Proceedings of the XVII ECSMGE-2019
Geotechnical Engineering foundation of the future
ISBN 978-9935-9436-1-3
© The authors and IGS: All rights reserved, 2019
doi: 10.32075/17ECSMGE-2019-0826

XVII European Conference
ECSMGE 2019
Reykjavik
on Soil Mechanics
and Geotechnical Engineering

Conception et optimisation d'un remblai sur inclusion rigide en zone de forte seismicité

Design and optimization of rigid inclusions under an embankment on soft soil in highly seismic area

V. Savatier
EGIS Geotechnique,Toulouse, France

R. Deluzarche, C Nogue Sanchez, G. Ginisty, A. Breugnot
EGIS Geotechnique, Toulouse, France

RÉSUMÉ: La déviation de la Boucan traverse une vallée comblée avec plus de 20 m de sols compressibles. L'accélération sismique régionale imposée par les arrêtés français est de 0.3g. Compte tenu de ces conditions défavorables, la conception des remblais du projet dont la hauteur atteint 7 m est un enjeu important.
Cet article décrit les différentes étapes de la conception utilisant des méthodes de calcul de complexité croissante, qui ont permis une optimisation du projet.
Les données géotechniques et sismiques sont présentées. Elles comprennent des essais CPT, PMT (pressiomètre Ménard) , scissomètre, cross hole, et des essais triaxiaux cycliques. Ces données ont permis une amélioration de la connaissance du site, et ont pu être utilisées pour la redéfinition de l'aléa sismique local.
Une approche de la stabilité par une méthode psesudio statique a tout d'abord été utilisée, et a conduit à préconiser la réalisation d'inclusions rigides améliorant aussi bien la résistance en compression que la résistance au cisaillement sur les surfaces de rupture. Les principes de cette conception sont présentés.
Finalement la méthode d'intégration cimematique de Newmark et une modélisation temporelle pas à pas en différence finie sont présentées. Ces deux méthodes, ont permis, de montrer que, en tenant compte d'une accélération de site optimisée, les inclusions rigides pouvaient être évitées dans certain cas car les déplacements calculés étaient admissibles. Sur les autres secteurs, les inclusions rigides ont pu être optimisées.

ABSTRACT: La Boucan bypass, in Guadeloupe will cross a plain with more than 20m of very soft soil. The peak ground acceleration prescribed by the French administration is 0.3g. These unfavourable site conditions raise important challenge for the design of the 7m-high embankments.
This article presents the different stages of the design, with increasing complexity modelling, which has made it possible to optimize the project. Geotechnical and seismic inuputs are summarized. They include CPT, PMT, scissometer and cross-hole tests, cyclic triaxial tests. These data have been used for a local seismic hazard study. Pseudo-static approach has first been used. Rigid inclusions are necessary, to improve embankment stability. Rigid inclusions are modelled as improving both shear and normal resistance on the failure surfaces.
Then, the cinematic approach has been used to assess seismic displacements, through the Newmark method. And finally, displacements are assesed using temporal step to step numerical modelling with 2D finite difference
These methods made it possible to show that displacements calculated with local seismic acceleration and no rigid inclusions, could be allowable in some cases. In other areas, rigid inclusions were optimized.

Keywords: Inclusion rigide, calcul sismique, méthode de Newmark, différences sismique

1 INTRODUCTION

Le projet présenté est le franchissement de la vallée de la Grande rivière à Goyaves à la Guadeloupe. Cette île située dans la zone de subduction de l'arc des petites Antilles est marqué par une forte séismicité régionale. La vallée alluviale est située au Nord-Ouest de Basse-Terre au nord du hameau de la Boucan à la limite des commune de Ste Rose et du Lamentin (Situation WGS 84 Lat:-61.6664°; Long: 16.2901°). Elle est franchie de part et d'autre du viaduc sur la rivière par 890 m de remblai de 5 à 7 m de haut.

