

# UNE APPROCHE SIMPLIFIÉE POUR ESTIMER LA PORTANCE D'UNE SEMELLE SUR SOL RENFORCÉ PAR INCLUSIONS RIGIDES

## A SIMPLIFIED APPROACH FOR ESTIMATING THE LOAD BEARING CAPACITY OF A FOOTING ON REINFORCED SOIL WITH RIGID INCLUSIONS

Nicolas FRATTINI<sup>1</sup>, Fahd CUIRA<sup>2</sup>

<sup>1</sup> Terrasol, Lyon, France

<sup>2</sup> Terrasol, Paris, France

**RÉSUMÉ** – Cet article présente une méthodologie de dimensionnement des inclusions rigides sous semelle rigide basée sur une approche simplifiée, utilisant des calculs semi-analytiques. La méthode de dimensionnement repose principalement sur la réalisation de diagrammes de stabilité pour différents cas de charges (statique/sismique, charges inclinées et/ou excentrées), complétée éventuellement par une analyse des déplacements permanents post-séisme

**ABSTRACT** – This article describes a methodology for the design of rigid inclusions under a spread footing based on a simplified approach, using semi-analytical calculations. The design methodology is mainly based on the determination of stability diagrams for various loading conditions (static / seismic loading, and inclined loads with or without eccentricities), completed, if needed, with an estimation of post-seismic non-reversible displacements.

### 1. Introduction

Le dimensionnement de fondations sur inclusions rigides, de par la complexité des phénomènes mis en jeu (interaction sol-inclusion, répartition de la charge dans le sol et dans les inclusions, autorisation de déplacements irréversibles, etc...), fait souvent appel à des modélisations complexes de type éléments finis. Néanmoins, le développement de ce type de fondations pour un nombre croissant de projets, d'envergure souvent modeste, nécessite d'établir une méthodologie de dimensionnement moins lourde en complexité et en temps.

Pour l'évaluation de la réduction des tassements par inclusions, les recommandations ASIRI proposent une méthode combinant l'étude d'une cellule élémentaire puis d'un modèle de sol homogénéisé (monolithe équivalent) (Simon, 2012). Néanmoins, aucune méthode semi-analytique n'est proposée pour les cas où les inclusions jouent un rôle dans la capacité portante de l'ouvrage, et où il est nécessaire de vérifier la stabilité sous un grand nombre de cas de charges.

Ce travail s'inscrit dans le cadre du projet national ASIRI+ qui vise à couvrir le dimensionnement des massifs renforcés par inclusions rigides lorsqu'ils sont soumis à des chargements plus complexes.

### 2. Notion de diagramme de stabilité

#### 2.1. Principe général

La stabilité sismique d'une fondation sur inclusions rigides peut être abordée de façon « intrinsèque » (indépendante du cas de charge étudié) en faisant appel à la notion de diagramme de stabilité. Cela se révèle particulièrement utile dans le cas d'un dimensionnement nécessitant le traitement d'un grand nombre de cas de charge à plusieurs composantes (notamment sous séisme).

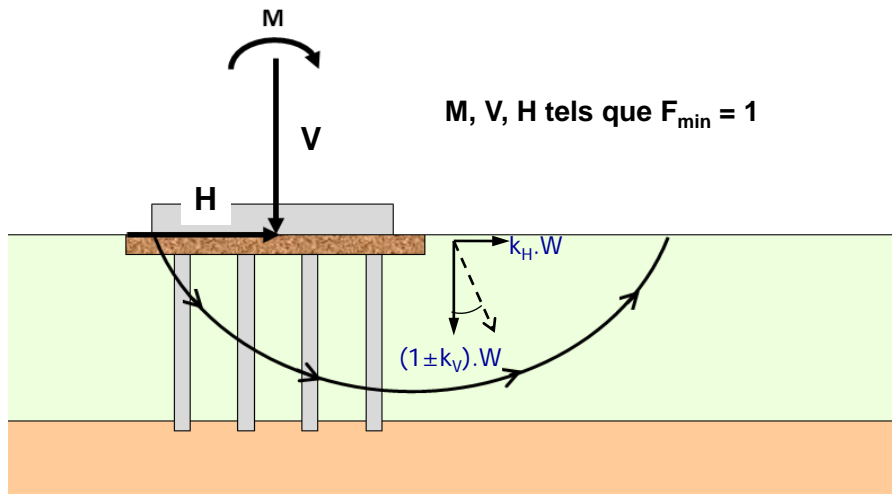


Figure 1. Concept du diagramme de stabilité pour une fondation sur inclusions rigides.

