

PROPOSITION D'UNE METHODE DE NEWMARK AMELIOREE POUR L'ESTIMATION DES DEPLACEMENTS SOUS SEISME

PROPOSAL OF IMPROVED NEWMARK METHOD FOR DISPLACEMENTS ESTIMATION UNDER SEISM

Vincent SAVATIER¹, Gaëlle GINISTY², Rémi DELUZARCHE³

¹ EGIS Géotechnique, agence de Balma, France, vincent.savatier@egis.fr

² EGIS Géotechnique, agence de Balma, France, gaelle.ginisty@egis.fr

³ EGIS Géotechnique, agence de Balma, France, remi.deluzarche@egis.fr

RÉSUMÉ – Cet article propose une amélioration de la méthode de Newmark permettant d'estimer les déplacements lors d'un séisme en considérant un comportement élasto-plastique avant rupture. Les modèles simplifiés utilisés ainsi que les équations obtenues sont présentés. L'application de cette méthode au cas d'un remblai en zone de sismicité 5 projeté sur la déviation de la Boucan en Guadeloupe est également présentée.

ABSTRACT – This article proposes an improved Newmark method which allows estimate displacements under seism considering an elasto-plastic behavior. The simplified models used and the obtained equations are presented. This method is finally apply to a future backfill of the Boucan deviation in Guadeloupe, where the sismicity zone is the higher one.

1. Introduction

La méthode de Newmark permet de calculer les déplacements induits par un séisme à partir de l'accélérogramme correspondant et de l'accélération limite définie par la méthode pseudo-statique tel que décrite dans la NF EN 1998-5. Les déplacements calculés correspondent au déplacement cinématique après rupture.

La méthode de Newmark améliorée proposée dans cet article permet d'estimer les déplacements avant rupture en supposant un comportement élasto-plastique des sols.

2. Méthode de Newmark

2.1 Principe

L'accélération limite a_{lim} dont il est question ci-dessus correspond à l'accélération pour laquelle la stabilité est juste assurée ($F=1.0$) lors d'un calcul à la rupture sans coefficients de sécurités partiels sur les paramètres de sols et les surcharges. Une accélération verticale telle que $a_v = \pm 0.5 \cdot a_{lim}$ est également à prendre en compte dans le calcul, qui peut être conduit avec un logiciel de type Talren. Ce choix de $F=1.0$ conduisant à la valeur de a_{lim} nécessiterait probablement des développements ultérieurs. Nous avons retenu cette valeur pour rester en continuité avec la méthode pseudo-statique.

En connaissant l'accélérogramme caractéristique au droit du projet, il est ensuite possible de calculer le déplacement induit par ce séisme.

2.2 Calcul des déplacements

Les déplacements se calculent par double intégration de l'accélérogramme pour tous les pas de temps où celui-ci dépasse l'accélération limite a_{lim} .

L'accélération dite de pic, notée $a_{pic}(t)$, correspond à l'accélération au-delà de a_{lim} :

$$a_{pic}(t) = \begin{cases} a(t) - a_{lim} & \text{si } a(t) > a_{lim} \\ 0 & \text{sinon} \end{cases} \quad (1)$$

Le séisme n'induit pas un déplacement uniquement lorsque l'accélération de pic est positive. En effet, même si l'accélération ne dépasse plus a_{lim} à l'instant t , la vitesse doit diminuer jusqu'à devenir nulle pour que le séisme n'induisse plus de déplacement. Il est donc nécessaire de calculer l'accélération dite de mobilité, notée $a_{mob}(t)$, qui peut être négative :

$$a_{mob}(t) = \begin{cases} a(t) - a_{lim} < 0 & \text{si } \begin{cases} a_{pic}(t - \Delta t) \neq 0 \text{ et } a_{pic}(t) = 0 \\ \text{ou} \\ v(t - \Delta t) \neq 0 \end{cases} \\ a_{pic}(t) & \text{sinon} \end{cases} \quad (2)$$

Il faut ensuite intégrer une première fois pour avoir la vitesse, puis une seconde fois pour avoir le déplacement. La méthode d'intégration utilisée est celle des trapèzes.