2 GÉOLOGIE ET GÉOTECHNIQUE

2.1 Géologie

Les investigations ont mis en évidence (voir profil en long en Figure 1) des alluvions argilo-limoneuses compressibles se subdivisant en :

Alc : argile-limoneuse surconsolidée en surface par la succion atmosphérique / A+Mo: argile contenant localement de la matière organique et parfois des lentilles de sables / As se distinguant des A+Mo par une teneur continue en sable plus importante / ASG proches des deux horizons précédents mais contenant du sable et localement des graviers.

Ces alluvions reposent sur des argiles d'altération du substratum volcanique constitués de blocs plus ou moins altérés lié par une argile d'altération. Cet horizon est subdivisé en AaV1 moyennement compact et AaV2 très compact et rataché du point de vue sismique au substratum.

2.2 Paramètres géotechniques

Les Tableaux 1 et 2 donnent les identifications et les essais de déformabilité en laboratoire. Les notations utilisées sont γ_{sat} : poids volumique, w_{nat} : teneur en eau ; Cs : indice de recompression dans le domaine surconsolidé ; Cc : indice de compression dans le domaine vierge ; e_0 :indice des vides initial ; Cv coefficient de consolidation ;Cr : coefficient de consolidation radial pour le calcul des drains verticaux ; Cαe indice de fluage valant t étant le temps et e l'indice des vides :

$$C\alpha e = \frac{\Delta e}{\Delta Log_{10}(t)} \quad (1)$$

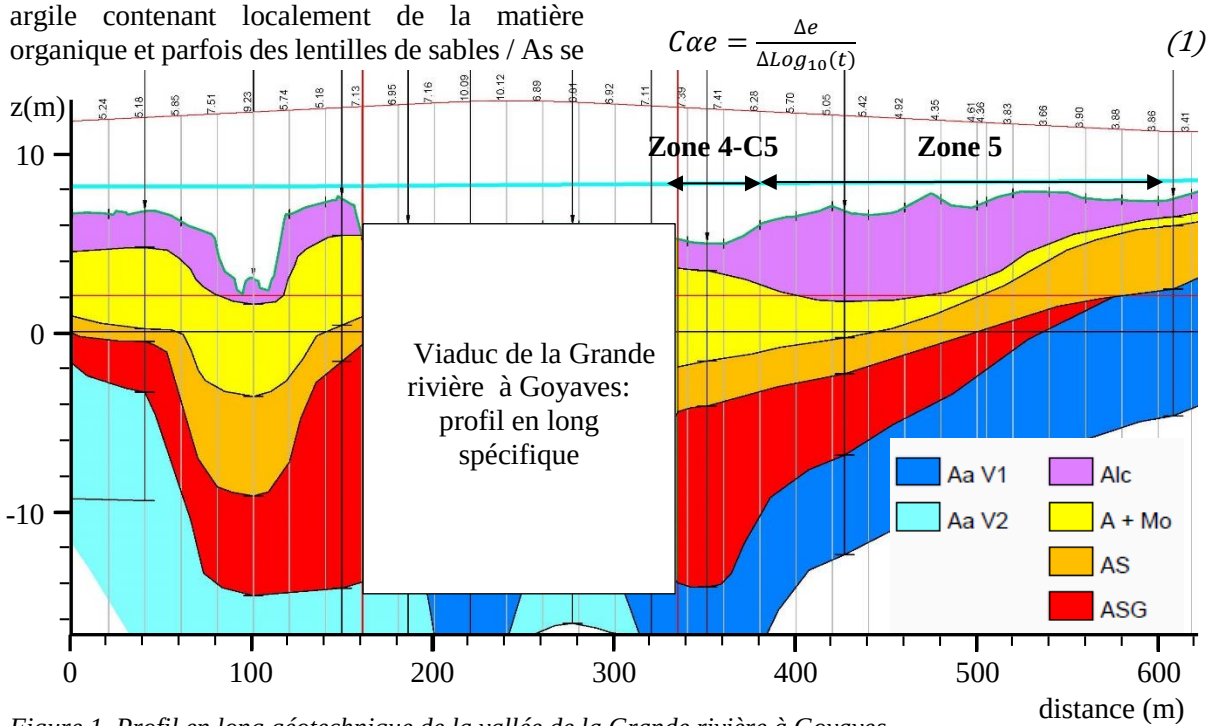


Figure 1. Profil en long géotechnique de la vallée de la Grande rivière à Goyaves