Dans la pratique, le diagramme de stabilité est construit à l'aide d'une série de calculs menés à la « rupture » à excentricité ou à inclinaison fixée (options 1 ou 2 de la Figure 2). Dans la mesure où H et M sont supposés liés, il peut être plus pertinent de construire le diagramme à rapport M/H fixé (option 3) moyennant un « multiplicateur » augmenté progressivement jusqu'à obtention de l'équilibre limite. Notons que le diagramme de stabilité peut également être traduit dans un repère  $(e/B, \delta)$  où e et  $\delta$  sont respectivement l'excentricité et l'inclinaison de la résultante par rapport à l'axe de la semelle, ou dans un repère  $(Q, \delta)$  à excentricité e fixée avec  $Q = (H^2 + V^2)^{1/2}$ .

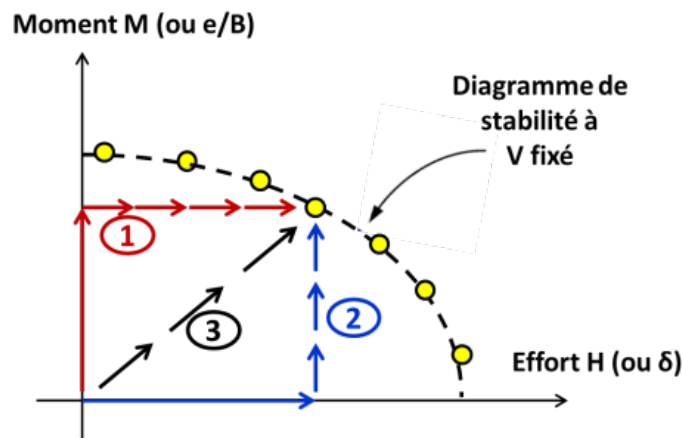


Figure 2. Schémas de chargement pour identifier l'équilibre limite – Exemple d'un diagramme établi à V fixé.

## 2.2. Cas d'un sol non renforcé – Solutions analytiques

Pour une semelle sur sol non renforcé, la construction du diagramme de stabilité peut être menée en appliquant par exemple les modèles analytiques exposés dans l'Eurocode 7 (modèle de Prandtl, statique) et l'Eurocode 8 (Salençon et al. 2009). Le diagramme de stabilité peut également être établi sur la base des modèles semi-empiriques basés sur le pressiomètre ou le pénétromètre statique détaillés dans la norme NF P-94-261 et en visant, sous sollicitations sismiques, le même niveau de sécurité que celui applicable à l'ELU Fondamental. Les études comparatives menées par Burlon et al. (2014) ont montré qu'une telle démarche était enveloppe vis-à-vis des effets d'inertie dans le domaine de faible sismicité. L'équation ci-dessous rappelle le modèle présenté dans l'Eurocode 8 dans le cas d'un sol cohérent et qui permet de caractériser la limite du domaine de stabilité  $(H, V)$  pour  $M = 0$  :

$$\frac{(1 - 0.21 \cdot \bar{F})^2 \cdot (2.57 \cdot \bar{H})^2}{\bar{V}^{0.7} \cdot [(1 - 0.21 \cdot \bar{F}^{1.22}) - \bar{V}]^{1.29}} \leq 1 \quad (1)$$

Où :

$$\bar{F} = \frac{\rho \cdot a_h \cdot B}{c_{u,d}} \quad \bar{V} = \frac{V}{B \cdot (\pi + 2) \cdot c_{u,d}} \quad \bar{H} = \frac{H}{B \cdot (\pi + 2) \cdot c_{u,d}} \quad (2)$$

### 2.3. Cas d'un renforcé – Modèle semi-analytique

L'approche proposée dans le cadre de cette communication est dérivée de la méthode cinématique du calcul à la rupture (logiciel Talren) étendue au cas d'un sol multicouche et en présence d'éléments de renforcement travaillant en compression/cisaillement. Le mécanisme de rupture recherché est un mécanisme à deux blocs comme le montre la Figure 3. Le premier bloc (Figure 3-a) correspond à un mécanisme de butée limite sur une frontière verticale fictive définie au bord gauche de la semelle. Il s'agit en réalité de butée « sismique » puisque celle-ci intègre les effets moteurs du séisme représentés dans le modèle par des forces d'inertie équivalentes proportionnelles à la masse. Le deuxième bloc (Figure 3-b) correspond à un mécanisme de glissement qui se développe entre le bord droit de la semelle et un point quelconque de la frontière verticale définie au bord gauche. Ce deuxième bloc permet de rechercher le torseur de chargement sur la semelle conduisant à l'équilibre limite ( $F_{\min} = 1$ ), tenant compte de la résistance additionnelle apportée par les inclusions et des effets moteurs du séisme.

