac{Q_{tu}}{1,20}$	$\frac{Q_u}{1,20}$

Tableau 8 : Pondération des charges aux états limites ultimes (ELU)

ELS	Q_{min}	Q_{max}
Combinaisons rares	$-\frac{Q_{tc}}{1,10}$	$\frac{Q_c}{1,10}$
Combinaisons quasi-permanentes	$-\frac{Q_{tc}}{1,40}$	$\frac{Q_c}{1,40}$

Tableau 9 : Pondération des charges aux états limites de service (ELS)



8.3 Ebauche dimensionnelle des fondations des tables sur longrines sur la Zone de La Loge 1

8.3.1 Références normatives

Le prédimensionnement et la vérification de la stabilité des fondations sont menés à partir du modèle géotechnique de synthèse retenu pour ce projet, et conformément à la norme NF P94-261 de juin 2013 (Justification des ouvrages géotechniques – Normes d'application nationale de l'EUROCODE 7 – Fondations superficielles).

8.3.2 Résistance nette du terrain et contraintes de calcul sous les longrines

Le calcul de la résistance nette du terrain, et les contraintes de calcul qui en découlent, a été étudié selon le modèle géotechnique de synthèse retenu au § 5 du présent rapport.

La contrainte associée à la résistance nette du terrain q_{net} de la formation présente sous les futures fondations (couverture terreuse liée à la réhabilitation du dôme de déchets) est la suivante :

$$N_c = 20,7 \text{ (facteur de portance dans le cas d'un sol avec } \phi = 25^\circ \text{)}$$

$$N_\gamma = 9,0 \text{ (facteur de portance dans le cas d'un sol avec } \phi = 25^\circ \text{)}$$

$$S_c = 1,09$$

$$S_\gamma = 0,94$$

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

$$\text{D'où } q_{net} \approx 250 \text{ kPa}$$

On en déduit les contraintes de calcul aux états-limites, pour la formation de couverture du massif :

$$q'_{ELS} = 90 \text{ kPa}$$

$$q'_{ELU} = 150 \text{ kPa}$$

8.3.3 Ebauche dimensionnelle des longrines

➤ Calcul de la portance du sol sous la longrine

Le tableau suivant présente l'ébauche dimensionnelle des fondations de type longrines en béton armé, posée sur le massif de déchets remodelé et fermée par la couverture exposé ci-avant.



Géométrie de la fondation (L x l x h ; en m)	Cas de charge : ELU		Cas de charge : ELS car		
	Surface comprimée minimale A' (m ²)	R _{v ;d} (kN) Résistance maximal du terrain aux ELU* sous la fondation	Surface comprimée minimale A' (m ²)	R _{v ;d} (kN) Résistance maximal du terrain aux ELS* sous la fondation	Tassements prévisionnels sous effort maximal aux ELS* (cm)
Longrine béton 4,0 x 0,6 x 0,4 m	10%, soit 0,24 m ²	35 kN	75%, soit 1,8 m ²	160 kN	< 2
Longrine béton 4,5 x 0,6 x 0,4 m	10%, soit 0,27 m ²	40 kN	75%, soit 2,0 m ²	180 kN	< 2
Longrine béton 5,0 x 0,6 x 0,4 m	10%, soit 0,3 m ²	45 kN	75%, soit 2,25 m ²	200 kN	< 2

Tableau 10 : Ebauche dimensionnelle des longrines posées sur le massif remodelé et réhabilité

*Dans le cas d'un effort vertical et centré sur la fondation, y compris poids de la fondation.

➤ **Vérification de la portance du sol sous longrines béton**

On vérifiera l'inéquation suivante : $V_d \leq R_{v;d}$ (R_0 étant égal à 0, dans le cas d'une longrine posée sur le sol, sans ancrage).

Où :

$$V_d = P_b + P_p$$

P_b = Poids de la longrine en béton armé

P_p = descente de charge calculée par le constructeur, appliquée sur la longrine la plus chargée

Il conviendra alors de vérifier, dans le cadre d'une étude d'exécution géotechnique en phase EXE (mission G3, au sens de la Norme NF P 94-500), lorsque les sollicitations et contraintes définitives seront définies par le bureau d'études structures, en fonction des structures réellement mises en œuvre :

Géométrie de la fondation (L x l x h ; en m)	Poids de la longrine** (kN)	V _d (kN) Effort maximal admissible aux ELU* appliqué sur la longrine	V _d (kN) Effort maximal admissible aux ELS* appliqué sur la longrine
Longrine béton 4,0 x 0,6 x 0,4 m	24 kN	11 kN	130 kN
Longrine béton 4,5 x 0,6 x 0,4 m	27 kN	13 kN	150 kN
Longrine béton 5,0 x 0,6 x 0,4 m	30 kN	15 kN	170 kN

Tableau 11 : Descente de charges maximales admissibles sur la longrine

** Hypothèse d'un poids volumique du béton armé de 25 kN/m³



8.3.4 Vérification de stabilité des longrines au renversement

A ce stade, aucun élément de descente de charge précise, ni cas de charge particulier n'est arrêté.

La stabilité au renversement des fondations devra être vérifiée et confirmée dans le cadre d'une étude d'exécution géotechnique en phase EXE (mission G3, au sens de la Norme NF P 94-500), lorsque les sollicitations et contraintes définitives seront définies par le bureau d'études structures, en fonction des structures réellement mises en œuvre.

Il conviendra notamment, dans le cadre de cette mission, de vérifier la stabilité des semelles au renversement (défaut d'excentrement), pour chaque cas de charge défini au stade Exécution, et pour chaque géométrie de fondation envisagée.

8.3.5 Vérification de la stabilité des longrines au glissement

Ces éléments devront être vérifiés et confirmés dans le cadre d'une étude d'exécution géotechnique en phase EXE (mission G3, au sens de la Norme NF P 94-500), lorsque les sollicitations et contraintes définitives seront définies par le bureau d'études structures, en fonction des structures réellement mises en œuvre.

Il conviendra notamment, dans le cadre de cette mission, de vérifier la stabilité des semelles au glissement, pour chaque cas de charge défini au stade Exécution, et pour chaque géométrie de fondation envisagée.



8.4 Ebauche dimensionnelle des fondations des tables sur pieux sur la Zone de La Loge 3

8.4.1 Hypothèses de calcul

Le prédimensionnement est réalisé selon la méthode pressiométrique.

Le tableau suivant présente les hypothèses de calcul (frottement latéral q_s , facteur de portance k_p) prises en compte pour chaque horizon selon le mode de réalisation des pieux suivants (éléments tirés de l'Annexe A de la Norme NF P 94-262) :

Cas n°1 :

- « Profilés métalliques battus de type SIGMA »
- Compte tenu de sa géométrie (rappel du Tableau 4), cette fondation s'apparente à un pieu de Classe 7 – Catégorie n°16 « Palplanches battues » de l'Annexe A de la Norme NF P 64-262.
 En effet, l'aire de terrain mobilisable par la fondation, ainsi que le périmètre d'interaction pieu/sol sont comparables :

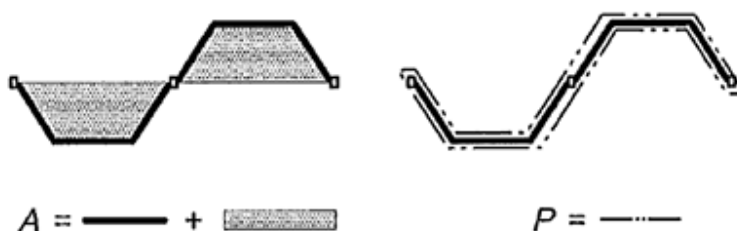


Figure 27 : Extrait de la Figure A.10.1 de la Norme NFP 94.262, définissant les Aires A et Périmètres P de mobilisation d'un sol par un pieu de Catégorie n°16

Cas n°2 :

- Micropieu de type II
- Diamètre 200 mm
- Catégorie de pieux n°18

Compte tenu de la nature des fondations profondes envisagées (pieux métalliques), et de la méthodologie de mise en œuvre (vérinage et/ou battage), une épaisseur de terrain de 0,5m en tête sera neutralisée, afin de prendre en compte les effets de sollicitation cyclique, ainsi que l'état remanié probable de l'épaisseur de surface (couche non porteuse).

Dans tous les cas, il conviendra d'assurer un ancrage minimal du micropieu de 3 fois son diamètre (soit dans le cas présent, 0,6m) dans la couche de de sable limoneux.

Les caractéristiques géotechniques retenues dans les calculs des pieux (battus en Profilés type SIGMA ou micropieu de type II) sont présentées dans le tableau suivant :



Type de sol	Profondeur base (m/TN)	P_{LM}^* (MPa)	q_s (kPa)	k_p
Terre végétale superficielle et Sable limoneux	0,5	Neutralisé		
Sable limoneux	4,5	0,7	35	1,0
Sable arénitique	7	2,5	50	1,0

Tableau 12 : Hypothèses de calcul retenues dans FoXta pour les caractéristiques de sol

Dans le cas de micropieux de type II, de diamètre 200mm, les pondérations combinées retenues seront les suivantes :

Cas de charge	Pondérations	ELS qp	ELS carac	ELU fond	ELU acc
Travail en traction	Pondérations combinées sur Q_s	0,212	0,289	0,395	0,433
	Pondérations combinées sur Q_p^*	0,000	0,000	0,000	0,000
Travail en compression	Pondérations combinées sur Q_s	0,289	0,354	0,413	0,455
	Pondérations combinées sur Q_p^*	0,000	0,000	0,000	0,000

Tableau 13 : Pondération combinées des charges en traction et compression sur les micropieux de type II

*Effort mobilisable de pointe Q_d négligé

8.4.2 Ebauche dimensionnelle des pieux

Nota : Pour ce type de structure légère, les efforts dimensionnant pour les pieux sont les efforts de traction compensés par le frottement axial de la fondation dans les terrains traversés.

Les calculs ont été menés sous le logiciel FoXta, développé par TERRASOL pour différentes longueurs de pieux. Les résultats du prédimensionnement des micropieux, selon les 2 cas d'étude, pour différentes longueurs, sont les suivants :

Type de pieux	Profondeur de fiche	Q-ELS-QP (kN)	Q-ELS-CARAC (kN)	Q-ELU-FOND (kN)	Q-ELU-ACC (kN)
Profilé métallique battu de type SIGMA	1,5	7,7	10,6	14,4	15,8
	2,0	11,6	15,8	21,7	23,7
	2,5	15,5	21,1	28,9	31,6
Micropieu de type II Diam 200mm	1,5	4,7	6,4	8,7	9,5
	2,0	7,0	9,5	13,0	14,3
	2,5	9,3	12,7	17,4	19,0

Tableau 14 : Efforts mobilisables aux différents états limites avec mode de travail en traction



8.5 Eléments de dimensionnement des radiers sous les postes de livraison et de transformation

8.5.1 Méthodologie de calcul

Les fondations superficielles sont dimensionnées selon l'Annexe Nationale Fondations Superficielles NF P 94-261 de juin 2013, associée à l'Eurocode 7.

La vérification de la portance sous le radier, envisagé pour les postes de transformation, et les tassements estimatifs sous les descentes de charge supposées, ont été calculés à l'aide du logiciel Foxta V3 – Module TASPLAQ, développé par Terrasol.

8.5.2 Hypothèses de calcul et modèles

Au vu des caractéristiques mécaniques des sols en place, la contrainte admissible au sol est compatible avec la mise en œuvre d'un radier pour la fondation des postes de transformation.

Ce radier sera posé sur un matelas en matériaux granulaires d'épaisseur 50 cm (minimum), afin de prévenir le risque de poinçonnement de l'ensemble géo-matériaux (sur la zone La Loge 1), ou de s'affranchir des aléas potentiels de retrait-gonflement des argiles (sur la zone La Loge 3).

La contrainte de projet sous les radiers sera de l'ordre de **12 kPa**.

8.5.3 Présentation des résultats

Le tableau ci-dessous résume les résultats des calculs de dimensionnement du radier :

Stabilité au poinçonnement	Stabilité au glissement	Estimation des tassements
vérifiée	vérifiée	De l'ordre du millimètre

Tableau 15 : Résultats de la modélisation du radier sous FOXTA

La figure ci-après illustre les résultats obtenus après calcul via le module TASPLAQ du logiciel FOXTA v3, au niveau du radier des postes de transformation (charge uniformément répartie, limitée à 12 kPa sous radier).



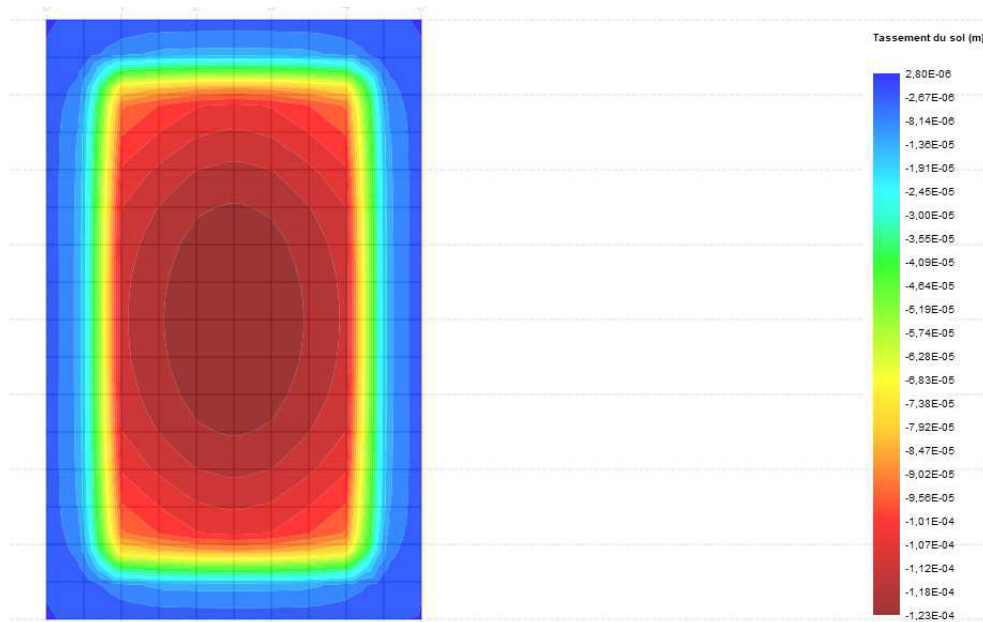


Figure 28 : Illustration des résultats de tassements absolus estimatifs obtenus sous radier des postes de transformation, après modélisation sous le module TASPLAQ de FOXTA3

Ces valeurs de tassements devront être vérifiées et recalculées avec les descentes de charges définitives de l'ouvrage, en fonction des éléments réellement mis en œuvre (Etude d'exécution géotechnique – Mission G3 au sens de la Norme NF P 94-500).

Dans tous les cas, le radier devra être dimensionné par un bureau d'études structure, qui prendra en compte l'ensemble des éléments défini dans ce rapport, et des contraintes d'exploitation définies par le maître d'ouvrage

Le radier et les structures devront être rigidifiés de façon à favoriser les déplacements monolithiques des ouvrages.

Les tassements liés à la construction des ouvrages devront être admissibles par la structure.



9 Incidences du projet sur la stabilité des talus périphériques

9.1 Méthodologie de calcul

La stabilité d'un talus est fonction d'un certain nombre de paramètres parmi lesquels les plus importants sont :

- la géométrie du talus (hauteur, pente, banquettes intermédiaires, ...),
- la géométrie des couches constitutives du talus, s'il n'est pas homogène (déchets, couvertures, ...),
- les caractéristiques mécaniques des matériaux constitutifs des différentes couches du talus,
- la distribution de la charge hydraulique,
- les surcharges appliquées sur le talus ou en haut de celui-ci.

