

Renforcement de sol par inclusions rigides

5.1 Généralités

Lorsque le matériau constitutif des inclusions possède une cohésion suffisamment élevée pour générer du cisaillement avec le sol, l'inclusion est considérée comme rigide (inclusion en béton, mortier, coulis de ciment, mélange sol/coulis). Cette technique consiste à associer un maillage d'inclusions rigides verticales descendues à un horizon porteur et un matelas intercalaire formant une couche de répartition des contraintes verticales et horizontales. L'ensemble a pour vocation essentielle d'assurer le transfert des charges verticales appliquées en surface jusqu'à l'horizon porteur, permettant de réduire ainsi les contraintes sur le sol compressible et de ce fait, les tassements de l'ouvrage.

Les types d'inclusions rigides utilisés en zone sismique sur les quelques chantiers répertoriés à l'étranger ont été essentiellement :

- des colonnes en jet grouting ou du *deep soil mixing* d'un diamètre supérieur à 800 mm disposées en réseau ou en caissonnage ou dans la masse ;
- des pieux métalliques ou en béton armé équipés de cage d'armature, mais toujours associés à un matelas intercalaire granulaire.

Le *jet grouting* est un procédé de traitement qui consiste à déstructurer le sol en place à l'aide d'un jet à haute énergie cinétique et à le mélanger à un coulis de ciment. Les colonnes ainsi constituées se composent d'un mélange du sol en place et de coulis, et peuvent atteindre un diamètre variable de 0,60 à 4 m selon le type de sol et le procédé utilisé (mono jet, double jet ou Super jet®).

Le *deep soil mixing* consiste également à mélanger le sol avec un liant hydraulique: chaux, ciment, ou mélange chaux-ciment pour en améliorer les caractéristiques mécaniques, mais de manière mécanique.

Ce mélange est réalisé par voie sèche (introduction par voie pulvérulente sans eau, hydratation avec l'eau du terrain) ou par voie humide (coulis). Un grand nombre d'équipements ont été développés pour réaliser mécaniquement le mélange du sol avec un liant (tarières, trancheuses *jet grouting* ou *deep soil mixing*, fraises, pales...).

Pour ces deux procédés, le taux de substitution est très élevé, de l'ordre de 15 à 25 %, de manière à ce que malgré une fissuration et une diminution de leurs caractéristiques mécaniques intrinsèques, il subsiste toujours une résistance résiduelle des inclusions qui permette d'assurer la stabilité de l'ouvrage. Un radier est habituellement associé à ce type de procédé.

En France, les inclusions rigides sont en général non armées et caractérisées par de petits diamètres de 250 à 400 mm (voir figure 5.1). De ce fait, elles ne sont pas aptes à reprendre des efforts horizontaux ni des moments de flexion significatifs. Le matelas granulaire intercalaire joue un rôle déterminant pour atténuer les sollicitations inertielles venant de l'ouvrage. Elles sont très peu répandues en zone sismique et il n'y a aucun retour d'expérience à l'heure actuelle. Les quelques sites recensés à ce jour ont concerné des radiers, avec un matelas intercalaire et sans risque potentiel de liquéfaction.



Figure 5.1 Réalisation d'une inclusion rigide avec une tarière à refoulement (source : Keller)

5.2 Fonctionnement des inclusions rigides

En zone sismique, les recommandations de l'AFPS précisent que le matelas intermédiaire doit être obligatoirement granulaire sans cohésion, afin de permettre une dissipation d'énergie aussi bien cinématique qu'inertielle.

Les sollicitations sismiques comportent toujours une composante horizontale. Les inclusions rigides vont donc devoir supporter des sollicitations de flexion et de cisaillement dues à la déformation du terrain encaissant, lors du passage des ondes sismiques (effet cinématique), et dues également aux efforts inertiels transmis par la structure à ses fondations.

Les recommandations de l'AFPS sur la base de l'EC8 proposent une synthèse des cas à prendre en considération pour l'étude des effets inertiels (I) et cinématiques (C) pour le cas des inclusions rigides (voir tableau 5.1). D'après ce document, il est possible de négliger l'effet

cinématique pour les ouvrages de catégorie II quelle que soit la zone sismique et pour les classes de sol A, B et C quelles que soient les catégories de l'ouvrage.