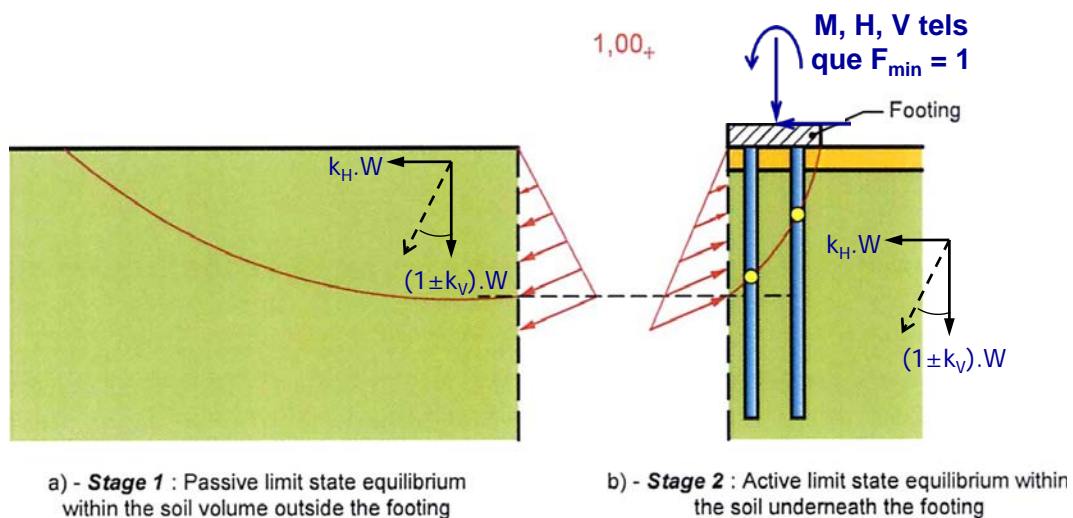


Figure 3. Utilisation du calcul à la rupture pour déterminer la résistance d'un massif renforcé par inclusions rigides – mécanisme à deux blocs.

Dans ce modèle, les inclusions sont assimilées à des « clous » verticaux travaillant en compression ( $T_n$ ) – cisaillement ( $T_c$ ) selon les bases théoriques du multi-critères rappelées Figure 4. La mise en œuvre de ce modèle nécessite la définition des paramètres caractérisant l'interface sol/inclusion (frottement latéral limite, pression frontale limite) ainsi que ceux caractérisant la rigidité relative de l'inclusion par rapport au sol.

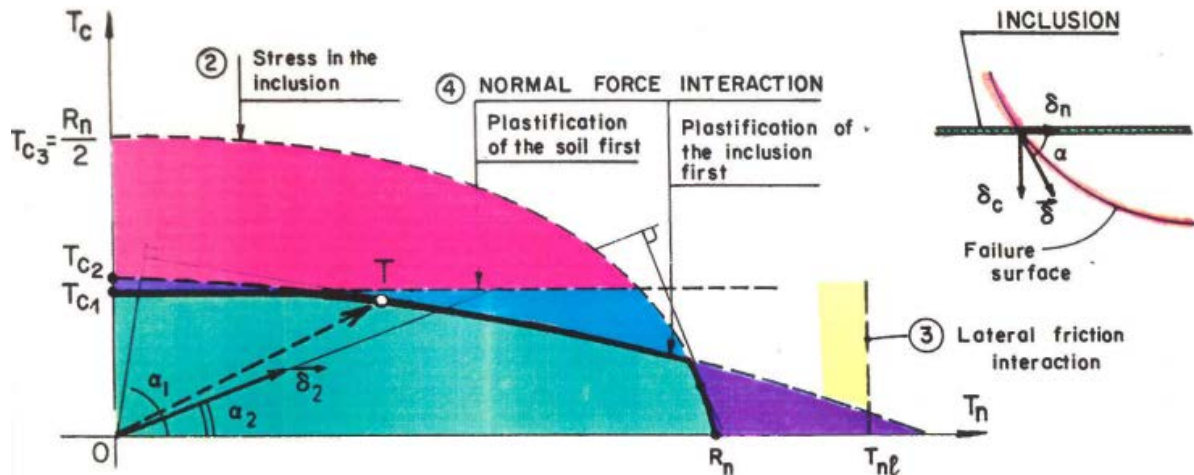


Figure 4. Bases théoriques du multi-critères appliqué aux inclusions.