La vitesse est ainsi donnée par :

$$v(t) = v(t - 1) + [t - (t - \Delta t)] * \frac{a_{mob}(t-\Delta t) + a_{mob}(t)}{2} \geq 0 \quad (3)$$

Le déplacement instantané est donné par :

$$d(t) = [t - (t - \Delta t)] * \frac{v(t-\Delta t) + v(t)}{2} \geq 0 \quad (4)$$

Enfin, le déplacement total, appelé dans la suite $d_{cinématique}$, correspond à la somme de tous les $d(t)$ sur la durée du séisme. Les trois graphiques présentés ci-dessous correspondent à l'application de ces différentes formules sur un Δt donné.

La Figure 1 présente une partie de l'accélérogramme en fonction du temps $a(t)$, l'accélération limite a_{lim} et l'accélération de pic $a_{pic}(t)$ déduite de ces éléments.

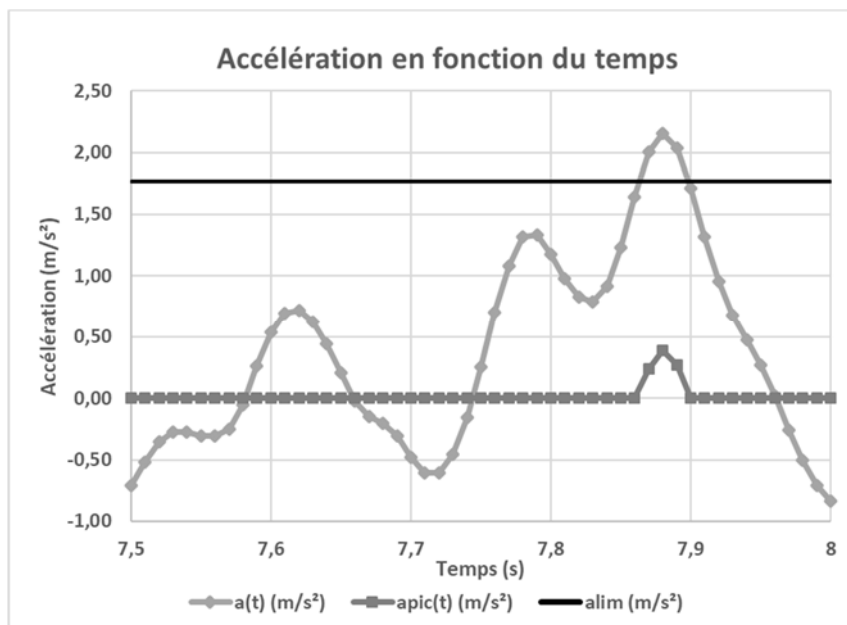


Figure 1. Accélération en fonction du temps sur une partie de l'accélérogramme.

La Figure 2 présente plus spécifiquement l'accélération et la vitesse dans la zone où l'accélération de pic est positive. On remarque bien (cf. Figure 2) que la vitesse devient positive lorsque l'accélération de pic l'est aussi (ie. accélération supérieure à l'accélération limite a_{lim}). Ensuite, la vitesse augmente jusqu'à l'instant t où l'accélération de pic devient nulle, ce qui correspond à l'instant t où l'accélération de mobilité devient négative et va donc freiner le mouvement. La vitesse devient ensuite nulle lorsque l'accélération de mobilité le devient aussi. A partir du moment où la vitesse est positive, le déplacement augmentera jusqu'à ce que la vitesse redevienne nulle : c'est bien ce qui est observé sur la Figure 3.

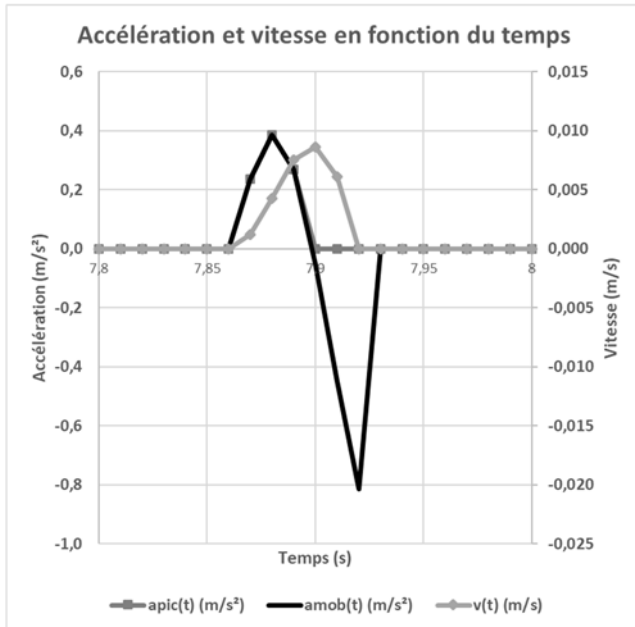


Figure 2. Accélération et vitesse en fonction du temps sur une partie de l'accélérogramme.