Ces diverses données sont introduites dans un modèle de calcul permettant de déterminer, pour différents types de rupture possibles, un coefficient de sécurité minimal F . Ce type d'analyse repose sur l'utilisation des équilibres limites et la comparaison des efforts moteurs et des efforts résistants mobilisables. Pour une pente donnée, le calcul est fait pour un grand nombre de surfaces de rupture possibles : c'est le coefficient F_{\min} le plus faible calculé pour l'ensemble de ces surfaces qui exprime l'état de stabilité de la pente.

Par définition, si $F_{\min} < 1$, l'ouvrage est en l'état d'instabilité et si $F_{\min} > 1$, l'ouvrage est considéré comme stable.

Dans le cas présent, les calculs n'incluent pas de renforcement (clou, géotextile, ...) et s'agissant de stabilité générale, l'Eurocode fondamental pour les ouvrages courants est appliqué. Au regard des coefficients de pondération attribués par l'Eurocode, un coefficient de sécurité minimal F_{\min} de 1 est requis pour déclarer un ouvrage stable à long terme.

Les calculs de la stabilité générale sont réalisés suivant l'approche de calcul 3 (A2 + M2 + R3). Dans cette approche de calcul les facteurs partiels sont appliqués d'une part aux actions ou aux effets des actions et d'autre part aux paramètres de résistance du terrain.

Les facteurs partiels au sens des Eurocodes correspondant à l'approche de calcul 3 retenue sont détaillés ci-après.



Actions A2		Symbole	Facteurs partiels
Permanente	Défavorable	γ_{Gsup}	1.0
	Favorable	γ_{Ginf}	1.0
Variable	Défavorable	γ_{Qsup}	1.3
	Favorable	γ_{Qsup}	0
Matériaux – M2			
Angle de frottement interne		$\gamma_{\phi'}$	1.25
Cohésion effective		$\gamma_{c'}$	1.25
Poids volumiques		γ_{γ}	1.0
Résistance – R3			
Résistance globale au cisaillement sur une surface de rupture		$\gamma_{R,e}$	1.0
Facteurs partiels de modèle			
ELU fondamental		$\gamma_{R;d}$	1.1
ELU accidentel		$\gamma_{R;d}$	1.0

Tableau 16 : Facteurs partiels appliqués à la vérification de la stabilité générale

Dans le cadre de cette étude, le programme de calcul Talren 5, développé par TERRASOL, a été utilisé. Ce programme repose sur une schématisation bidimensionnelle du problème. La méthode de Bishop a été utilisée ; elle permet d'analyser la stabilité de pente à la rupture, le long de surfaces circulaires.

9.2 Hypothèses de calcul

9.2.1 Profil d'étude et géométrie

Les calculs sont menés selon le profil jugé comme étant le plus défavorable (talus Nord de la zone La Loge 1), comme indiqué sur la figure suivante :

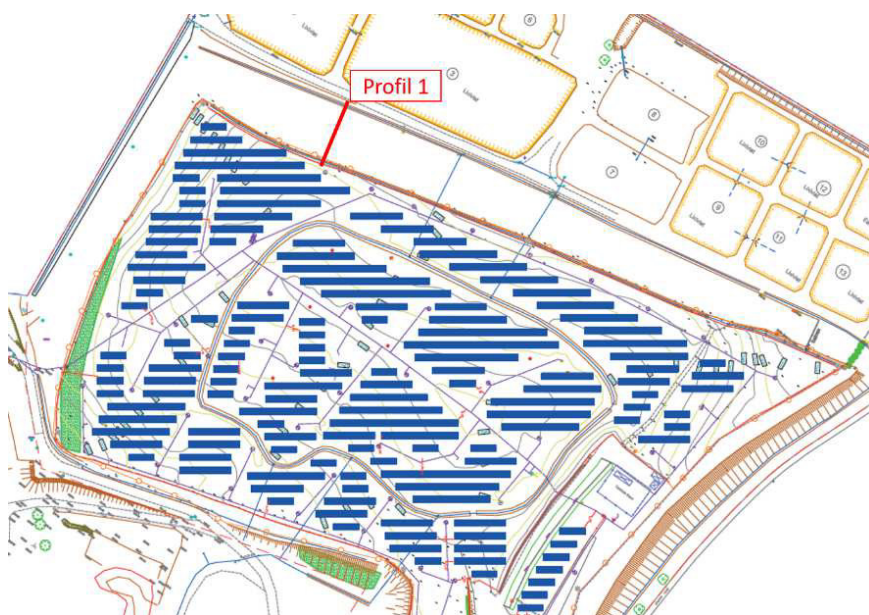


Figure 29 : Localisation du profil de calcul



Nous ne disposons pas d'éléments complémentaires sur la géométrie du fond de casier, la structure et la constitution des talus périphériques.

Les hypothèses prises en considération pour l'étude de stabilité du Profil 1 sont les suivantes :

- Hauteur maximale du talus 8 m
- Pente du dôme réhabilité Env. 3% vers l'extérieur
- Pente du talus Env. 3H/2V
- Epaisseur de la couverture 0,8 m en moy. sur le dôme
- Nature de la couverture Terre végétale (30cm)+ géosynthétique de drainage + argile de confinement (50 cm)
- Nature des déchets enfouis Déchets non dangereux
- Eloignement estimé des panneaux/crête du talus 2 m environ (cas défavorable)

Nota : les hypothèses de géométrie et de caractéristiques des matériaux sont basées sur des études antérieures, de notre expérience de la conception d'ISDND et de notre expérience sur des terrains et contextes similaires.

9.2.2 Modèle géotechnique

Compte tenu des informations ci-dessus, le modèle géotechnique pris en compte pour ces profils est le suivant :

Formation	γ_h (kN/m ³)	C' (kPa)	ϕ' (°)
Terre végétale	18	1	25
Couverture	1	10	25
Déchets	12	5	20
Arènes argileuses (fond)	18	5	30
Substratum : leucogranite	24	45	45

Tableau 17 : Modèle géotechnique retenu pour l'étude de stabilité du Profil 1

9.2.3 Charge hydraulique

Il n'existe pas de nappe continue au droit du site étudié. Dans ces conditions, aucune nappe n'a été modélisée.

9.2.4 Surcharges liées au projet

Conformément aux descentes de charge des panneaux photovoltaïques, la surcharge totale répartie sous les longrines est d'environ 15 kPa (charge répartie aux ELS).

Nota : Dans un souci de simplification, et de manière à prendre en compte la situation la plus défavorable, la surcharge apportée par les panneaux est appliquée sur l'ensemble du dôme, de façon continue, indépendamment du positionnement des tables les unes par rapport aux autres (hypothèse pessimiste).



9.2.5 Situations de calcul

Les calculs de stabilité des talus, pour le profil étudié, ont été effectués selon 2 phases :

- Phase 1 : calcul sans prise en compte des surcharges apportées par le projet de parc photovoltaïque (phase actuelle).
 - Situation : Stabilité générale du massif réhabilité
- Phase 2 : calcul avec prise en compte de la surcharge apportée par le parc photovoltaïque (phase future).
 - Situation : Stabilité générale du massif réhabilité.

9.3 Résultat des calculs de stabilité

Les résultats de calculs sont présentés dans le paragraphe suivant. Les synthèses graphiques associées sont consignées en [Annexe VI](#).

Les facteurs de sécurité obtenus pour les différentes situations de calcul du profil d'étude sont reportés dans le tableau suivant :

Profil	Phase 1 : Etat actuel	Phase 2 : Etat futur
	Stabilité générale du massif réhabilité	Stabilité générale du massif réhabilité
P1	1.10	1.02

Tableau 18 : Facteurs de sécurité obtenus pour le calcul lors des différentes situations

On constate que la mise en œuvre des panneaux photovoltaïques est sans incidence sur les conditions de stabilité générale du talus. Les facteurs de sécurité obtenus sont supérieurs à 1, ce qui est supérieur au minimum requis ($F_s > 1$).

9.4 Synthèse des calculs de stabilité

Au regard des calculs de stabilité réalisés sur les profils, la mise en œuvre d'installations photovoltaïques sur la couverture du dôme réhabilité n'est pas de nature à modifier les conditions de stabilité du massif de déchets.

Dans les hypothèses de calcul considérées, la stabilité des talus est assurée à long terme.

Nota : Les instabilités peuvent venir d'une mauvaise gestion des eaux de surface et plus profonde (au niveau des talus de digue). Dans le cas présent,

- les eaux de surfaces sont évacuées par un fossé en tête de digue argileuse qu'il conviendra de maintenir et d'entretenir, afin de limiter les ruissellements directs depuis le dôme vers les talus de digue.
- les eaux plus profondes (ici la présence de lixiviats) sont drainées par des drains posés en fond de casier. Il conviendra de vérifier le niveau des lixiviats dans le massif de déchets, afin de s'assurer des conditions définies dans cette étude de stabilité.

Dans tous les cas, les talus feront l'objet d'une surveillance particulière jusqu'à la fin de vie du site. Toute dégradation devra être immédiatement conforter, et les causes seront traitées, afin d'éviter des dégradations plus importantes.



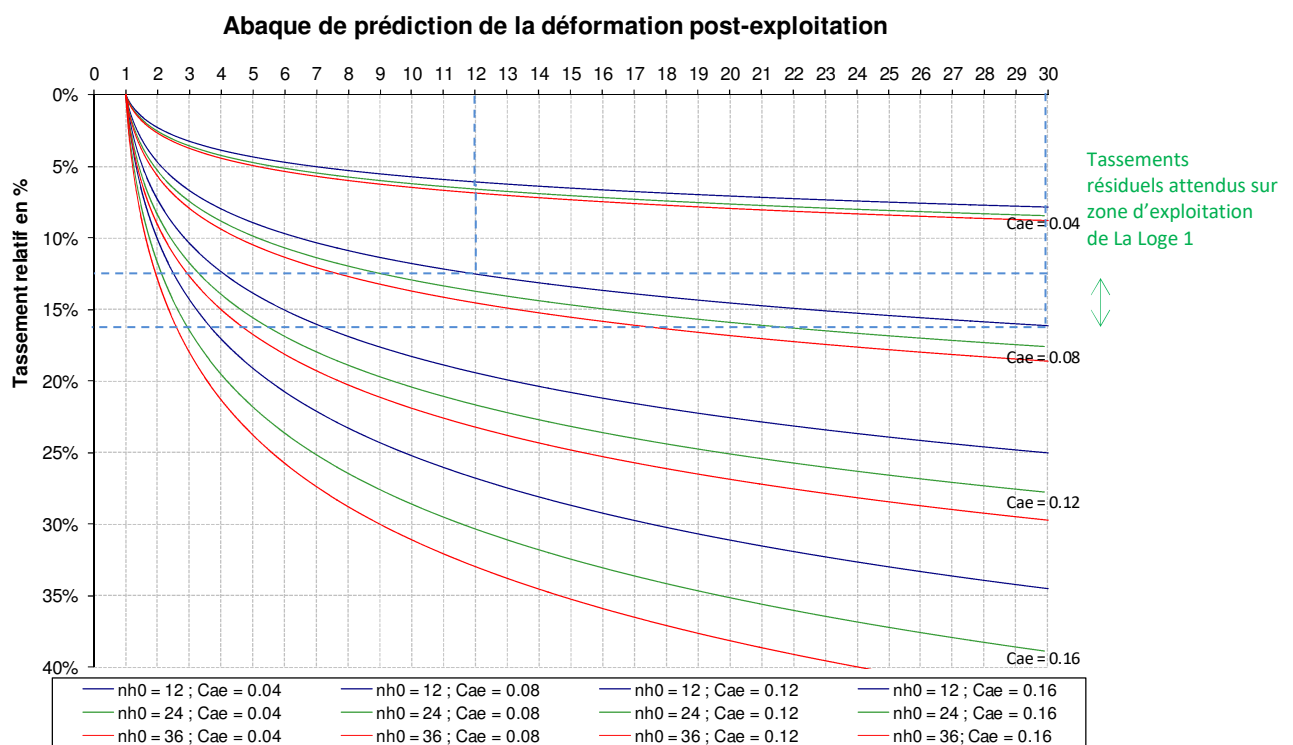
10 Interactions sols-structure

10.1 Tassements des déchets

Les tassements résiduels du massif sont habituellement évalués sur la base des abaques d'évolution temporelle des déchets.

Dans le cas présent de l'ISDND de La Loge 1, les déchets sont des déchets ménagers et assimilés, ainsi que des matériaux de déblais inertes.

- D'après les éléments de l'Etude d'Impact Environnemental, la zone de La Loge 1 n'est plus exploitée depuis 2007. Les déchets les plus récents ont donc **12 ans**.
- Considérant la faible évolution de la topographie du dôme de déchet depuis l'arrêt d'exploitation du site, le coefficient de compression secondaire $C_{\alpha\epsilon}$ est évalué à **0,08**.
- Selon les données topographiques à notre disposition, l'épaisseur maximale de déchets sur la zone de La Loge 1 est de l'ordre de 10 à 12m. Nous retiendrons donc une valeur sécuritaire de **nh0 ± 12m**.



Sur cette base, les tassements résiduels estimés, restant à partir de 2019 seront de l'ordre de 20 à 30 cm (env. 2 à 3% de la hauteur totale de déchets) sur la zone d'exploitation de La Loge 1

Ces tassements sont relativement conséquents, notamment du fait de la nature et de l'âge des déchets enfouis. La conception des tables, notamment par le bureau d'études structures, vérifiera l'adéquation de ces éléments avec le projet.



10.2 Interaction des fondations avec la couverture du dôme

10.2.1 Hypothèses de calcul

Le modèle est réalisé avec le logiciel FLAC 8.00, édité par Itasca, et basé sur la méthode des différences finies explicites (cf. www.itasca.fr).

L'analyse des interactions entre les fondations et les terrains les supportant (couverture de terre végétalisée, géosynthétique de drainage, couverture peu perméable et massif de déchets sous-jacents) est menée à partir d'une modélisation numérique 2D en déformations planes (les semelles sont supposées infinies dans la direction transversale au plan du modèle).

Le modèle ne tient pas compte du tassement résiduel lié à la maturation des déchets cf. estimations de tassements définis dans la chapitre précédent).

Les déplacements du modèle sont bloqués dans la direction perpendiculaire aux frontières verticales gauche et droite et bloqués dans les directions horizontale et verticale en base de modèle.

➤ Descentes de charges sur longrines

En l'absence de descentes de charges définitives, au stade de la présente étude, les descentes de charges appliquées sur les longrines à la base de chaque pied métallique, et prises en compte dans la modélisation (cas de charge le plus défavorable), sont estimées sur la base de notre expérience dans des opérations similaires, et données dans le tableau suivant :

Cas de charge étudié	Fz (kN) sans fondation	Fz (kN) avec fondation	F _{x,y} (kN)	M _{x,y} (kN.m)
ELS car	15	45	2	0

Tableau 19 : Hypothèses de descentes de charges prises en compte dans les calculs Flac 2D

Les cas de charge définitifs devront être définis par un bureau d'études structures, en fonction des sollicitations réelles du projet, et vérifiés dans le cadre d'une étude de conception géotechnique en phase PRO – Mission G2PRO au sens de la Norme NF P 94-500.