La loi d'interaction sol/inclusion est ensuite complétée par celle contrôlant le transfert des efforts en tête de l'inclusion. L'effort maximal pouvant être transmis à l'inclusion en tête est déterminé par la capacité au poinçonnement du matériau constitutif du matelas de répartition. Selon le modèle de Prandtl proposé dans les recommandations ASIRI, dans le cas d'un chargement vertical, l'effort maximal  $Q_{tête}$  pouvant être transmis par le matelas à la tête de l'inclusion s'écrit :

$$Q_{tête}(\delta = 0) = \frac{\alpha \cdot N_q}{1 + \alpha \cdot (N_q - 1)} \cdot Q_{maille} \quad (3)$$

Où  $\alpha$  désigne le taux de substitution surfacique,  $N_q$  le facteur de portance fonction de l'angle de frottement du matelas et  $Q_{maille}$  désigne la charge totale sur la maille considérée.

Dans le cas d'un chargement incliné à  $\delta$  par rapport à la verticale, l'effort mobilisable en tête de l'inclusion, supposé également incliné à  $\delta$  par rapport à la verticale (hypothèse justifiée par la faible épaisseur du matelas), obéit alors à l'équation (4) qui fait intervenir la notion de coefficient réducteur  $i_\delta$  :

$$Q_{tête}(\delta) = \left[ \left(1 - \frac{2 \cdot \delta}{\pi}\right)^2 - \frac{2 \cdot \delta}{\pi} \left(2 - 3 \frac{2 \cdot \delta}{\pi}\right) \right] \cdot Q_{tête}(\delta = 0) \quad (4)$$

Le diagramme de stabilité peut ainsi être établi pour une excentricité donnée (rapport M/V) et en opérant une recherche du chargement critique à  $\delta$  fixée (rapport H/V constant). Enfin, la stabilité étant examinée aux états limites sismiques, les paramètres de résistance sont ainsi pondérés à la source en appliquant 1,25 sur les paramètres de résistance au cisaillement drainée et 1,40 sur la résistance au cisaillement non drainée.

#### 2.4. Modèles numériques 3D

Une alternative « radicale » aux modèles exposés précédemment est le recours à un traitement numérique en trois dimensions où les inclusions sont « matérialisées » par des éléments de volume de section équivalente munis d'éléments d'interface permettant de contrôler le frottement latéral ( $T_{interface} \leq q_{sl}$ ) et la pression frontale ( $\sigma_{n,interface} \leq p_i$ ). S'agissant d'une problématique de stabilité qui nécessite de « pousser » le modèle jusqu'à obtention d'un équilibre limite, l'exercice se révèle vite lourd et coûteux surtout pour des études préliminaires. Les résultats d'une telle analyse, que nous proposons de mener à l'aide du logiciel Plaxis 3D, peuvent néanmoins servir de base à l'évaluation ou la validation d'approches plus simples telle que celle décrite en §2.3.

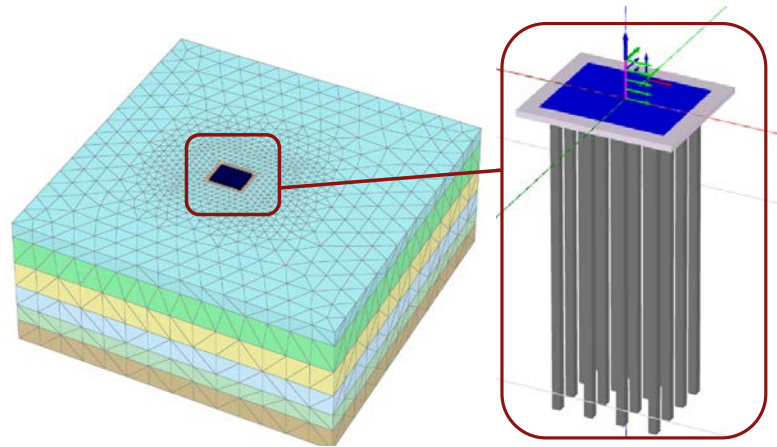


Figure 5. Principe d'un traitement numérique EF en trois dimensions.