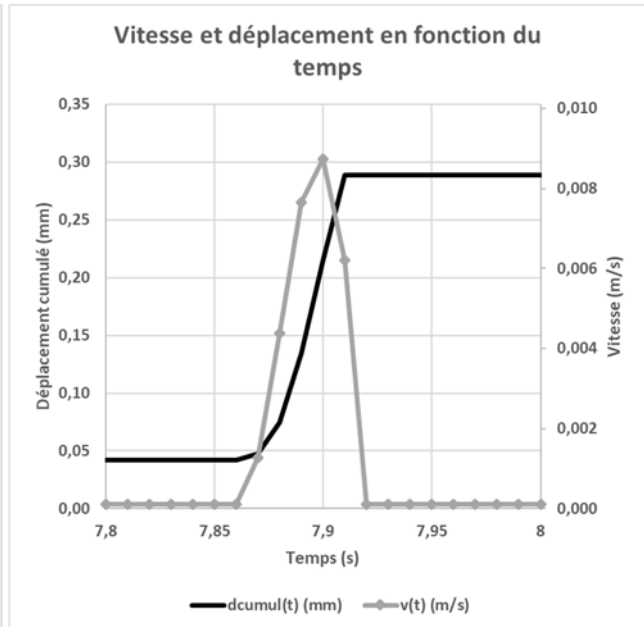


Figure 3. Vitesse et déplacement en fonction du temps sur une partie de l'accélérogramme.

3. Méthode de Newmark améliorée

3.1 Présentation de la méthode

L'objectif de cette méthode est d'évaluer les déplacements induits par un séisme avant la rupture afin d'affiner les déplacements calculés par la méthode de Newmark (calcul des déplacements uniquement à partir de la rupture).

Pendant un séisme, à l'instant t d'accélération a , la force s'exerçant sur une colonne de sol de section unité de hauteur z et de masse m (cf. Figure 4) s'écrit :

$$F = m * a = \frac{z\gamma_{sol}}{g} * a \quad (5)$$

Avec :

- s la surface de la colonne de sol ;
- γ_{sol} le poids volumique du sol ;
- g l'accélération de la pesanteur.

L'augmentation de la contrainte de cisaillement à la base de cette colonne est proportionnelle à sa hauteur :

$$\delta\tau(a) = \frac{F}{s} = \frac{az\gamma_{sol}}{g} \quad (6)$$

En notant τ_0 la contrainte de cisaillement avant séisme et h_{lim} la hauteur maximale entre la surface du sol et la surface de rupture, il est possible d'écrire la contrainte dans le plan de glissement, où elle est maximale :

$$\tau(a) = \tau_0 + \delta\tau_{max}(a) = \tau_0 + \frac{ah_{lim}\gamma_{sol}}{g} \quad (7)$$

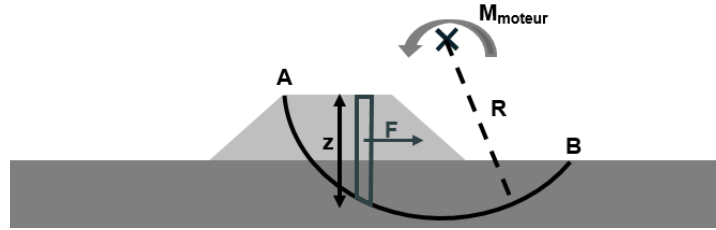


Figure 4. Plan de glissement et définition des paramètres associés.