➤ Descente de charge sous poste de transformation

Le poste transformateur est modélisé sur un radier de 12 m de longueur pour 3 m de largeur avec une épaisseur de 0,4 m, reprenant une **charge répartie de l'ordre de 12 kPa**.

Ces éléments seront confirmés dans le cadre d'une étude spécifique réalisée par un bureau d'études structures, en fonction des sollicitations réelles du projet. Les éléments et cas de charge définitifs seront vérifiés dans le cadre d'une mission G2PRO au sens de la Norme NF P 94-500.



➤ **Caractéristiques de l'ensemble géomembrane / géodrain**

Aucune donnée précise ne nous a été transmise sur la nature et les caractéristiques du géosynthétique géomembrane/géodrain mise en place au droit du site, pour couverture du dôme de déchets.

Il conviendra de vérifier les contraintes finales de projet induites par l'aménagement, avec les caractéristiques géomécaniques du complexe de géosynthétiques drainant mis en place dans le cadre de la réhabilitation du site.

10.2.2 Modèle des panneaux photovoltaïques

Du fait des conditions de répartition des efforts des différentes longrines, le modèle simule les fondations d'une demi-table photovoltaïque : 2 semelles espacées de 3,5 m et chargées de manière identique dans le cas de charge d'étude rappelé au chapitre précédent.

Le modèle mis en place permet de rendre compte des caractéristiques de couverture intégrant un dispositif de géosynthétique de drainage situé à 0,3m de profondeur par rapport à la surface actuelle de la couverture terreuse (cas le plus défavorable relevé sur les éléments historiques du site).

Le modèle présente une extension verticale de 10m pour une extension horizontale de 20m.

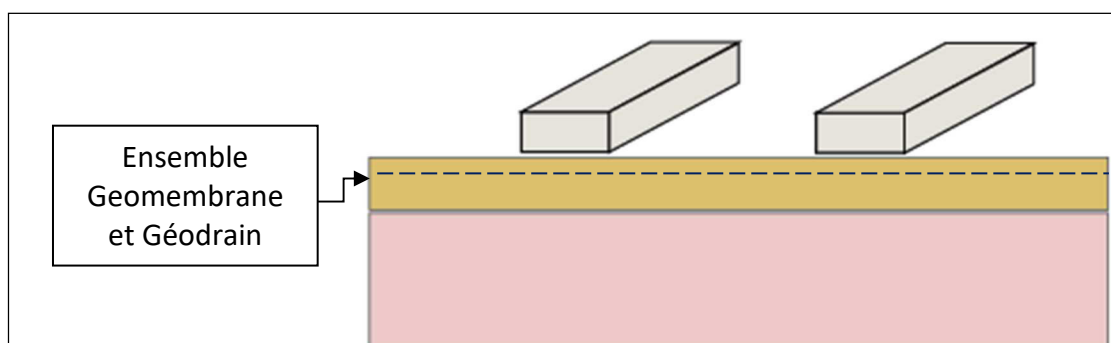


Figure 31 : Figure synthétique de présentation du modèle Flac 8 sous longrines

Les figures ci-après représentent le maillage du modèle à longrines.



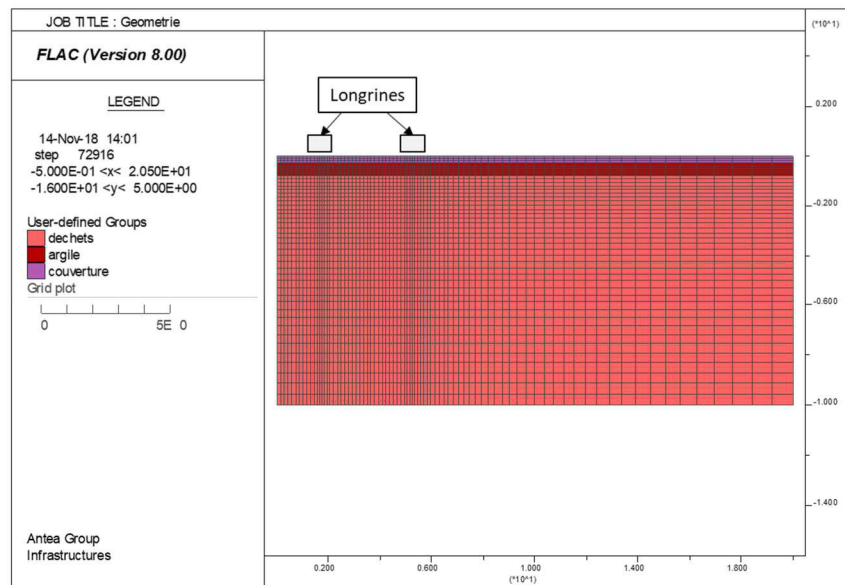


Figure 32 : Géométrie et maillage du massif de déchets, de la couverture et de 2 semelles

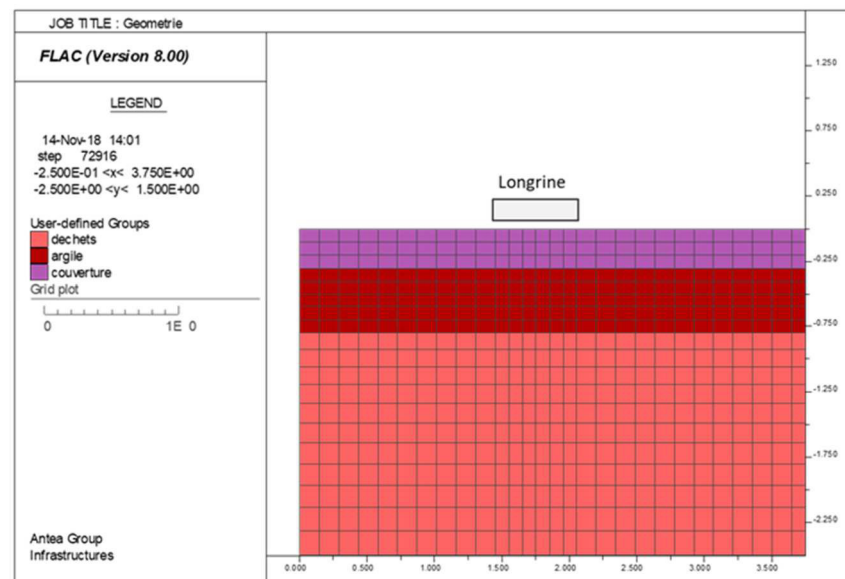


Figure 33 : Géométrie et maillage, zoom sur une longrine

Phasage de calcul :

- ✓ Initialisation de l'état de contrainte dans les sols
- ✓ Mise à zéro des déplacements dans le modèle, ce qui revient à annuler le tassement uniforme des déchets sous leur propre poids,
- ✓ Mise en place des éléments de structure représentant les longrines, application de leur poids propre et application du cas de charge,

Caractéristiques mécaniques :

Les caractéristiques mécaniques du modèle géotechnique sont données au § 6.3.1.

Descentes de charges :

Les valeurs des descentes de charge des tables fixes pour les sollicitations sont présentées au § 10.2.1.



10.2.3 Présentation des résultats des sollicitations sous longrines

Tassements des longrines des panneaux photovoltaïques :

Pour le cas étudié, les tassements à l'ELS sous les longrines sont estimés **inférieurs à 1 cm**.

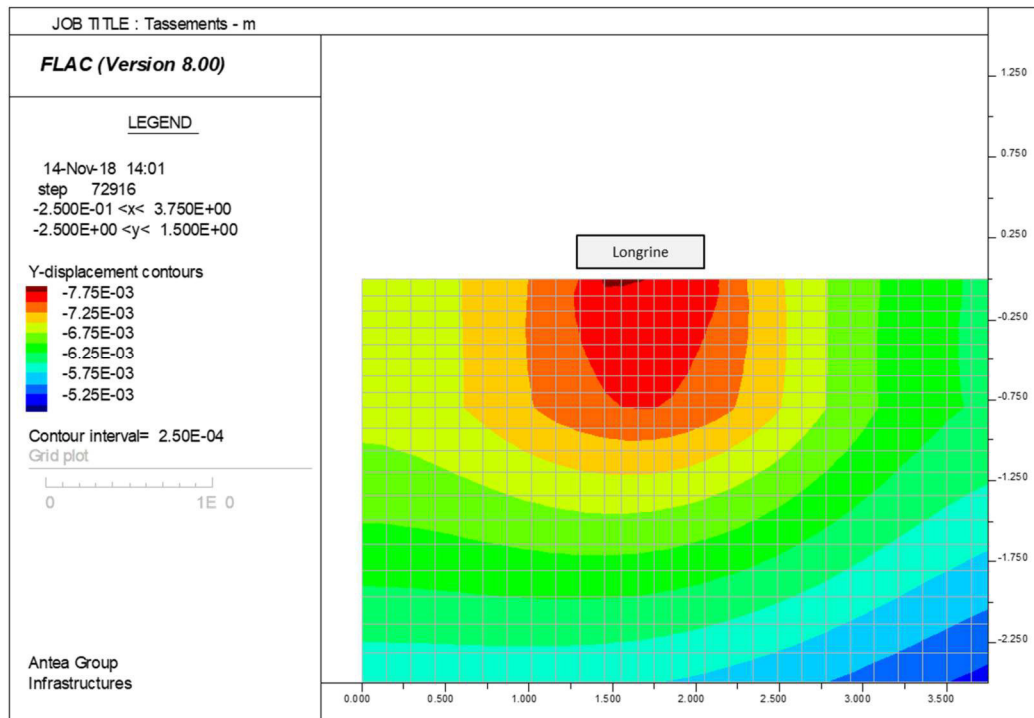


Figure 34 : Déplacements verticaux sous une longrine (échelle de couleur en m)

Tassements différentiels :

Compte tenu du faible ordre de grandeur des tassements attendus (< à 10 mm), les tassements différentiels n'apparaît pas comme une vérification impactant le projet.

Sur la base des recommandations usuelles, ces tassements sont jugés admissibles (<2mm/m).



Estimation de l'état de contrainte :

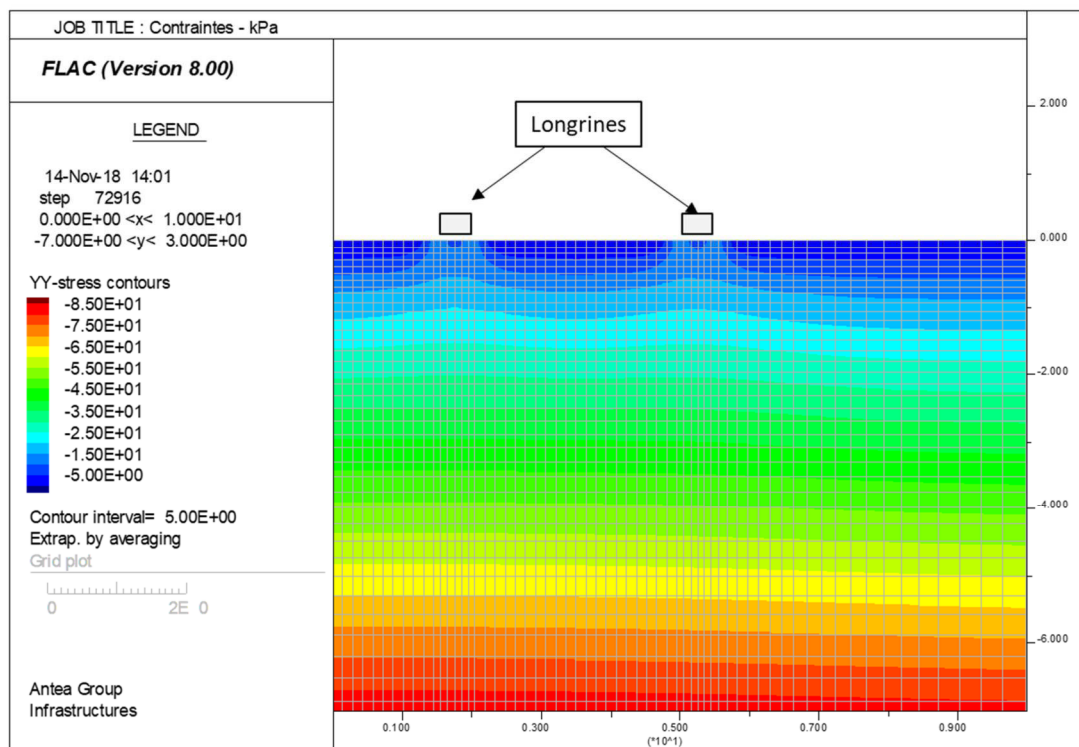


Figure 35 : Contraintes verticales sous les longrines (échelle de couleur en m)

Les contraintes maximales attendues au droit des longrines sont de l'ordre de 15 à 20 kPa.

La portance de la couverture à long terme étant de $q'_{ELS} = 90$ kPa, ces contraintes sont jugées admissibles.

Sollicitation de l'ensemble géomembrane et géosynthétique de drainage :

La modélisation met en évidence une force maximale selon l'axe vertical aux zones où les longrines sont mises en place avec leur chargement. La force maximale mise en évidence est limitée à 100 KN.

Il conviendra de vérifier l'état de sollicitation de la couverture, ainsi que l'intégrité de celle-ci, une fois les cas de charge de projets définis. Il s'agira notamment de calculs ou modélisations de vérification dans le cadre d'une mission G2PRO, conforme à la Norme NF P 94-500.



10.2.4 Modèle des postes de transformation sur le dôme

Le modèle mis en place permet de rendre compte des caractéristiques de couverture intégrant un dispositif de géosynthétique de drainage situé à 0,3 m de profondeur par rapport à la surface actuelle de la couverture terreuse (cas le plus défavorable, définies dans les éléments bibliographiques mis à disposition d'Antea Group).

Deux modèles sont réalisés, un modèle sans matériaux d'apport et un modèle avec un apport de graves sur 50 cm d'épaisseur, afin de constituer un matelas de diffusion des contraintes en profondeur, et permettant de limiter la surcharge et la contrainte diffusée en profondeur, et subie par le complexe de drainage.

Les figures ci-dessous représente les maillages des modèles du poste de transformation avec et sans apport de matériaux granulaires.