### 3. Mise en œuvre pratique

#### 3.1. Cas étudié

Les différents modèles décrits précédemment ont été mis en œuvre sur le cas d'une pile de pont fondée sur un massif renforcé par inclusions rigides. Le massif de fondation est de dimensions 16 m x 12,5 m en plan et repose sur un réseau de 4 x 4 inclusions de 1,20 m de diamètre. La tête d'inclusions est surmontée d'un matelas granulaire avec  $\phi' = 40^\circ$  (soit  $N_q \approx 64$ ) de 80 cm d'épaisseur avec un débord de 2 m sur l'ensemble du pourtour de la semelle de fondation. Le taux de substitution surfacique est d'environ  $\alpha \approx 7\%$ .

Le sol en place est constitué d'argiles fermes à raides dont les caractéristiques augmentent très rapidement avec la profondeur (Figure 6). Les inclusions sont ancrées de 9 m dans la couche d'argile 4 (Clay 4). La contrainte limite en pointe est prise égale à 2,1 MPa.

Les conditions sismiques sont représentées par une accélération horizontale de l'ordre de  $a_h = 0,35 \cdot g$  et une accélération verticale de  $a_v = \pm 0,50 \cdot a_h$ .

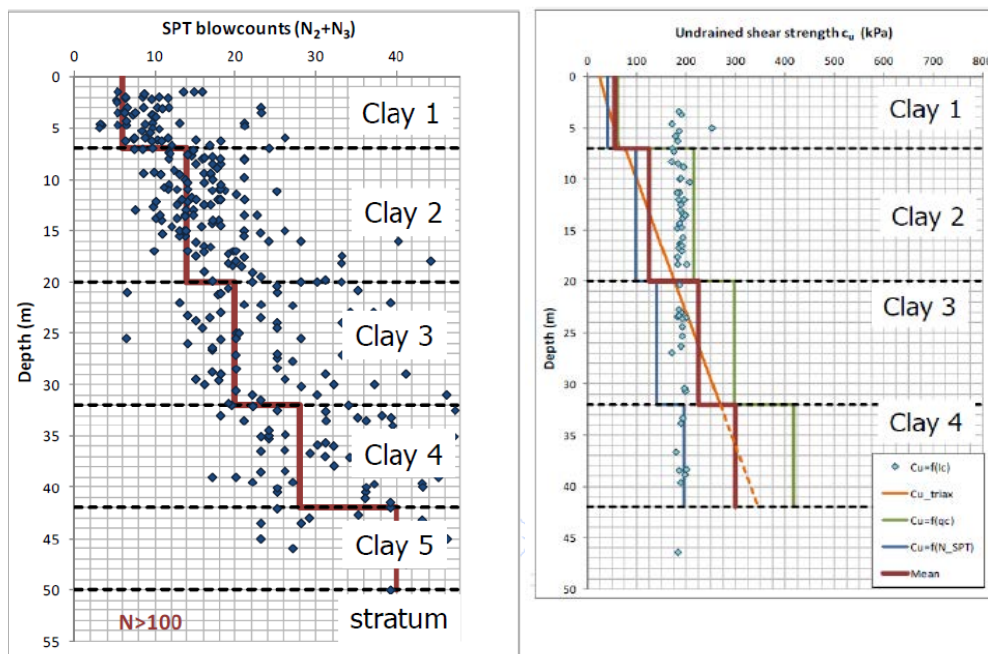


Figure 6. Cas étudié – Modèle géotechnique du sol en place – Essais SPT et cohésion non drainée.

### 3.2. Cas d'un sol non renforcé

La Figure 7 présente le diagramme de stabilité ( $Q, \delta$ ) « statique » (accélération sismique nulle) dans le cas d'un sol non renforcé (sans matelas ni inclusions). Une très bonne concordance peut être relevée entre les trois approches (analytique : EC8, semi-analytique : Talren, et numérique : Plaxis). Le modèle numérique semble indiquer (à l'exception du point « anomalique » observé pour  $\delta = 10^\circ$ , sans doute lié à la densité du maillage) des résistances systématiquement inférieures à celles issues d'un traitement analytique ou semi-analytique, ce qui est conforme au caractère « cinématique » de ces approches et au fait donc qu'elles ne donnent qu'un majorant de la résistance mobilisable.