Tableau 5.1 Synthèse des cas en fonction des zones de sismicité et des catégories d'ouvrages pour les inclusions rigides

Zone sismique 2					Zones sismiques 3 à 5				
Sol	Catégories d'ouvrages				Sol	Catégories d'ouvrages			
	I	II	III	IV		I	II	III	IV
A			I	I	A		I	I	I
B			I	I	B		I	I	I
C			I	I	C		I	I	I
D			C + I	C + I	D		I	C + I	C + I
E			C + I	C + I	E		I	C + I	C + I
S1			C + I	C + I	S1		I	C + I	C + I
S2			C + I	C + I	S2		I	C + I	C + I

L'absence d'armatures dans les inclusions rigides peut se traduire par une fissuration potentielle du matériau constitutif des inclusions et éventuellement par une perte de continuité de section de certaines ou de la totalité des inclusions. Ce risque n'est acceptable que si le sol renforcé par inclusions rigides garantit les objectifs de performances exigées par l'EC8 vis-à-vis de deux états limites relatifs au non effondrement et à la limitation des dommages.

Le guide AFPS distingue deux domaines :

- **domaine n° 1** : les inclusions sont nécessaires à la stabilité (et à la portance) de l'ouvrage (vérifications des états limites ultimes GEO) ; il faut garantir pendant le séisme la résistance des inclusions telle qu'elle est prise en compte dans les calculs, et donc justifier que ces inclusions restent dans le domaine élastique (justifications comparables aux règles en application pour les pieux), Si un gain de portance est recherché sous les sollicitations sismiques, il faut s'assurer que les inclusions restent dans le domaine élastique, c'est-à-dire que toutes les sections des inclusions non armées restent entièrement comprimées. Le matelas intercalaire joue un rôle capital dans la stabilité des fondations, en réduisant les efforts tranchants en tête d'inclusion en limitant dans certains cas l'amplification du signal, ou même en participant à la portance de la fondation si son épaisseur est suffisante par rapport à la largeur de la fondation ;
- **domaine n° 2** : les inclusions rigides ont pour fonction la réduction des tassements et ne sont pas nécessaires à la justification de la stabilité de l'ouvrage (avant, pendant et après le séisme) : on est capable de justifier la stabilité de l'ouvrage sous actions sismiques en négligeant les inclusions et quand la sécurité des personnes n'est pas mise en cause en cas de dommages à l'ouvrage. Il peut arriver que le maître d'ouvrage impose que l'ouvrage fonctionne après le séisme, c'est-à-dire sans qu'apparaissent des désordres et des limitations d'exploitation pendant et après le séisme [EN 1998-1 § 2.1 (1) P]; Les critères correspondants sont dans ce cas explicités dans le cahier des charges de l'ouvrage, et les inclusions entrent dans le domaine n° 1.

Vis-à-vis de la limitation des dommages, l'EC8 prescrit que la structure doit être conçue et construite pour résister à une action sismique ayant une probabilité de se produire plus grande que l'action sismique de calcul, sans qu'il se produise des dommages provoquant des limitations d'usage, dont le coût serait disproportionné par rapport au coût de la structure

elle-même. Le dimensionnement d'un renforcement de sol par inclusions rigides dans le domaine 2 peut amener à estimer les tassements absolus et différentiels en considérant une rupture partielle ou totale des inclusions rigides sous l'ouvrage.

5.3 Principe de dimensionnement des inclusions rigides

Pour les fondations sur sol renforcé par inclusions rigides associées à un matelas, les vérifications en zone sismique d'une fondation superficielle sont à mener également vis-à-vis de la portance et du non glissement (vérification GEO). À cela se rajoute une étude assez complexe de l'interaction sol-inclusion-matelas-fondation-superstructure sous un chargement cyclique pour vérifier que les contraintes induites dans les inclusions rigides et dans le matelas sont acceptables.

Étant donné l'incertitude de l'action sismique, il est fortement recommandé de privilégier des dispositions permettant aux inclusions rigides de s'affranchir de l'augmentation de portance aux ELS et aux ELU, et d'avoir pour seule fonction de réduire les tassements (domaine 2).