La contrainte de cisaillement τ_0 correspond à la contrainte observée pour un calcul statique fait sur la surface de rupture limite sous séisme, à savoir la surface de rupture ayant conduit à la valeur de a_{lim} . Avec S_{AB} le périmètre de la surface de rupture entre A et B (cf. Figure 4), on a :

$$\tau_0 = \frac{M_{moteur}}{R * S_{AB}} \quad (8)$$

On suppose que le séisme n'induit aucun déplacement si :

$$\tau(a) = \tau_0 + \delta\tau_{max}(a) < \tau_0 + \delta\tau_{max}(a_{lim}) = \frac{\tau_0 + \delta\tau_{lim}}{1,6} = \frac{\tau_0}{1,6} + \frac{a_{lim}h_{lim}\gamma_{sol}}{1,6 * g} \quad (9)$$

Compte tenu de la proportionnalité entre a et $\delta\tau_{max}$ (équation (7)) et de l'hypothèse de l'équation 9, on obtient :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Cas 1 : } a < \frac{a_{lim}}{1,6} - \frac{0,6}{1,6} * \tau_0 * \frac{g}{\gamma_{sol}h_{lim}} \\ \text{Cas 2 : } \frac{a_{lim}}{1,6} - \frac{0,6}{1,6} * \tau_0 * \frac{g}{\gamma_{sol}h_{lim}} < a < a_{lim} \\ \text{Cas 3 : } a > a_{lim} \end{array} \right. \quad (10)$$

Dans le cas 1, le comportement, y compris dans le plan de glissement, reste élastique et l'on n'a pas de déplacement irréversible. Dans le cas 2, on va avoir un déplacement irréversible dans le plan de glissement et sur une certaine hauteur au-dessus. Dans le cas 3, on va avoir un déplacement de type fluage sur une certaine hauteur et un déplacement de type Newmark dans le plan de glissement.

3.2 Calcul des déplacements

3.2.1 Détermination de la hauteur y de déformation

Pour déterminer la hauteur y sur laquelle il y a une déformée irréversible, la Figure 5 présente le graphe de la contrainte de cisaillement en fonction de la profondeur.

A une profondeur plus faible que h_{elas} , où la contrainte est inférieure à $\tau_{lim}/1,6$, il n'y a pas de déformée irréversible. On peut écrire :

$$y = h - h_{elas} = \alpha\tau + \beta \quad (11)$$

$$y = h_{lim} - h_{elas} \text{ pour } \tau_{lim} = \tau(a_{lim}) \quad (12)$$

$$y = 0 \text{ pour } \tau_{lim}/1,6 \quad (13)$$

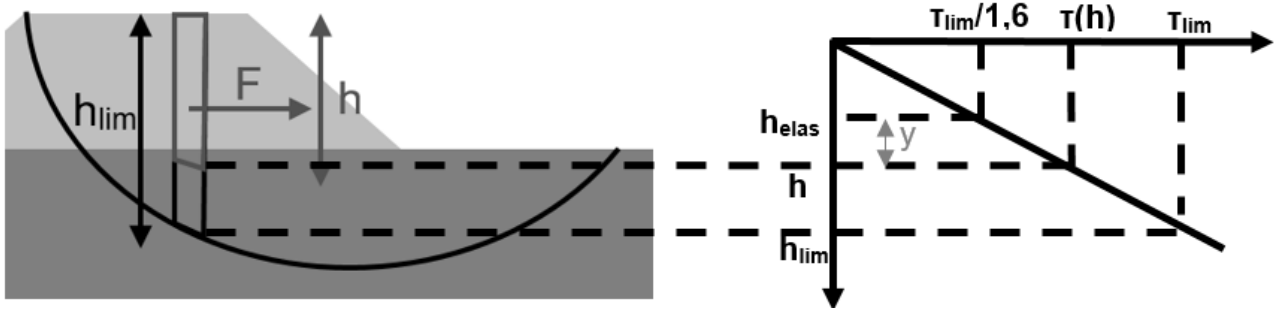


Figure 5. Définition du paramètre y

Il résulte de la proportionnalité entre τ et h que :

$$h_{lim} = 1,6 * h_{elas} \quad (14)$$

En utilisant les équations (11) à (14), on obtient :

$$y = h_{lim} * \frac{\tau(a)}{\tau_{lim}} - \frac{5}{8} * h_{lim} = h_{lim} * \frac{\tau_0 + \frac{ah_{lim}\gamma_{sol}}{g}}{\tau_0 + \frac{a_{lim}h_{lim}\gamma_{sol}}{g}} - \frac{5}{8} * h_{lim} \quad (15)$$

3.2.2 Modèles de comportement élasto-plastique du sol

Le modèle de déplacement temporel est par simplification non inertiel. La loi de comportement retenue est une loi de type « Hardening soil model » telle que présentée dans Plaxis (2015).