Tableau 1. Essais d'identification

sol	γ_{sat}	W_{nat}	Limites Atterberg			Granulométrie	
			WL	WP	IP	2 mm	80 µm
	kN/m³	%	%	%	%	%	%
ALC	16.7-18,5	30,6-41.5	35.4	67.7	32.5	100	96.8
A+MO	15,4-16.9	40,8-73,3	37,7-42,1	59,5-59,8	13-22	98.2-100	33.3-89
As	14,7-16,9	40,2-55,9	41,7	50,2	8,6	99,9	55,5
ASG	17-18	35-93	32,8	44,5	11,8	96-100	40-100
Aav	17,5-23,6	17,3-54,6	-	-	-	-	-

Tableau 2. Caractéristiques œdométriques

Sol	γ_{sat} (kN/m³)	Cc	Cs	e_0	Cv (m²/s)	Cr (m²/s)	Cαe
ALc	18,2	0,31	0,02	1,2	$1\ 10^{-6}$	$2\ 10^{-5}$	
A+MO	16,3	0,32	0,02	1,3	$2\ 10^{-7}$	$2\ 10^{-6}$	$1\ 10^{-2}$
AS	15,5	0,25	0,02	0,86	$2\ 10^{-6}$	$4\ 10^{-5}$	$1\ 10^{-2}$
ASG	18,5	0,3	0,02	0,79	$9\ 10^{-7}$	$1\ 10^{-5}$	$6\ 10^{-3}$

Tableau 3. Caractéristiques in-situ

	Pressiomètre (PMT)		Scissomètre	CPT	Essai cross-hole			
Sol	Em (MPa)	Pl* (MPa)	Su (kPa)	q_c (MPa)	V_p (m/s)	V_s (m/s)	ν_0 -	G_0 (MPa)
ALC	3-6,1	0,25-0,61	36-58	1 à 1,8	400	170	0,35	50
A+MO	1-2,9	0,13-0,21	22-52	0,4-0,9	300	140	0,25	35
As	2-7,7	0,25-1,21	38-78	0,6-3	300-700	140-300	0,34	130
ASG	3,1-12,9	0,39-0,91	non atteint	0,5-6 refus local	300	140	0,25	35
Aa-V1	5,6-28,7	0,7-2,9	-	>6 à refus	700	290	0,34	350
Aa-V2	>50	>2		-	4000	1750	0,32	6200

Tableau 4. Modèle géotechniques des zones 4-C5 et 5

Zone	4-C5					5				
Sol	ép. (m)	γ_{sat} (kN/m³)	$\sigma'_p - \sigma'_{v0}$ (kPa)	Su (kPa)	q_s (kPa)	ép. (m)	γ_{sat} (kN/m³)	$\sigma'_p - \sigma'_{v0}$ (kPa)	Su (kPa)	q_s (kPa)
ALc	2	18,2	200	34	47	3,3	18,2	205	39	47
A+MO	4,5	16,3	20	20	36	2	16,3	90	27	31
AS	2,5	15,5	120	55	40	2,5	15,5	203	55	40
ASG	10	18,5	10	47	61	3,5	18,5	122,5	30	61
AaV-1	6	16,5		123	65	6	16,5		123*	65
AaV2	>10	23				>10	23			

Dans le Tableau 3 se trouvent les différents paramètres mesurés in situ au pressiomètre (PMT), au scissomètre, au pénétromètre statique (CPT) et lors de l'essai cross hole sur la culée Est de l'ouvrage entre un carottage servant de source et deux sondages pressiométriques situés à 3.7 et 7.3 m de la source.