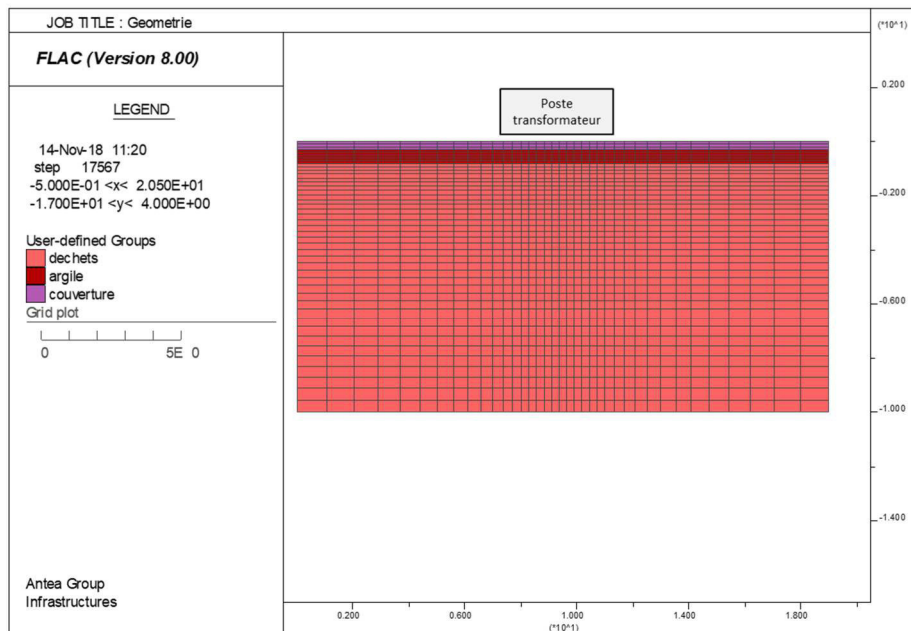


Figure 36 : Géométrie et maillage du massif de déchets, des couvertures, de l'ensemble géomembrane et géosynthétique de drainage, du radier et du poste transformateur



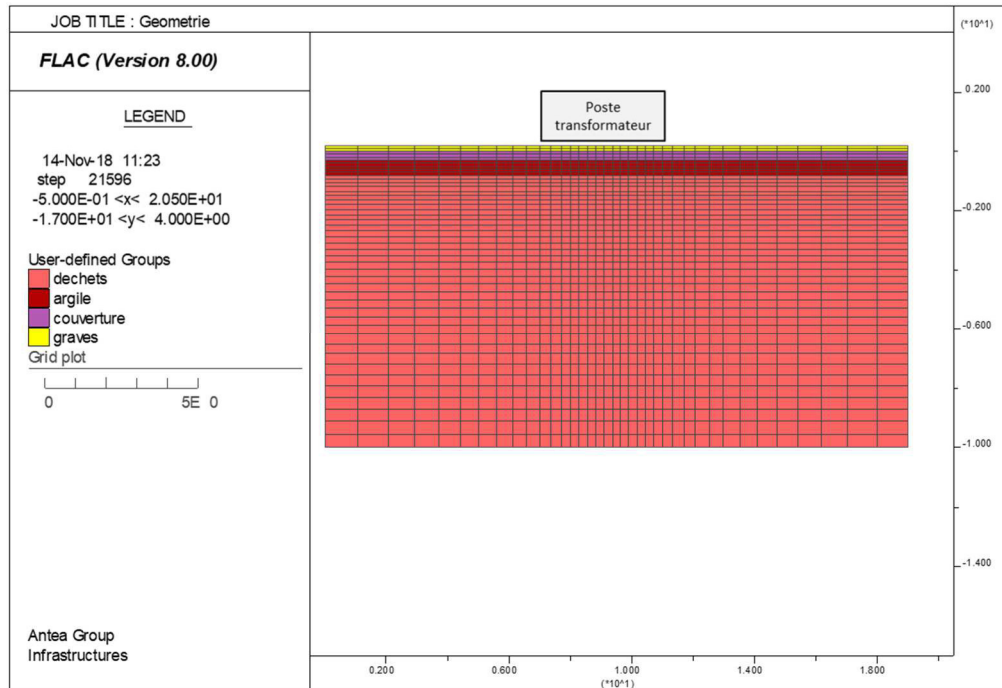


Figure 37 : Modèle solution technique de l'apport en matériaux granulaire sous le radier du poste de transformation

Les modèles présentent une extension verticale de 10,0 m pour une extension horizontale de 20 m.

Phasage de calcul :

- ✓ Initialisation de l'état de contrainte dans les sols
- ✓ Mise à zéro des déplacements dans le modèle, ce qui revient à annuler le tassement uniforme des déchets sous leur propre poids,
- ✓ Mise en place des éléments de structure représentant le radier du poste transformateur, application du poids propre du radier et application du chargement,

Caractéristiques mécaniques :

Les caractéristiques mécaniques du modèle géotechnique sont données au § 6.3.1.

Descentes de charges :

La valeur de la charge répartie sur le radier est présentée au § 10.2.1.



10.2.5 Présentations des résultats des sollicitations sous radier du poste transformateur

Tassements du radier du poste transformateur :

Pour les deux cas étudiés (sans/avec apport de graves), les tassements à l'ELS sous le radier du poste transformateur estimés **inférieurs à 2 cm**, comme le montre la figure ci-dessous.

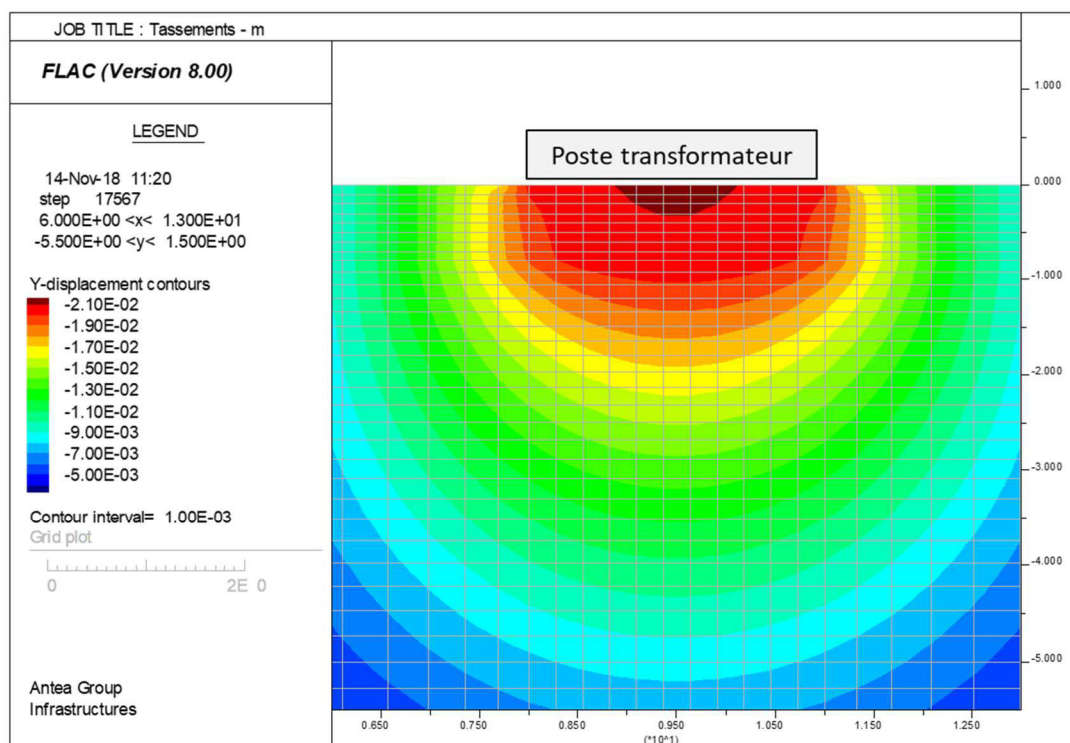


Figure 38 : Déplacements verticaux sous le radier – cas sans apport de matériau granulaire – échelle en m

Tassements différentiels :

Compte tenu de l'absence d'éléments concernant la répartition des descentes de charges sur le radier, les tassements différentiels n'ont pas pu être mis en évidence sous le radier.

Ce point devra faire l'objet d'une vérification au stade ultérieur des études. Dans tous les cas, le dimensionnement du radier devra faire l'objet d'une étude spécifique par un bureau d'études structures, qui définira l'épaisseur et le ferrailage nécessaire pour reprendre les sollicitations et contraintes définies dans ce rapport.

Estimation de l'état de contrainte :

L'état de contrainte de la couverture sous le radier du poste transformateur est présenté sur la figure ci-dessous.



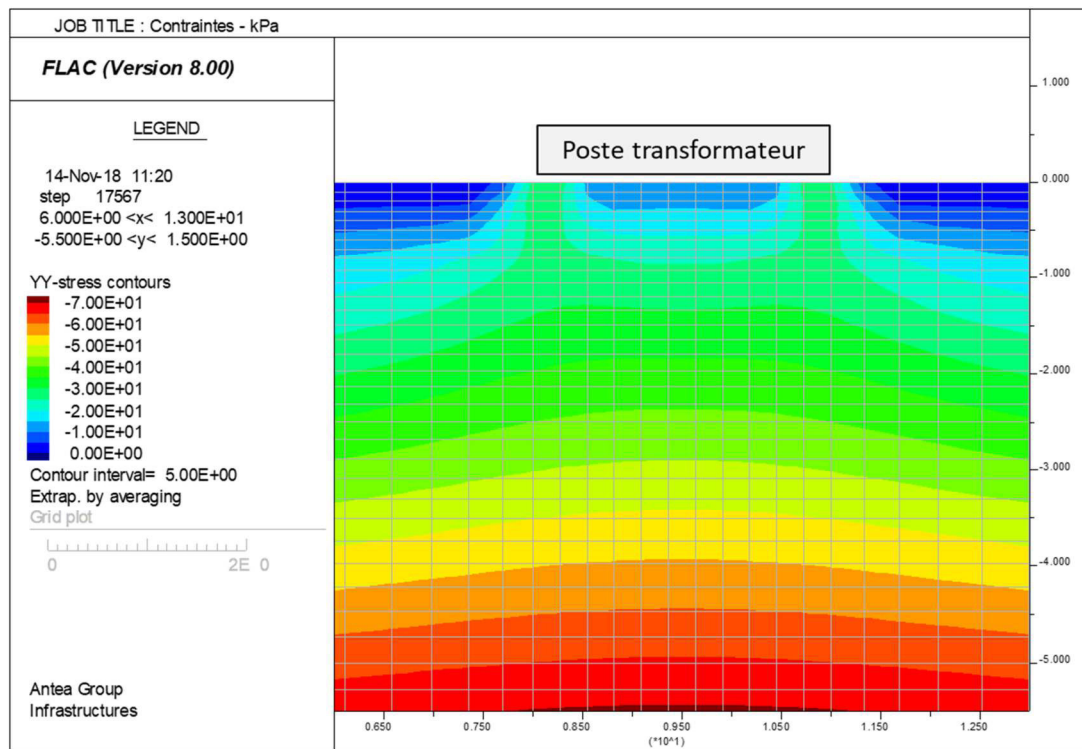


Figure 39 : Contraintes verticales sous le radier du poste transformateur (échelle de couleur en kPa)

Pour les deux cas étudiés (sans/avec apport de graves), les contraintes maximales attendues au droit des extrémités du radier du transformateur sont de l'ordre de 35 kPa.

La portance de la couverture à long terme étant de 90 kPa, ces contraintes sont jugées admissibles.

Sollicitation de l'ensemble géomembrane/géosynthétique

D'après le graphique ci-après, la mise en place des postes de livraison ou de transformation, sur le dôme réhabilité, induit une force de poinçonnement de l'ensemble géomembrane/géodrain maximal de l'ordre de 400 N. Cette sollicitation peut être jugée trop importante, au regard des caractéristiques de la plupart des géosynthétiques utilisés comme complexe drainage / imperméabilisation de couverture.

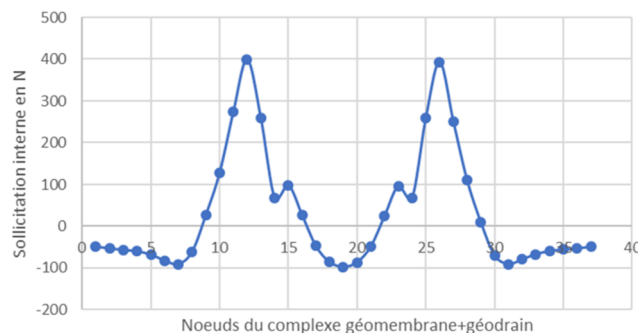


Figure 40 : Etat de sollicitation de l'ensemble géomembrane/géosynthétique de drainage sous le radier du poste de transformation



La modélisation de la solution technique de l'apport de matériaux granulaires sur une épaisseur de 50 cm met en évidence une nette diminution de la force de poinçonnement sur l'ensemble géomembrane et géodrain.

Cette solution technique permet de diminuer l'état de sollicitation selon l'axe vertical de l'ensemble géomembrane/géodrain, comme le présente le graphique ci-dessous.

La force de poinçonnement maximale de l'ensemble géomembrane/géodrain est alors estimée à 280 N.

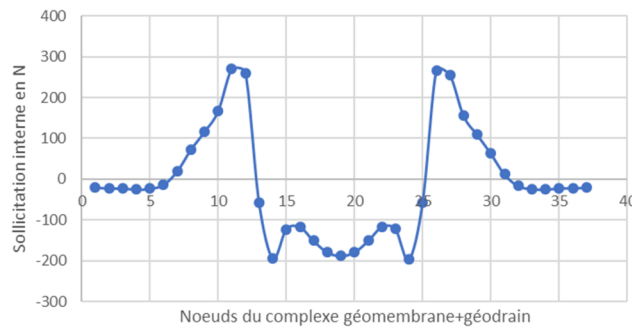


Figure 41 : Etat de sollicitation de l'ensemble géomembrane/géodrain sous le radier du poste de transformation – couche granulaire de 50 cm d'épaisseur

La mise en place d'une couche minimale de graves de 0,5 m permet la diminution de contrainte s'exerçant au sein du géosynthétique de drainage, limitant ainsi le risque de poinçonnement de ce dernier.

L'apport de matériau granulaire de renforcement sur 50 cm d'épaisseur sous les radiers des postes de transformations est préconisé, afin d'assurer l'intégrité du géosynthétique de drainage.

Il conviendra de vérifier l'état de sollicitation de la couverture, ainsi que l'intégrité de celle-ci, une fois les cas de charge de projets définis. Il s'agira notamment de calculs ou modélisations de vérification dans le cadre d'une mission G2PRO, conforme à la Norme NF P 94-500.



11 Sujétions d'exécution et recommandations constructives

11.1 Gestion des eaux de surface

11.1.1 En phase chantier

L'entreprise devra veiller à bien fermer les surfaces de travail avant l'arrivée de précipitations importantes afin de permettre le ruissellement et la collecte des eaux pluviales.

Les fossés de collecte et de gestion des eaux pluviales actuels seront maintenus et entretenus, afin de faciliter la collecte et l'évacuation des eaux. Ils devront être en état de fonctionnement tout comme leur exutoire et permettront d'éviter tout point d'accumulation des eaux météorologiques.

11.1.2 En phase définitive

Il est nécessaire de limiter et de maîtriser les écoulements des eaux de ruissellement sur le site dont les effets peuvent être néfastes à la construction.

Si des zones de flash et de stagnation potentielle d'eau, dues aux tassements différentiels qui se sont développés sur le dôme de déchets, sont observées durant toute la durée de vie de l'aménagement, elles devront être traitées : la pente générale du dôme devra être rétablie en tout point afin de permettre le ruissellement des eaux en dehors des emprises des plateformes. Les zones de stagnation devront être identifiées par une inspection visuelle et un repérage sur plan topographique à jour. Un léger remodelage avec apport de matériaux pourra être envisagé.

A noter que des tassements résiduels des déchets sont encore attendus, il est probable que ces zones de stagnation évoluent, et/ou que d'autres se créent.

Malgré tout, le projet final devra respecter les pentes du remodelage de la réhabilitation, afin de ne pas impacter le ruissellement des eaux de surface et les ouvrages de collectes actuels (fossés intérieurs et périphériques du site, notamment).

Des dispositions complémentaires seront mises en œuvre si nécessaire, dans le cas où les aménagements (alignement de longrines, pistes d'exploitation, etc.) feraient localement barrage aux écoulements de surface.



11.2 Terrassements sur le site et plateformes

Les travaux de terrassements au droit de la zone de stockage seront limités. Ils pourront être réalisés à l'aide d'engins classiques de terrassements de préférence en **période sèche**.