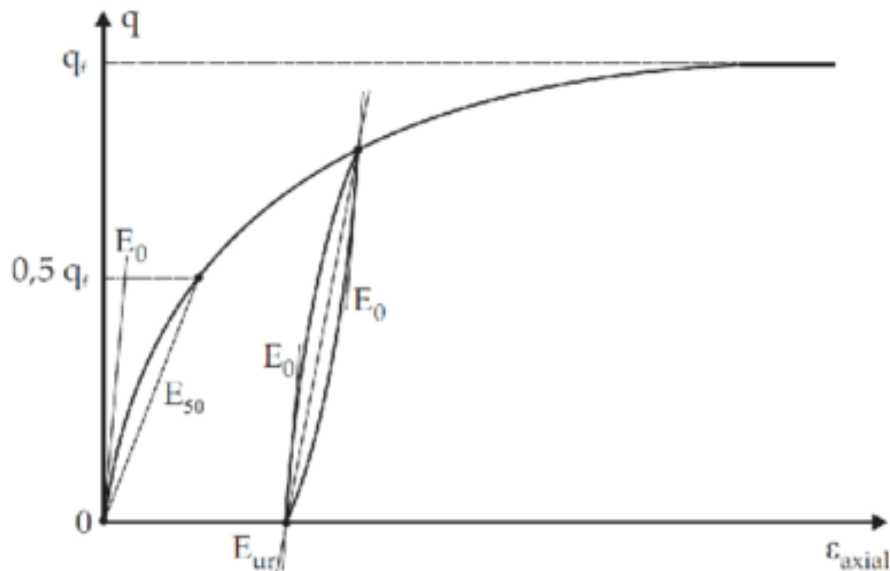


Figure 6. Hardening soil model.

Concernant le premier cycle de chargement, nous le représenterons d'une manière simplifiée par la Figure 7 en considérant un module d'Young E correspondant à E_{50} tel que présenté sur la Figure 6. Pour les cycles suivants nous considérerons 2 modèles :

Modèle 1 : Comme représenté sur la Figure 6, nous considérerons que les cycles au-delà du premier chargement sont réversibles jusqu'à retour sur la courbe vierge.

Modèle 2 : Nous considérerons un comportement fractal du sol avec, pour les cycles suivant le cycle initial, un comportement tel que présenté sur la Figure 7 mais avec un module d'Young E égal au module E_0 défini par la Figure 6. Cette approche de calcul est discutable car le module de cisaillement varie en fonction de la sollicitation. Cependant, elle permet d'avoir une estimation enveloppe du déplacement en la combinant avec l'approche du modèle 1.

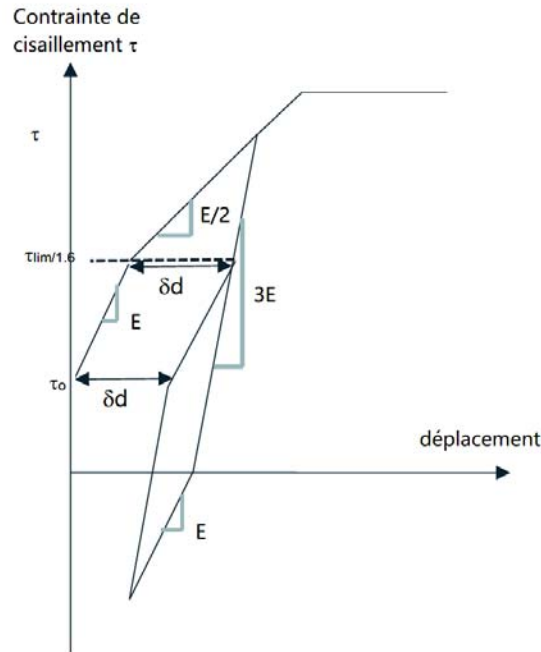


Figure 7. Déplacement en fonction de la contrainte de cisaillement sur un cycle.