Em et Pl* sont respectivement le module pressiométrique et la pression limite nette évaluée selon la norme NF-P94-110-1. Su est la cohésion non drainée mesurée au scissomètre. q_c est le terme de pointe pénétrométrique évalué selon la norme NF-P94-119.

Pour l'essai cross-hole, Vp est la vitesse de l'onde première, Vs la vitesse de l'onde seconde, et ν_0 et G_0 le coefficient de poisson et le module de cisaillement sous faible déformation. ν_0 et G_0 sont calculés à partir de Vp et Vs et de γ le poids volumique du sol par les formules :

$$G_o = \gamma . Vs^2 \qquad (2)$$

$$\nu = \frac{1-2\left(\frac{Vs}{Vp}\right)^2}{2\left[1-\left(\frac{Vs}{Vp}\right)^2\right]} \qquad (3)$$

Ces caractéristiques étant relativement hétérogènes dans l'espace les modèles géotechniques ont été fixés zone par zone en fonction des sondages les plus proches. Les modèles retenus pour les zones 4-C5 et 5 sont donnés dans le Tableau 4.

Les notations non définies précédemment sont : ép. épaisseur de la couche ; σ'_p-σ'_{v0} différence entre la contrainte de surconsolidation et la contrainte effective ; q_s est le frottement latéral sol-inclusion calculé selon la norme NF-P94-262 pour des inclusions rigides réalisées à la tarière creuse (classe 2 catégorie 6).

Les Figures 2 et 3 présentent les résultats des 4 essais triaixaux cycliques conforme à l'ASTM d5311 réalisés dans les alluvions fines (ALc et A+M0). Ont été mesurés le module de cissaillement G et l'amortissement en fonction de la déformation angulaire γ_a. Les courbes G/G_0 en fonction de γ_a ont été tracées

Sur le graphe G/G_0 de la Figure 2, on peut remarquer que les courbes expérimentales sont comprises entre les courbes définies par Vucetic et Dobry pour les indices de plasticité Ip=0 et IP=15.

Figure 3, les amortissements des échantillons Bou1 et Bou3 sont également proches des graphes donnés par cet auteur.