Les radiers pourront être réalisés en prévoyant :

- La purge de la terre végétale, de terrains remaniés ou de toute poche altérée (uniquement sur les zones non impactées par le stockage des déchets),
- Mise en œuvre d'un géotextile anticontaminant et antipoinçonnant,
- La réalisation d'une couche de forme en matériaux insensible à l'eau, de type grave, sur une épaisseur minimale de 0,5 m (épaisseur minimale à respecter entre la sous-face du radier, et le géosynthétique de drainage accompagnant la couverture argileuse peu perméable).

L'épaisseur finale de la couche de forme dépendra des épaisseurs de purges réalisées et du niveau zéro pour atteindre la cote souhaitée des fondations.

La réalisation de planches d'essais avec essais à la plaque permettra de caler les épaisseurs de matériaux à mettre en œuvre pour atteindre un objectif de plateforme PF2. Avant la réalisation des fondations, des essais de portance de la plate-forme devront être réalisés (selon la norme NF 94-117-3 de décembre 2008 « Coefficient de réaction de Westergaard, K_w , sous chargement statique d'une plaque ») afin d'assurer les objectifs de portance défini par la norme NF P11-213-1 :

- **$K_w \geq 50 \text{ MPa/m}$** (pour un diamètre de plaque de 75 cm).
- **$EV2 > 50 \text{ MPa}$**
- **$EV2/EV1 < 2$**



11.3 Fondations superficielles

Les fondations devront être homogènes pour une même table, seules les fondations superficielles sont autorisées.

Afin de garantir la bonne exécution des fondations des ouvrages, il conviendra de terrasser soigneusement le sol d'assise de façon à éliminer les flashes et autres défauts de surface, en préservant l'intégrité de la couverture sous-jacente.

Les longrines de fondation n'étant pas ancrées, le constructeur s'assurera de ne pas créer d'obstacle à la continuité hydraulique du terrain, et d'éviter toute zone de stagnation.

Les fondations des ouvrages devront être dimensionnées par un BE Structure en conformité aux normes NF EN 206-1 (fabrication béton), NF P 11-213-1, 2 (dallages) et au DTU 21 (exécution des ouvrages en béton).

Le ferrailage des ouvrages devra être justifié selon les Eurocodes 2 (NF EN 1992-1, 2) et 8 (NF EN 1998-1, 5).

Afin de garantir la bonne exécution des fondations des tables photovoltaïques, il conviendra de s'assurer de la bonne qualité et de l'homogénéité du sol d'assise.

Les plateformes support des fondations seront soigneusement vérifiées afin de vérifier la conformité avec le contexte lithologique défini, et déceler et purger toute poche de sols mous ou de remblais pouvant subsister au niveau d'assise retenu.

Les dénivellations des niveaux d'assise des fondations seront assurées en respectant la proportion $H/L < 2/3$ en partant du point le plus bas.

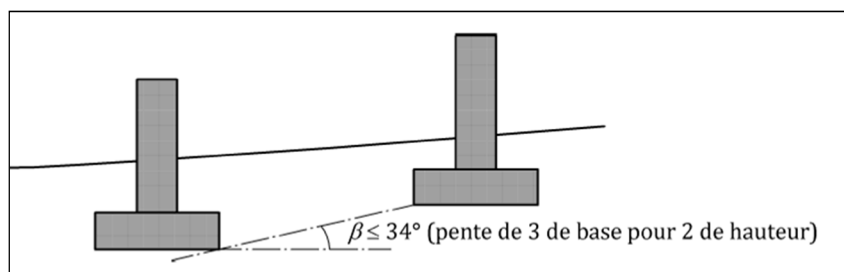


Figure 42 : Dispositions relatives à l'emplacement des fondations superficielles

11.4 Fondations semi-profondes sous tables

En raison de la présence de blocs issus de l'altération du substratum sous-jacent, et/ou du substratum à très faible profondeur, des **refus prématurés** dans l'exécution du battage des pieux métalliques pourront être observés sur la totalité du site.

Dans ces conditions, la généralisation de la technique de fondation suivante pourra être retenue :

- Forage destructif jusqu'à la base de l'élément ayant provoqué le refus ;
- Battage du pieu à partir de la base du forage destructif, sur une longueur équivalente à la longueur de fiche définie dans le présent rapport ;
- Comblement de la hauteur de pré-forage par coulis ;



- Dans ces conditions, les longueurs de pieux pourront être plus importantes que celles définies dans le présent rapport.

Un contrôle de la longueur de la fiche des pieux, et de l'adaptation vis-à-vis des aléas rencontrés sur site, pourra être réalisé dans le cadre d'une mission de supervision géotechnique de l'exécution (missions G3 ou G4 conformes à la Norme NF P 94-500).

Dans tous les cas, il est préconisé la réalisation, en phase de préparation d'Exécution, d'essais de chargement ou d'arrachement permettant la validation des hypothèses de sol (mission G3 au sens de la Norme NF P 94-500). Après exécution des pieux, des essais de contrôles permettront de valider le dimensionnement et l'exécution des travaux de fondation.

11.5 Circulation sur le dôme

Dans le cadre de la réalisation des travaux, la circulation des engins devra être maîtrisée. Il est impératif de réaliser à *minima* des pistes de circulation provisoires en matériau granulaire d'une épaisseur de 50 cm, à adapter en fonction des conditions météorologiques au moment des travaux, afin de permettre la circulation des engins lourds type semi-remorques et grue et éviter le poinçonnement de la couche de fermeture en surface, et le géosynthétique de drainage. Cette épaisseur devra être adapté en fonction des conditions météorologiques au moment des travaux et de l'état des matériaux de couverture.

Un géotextile anti-contaminant (masse surfacique d'environ 300 g/m²) devra être placé entre le massif réhabilité et les pistes de circulation.

Il est essentiel d'éviter l'orniérage de la couche superficielle, afin d'éviter la stagnation des eaux météoriques.

Pour les mêmes raisons, les installations de chantier seront à prévoir en dehors du dôme. Les engins de levage (type grue fixe ou mobile), nécessaires à la mise en place des postes de transformation, ne devront circuler que sur les voiries prévues pour ces engins.

Dans cette optique, il conviendra de **programmer les travaux en période favorable** à la préservation des caractéristiques des terrains de surface (en dehors des saisons pluvieuses notamment).

11.6 Préconisations après travaux

Afin d'assurer la pérennité des ouvrages géotechniques, il est recommandé de :

- Ne pas charger l'ouvrage au-delà des charges prévues à la conception ;
- Ne pas creuser autour des fondations ;
- Ne pas apporter des charges à proximité immédiate de l'ouvrage ;
- Suivre les recommandations données dans le chapitre spécifique du présent rapport ;
- Eviter la plantation d'arbres à proximité de l'ouvrage ;
- Ne pas apporter de remblais sur un terrain en pente en amont ou en aval de la construction.



12 Enchaînement des missions géotechniques

Nous rappelons que le présent rapport concerne l'étude d'ingénierie géotechnique d'avant-projet (mission G2 AVP au sens de la norme NF P 94-500, version de *novembre 2013*).

Conformément aux préconisations de cette norme, elle doit être suivie par l'étude d'ingénierie géotechnique de projet (mission G2 PRO), une fois connues les caractéristiques des fondations (descentes de charge et prédimensionnement des massifs de fondation ou radiers réalisé par le BET Structures).

En cas d'adaptation du programme de réhabilitation du site (mise en place d'une couverture semi-perméable, mise en place d'un dispositif de drainage ou d'étanchéité par géomembrane, etc.), la présente étude devra être reprise en conséquence.

Pour la phase de réalisation des travaux, une mission de supervision géotechnique (mission G4) devra être réalisée. Elle comportera, d'une part, la validation des documents géotechniques produits par l'entreprise, et d'autre part le suivi géotechnique du chantier, permettant de s'assurer que les terrains rencontrés présentent des caractéristiques géotechniques cohérentes avec les hypothèses faites dans le cadre des études, et le cas échéant définir en concertation avec l'entreprise les adaptations nécessaires.

Antea Group reste à la disposition du Maître d'ouvrage et des Responsables du projet pour assurer ces différentes missions, avec l'avancement global du projet.



Observations sur l'utilisation du rapport

Ce rapport, ainsi que les cartes ou documents, et toutes autres pièces annexées constituent un ensemble indissociable ; en conséquence, l'utilisation qui pourrait être faite d'une communication ou reproduction partielle de ce rapport et annexes ainsi que toute interprétation au-delà des énonciations d'Antea Group ne saurait engager la responsabilité de celle-ci. Il en est de même pour une éventuelle utilisation à d'autres fins que celles définies pour la présente prestation.

Il est rappelé que les résultats de la reconnaissance s'appuient sur un échantillonnage et que ce dispositif ne permet pas de lever la totalité des aléas liés à l'hétérogénéité du milieu naturel ou artificiel étudié.

La prestation a été réalisée à partir d'informations extérieures non garanties par Antea Group ; sa responsabilité ne saurait être engagée en la matière.





ANNEXES

Annexe I : Classification des missions d'ingénierie géotechnique (norme NF P 94-500- Novembre 2013)

Annexe II : Implantation des investigations géotechniques

Annexe III : Résultats des essais à la plaque

Annexe IV : PV des essais pressiométriques

Annexe V : PV des sondages à la tarière

Annexe VI : Modélisation TALREN – Etude de la stabilité des digues périphériques



Annexe I : Classification des missions d'ingénierie géotechnique (norme NF P 94-500- Novembre 2013)

Schéma d'enchaînement des missions d'ingénierie géotechnique

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



Classification des missions d'ingénierie géotechnique (page 1/2)

L'enchaînement des missions d'ingénierie géotechnique (étapes 1 à 3) doit suivre les étapes de conception et de réalisation de tout projet pour contribuer à la maîtrise des risques géotechniques. Le maître d'ouvrage ou son mandataire doit faire réaliser successivement chacune de ces missions par une ingénierie géotechnique. Chaque mission s'appuie sur des données géotechniques adaptées issues d'investigations géotechniques appropriées.

ETAPE 1 : ETUDE GEOTECHNIQUE PREALABLE (G1)

Cette mission exclut toute approche des quantités, délais et coûts d'exécution des ouvrages géotechniques qui entre dans le cadre de la mission d'étude géotechnique de conception (étape 2). Elle est à la charge du maître d'ouvrage ou son mandataire. Elle comprend deux phases :

Phase Étude de Site (ES)

Elle est réalisée en amont d'une étude préliminaire, d'esquisse ou d'APS pour une première identification des risques géotechniques d'un site.

- Faire une enquête documentaire sur le cadre géotechnique du site et l'existence d'avoisnants avec visite du site et des alentours.
- Définir si besoin un programme d'investigations géotechniques spécifique, le réaliser ou en assurer le suivi technique, en exploiter les résultats.
- Fournir un rapport donnant pour le site étudié un modèle géologique préliminaire, les principales caractéristiques géotechniques et une première identification des risques géotechniques majeurs.

Phase Principes Généraux de Construction (PGC)

Elle est réalisée au stade d'une étude préliminaire, d'esquisse ou d'APS pour réduire les conséquences des risques géotechniques majeurs identifiés. Elle s'appuie obligatoirement sur des données géotechniques adaptées.

- Définir si besoin un programme d'investigations géotechniques spécifique, le réaliser ou en assurer le suivi technique, en exploiter les résultats.
- Fournir un rapport de synthèse des données géotechniques à ce stade d'étude (première approche de la ZIG, horizons porteurs potentiels, ainsi que certains principes généraux de construction envisageables (notamment fondations, terrassements, ouvrages enterrés, améliorations de sols).

ETAPE 2 : ETUDE GEOTECHNIQUE DE CONCEPTION (G2)

Cette mission permet l'élaboration du projet des ouvrages géotechniques et réduit les conséquences des risques géotechniques importants identifiés. Elle est à la charge du maître d'ouvrage ou son mandataire et est réalisée en collaboration avec la maîtrise d'œuvre ou intégrée à cette dernière. Elle comprend trois phases :

Phase Avant-projet (AVP)

Elle est réalisée au stade de l'avant-projet de la maîtrise d'œuvre et s'appuie obligatoirement sur des données géotechniques adaptées.

- Définir si besoin 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, les principes de construction envisageables (terrassements, soutènements, pentes et talus, fondations, assises des dallages et voiries, améliorations de sols, dispositions générales vis-à-vis des nappes et des avoisnants), une ébauche dimensionnelle par type d'ouvrage géotechnique et la pertinence d'application de la méthode observationnelle pour une meilleure maîtrise des risques géotechniques.

Phase Projet (PRO)

Elle est réalisée au stade du projet de la maîtrise d'œuvre et s'appuie obligatoirement sur des données géotechniques suffisamment représentatives pour le site.

- Définir si besoin un programme d'investigations géotechniques spécifique, le réaliser ou en assurer le suivi technique, en exploiter les résultats.
- Fournir un dossier de synthèse des hypothèses géotechniques à prendre en compte au stade du projet (valeurs caractéristiques des paramètres géotechniques en particulier), des notes techniques donnant les choix constructifs des ouvrages géotechniques (terrassements, soutènements, pentes et talus, fondations, assises des dallages et voiries, améliorations de sols, dispositions vis-à-vis des nappes et des avoisnants), des notes de calcul de dimensionnement, un avis sur les valeurs seuils et une approche des quantités.

Phase DCE / ACT

Elle est réalisée pour finaliser le Dossier de Consultation des Entreprises et assister le maître d'ouvrage pour l'établissement des Contrats de Travaux avec le ou les entrepreneurs retenus pour les ouvrages géotechniques.

- Établir ou participer à la rédaction des documents techniques nécessaires et suffisants à la consultation des entreprises pour leurs études de réalisation des ouvrages géotechniques (dossier de la phase Projet avec plans, notices techniques, cahier des charges particulières, cadre de bordereau des prix et d'estimatif, planning prévisionnel).
- Assister éventuellement le maître d'ouvrage pour la sélection des entreprises, analyser les offres techniques, participer à la finalisation des pièces techniques des contrats de travaux.



Classification des missions d'ingénierie géotechnique (page 2/2)

ETAPE 3 : ETUDES GEOTECHNIQUES DE REALISATION (G3 et G4, distinctes et simultanées)

ETUDE ET SUIVI GEOTECHNIQUES D'EXECUTION (G3)

Cette mission permet de réduire les risques géotechniques résiduels par la mise en œuvre à temps de mesures correctives d'adaptation ou d'optimisation. Elle est confiée à l'entrepreneur sauf disposition contractuelle contraire, sur la base de la phase G2 DCE/ACT. Elle comprend deux phases interactives :

Phase Étude

- Définir si besoin un programme d'investigations géotechniques spécifique, le réaliser ou en assurer le suivi technique, en exploiter les résultats.
- Étudier dans le détail les ouvrages géotechniques : notamment établissement d'une note d'hypothèses géotechniques sur la base des données fournies par le contrat de travaux ainsi que des résultats des éventuelles investigations complémentaires, définition et dimensionnement (calculs justificatifs) des ouvrages géotechniques, méthodes et conditions d'exécution (phasages généraux, suivis, auscultations et contrôles à prévoir, valeurs seuils, dispositions constructives complémentaires éventuelles).
- Élaborer le dossier géotechnique d'exécution des ouvrages géotechniques provisoires et définitifs : plans d'exécution, de phasage et de suivi.