Pour ce faire, il est possible de jouer sur deux paramètres :

- la largeur des fondations pour réduire la contrainte appliquée sur le sol ;
- l'épaisseur du matelas. Ce dernier va en effet permettre, s'il est suffisamment épais par rapport à la largeur de la fondation, d'augmenter la portance de celle-ci jusqu'à ce que les inclusions n'aient plus à participer à la portance. Un matelas épais a un autre avantage, il peut également modifier la réponse de l'ouvrage (Mayoral *et al.* 2006 et Hatem 2008) et réduire dans certains cas l'amplification de la sollicitation sismique liée à la présence des inclusions rigides.

Dans le cas où les inclusions rigides apportent un gain de portance (domaine 1), les vérifications de type GEO et STR sont obligatoires (voir tableau 5.2).

Tableau 5.2 Vérifications à effectuer vis-à-vis des sollicitations sismiques

Situation initiale avant renforcement de sol	Situation recherchée	Sous sollicitations sismiques	
		Vérification GEO	Vérification STR
Domaine 1 - portance insuffisante à l'ELS et l'ELU - tassements non acceptables	Portance + limitation des dommages	x	x
Domaine 2 - réduction des tassements (portance assurée par le sol seul)	Limitation des dommages (le sol seul sans IR ne permet pas de limiter les dommages)	Portance du sol suffisante sans IR	x
	Limitation des dommages	Portance du sol suffisante sans IR	Limitation des dommages assurée par le sol sans IR
	Sans désordres entraînant des limitations d'exploitation pendant et après le séisme [EN 1998-1 § 2.1 (1) P]	x	x

IR = Inclusions rigides

5.3.1 Vérifications de type GEO

Quand les inclusions sont nécessaires à la justification de stabilité, les dispositions des normes d'application nationale « Fondations profondes » et « Fondations superficielles » s'appliquent pour les vérifications aux ELU :

- La contrainte appliquée sur le sol à la base du matelas (au niveau des têtes des inclusions) ne doit pas dépasser la valeur limite ELU (chapitre 13, norme NF P 94261, Fondations superficielles) ;

Cette contrainte appliquée sur le sol aux ELU est obtenue par le torseur N_{ed} , V_{ed} et M_{ed} à qui on a retiré un torseur global de réaction des inclusions (Q_R , T_R , M_R). Les recommandations de l'AFPS proposent de pondérer par des coefficients de sécurité partiels γ_N et γ_t ($\gamma_N = \gamma_t = 1,1$) le torseur de réaction, soit (Q_R/γ_N , T_R/γ_t , M_R/γ_N).

La détermination du torseur global de réaction des inclusions est effectuée à partir d'un calcul en contrainte/déformation, tenant compte des combinaisons aux états limites ultimes sismiques au niveau des fondations, et des caractéristiques dynamiques (en petites déformations) des sols :

$$\begin{aligned} N'_{ed} &= N_{ed} - \sum Q_{Ri}/\gamma_N, V'_{ed} \\ &= V_{ed} - \sum T_{Ri}/\gamma_t \times M'_{ed} \\ &= M_{ed} - \sum (Q_{Ri}/\gamma_N \times d_i) \end{aligned} \quad (5.1)$$

où d_i est le bras de levier de chaque inclusion dans la zone comprimée par rapport au centre de la semelle.

Ce calcul doit permettre d'estimer la répartition des efforts entre le sol et chacune des inclusions mobilisées, afin de vérifier que la contrainte dans le matelas au-dessus de la tête des inclusions est acceptable (méthode donnée au § 4.2 chapitre 5 des recommandations ASIRI). On devra notamment vérifier que, sous ELU_{sism} , un nombre suffisant d'inclusions est présent dans la partie comprimée pour garantir la portance de la semelle.

- La charge maximale dans l'inclusion ne doit pas dépasser la valeur de calcul de la charge critique de compression $R_{c,cr;d}$ sous le plan neutre (article 14.2.1 norme NF P 94 262, Fondations profondes) :

$$R_{c,cr;d} = R_b/\gamma_{R,d} \cdot \gamma_b + R_s/\gamma_{R,d} \cdot \gamma_s \quad (5.2)$$

avec pour le modèle du terrain :

- R_b : résistance ultime du sol en pointe de l'inclusion ;
- R_s : résultante ultime du frottement latéral sous le point neutre ;
- $\gamma_b = \gamma_s = 1,1$ à l'ELU (ensemble R2 selon NF P 94-262, Annexe C) ;
- $\gamma_{R,d} = 1,25$ (coefficient de modèle).