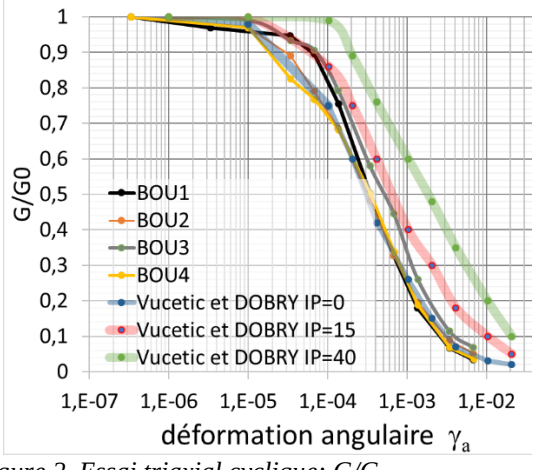


Figure 2. Essai triaxial cyclique: G/G_0

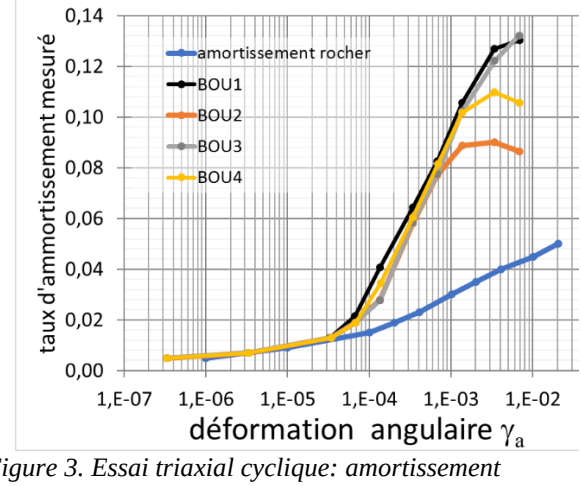


Figure 3. Essai triaxial cyclique: amortissement

3 CARACTÉRISTIQUES SISMIQUES

3.1 Séismicité régionale

La Guadeloupe de se trouve en zone de sismicité 5 au regard de la règlementation française. Selon l'EN1998-1 la zone se trouve en classe D. En conséquence en l'absence d'étude de site les paramètres pour le calcul des ouvrages sont :

Accélération de référence au rocher a_{gR}=3m/s^2
Magnitude M=7.5
Coefficient amplificateur classe D : S=1.35.

Ces paramètres ont été utilisés pour l'étude préliminaire du projet présentée paragraphe 4.

3.2 Etude sismique de site au rocher

Une étude sismique de site au rocher a été conduite par évaluation probabiliste du mouvement sismique sur la base d'une identification et d'une caractérisation de toute les sources sismiques (zone de frottement inter-plaques, système de failles connus).

La propagation des ondes sismiques vers le site a été étudiée au moyen de lois d'atténuations (approche, identique à celle retenue pour la seismicité régionale). Du fait d'un contexte local favorable (éloignement des failles actives, profondeur du plan de frottement inter-plaque) elle a donné une accélération moyenne horizontale pour une période de retour de 475 de 1.74 m/s^2, soit un gain de 42% par rapport à l'accélération régionale de 3 m/s^2.

Cette étude a en outre permis de générer un jeu d'accélérogrammes au rocher conforme aux recommandations de l'EN1998-2 chap 3.2.3.

3.3 Etude sismique de site en surface

Le mouvement sismique en surface est ensuite déterminé par un calcul 1D des déplacements de la colonne de sol selon un modèle linéaire équivalent soumis aux accélérations temporelles. Les paramètres d'entrée de ce calcul sont le module de cisaillement G_0 issu du cross-hole, et les lois de variation du module et de l'amortissement issus des essais triaxiaux.

Il est obtenu un jeu de spectres couvrant l'hétérogénéité du site et des accelérogrammes. On retient alors le spectre de site enveloppant les spectres obtenus pour chaque calculs.

L'accélération moyenne horizontale de surface est alors a_g=2.25 m/s^2 ce qui correspond à un coefficient amplificateur de la colonne de sol du site S=1.3 (au lieu de 1.35).

Cette étude a en outre permis de générer un jeu d'accélérogrammes de surface pour le calcul des ouvrages et pour l'application de la méthode de Newmark aux remblais.

4 CONCEPTION DU PROJET SUR INCLUSIONS RIGIDES

4.1 Calculs préliminaires

Des calculs préliminaires de stabilité des remblais ont été conduit avec les paramètres du Tableau 4 en condition statique et sous séisme par la méthode pseudo-statique avec les accélérations régionales. Ils ont montré que pour la zone 4-C5 la stabilité n'est pas assurée en statique (et à fortiori sous séisme) pour un remblai de 7.2 m.

Elle est par contre assurée en situation provisoire statique pour une hauteur de 4.6 m. Ils ont montré, en zone 5, que la stabilité sous séisme suivant l'accélération régionale n'était pas assurée. Compte tenu de ces éléments, le choix s'est porté à cette étape, sur la conception d'un remblai reposant sur des inclusions rigides de type pieux forés à la tarière creuse de 60cm de diamètre descendus dans les argiles d'altération Aav1, et armés de tubes pétroliers ϕ273 ép. 6 mm.

4.2 Principe de calcul des remblais sur inclusions rigides

Le renforcement de sols par inclusions rigides consiste à réaliser des éléments rigides verticaux dans le sol à travers les couches de faibles caractéristiques et jusqu'à un horizon porteur. Un matelas de transfert en matériaux granulaires est positionné au-dessus des têtes des inclusions.