3.2.3 Calcul du déplacement élasto-plastique du sol sur un cycle

Le déplacement non réversible à la profondeur h peut être calculé par la formule suivante (cf. Figure 7) :

$$\delta d = \left(\tau(a) - \frac{\tau_{lim}}{1,6} \right) * \left(\frac{2}{E} - \frac{1}{3E} \right) \quad (16)$$

En utilisant l'équation (7) pour $\tau(a)$ et τ_{lim} , on obtient :

$$\delta d = \left(\frac{0,6}{1,6} * \tau_0 + \left(a - \frac{a_{lim}}{1,6} \right) * \frac{\gamma_{sol} h}{g} \right) * \left(\frac{2}{E} - \frac{1}{3E} \right) = (C + Bh) * A \quad (17)$$

Avec :

$$\begin{cases} A = \frac{2}{E} - \frac{1}{3E} \\ B = \left(a - \frac{a_{lim}}{1,6} \right) * \frac{\gamma_{sol}}{g} \\ C = \frac{0,6}{1,6} * \tau_0 \end{cases} \quad (18)$$

En calculant d par intégration de δd sur dh entre $(h-y)$ et h , on obtient :

$$d = A \left[(Bh + C)y - \frac{B}{2} y^2 \right] \quad (19)$$

Nous appellerons d_{EP} ce déplacement s'il est calculé avec le module E et d_{EP0} s'il est calculé avec E_0 .

3.3 Calcul des déplacements en considérant le modèle 1

Dans cette hypothèse, le déplacement non réversible induit par le séisme correspond soit :

- Au déplacement élasto-plastique d_{EP} calculé avec les équations (15), (18) et (19) pour l'accélération maximale a de l'accélérogramme et le module E_{50} , si $a_{lim}/1,6 < a < a_{lim}$;
- A la somme $d = d_{EP} + d_{cinématique}$ si $a > a_{lim}$. $d_{cinématique}$ est, nous le rappelons, le déplacement calculé avec la méthode de Newmark classique.

3.4 Calcul des déplacements en considérant le modèle 2

Dans cette hypothèse, on ajoute aux déplacements précédents d_{EPO} la somme des déplacements d_{EPO} calculés pour chaque pic d'accélération $a > a_{lim}/1,6$ avec les équations (15), (18) et (19) et le module E_0 .

4. Application à un remblai en zone sismique 5

Cette méthode a été appliquée à la géométrie d'un remblai prévu dans le cadre du projet de la Boucan sur l'île de la Guadeloupe. Il s'agit d'un site en zone sismique 5. Ce paragraphe présente les résultats pour un des remblais en zone compressible du projet. Les caractéristiques géotechniques sont précisées dans le Tableau 1.

Tableau 1. Hypothèses du calcul de stabilité

Faciès	Poids volumique saturé γ_{sat} (kN/m ³)	Cohésion non drainée C_u (kPa)	G_{max} (MPa)	Coefficient de poisson ν_0	$E_0 = 2G_{max} \cdot (1+\nu)$ (MPa)
Argiles limoneuses	16,9	50	50	0,35	135
Argile plastique grise molle	16,5	47	35	0,25	87,5
Sable légèrement graveleux	16,8	40	130	0,34	348
Sable graveleux	16,8	60	35	0,25	87,5
Argiles d'altération du substratum volcanique	17,9	210	350	0,34	
Substratum volcanique	23		6200	0,32	

La méthode pseudo-statique pour le remblai correspondant aux hypothèses du Tableau 1 donne une accélération limite $a_{lim} = 1,77 \text{ m/s}^2$.

Le module de cisaillement G_{max} pris en compte pour les calculs est le module le plus pessimiste, soit 35 MPa (cf. Tableau 1). Le module E/E_0 a été pris à 0,05 en considérant une déformation de $2 \cdot 10^{-2}$. Ce paramètre, qui est déduit des essais triaxiaux cycliques réalisés sur le site, est cohérent avec les valeurs pressiométriques dans cette couche. Il est obtenu : $1 < E_M < 2,9 \text{ MPa}$ avec un coefficient de Ménard $\alpha = 0,66$ soit $E = 1,5 \text{ à } 4,4 \text{ MPa}$.