5.3.2 Vérifications de type STR

5.3.2.1 Principe de la justification

L'objectif du calcul est de vérifier que les contraintes induites dans les inclusions rigides lors des sollicitations sismiques sont acceptables, en considérant les distributions de l'effort normal N , de l'effort tranchant T et du moment fléchissant M_t sous l'effet inertiel, ou la combinaison inertiel + cinématique selon les cas (cf. tableau 5.2).

On s'assure au préalable que la portance est vérifiée sans inclusions pour définir le domaine d'application dans lequel on se trouve n° 1 ou n° 2 (voir § 5.2).

Les justifications sont comparables à celles des pieux, mais à la différence près que l'inclusion subit une flexion non seulement liée à un effort en tête, mais également au champ de déplacement latéral $g(z)$ créé dans le sol sous la semelle (voir figure 5.3). Les sollicitations dans les inclusions peuvent être calculées par la méthode des coefficients de réaction. Ces derniers sont estimés comme pour un pieu isolé (voir Annexe I norme NF P 94-262, « Fondations profondes »).

On pourra modéliser la réaction frontale sur l'inclusion rigide par le déplacement relatif δ de l'élément de fondation, par la loi suivante :

$$r = K_f \cdot \delta$$

Le module linéique de mobilisation de la pression frontale pour un élément de fondation profonde K_f est calculé à partir de l'une des trois formules suivantes à court terme (CT) :

- Méthode pressiométrique :

$$K_f = \frac{12E_M}{\frac{4}{3} \frac{B_0}{B} \left[2,65 \frac{B}{B_0} \right]^\alpha + \alpha} \text{ lorsque } B_0 \geq B$$

$$K_f = \frac{12E_M}{\frac{4}{3} [2,65]^\alpha + \alpha} \text{ lorsque } B_0 \leq B$$

E_M : module pressiométrique ;

B : longueur de l'élément perpendiculaire au sens du déplacement ;

α : coefficient rhéologique du sol ;

r_s : palier égal à $B \cdot p_1^*$ avec p_1^* la pression limite nette $r_s = B \cdot q_c / \beta_2$.

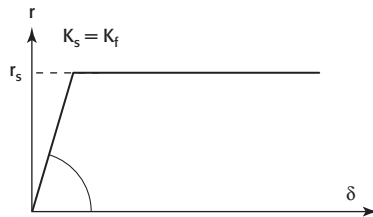
- Méthode au pénétromètre statique :

$$K_f = \beta \cdot q_c$$

q_c : résistance en pointe

r_s : palier égal à $B \cdot q_c / \beta_2$.

Les coefficients β et β_2 figurent dans le tableau de la figure 5.2.



Type de sol	Argile et limon $I_c > 2,6$	Sol intermédiaire $2,05 \leq I_c \leq 2,6$	Sables $I_c < 2,05$	Craie et marne
β	12	7,5	4,5	4,5
β_2	3,5	6	8	8

Figure 5.2 Coefficients β pour le calcul de K_f à partir de q_c

Les valeurs des modules K décrivant la mobilisation des efforts résistants en fonction du déplacement peuvent être plus élevées en zones sismiques que celles définies pour les courtes durées de sollicitations. Cette augmentation est liée à la variation du module de cisaillement en fonction de la distorsion.

Des indications sur les rapports K/K_f sont données dans le tableau 5.3 en ne considérant que l'effet cinématique seul. Par contre, si l'on veut être rigoureux ce rapport est à minorer pour tenir compte des déformations inertielles. On attire l'attention sur la zone de sismicité 5 où une étude appropriée doit être prévue pour définir précisément ce rapport.

Tableau 5.3 Vérifications à effectuer vis-à-vis des sollicitations sismiques

	Zone de sismicité 2 (faible)	Zone de sismicité 3 (modérée)	Zone de sismicité 4 (moyenne)	Zone de sismicité 5 (forte)
K/K_f	3	2	1,5	1

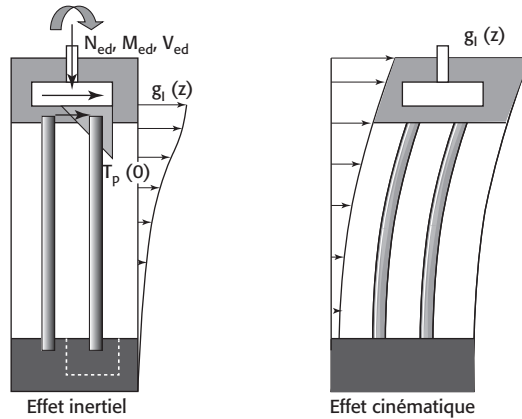


Figure 5.3 Flexion des inclusions sous une fondation

Le module du béton, mortier ou coulis de l'inclusion à prendre en compte dans les calculs en zone sismique est obtenu par :

$$E_{cm} = 22\,000 \times ((f_{ck} + 8)/10)^{0,3}$$

avec : E_{cm} est en Mpa,

f_{ck} en Mpa.