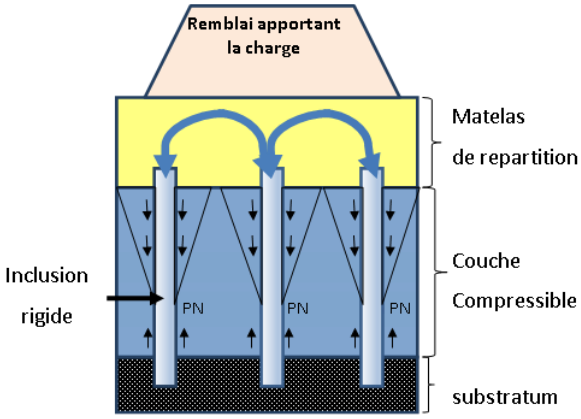


Figure 4. Report des charges verticales sur les inclusions rigides

La charge pouvant être reportée en tête d'inclusion est limitée par le poinçonnement dans le matelas de répartition, qp+. Celui-ci est calculé par le modèle de Prandtl selon les recommandation ASIRI. La charge pouvant être reprise dans une inclusion est limitée par sa capacité portante, estimée selon la norme NF-P94-262, à partir des valeurs de q_s du Tableau 4.

Sur la hauteur de l'inclusion dans le matelas de répartition et dans la couche compressible jusqu'au point neutre (PN de la Figure 4), le tassement des couches va charger l'inclusion par frottement latéral « négatif ». On retient K tanδ = 1 dans le matelas de transfert et 0.15 dans les formations compressibles.

Concernant les efforts horizontaux, les inclusions vont mobiliser un effort tranchant calculé en prenant en compte une inclusion libre en tête et à la base soumise à un déplacement imposé au niveau de la surface de glissement. Cet effort tranchant est évalué en chaque point en calculant avec le module PiCoeff+ du logiciel Foxta V3 et selon un modèle de poutre sur appui élasto-plastique, l'effort tranchant mobilisable pour un déplacement imposé assurant la résistance structurelle de l'inclusion.

Ces paramètres sont utilisés pour évaluer la stabilité du remblai à l'aide du logiciel Talren V en utilisant la methode des perturbations.

Dans le cas de la zone 4-C5 qui correspond au remblai technique du viaduc de la Grande rivière à Goyaves, un préchargement accéléré par drains verticaux a été prévu pour consolider les sols sous la contrainte prévue sous le remblai définitif. L'augmentation de cohésion résultant de ce préchargement a été prise en compte dans le calcul. Dans tous les cas, les tassements ont été calculés par la méthode œdométrique pour la charge résiduelle existant entre les inclusions.

4.3 Calcul sous séismicité régionale

Le résultat de la conception conduite pour l'accélération régionale en zone 4-C5 et 5 est résumé Tableau 5.

Tableau 5. Dispositions constructives après prise en compte de la sismicité régionale

Zone compressible		**4-C5**	**5**
Longueur (m)		68	320
Hauteur remblai (m)		7,2	5,9
Ep. Matelas répartition		1,5	1,5
Précharge-ment	Hauteur (m)	4,6	
	Durée(mois)	1,5	
Drains verticaux	Maillage (m)	2,5x2,5	
	fiche (m)	19	
Inclusions rigides	Diamètre (m)	0,6	0,6
	Maillage (m)	1,8x1,8	1,9x1,9
	fiche (m)	22	14

5 OPTIMISATION DU PROJET APRÈS ÉTUDE DE SITE.

En Zone 4-C5, les déplacements admissibles au niveau de la culée de l'ouvrage d'art étant limités à 2 cm, les inclusions rigides restent nécessaires ; le maillage et les armatures ont été optimisés, par la méthode pseudo-statique.