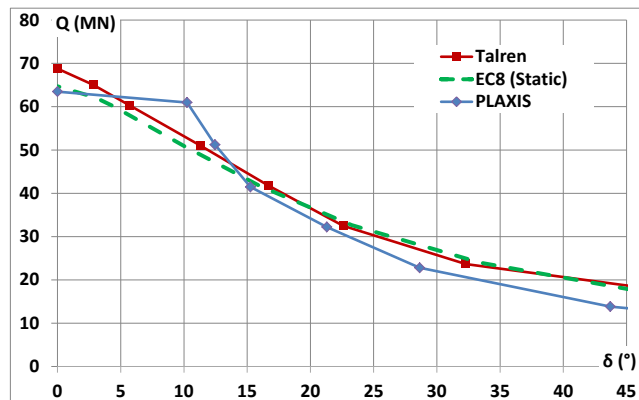


Figure 7. Diagramme de stabilité statique sans IR (excentricité nulle).

### 3.3. Cas d'une fondation sur IR – Chargement centré ( $e = 0$ )

Les Figures 8 et 9 présentent les diagrammes de stabilité ( $Q, \delta$ ), respectivement « statiques » et « sismiques », obtenus pour un massif renforcé par inclusions rigides (cf. § 3.1) soumis à un chargement centré (excentricité nulle). Le premier constat est celui de l'apport bénéfique des inclusions qui se traduit par une augmentation d'un facteur allant jusqu'à plus de 2,0 de l'effort résistant par rapport à un sol non renforcé, et ce que ce soit sous chargement statique ou sismique. A noter néanmoins que cet apport bénéfique diminue rapidement avec l'inclinaison de la charge avec des mécanismes gouvernés d'avantage par la résistance mobilisable dans le corps du matelas. Le deuxième constat est celui d'une bonne concordance entre les modèles numérique (Plaxis) et semi-analytique (calcul à la rupture avec mécanisme à deux blocs) avec des écarts qui s'inscrivent dans une fourchette de l'ordre de  $\pm 15\%$ , ce qui peut être « anticipé » dans l'analyse par l'intermédiaire d'un « facteur modèle » de l'ordre de 1,15 à appliquer aux résultats du modèle semi-analytique. On note par ailleurs que l'effet du séisme semble limité dans le cas étudié à une réduction de l'ordre de 15 à 20% de l'effort résistant par rapport à un chargement « statique ».

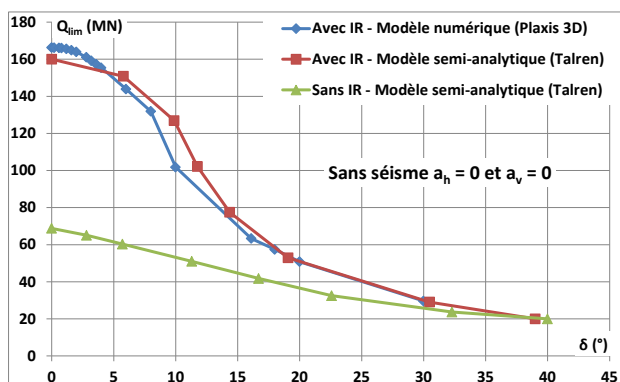


Figure 8. Diagramme de stabilité statique avec IR (excentricité nulle).

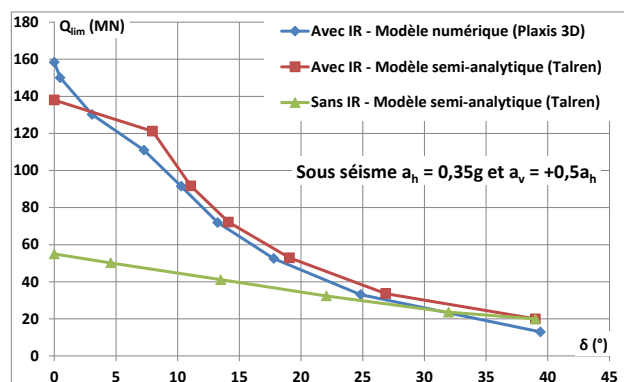


Figure 9. Diagramme de stabilité sismique avec IR (excentricité nulle).

### 3.4. Cas d'une fondation sur IR – Chargement excentré

Les constats précédents sont également corroborés par ceux de la Figure 10 qui présente le diagramme de stabilité sismique obtenu pour un chargement excentré (avec  $e = B/6$ , ce qui correspond à la limite de décollement). Une très bonne corrélation est à relever entre les modèles numérique et semi-analytique.