Dans les sols liquéfiables, la raideur du sol devient nulle.

5.3.2.2 Effet inertiel

Pour déterminer les profils de moment et d'effort tranchant dans les inclusions, deux sollicitations sont à appliquer sur l'inclusion : un effort tranchant en tête résiduel provenant de l'effort horizontal appliqué par la semelle et un profil de déformation horizontal $g_i(z)$ lié au déplacement latéral de la semelle (voir figure 5.3).

Pour la détermination de l'effort tranchant $T_p(0)$ en tête des inclusions rigides, les recommandations ASIRI donnent une méthode qui consiste à appliquer un effort tranchant en tête d'inclusion qui « ramène » le déplacement de la tête de l'inclusion à une valeur égale à celui du sol environnant, mais borné par la valeur suivante :

$$T_p(0) \leq \min \left(\frac{Q_p(0)}{N_{ed}} V_{ed}, Q_p(0) \tan \delta' \right) \quad (5.5)$$

- où δ' est l'angle de frottement critique matelas-inclusion,
 $Q_p(0)$ l'effort normal transmis en tête d'inclusion,
 N_{ed} l'effort vertical appliqué à la semelle,
 V_{ed} l'effort horizontal appliqué à la semelle,

Le principe de cette méthode se base sur le fait que l'effort transmis en tête de l'inclusion ne peut jamais induire un déplacement de la tête d'inclusion supérieur à celui du sol environnant.

Pour déterminer le champ de déplacement horizontal du sol $g(z)$ sous l'effet inertiel, les recommandations ASIRI proposent de calculer, à partir d'un angle de diffusion β , la répartition des contraintes de cisaillement $\tau(z)$ sur la hauteur des terrains jusqu'au substratum mécanique (dans lequel on considère que les déformations de cisaillement sont négligeables). En partant du substratum mécanique, on intègre la distorsion pour obtenir le profil de déformation :

$$g(z) = \int \tau(z)/G(z) dz \quad (5.6)$$

avec $G(z)$: module de cisaillement du sol à la profondeur z .

On cale le paramètre β pour obtenir une déformation à la base de la semelle égale à la valeur du déplacement de la semelle.

Pour la détermination des deux sollicitations, il y a lieu de déterminer le déplacement de la semelle. Celui-ci est obtenu à partir de l'effort horizontal V_{ed} et par la raideur horizontale du sol (voir annexe D) :

$$g(0) = (V_{ed}/S_{semelle})/K_x \quad (5.7)$$

Enfin, pour la détermination de la distribution de l'effort normal $N(z)$ dans l'inclusion, elle pourra s'effectuer en considérant la déformation verticale du sol sous la fondation autour de l'inclusion à l'aide des fonctions de transfert caractérisant la mobilisation du frottement. Pour les semelles, une maille élémentaire (inclusion et sol) ne permet pas d'obtenir une estimation correcte des efforts verticaux dans l'inclusion en fonction de la profondeur.

Le guide de l'AFPS « Procédés d'amélioration et de renforcement de sols sous actions sismiques » recommande de considérer $T_p(0) = \frac{Q_p(0)}{N_{ed}} \cdot V_{ed}$ pour des diamètres d'inclusion rigides inférieurs à 400 mm.

5.3.2.3 Effet cinématique

Pour déterminer le champ de déplacement horizontal du sol $g_c(z)$ sous l'effet cinématique, l'annexe H des recommandations AFPS donne une formulation de $g(z)$ pour une monocouche et une bicouche.