Phase Suivi

- Suivre en continu les auscultations et l'exécution des ouvrages géotechniques, appliquer si nécessaire des dispositions constructives prédéfinies en phase Étude.
- Vérifier les données géotechniques par relevés lors des travaux et par un programme d'investigations géotechniques complémentaire si nécessaire (le réaliser ou en assurer le suivi technique, en exploiter les résultats).
- Etablir la prestation géotechnique du dossier des ouvrages exécutés (DOE) et fournir les documents nécessaires à l'établissement du dossier d'interventions ultérieures sur l'ouvrage (DIUO)

SUPERVISION GEOTECHNIQUE D'EXECUTION (G4)

Cette mission permet de vérifier la conformité des hypothèses géotechniques prises en compte dans la mission d'étude et suivi géotechniques d'exécution. Elle est à la charge du maître d'ouvrage ou son mandataire et est réalisée en collaboration avec la maîtrise d'œuvre ou intégrée à cette dernière. Elle comprend deux phases interactives :

Phase Supervision de l'étude d'exécution

Donner un avis sur la pertinence des hypothèses géotechniques de l'étude géotechnique d'exécution, des dimensionnements et méthodes d'exécution, des adaptations ou optimisations des ouvrages géotechniques proposées par l'entrepreneur, du plan de contrôle, du programme d'auscultation et des valeurs seuils.

Phase Supervision du suivi d'exécution

- Par interventions ponctuelles sur le chantier, donner un avis sur la pertinence du contexte géotechnique tel qu'observé par l'entrepreneur (G3), du comportement tel qu'observé par l'entrepreneur de l'ouvrage et des avoisinants concernés (G3), de l'adaptation ou de l'optimisation de l'ouvrage géotechnique proposée par l'entrepreneur (G3).
- Donner un avis sur la prestation géotechnique du DOE et sur les documents fournis pour le DIUO.

DIAGNOSTIC GEOTECHNIQUE (G5)

Pendant le déroulement d'un projet ou au cours de la vie d'un ouvrage, il peut être nécessaire de procéder, de façon strictement limitative, à l'étude d'un ou plusieurs éléments géotechniques spécifiques, dans le cadre d'une mission ponctuelle. Ce diagnostic géotechnique précise l'influence de cet ou ces éléments géotechniques sur les risques géotechniques identifiés ainsi que leurs conséquences possibles pour le projet ou l'ouvrage existant.

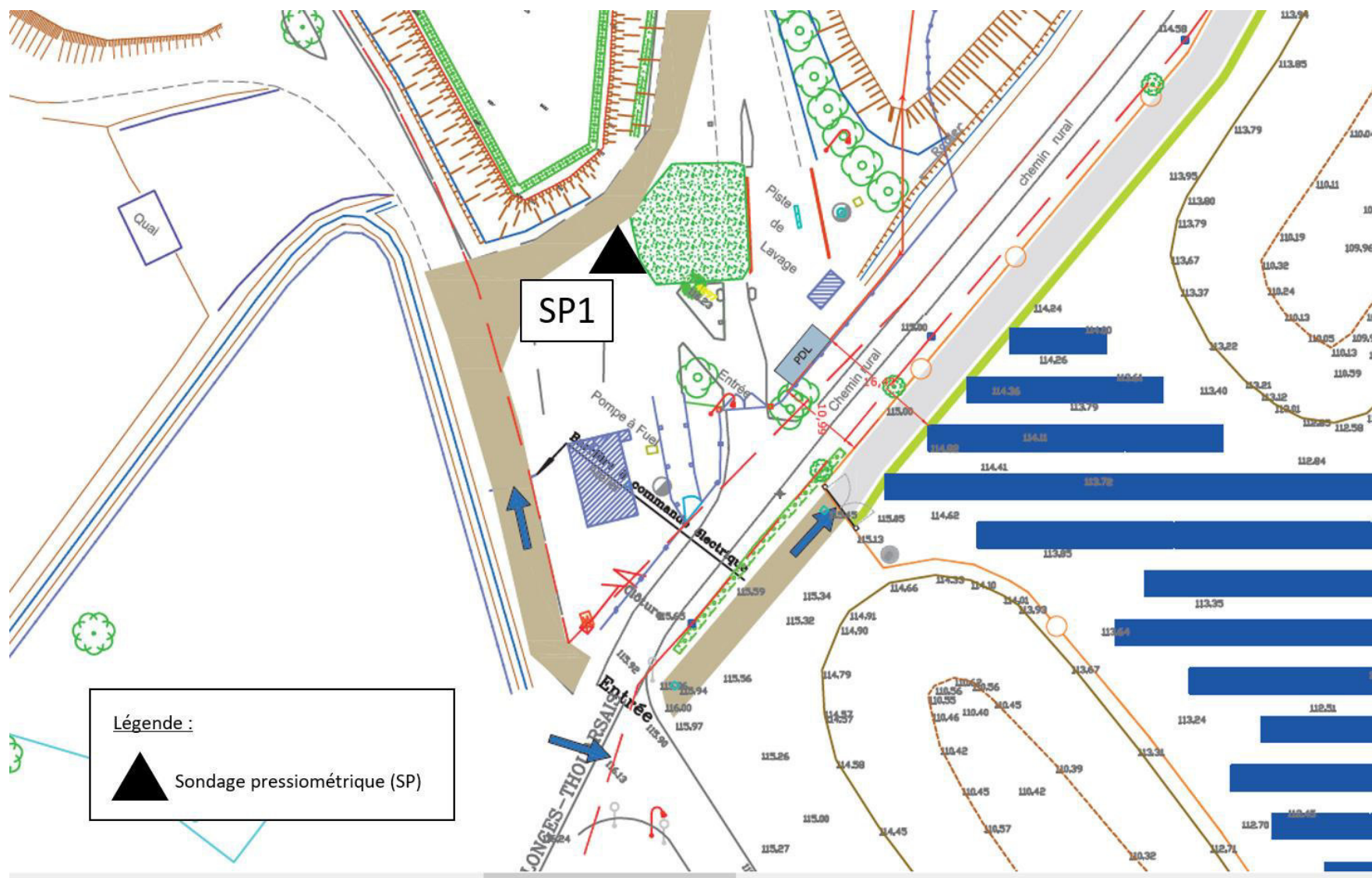
- Définir, après enquête documentaire, un programme d'investigations géotechniques spécifique, le réaliser ou en assurer le suivi technique, en exploiter les résultats.
- Étudier un ou plusieurs éléments géotechniques spécifiques (par exemple soutènement, causes géotechniques d'un désordre) dans le cadre de ce diagnostic, mais sans aucune implication dans la globalité du projet ou dans l'étude de l'état général de l'ouvrage existant.
- Si ce diagnostic conduit à modifier une partie du projet ou à réaliser des travaux sur l'ouvrage existant, des études géotechniques de conception et/ou d'exécution ainsi qu'un suivi et une supervision géotechniques seront réalisés ultérieurement, conformément à l'enchaînement des missions d'ingénierie géotechnique (étape 2 et/ou 3).



Annexe II : **Implantation des investigations géotechniques**



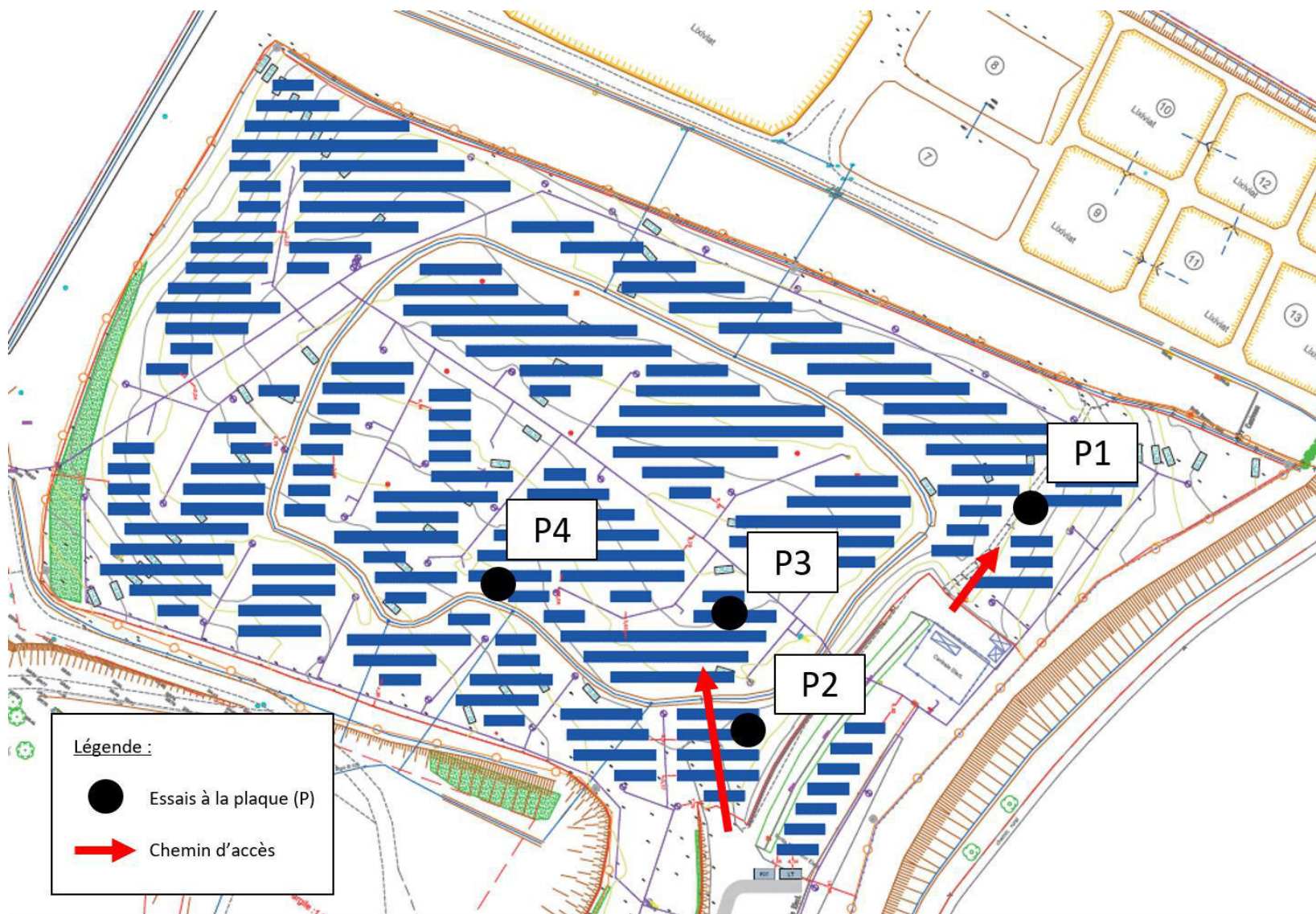
Localisation du sondage pressiométrique (zone centrale)



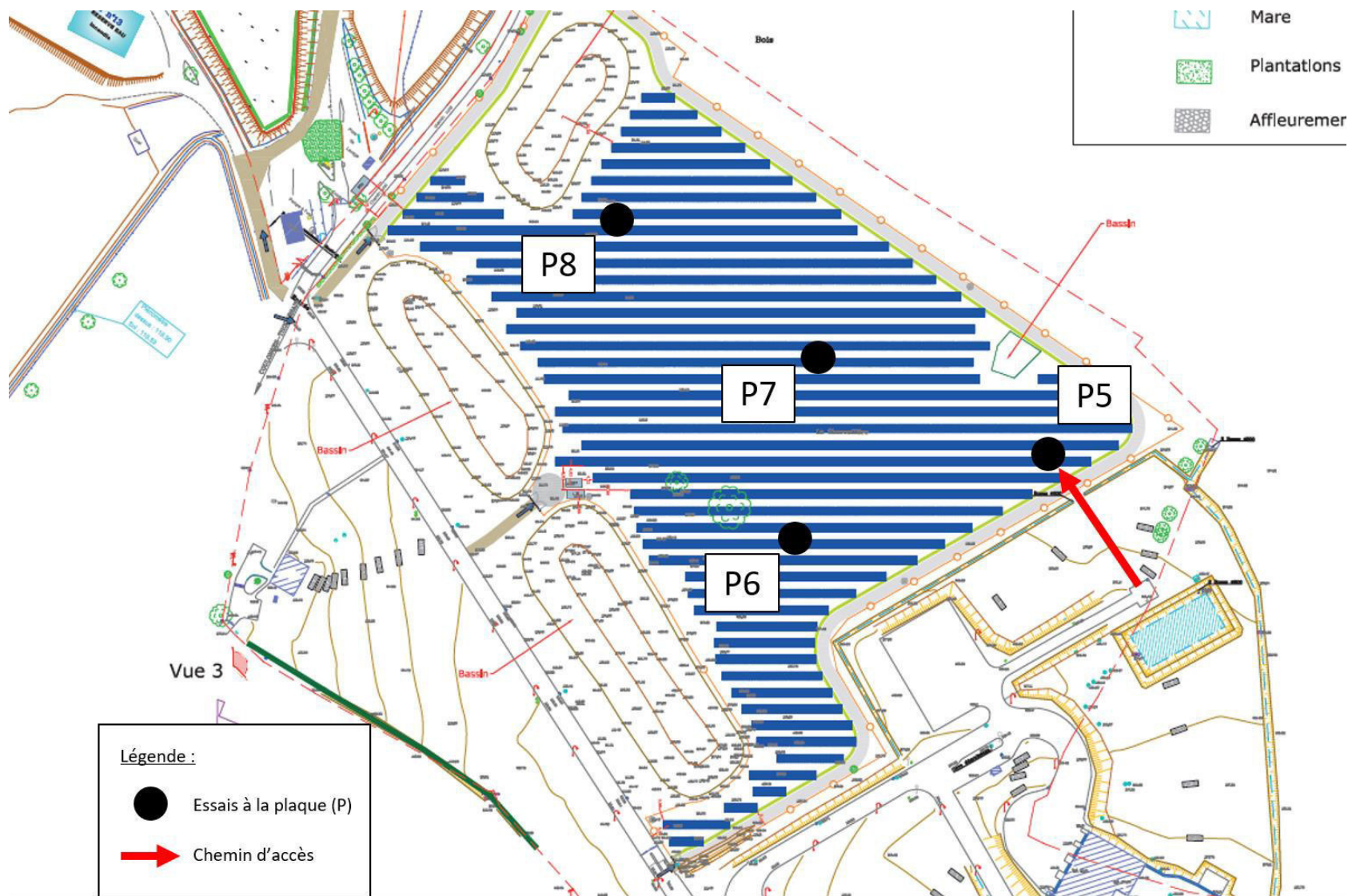
Localisation des 8 sondages à la tarière manuelle (zone Sud-Est)



Localisation des essais à la plaque en zone nord :



Localisation des essais à la plaque en zone sud-est :



Annexe III : **Résultats des essais à la plaque**



Saint Emilion, le 23/07/2019

RAPPORT D'INTERVENTION DU 22/07/2019

ESSAI A LA PLAQUE SELON LCPC

ANTEA

CHANTIER : PFT Déchetterie La Loge à Coulonges Thouarsais (79)

Rédacteur Rapport :	QC
Référence Rapport :	19PL258
Nombre de pages :	6

SOMMAIRE

I.	NATURE DES ESSAIS	3
II.	PRINCIPE DE L'ESSAI	3
III.	PROCEDURE DE L'ESSAI	3
IV.	INTERPRETATION DES ESSAIS	3 et 4

ANNEXES

I. NATURE DES ESSAIS

A la demande de l'entreprise ANTEA, la société LD CONTROLES SUD OUEST a réalisé un nombre de 8 essais à la plaque à Coulonges Thouarsais (79) pour la réalisation de PFT Déchetterie La Loge en date du 22/07/2019 .