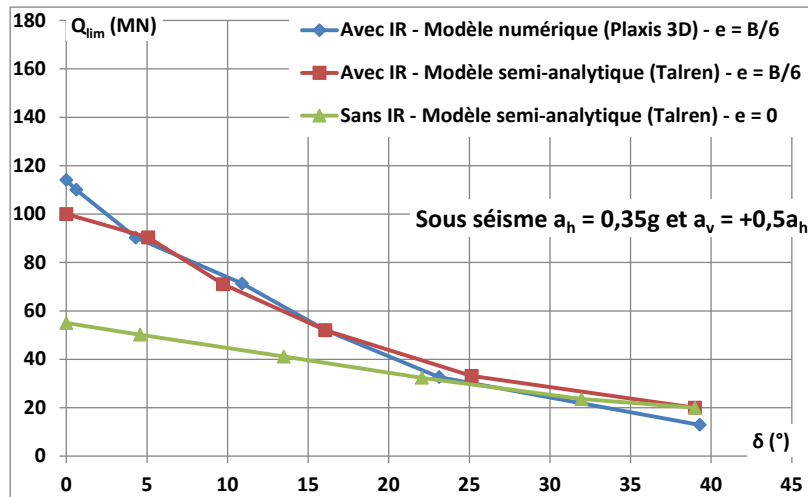


Figure 10. Diagramme de stabilité sismique avec excentricité de  $e = B/6$ .

Les études comparatives menées pour des excentricités supérieures ( $e = B/3$  ou  $B/4$ ) ont néanmoins mis en évidence la limitation du modèle semi-analytique tel que présenté en § 2.3 pour rendre compte correctement du phénomène de décollement sous la semelle. En particulier, au-delà de la réduction de la largeur de contact « théorique » dans le modèle (nécessaire mais insuffisante), il apparaît nécessaire d'affiner la décomposition du mécanisme de rupture : recours à une décomposition en trois blocs avec une concavité inversée pour le premier bloc se développant depuis l'extrémité de la zone de contact.

## 4. Stabilité sismique par une approche en déplacement

L'établissement des diagrammes présentés précédemment permet de statuer sur la stabilité « sismique » d'une fondation sur inclusions rigides au sens de l'approche pseudo-statique. La frontière du diagramme définit en réalité une limite de sécurité au-delà de laquelle, s'agissant d'un chargement d'origine sismique, il y a apparition de déformations plastiques irréversibles, et c'est bien l'amplitude de ces déformations qui permet (en dernier recours) de juger de l'admissibilité d'un état limite sismique. La particularité d'un renforcement par inclusions rigides réside dans l'effet fusible pouvant être joué par le matelas en limitant les forces d'inertie transmises à la superstructure. L'énergie est dissipée principalement par translation ce qui favorise un mode de rupture par glissement horizontal (plus facilement contrôlable) plutôt qu'une rupture par poinçonnement ou renversement que le gain de résistance apporté par des inclusions correctement dimensionnées permet en général d'écarter (Pecker, 1999).

Dans le cas particulier d'un renforcement par inclusions rigides, l'évaluation des déplacements irréversibles peut être menée par un modèle de type « Newmark » tenant compte des effets d'interaction sol-structure (Figure 11) : le massif de fondation (renforcé) est représenté par une impédance dynamique comportant un ressort ( $K_{sol}$ ) et un amortisseur ( $C_{sol}$ ) dont les caractéristiques peuvent être établies sans prise en compte de la contribution des inclusions pour un mécanisme de translation. La structure est représentée par un oscillateur simple comportant un ressort ( $K_{str}$ ), un amortisseur ( $C_{str}$ ) et une masse ( $M$ ) dont les caractéristiques peuvent être établies à l'issue d'une analyse modale par l'ingénieur en charge de modéliser la superstructure. Un élément « fusible » est introduit entre les deux

domaines et permet de simuler la limitation de la force d'inertie transmise par la fondation au-delà d'une accélération déstabilisante  $a_{dsb}$  prise égale à  $\tan(\varphi) \cdot g$  pour un matelas granulaire. L'action sismique est introduite sous forme d'accélérogramme défini au point G.