En Zone 5, la constitution de remblai a été modifiée pour obtenir la stabilité en situation statique. Pour cela, il a été prévu une purge sur 2m d'épaisseur des ALc et une substitution et remblai sur 2.5m en tuf corallien caractérisé par un fort angle de frottement surmonté d'un

remblai drainant associé à un remblai allégé local (pouzzolane). Les déplacements irréversibles ont ensuite été estimés par la méthode de Newmark, puis par un calcul en différences finies 2D.

5.1 Méthode de Newmark

La méthode de Newmark permet de calculer les déplacements induits par un séisme à partir d'un accélérogramme temporel. En première étape, on détermine par un calcul pseudo-statique l'accélération limite a_y au-delà de laquelle l'équilibre statique de l'ouvrage n'est plus assuré, engendrant des déplacements irréversibles.

L'étape suivante consiste ensuite à intégrer deux fois l'accélérogramme pour les valeurs d'accélérations engendrant des déplacements. Des déplacements ont lieu sous deux conditions :

1° L'accélération dépasse l'accélération de seuil (c'est à dire a(t) > a_y), ce qui augmente la vitesse de déplacement

2° La vitesse de déplacement est non nulle, mais l'accélération est plus faible que l'accélération de seuil : les forces de frottement diminuent alors la vitesse de déplacement jusqu'à l'arrêt des déplacements.

On détermine ainsi une accélération de mobilité, notée a_{mob} (t), qui peut être négative:

$$a_{mob}(t) = \begin{cases} a(t) - a_y & si \quad \begin{matrix} a(t) > a_y \\ ou \\ v(t) \neq 0 \end{matrix} \\ 0 \quad sinon \end{cases} \qquad (4)$$

Pour obtenir le déplacement irréversible, on intègre alors deux fois a_{mob} par la méthode des trapèzes.

Le calcul a été conduit pour les 5 accélérogrammes caractéristiques calés sur la moyenne des accélérations spectrales. Pour tenir compte de la dispersion de ces acclérations, le calcul a également été mené en multipliant les accélerations par 1.35, ce qui correspond au centile à 85%.

Ainsi, l'accelérogramme caractérisitique de surface le plus défavorable conduit à un déplacement irréversible de 3 cm. En multipliant l'accélération par 135, l'accelérogramme le plus défavorable donne une déplacement irréversible de 12 cm.

5.2 Calcul en différence finie 2D

Le calcul des déformations irréversibles a été fait également en appliquant les accélérogrammes du site au rocher dans un modèle 2 D en différence finie en utilisant le logiciel FLAC2 D.

Dans ce modèle, le module de cisaillement est variable selon une formule :

$$\frac{G}{G_0} = \gamma_0 + \frac{a}{1+exp\left(\frac{-(L-x_0)}{b}\right)} \qquad (5)$$

$$L = log_{10}(\gamma) \qquad (9)$$

γ_0, x_0, a et b étant des paramètres de calage

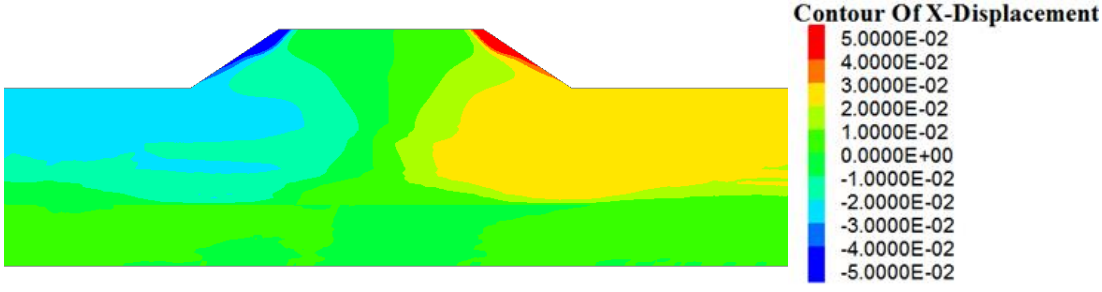


Figure 5. Déplacements horizontaux irréversibles calculés sous Flac 2D pour l'accélérogramme ACC2