Les déplacements calculés suivant les trois méthodes sont présentés dans le Tableau 2 en page suivante. Nous rappelons dans ce tableau les valeurs de E et E_0 prises en compte.

5. Conclusion

La méthode proposée permet de prendre en compte la déformabilité des sols dans l'approche de la déformation d'un remblai à partir des accélérogrammes lorsque la méthode pseudo-statique conclut à la rupture.

Tableau 2. Résultats des déplacements en fonction de la méthode

Méthode	Hypothèses	Déplacements (cm)	Déplacement élasto-plastique modèle 1 : $d_{EP} + d_{cinématique}$ (cm)	Déplacement élasto-plastique modèle 2 : $d_{EPO} + d_{EP} + d_{cinématique}$ (cm)
Newmark méthode §2	$a_{lim} = 1,77 \text{ m/s}^2$	$d_{cinématique} = 0,04$		
Newmark améliorée modèle 1 §3.3	$a_{lim} = 1,77 \text{ m/s}^2$ $E = 4 \text{ MPa}$	$d_{cinématique} = 0,04$ $d_{EP} = 8,25$	8,29	
Newmark améliorée modèle 2 §3.4	$a_{lim} = 1,77 \text{ m/s}^2$ $G_{max} = 35 \text{ Mpa}$ $E_0 = 87 \text{ MPa}$	$d_{cinématique} = 0,04$ $d_{EP} = 8,25$ $d_{EPO} = 3,94$		12,23

Remarque : les valeurs de déplacements ont été données avec une précision au dixième de millimètre pour pouvoir afficher les résultats de la méthode de Newmark. La précision de ces calculs est bien entendue très inférieure et ils ne conduisent qu'à un ordre de grandeur à 100% près (soit un déplacement compris entre 12 et 24 cm pour le modèle 2 par exemple).

Les résultats obtenus montrent que pour les sols très déformables comme ceux du site de la Boucan, la méthode de Newmark conduit à une sous-estimation des déformations.

Le calcul selon le modèle 2 permet d'illustrer d'une manière qualitative l'incidence de l'hypothèse de cycles de chargement/déchargement réversibles faite dans le modèle HMS. L'intérêt de cette méthode modifiée est sa simplicité qui mettrait à la portée de projets de petite taille l'estimation non linéaire des déformations à partir des accélérogrammes représentatifs.

Il faut toutefois souligner le caractère approximatif de l'approche proposée. Elle ne prend pas en compte le comportement oscillatoire inertiel de l'action sismique sur les sols. Elle est en outre basée pour le modèle 1, mais surtout pour le modèle 2, sur une modélisation très simplifiée voire critiquable du comportement des sols. En l'état actuel de son développement, l'emploi de cette méthode reste à réserver à la vérification de la représentativité de la méthode de Newmark pour juger si un calcul non linéaire aux éléments finis est nécessaire. Pour un emploi plus large de cette méthode deux voies sont à explorer :

- La prise en compte du caractère oscillatoire inertiel de la déformation, par exemple par la méthode des différences centrées telle que présentée par (Lestuzzi et Badoux 2008).
- Le calage de la méthode par des calculs aux éléments finis en dynamique temporelle avec une loi de comportement hystérétique non élastique.

Ce développement pourra faire l'objet d'un prochain article. Rappelons que l'emploi de cette méthode nécessite de vérifier au préalable l'absence de risque de liquéfaction.

6. Références bibliographiques

- Kramer S.L. (1996). Geotechnical Earthquake Engineering. Prentice Hall, Upper Saddle River, New Jersey.
- Leroueil S., Magnan J.P., Tavenas F. (1985). Remblais sur argiles molles. Technique et Documentation – Lavoisier, Paris, 342 pages.
- Lestuzzi P., Badoux M. (2008). Génie Parasismique. Conception et dimensionnement des bâtiments, Presses Polytechniques et Universitaires Romandes.
- Pecker A. et al. NF EN 1998-5 (2005). AFNOR, paragraphe 7.3.2 p 23-24.
- Savatier V., Deluzarche R., Nogue Sanchez C., Ginisty G., Beugnot A. Conception et optimisation d'un remblai sur inclusion rigide en zone de forte séismicité. XVII European Conference ECSMGE 2019 Reykjavik.