II. PRINCIPE DE L'ESSAI

Cet essai a pour objet la détermination de la valeur du module Westergard (NF P94-117-3) ainsi que les deux modules EV1 et EV2 (NF P94-117-1).

Le domaine d'application du module de Westergard couvre les plates-formes destinées à la construction de dallages supportant des charges statiques (dallage à usage d'habitation, industriel, etc.) le coefficient de réaction de Westergard servant au dimensionnement des dallages.

L'essai EV1-EV2 s'applique aux plates-formes d'ouvrages de terrassement et d'assainissement destinées à la construction d'infrastructures routières, ferroviaires, aéroportuaires.

III. PROCEDURE DE L'ESSAI

On place un vérin instrumenté sous une charge statique (essieu de camion chargé ou engin de chantier de plus de 12 t) sur une plaque rigide de 60 cm de diamètre, celle-ci étant prolongée par un système de mesure d'enfoncement de la plaque (poutre de Benkelman équipée d'un comparateur au centième de mm).

On applique un chargement à 1980 daN (équivalent à 70 Kpa), puis on mesure et enregistre l'enfoncement (e) noté Kw (module de Westergard). Après stabilisation on continue le chargement jusqu'à 7056 daN (équivalent à 0.25 Mpa) noté EV1, on relâche la charge. On applique un dernier chargement à 5650 daN (équivalent à 0.20 Mpa) et on note l'enfoncement (e) après stabilisation noté EV2.

IV. INTERPRETATION DES MESURES

4-1 Calcul des résultats

On calcule le module de Westergard exprimé en Mpa/m comme suit :

$$Kw = (p/e) * (D_{plaque} / 762)$$

avec

$$P = 70 \text{ Kpa}$$

e = enfoncement en mm à 1980 daN

$$D_{plaque} = 600 \text{ Mm}$$

4-2 Tableau récapitulatif des essais

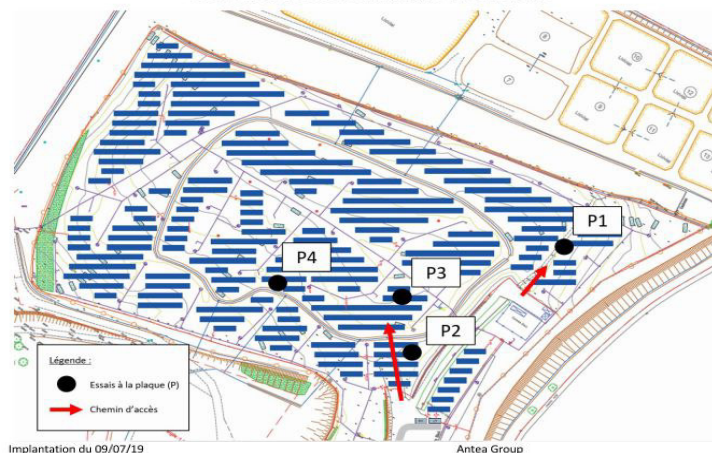
L'essai à la plaque permet de déterminer uniquement la compacité et la déformabilité de la couche du terrain immédiatement sous la plaque, sur une épaisseur de 75 cm maximum.
Seule une étude de sol permet de déterminer les contraintes de couches inférieures.

Vous trouverez ci-dessous un plan d'implantation et en page 5 ci-après le PV d'intervention.

Implantation du 09/07/19

Antea Group

Localisation des essais à la plaque en zone nord :



Localisation des essais à la plaque en zone sud-est :



Technicien Chantier
M.FAURE F.

Rédacteur du rapport
M. CHEVALIER Q.

N° affaire : LD-QC-19258
 N° rapport : 19PL258
 Client : ANTEA
 Chantier : Déchetterie La Loge PFT à
 Coulonges Thouarsais (79)


LD Contrôles
 4 Bois de l'Or - Bât. 5 - 33330 SAINT EMILION
 Tél : 07.78.63.87.94
 www.ldcontrôles.fr

N° intervention : 1	Météo : ensoleillée	Nature couche testée : TN
Opérateur : FF	Température : 41	Type de compactage : NC
	Humidité : sec	Épaisseur couche testée : NC cm

ESSAIS A LA PLAQUE du 22/07/2019
selon la norme NF P 94-117-1 d'avril 2000 (Module EV2)

Résultats des essais :

	Module Westergaard	Modules de Boussinesq			Remarques
	k (MPa / m)	EV1 (MPa)	EV2 (MPa)	EV2 / EV1	
E1	28,0	21,8	32,4	1,5	-
E2	31,1	21,2	30,8	1,5	-
E3	19,2	13,7	14,5	1,1	-
E4	13,9	11,7	12,5	1,1	-
E5	13,9	11,8	12,7	1,1	-
E6	18,9	14,3	20,0	1,4	-
E7	10,7	11,0	12,0	1,1	-
E8	14,7	17,7	17,3	1,0	-

<p><u>Observations:</u></p>	<p>A Saint Emilion le 23/07/2019 Le Directeur d'Agence Quentin CHEVALIER</p> 
------------------------------------	--------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------

Nous rappelons que les essais à la plaque ne permettent de contrôler la compacité du sol que sur ~0,75m; ils ne peuvent donc pas se substituer à une étude de sols adaptée.

Le laboratoire Ld Contrôles est habilité à décerner les Procès-Verbaux d'essais à la plaque mais ne peut engager sa responsabilité sur la stabilité des sols, laquelle relève d'un bureau d'études de sols.

La reproduction de ce rapport d'essai n'est autorisée que sous sa forme intégrale.

Les essais dont les résultats figurent ci-dessus ont été exécutés conformément aux normes AFNOR sauf indication contraire en observation.

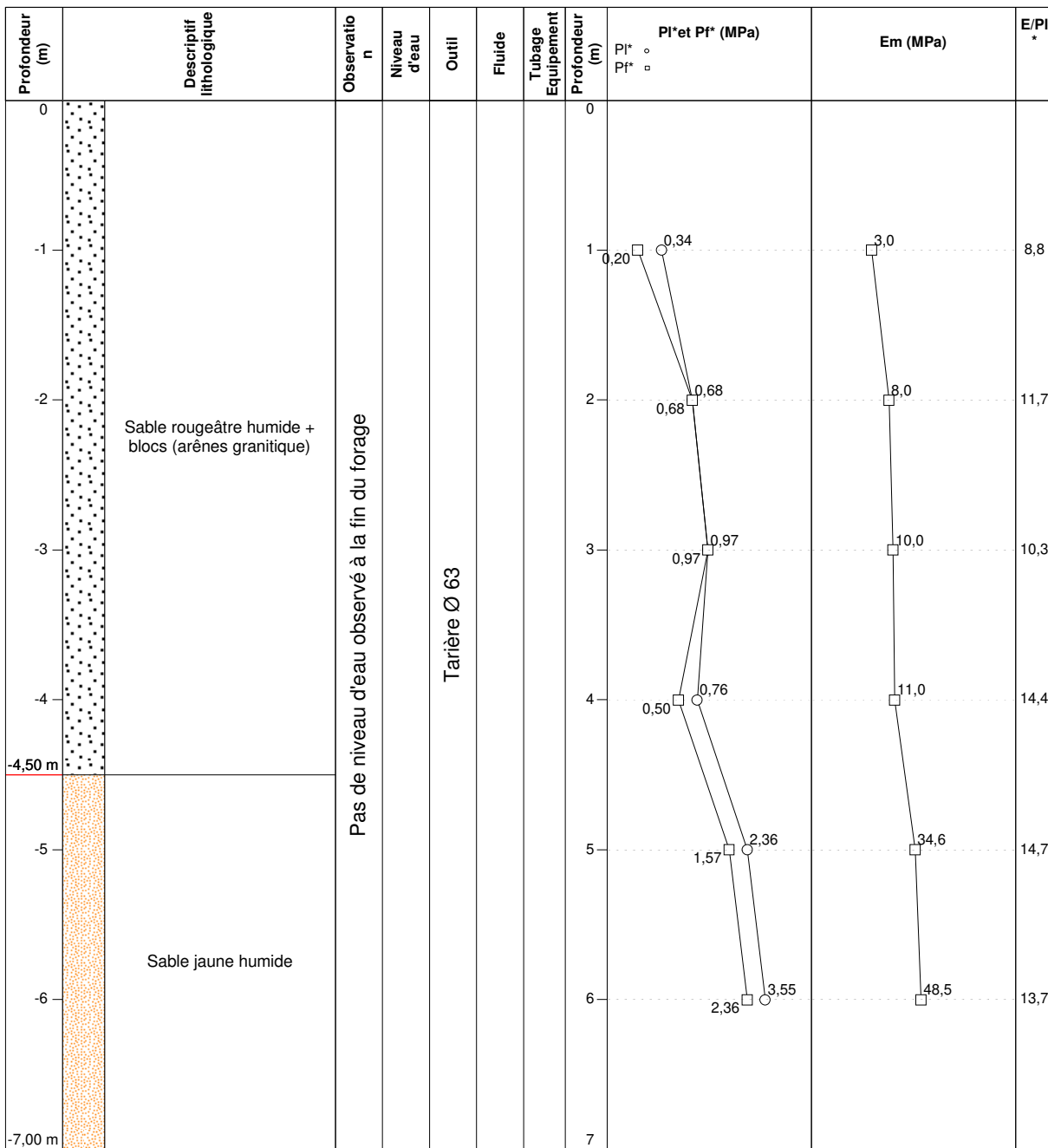
Les échantillons sont éliminés après essai sauf demande expresse du donneur d'ordre. Les essais faisant l'objet du présent rapport portent sur un échantillon prélevé dans certaines conditions. Leur représentativité est liée à celle de l'échantillon et ne peut être étendue à l'ensemble de sa production ou de la fourniture. L'attention est attirée sur le fait que les résultats mentionnés par le présent rapport ont été obtenus avec l'échantillon défini ci-dessous mais que la portée et les conclusions à tirer de ces résultats :

[x] N'ont pas été demandées par le donneur d'ordre. [] Font l'objet d'un document séparé.

[] Sont indiquées dans le présent rapport d'essai en application du texte de référence fixé par le donneur d'ordre.




Annexe IV : **PV des essais pressiométriques**





Annexe V : PV des sondages à la tarière



Profondeur (m)	Description lithologique	Observation	Niveau d'eau	Outil	Fluide	Tubage	Equipement
-0,100m	 Limon sableux	Pas de niveau d'eau observé à la fin du forage		Tarière Ø 63			
-1 -1,20 m	 Argile limoneuse avec quelques inclusions						
-1,50 m	 Argile silteuse jaune, humide						



Projet COULONGES-THOUARSAIS (79)

Date : 21/08/2019

Profondeur : 0,00 - 1,50 m

1/30

Forage : TC2

EXGTE B3.20.11/GTE

Profondeur (m)	Description lithologique	Observation	Niveau d'eau	Outil	Fluide	Equipement
-0,10m	Sable jaune	Pas de niveau d'eau observé à la fin du forage		Tarière Ø 63		
-1	Argile limoneuse avec quelques blocs de cailloux					
-1,30 m	Argile jaune humide					
-1,50 m						



Projet COULONGES-THOUARSAIS (79)

Date : 21/08/2019

Profondeur : 0,00 - 1,50 m

1/30

Forage : TC3

EXGTE B3.20.11/GTE

Profondeur (m)	Description lithologique	Observation	Niveau d'eau	Outil	Fluide	Tubage	Equipement
0	Sable jaune avec quelques blocs	Pas de niveau d'eau observé à la fin du forage		Tarière Ø 63			
-0,50 m							
-1	Argile marron jaune humide						
-1,50 m							



Projet COULONGES-THOUARSAIS (79)

Date : 21/08/2019

Profondeur : 0,00 - 1,50 m

1/30

Forage : TC4

EXGTE B3.20.11/GTE

Profondeur (m)	Description lithologique	Observation	Niveau d'eau	Outil	Fluide	Tubage	Equipment
0	Sable + bloc jaune	Pas de niveau d'eau observé à fin du forage		Tarière Ø 63			
-0,60 m							
-1	Argile bariolée et humide						
-1,50 m							



Projet COULONGES-THOUARSAIS (79)

Date : 21/08/2019

Profondeur : 0,00 - 1,50 m

1/30

Forage : TC5

EXGTE B3.20.11/GTE

Profondeur (m)	Description lithologique	Observation	Niveau d'eau	Outil	Fluide	Tubage	Equipement
0	Sable + bloc	Pas de niveau d'eau observé à la fin du forage		Tarière Ø 63			
-0,40 m							
-1	Argile avec quelques blocs, bariolée grise/marron						
-1,30 m	Argile marron humide						
-1,50 m							



Projet COULONGES-THOUARSAIS (79)

Date : 21/08/2019

Profondeur : 0,00 - 1,50 m

1/30

Forage : TC6

EXGTE B3.20.11/GTE

Profondeur (m)	Description lithologique	Observation	Niveau d'eau	Outil	Fluide tubage	Equipement
0	Sable + bloc	Pas de niveau d'eau observé à la fin du forage		Tarière Ø 63		
-0,30 m						
-1	Argile bariolée + quelques blocs					
-1,20 m						
-1,50 m	Argile bariolée humide					



Projet COULONGES-THOUARSAIS (79)

Date : 21/08/2019

Profondeur : 0,00 - 1,50 m

1/30

Forage : TC7

EXGTE B3.20.11/GTE

Profondeur (m)	Description lithologique	Observation	Niveau d'eau	Outil	Fluide	Equipement
0	Sable jaune	Pas de niveau d'eau observé à la fin du forage		Tarière Ø 63		
-0,40 m						
-1	Argile bariolée rougeâtre seche					
-1,50 m						



Projet COULONGES-THOUARSAIS (79)

Date : 21/08/2019

Profondeur : 0,00 - 1,50 m

1/30

Forage : TC8

EXGTE B3.20.11/GTE

Profondeur (m)	Description lithologique	Observation	Niveau d'eau	Outil	Fluide	Tubage	Equipement
0	Sable + blocs rocheux	Pas de niveau d'eau observé à la fin du forage		Tarière Ø 63			
-0,40 m							
-1	Argile avec inclusions de cailloux rougeâtre						
-1,50 m							

Annexe VI : **Modélisation TALREN – Etude de la stabilité des digues périphériques**



Données du projet

Numéro d'affaire : N/A

Titre du calcul : Profil 1

Lieu : La Loge

Commentaires : N/A

Système d'unités : kN, kPa, kN/m3

γ_w : 10.0

Couches de sol

	Nom	Couleur	γ	ϕ	c	Δc	qs clous	pl	KsB	Anisotropie	Favorable	Coefficients de sécurité spécifiques
1	digue		18,0	25,00	10,0	0,0	-	-	-	Non	Non	Non
2	terre végétale		18,0	25,00	1,0	0,0	-	-	-	Non	Non	Non
3	Couverture		18,0	25,00	10,0	0,0	-	-	-	Non	Non	Non
4	Déchets		12,0	20,00	5,0	0,0	-	-	-	Non	Non	Non
5	Argile sableuse		18,0	30,00	5,0	0,0	-	-	-	Non	Non	Non
6	Leucogranite		30,0	45,00	45,0	0,0	-	-	-	Non	Non	Non

Couches de sol (cont.)