Ces paramètres ont été calés à partir des résultats d'essais triaxiaux cycliques donnés Figure 2. Sont donnés Figure 5 l'allure des déplacements calculés dans le cas de l'accélérogramme AAC2.Pour l'accélérogramme le plus défavorable, le déplacement différentiel maximal entre l'axe du remblai et un point situé à 10 m du pied du remblai (distance de 34) est de 13 cm.

Les déplacements par la méthode de Newmark et par le calcul FLAC2D en différence finie sont difficilement comparables du fait d'une géométrie mal définie dans la cas de la méthode de Newmark et d'un mécanisme de calcul des déplacements différents (cinématique après rupture dans un cas, en contrainte / déformation dans l'autre). Toutefois les deux approches donnent des déplacements du même ordre de grandeur, et suffisamment faibles pour ne pas entrainer de désordres majeurs sur la plate forme routière.

Il est donc possible de supprimer les inclusions rigides en zone 5. On obtient alors les caractéristiques suivantes à comparer avec le Tableau 5 pour apprécier l'optimisation du projet (les différences sont indiquées en italique).

Tableau 6. Dispositions constructives après prise en compte de la sismicité locale

Zone compressible		**4-C5**	**5**
Longueur (m)		68	320
Hauteur remblai (m)		7,2	5,9
Ep. Matelas répartition		1,5	1,5
Précharge-ment	Hauteur (m)	4,6	
	Durée(mois)	1,5	
Drains verticaux	Maillage (m)	2,5x2,5	
	fiche (m)	19	
Inclusions rigides	Diamètre (m)	0,6	***Néant***
	Maillage (m)	***2.1x2.1***	***Néant***
	fiche (m)	22	***Néant***

La prise en compte des caractéristiques sismique de site a donc permis une diminution de 27% des quantités d'inclusion rigide dans la Zone 4-C5. En Zone 5, les calculs des déplacements irréversibles par la méthode de Newmark et en différence finie avec le logiciel Flac 2D ont permis de supprimer les inclusions rigides.

6 CONCLUSIONS

Cet article présente l'utilisation des inclusions rigides pour stabiliser un remblai sous sollicitations sismiques. Il illustre le fort intérêt des études sismiques de site et des calculs en déplacement pour l'optimisation de ce type de projet. La définition optimisée des accélérations sismiques de site associée au calcul d'accelérogrammes caractéristiques au rocher et en surface a permis la conduite de calculs cinématique par la méthode de Newmark et de calculs par modélisation temporelle pas à pas en différence finie. Ceux-ci ont montré que les déplacements non réversibles étaient sufisament faibles pour permettre de supprimer sur une partie du projet les inclusions rigides. Ailleurs la prise en compte de l'accélération de site a permis une diminution de 27% des quantités d'inclusion.

7 REFERENCES

ASIRI, 2012. Recommandations pour la conception, le calcul, l'exécution et le contrôle des ouvrages sur sols améliorés par inclusions rigides verticales. Presse des Ponts

Newmark, N. 1965. Effects of earthquake on dams and embankment. Geotechnique (vol 15, No 2, pp.139-160)

NF-P94-262. Justification des ouvrages géotechnique fondations profondes.

NF EN1998-2. Calcul des structures pour leur résistance aux séismes Partie 2 Ponts.

Rouhi, H. 1997. Action d'un glissement de terrain sur un obstacle rigide - modélisation numérique en 3 D. Annale de l'ISTG.

Terrasol. Talren V5, Notice rechnique.

Vucetic, M, Dobry, R. 1991. Effect of soil plasticity on cyclic response. Journal of Geotechnical engineering, ASCE (vol. 117, No.1, pp.89-107).