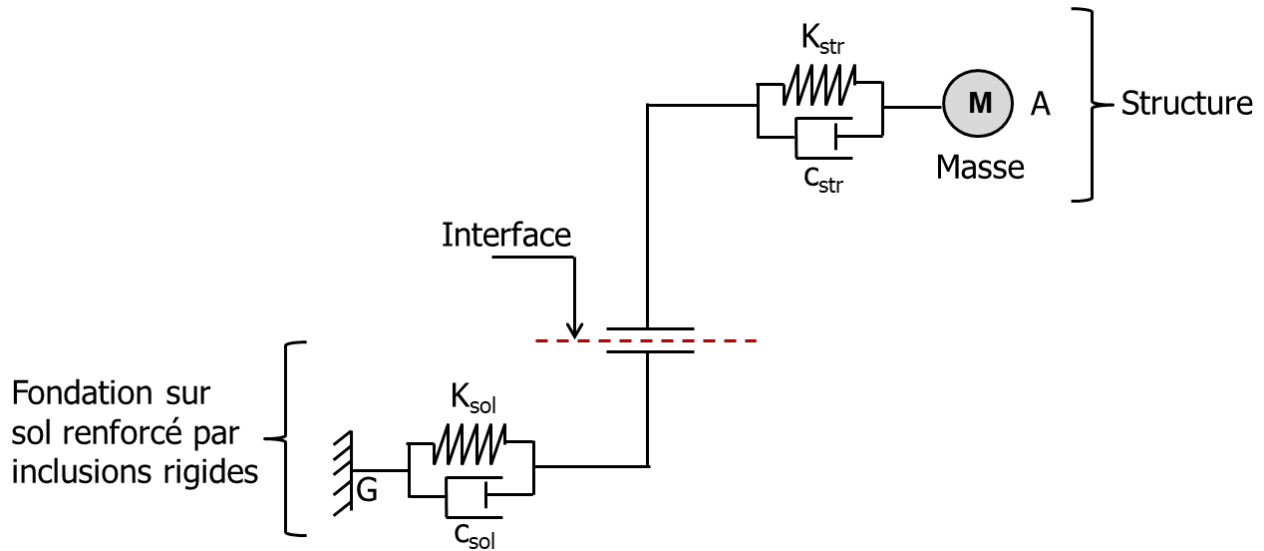


Figure 11. Modèle de Newmark généralisé tenant compte des effets de l'interaction sol-structure.

La mise en équation du modèle, telle que détaillée dans la Figure 11, se traduit par un système d'équations différentielles à 3 inconnues dont la résolution peut aisément être menée sur tableur Excel.

## 5. Conclusion

Le modèle semi-analytique ainsi développé permet d'aborder de façon pratique la question de la stabilité statique ou sismique d'une fondation d'emprise limitée reposant sur un sol renforcé par inclusions rigides. Les résultats obtenus sont comparables à ceux issus d'un traitement numérique par éléments finis en trois dimensions et permettent un gain de temps significatif. L'analyse peut être complétée par celle portant sur l'évaluation des déplacements irréversibles post-séisme pour des mécanismes de rupture par translation.

Les développements se poursuivent en affinant la construction du mécanisme de rupture en vue de rendre compte de la problématique d'un décollement partiel de la fondation.

Dans le cadre du projet de recherche national ASIRI+, la confrontation de cette méthodologie avec les résultats des essais de chargement réels sur semelle fondée sur inclusions rigides permettra également d'affiner la modélisation des mécanismes en jeu et de préciser les contours de son application, afin de fiabiliser cette approche semi-analytique et d'en faciliter son usage sur des dimensionnements de fondations courants.

## 6. Références bibliographiques

- Burlon S., Criado D. (2014). Justification de la portance des semelles avec les Eurocodes 7 et 8 en France. Actes des JNGG 2014, pp. 634-645.
- Dias D., Simon B. (2012). Spread foundations on rigid inclusions subjected to complex loading. American Journal of Applied Sciences 12 (8), pp. 533-541.
- Pecker A, Salençon J. (1999). Ground reinforcement in seismic areas. Proceedings, XI Panamerican Conference on Soil Mechanics & Geotechnical Engineering, pp. 799-808.
- Salençon J., Theodorou C., Pecker A. (2009). Seismic bearing capacity of circular footings: a yield design approach. Journal of Mechanics of Materials and Structure 4 (2), 427-440.
- Simon B. (2006). Application du calcul à la rupture aux ouvrages de soutènement. Symposium international ELU-ELS, LCPC, Paris.