	Nom	Couleur	$\Gamma\gamma$	Γc	$\Gamma \tan(\phi)$	Type de cohésion	Courbe
1	digue		-	-	-	Effective	Linéaire
2	terre végétale		-	-	-	Effective	Linéaire
3	Couverture		-	-	-	Effective	Linéaire
4	Déchets		-	-	-	Effective	Linéaire
5	Argile sableuse		-	-	-	Effective	Linéaire
6	Leucogranite		-	-	-	Effective	Linéaire

Points

	X	Y		X	Y		X	Y		X	Y		X	Y		X	Y
1	-0,000	0,000	2	-12,000	8,000	3	-4,500	-3,000	4	-15,000	8,000	5	-29,000	-2,000	6	-28,000	-3,000
7	-42,000	9,500	8	-42,000	-2,000	9	-0,000	-5,000	10	-42,000	-5,000	12	-42,000	9,200	14	-42,000	8,700
15	-15,850	7,393	16	-15,196	7,860	17	4,000	0,000	18	4,000	-5,000						

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	2	7	2	2	1	3	1	3	4	3	6	5	6	5	7	4	2	8	8	5
9	10	9	10	14	15	11	15	5	14	12	16	15	16	15	16	16	4	17	18	9
18	17	1																		

Surcharges réparties

	Nom	X gauche	Y gauche	q gauche	X droite	Y droite	q droite	Ang/horizontale
1	Charge répartie 1	-42,000	9,500	15,0	-12,000	8,000	15,0	90,00

Données de la phase 1

Nom de la phase : Phase 1 - Stabilité sans prise en compte des panneaux photovoltaïques

Détermination de l'enveloppe du talus : automatique

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	2	7	terre végétale	2	2	1	digue	3	1	3	Argile sableuse
4	3	6	Argile sableuse	5	6	5	Argile sableuse	7	4	2	digue
8	8	5	Argile sableuse	9	10	9	Leucogranite	10	14	15	Déchets
11	15	5	digue	14	12	16	Couverutre	15	16	15	digue
16	16	4	digue	17	18	9	Leucogranite	18	17	1	Argile sableuse

Liste des éléments activés

Conditions hydrauliques : Néant

Données de la situation 1

Nom de la phase : Phase 1 - Stabilité sans prise en compte des panneaux photovoltaïques

Nom de la situation : Stabilité générale du massif réhabilité

Méthode de calcul : Bishop

Jeu de coefficients de sécurité pour cette situation : Eurocode - Fondamental - Ouvrage courant

Détail du jeu de coefficients de sécurité

Nom	Coefficient	Nom	Coefficient	Nom	Coefficient	Nom	Coefficient	Nom	Coefficient	Nom	Coefficient
Γ_{min}	1,000	Γ_{s1}	1,000	Γ_{s1}	1,000	Γ_{ϕ}	1,250	$\Gamma_{c'}$	1,250	Γ_{cu}	1,400
Γ_Q	1,300	$\Gamma_{qsl,clou,ab}$	1,000	$\Gamma_{qsl,clou,es}$	1,100	$\Gamma_{qsl,tirant,ab}$	1,400	$\Gamma_{qsl,tirant,es}$	1,000	$\Gamma_{qsl,bande}$	1,100
Γ_{pl}	1,400	$\Gamma_a,clou$	1,000	$\Gamma_a,tirant$	1,000	$\Gamma_a,bande$	1,250	Γ_{buton}	1,000	Γ_{s3}	1,100

Type de surface de rupture : Circulaire automatique

Nombre de découpages : 10

Incrément sur le rayon : 0,250

Abscisse émergence limite aval : -0,000

Type de recherche : Point de passage imposé

Point de passage imposé : X= -0,000; Y= 0,000

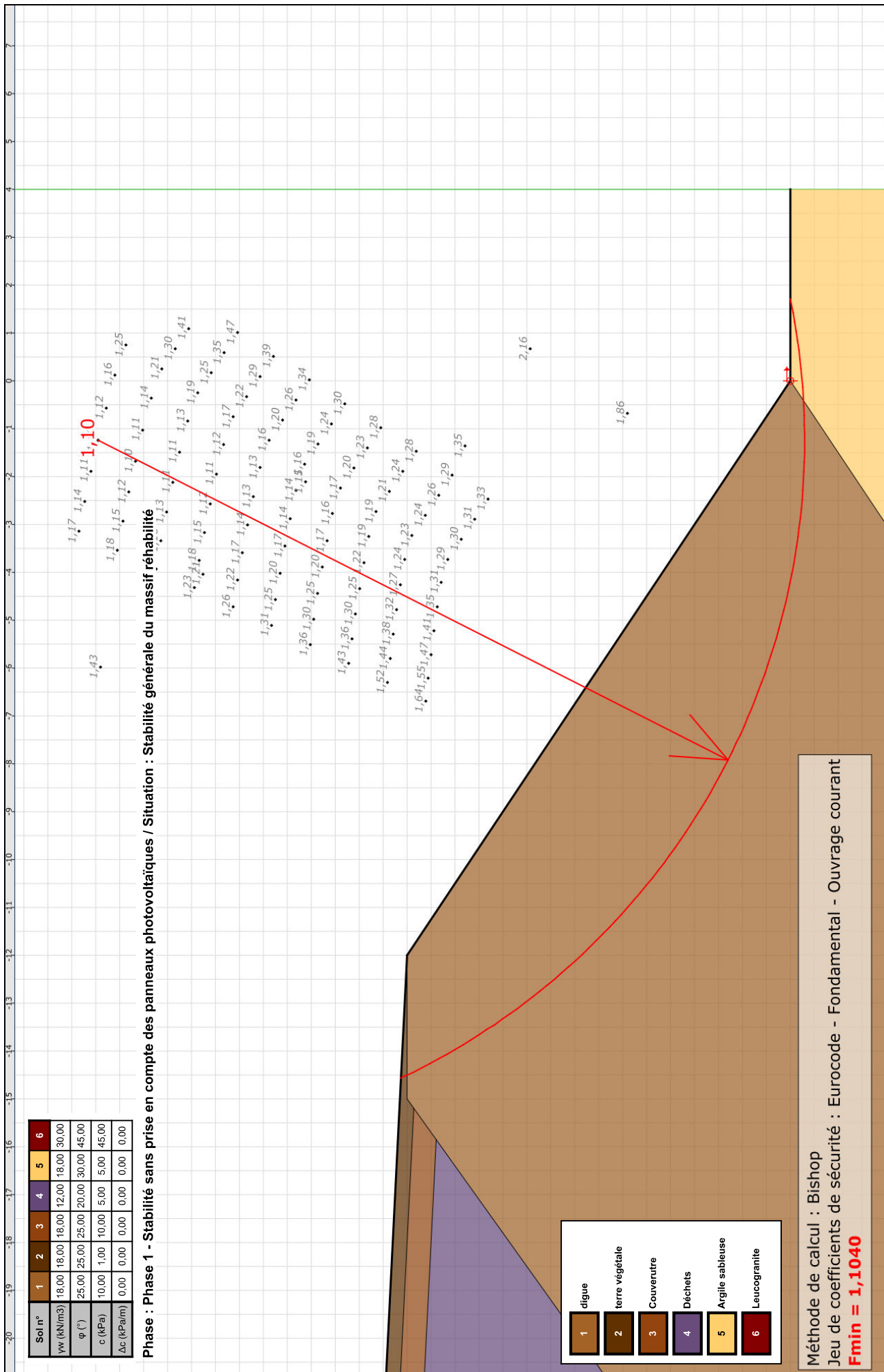
Nombre de tranches : 100

Prise en compte du séisme : Non

Résultats

Coefficient de sécurité minimal : 1,1040

Coordonnées du centre critique et rayon du cercle critique : N°= 300; X0= -1,24; Y0= 14,45; R= 14,75



Soil n°	1	2	3	4	5	6
wv (KN/m3)	18,00	18,00	18,00	12,00	18,00	30,00
φ (°)	25,00	25,00	25,00	20,00	30,00	45,00
c (kPa)	10,00	1,00	10,00	5,00	5,00	45,00
Δc (kPa/m)	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

Phase : Phase 1 - Stabilité sans prise en compte des panneaux photovoltaïques / Situation : Stabilité générale du massif réhabilité

1	digue
2	terre végétale
3	Couverture
4	Déchets
5	Argile sableuse
6	Leucogranite

Méthode de calcul : Bishop
 Jeu de coefficients de sécurité : Eurocode - Fondamental - Ouvrage courant
Fmin = 1,1040

Données de la phase 2

Nom de la phase : Phase 2Phase 2 - Stabilité avec prise en compte des panneaux photovoltaïques

Détermination de l'enveloppe du talus : automatique

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	2	7	terre végétale	2	2	1	digue	3	1	3	Argile sableuse
4	3	6	Argile sableuse	5	6	5	Argile sableuse	7	4	2	digue
8	8	5	Argile sableuse	9	10	9	Leucogranite	10	14	15	Déchets
11	15	5	digue	14	12	16	Couverutre	15	16	15	digue
16	16	4	digue	17	18	9	Leucogranite	18	17	1	Argile sableuse

Liste des éléments activés

Surcharges réparties : Charge répartie 1

Conditions hydrauliques : Néant

Données de la situation 1

Nom de la phase : Phase 2Phase 2 - Stabilité avec prise en compte des panneaux photovoltaïques

Nom de la situation : Stabilité générale du massif réhabilité

Méthode de calcul : Bishop

Jeu de coefficients de sécurité pour cette situation : Eurocode - Fondamental - Ouvrage courant

Détail du jeu de coefficients de sécurité

Nom	Coefficient	Nom	Coefficient	Nom	Coefficient	Nom	Coefficient	Nom	Coefficient	Nom	Coefficient
Γ_{min}	1,000	Γ_{s1}	1,000	Γ_{s1}	1,000	Γ_{ϕ}	1,250	$\Gamma_{c'}$	1,250	Γ_{cu}	1,400
Γ_Q	1,300	$\Gamma_{qsl,clou,ab}$	1,000	$\Gamma_{qsl,clou,es}$	1,100	$\Gamma_{qsl,tirant,ab}$	1,400	$\Gamma_{qsl,tirant,es}$	1,000	$\Gamma_{qsl,bande}$	1,100
Γ_{pl}	1,400	$\Gamma_a,clou$	1,000	$\Gamma_a,tirant$	1,000	$\Gamma_a,bande$	1,250	Γ_{buton}	1,000	Γ_{s3}	1,100

Type de surface de rupture : Circulaire automatique

Nombre de découpages : 10

Incrément sur le rayon : 0,250

Abscisse émergence limite aval : -0,000

Type de recherche : Point de passage imposé

Point de passage imposé : X= -0,000; Y= 0,000

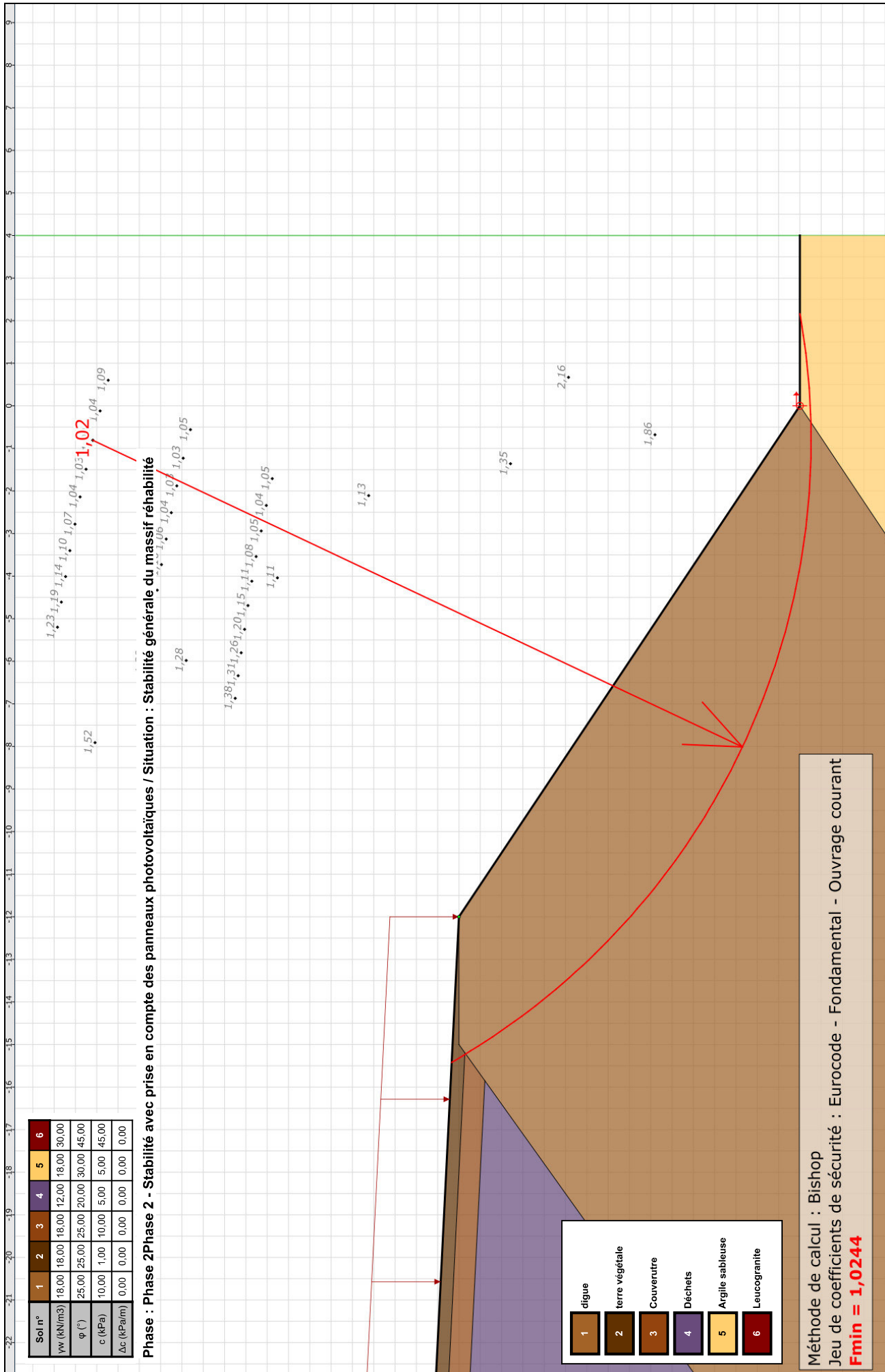
Nombre de tranches : 100

Prise en compte du séisme : Non

Résultats

Coefficient de sécurité minimal : 1,0244

Coordonnées du centre critique et rayon du cercle critique : N°= 94; X0= -0,81; Y0= 16,59; R= 16,86



Sol n°	1	2	3	4	5	6
wv (kN/m ³)	18,00	18,00	18,00	12,00	18,00	30,00
φ (°)	25,00	25,00	25,00	20,00	30,00	45,00
c (kPa)	10,00	1,00	10,00	5,00	5,00	45,00
Δc (kPa/m)	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

Phase : Phase 2Phase 2 - Stabilité avec prise en compte des panneaux photovoltaïques / Situation : Stabilité générale du massif réhabilité

- 1 digue
- 2 terre végétale
- 3 Couverture
- 4 Déchets
- 5 Argile sableuse
- 6 Leucogranite

Méthode de calcul : Bishop
 Jeu de coefficients de sécurité : Eurocode - Fondamental - Ouvrage courant
Fmin = 1,0244




antea[®]group

**Plan Local d'Urbanisme intercommunal
Communauté de Communes du Thouarsais
3.2 Règlement - Document graphique
PLUi arrêté le 04/06/2019**