Les formulations d'homogénéisation des couches de sol pour revenir à un modèle simple monocouche ou bicouche sont à utiliser avec précaution. Ces méthodes sont limitées pour

des profils de sols où le contraste des propriétés au sein des différentes couches n'excède pas un rapport des V_s de 2 (ou 4 pour les G). En cas de multicouches, il convient d'utiliser des modèles plus complexes (méthode numérique), en calant le modèle de manière à obtenir le d_{\max} en surface du sol. Le déplacement maximal du sol d_{\max} est calculé selon l'Eurocode 8-1 (§ 3.2.2) par la formule suivante :

$$d_{\max} = 0,025_{ag} \cdot S \cdot T_c \cdot T_d \quad (5.8)$$

Le cumul des effets inertiels et cinématiques s'effectue en prenant en compte l'application simultanée d'un effort en tête $T_p(0)$, du mouvement du sol sous l'effet cinématique et du mouvement du sol induit par l'effet cinématique. Il faut envisager les deux cas suivants : l'effort inertiel s'oppose au déplacement en champ libre, et le cas contraire.

5.3.2.4 Cumul des effets inertiel et cinématique

En juxtaposant les différentes distributions obtenues (effort vertical, effort tranchant, moment) en fonction de la profondeur, il s'agit de vérifier que la surface de l'inclusion reste entièrement comprimée sur toute sa hauteur ($Mt/N \leq \emptyset / 8$, avec \emptyset le diamètre de l'inclusion) et que la contrainte de cisaillement du matériau constitutif de l'inclusion rigide n'excède pas les valeurs limites fixées par l'Eurocode 2.

	Compression	Effort tranchant	Flexion composée
DOMAINE 1	Min (7 MPa ; f_{cd} ; $0,9 f_c / 1,30$)	Conforme à la section 12.6.3 de la norme NF EN 1992-1-1 (*)(**)	- IR dans le domaine élastique - Contrainte de traction nulle pour le béton non armé
DOMAINE 2	Min (7 MPa ; f_{cd} ; $0,9 f_c / 1,30$)	Pas de vérification à effectuer normalement***	Pas de vérification à effectuer normalement***

* Conformément au § 12.3.1(8) de la norme NF P 94-262, dans le domaine 1, aucun cisaillement n'est admissible si le diamètre de l'inclusion est inférieur à 400 mm.

** Sous réserve de majorer l'effort tranchant en tête de l'inclusion par rapport à la méthode ASIRI (cf. § 6.1.3.2.2.), on peut ramener cette limite à 300 mm.

*** Si les désordres restent limités pour l'ouvrage.

5.4 Inclusions rigides en zone liquéfiable

Il existe très peu d'étude sur le sujet. Rayamajhi *et al.* (2012) ont mené une étude aux éléments finis en élastique linéaire destinée à déterminer l'efficacité des inclusions vis-à-vis de la réduction des contraintes de cisaillement sismiques dans un profil de sols liquéfiables. Les résultats de la modélisation d'une cellule élémentaire comportant une inclusion et le sol environnant au sein d'une maille montrent que la colonne se déforme en cisaillement et en flexion (figure 5.4) avec une prédominance de la flexion sur les deux premiers mètres, puis ensuite de cisaillement. La réduction des sollicitations de cisaillement dans le sol environnant de l'inclusion est croissante avec la profondeur, mais négligeable sur les deux premiers mètres en raison de la flexion.

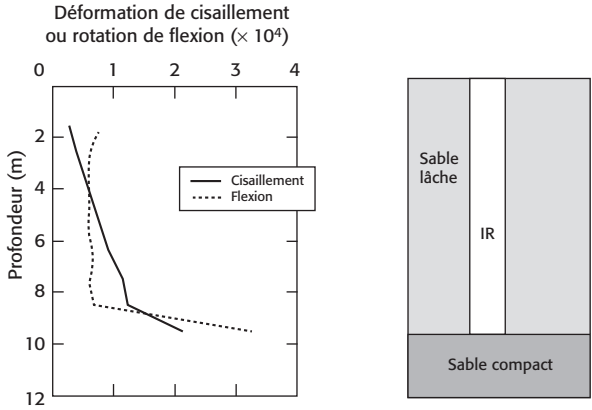


Figure 5.4 Déformation de cisaillement et de flexion d'une analyse pseudo-statique $A_r = 20\%$ et $G_r = 10$ (Rayamajhi et al. 2012)

Rayamajhi montre également que, du fait de la non-homogénéité de la distorsion dans la maille élémentaire, une diminution de la distorsion moyenne du volume renforcé n'entraîne pas nécessairement une réduction de la distorsion équivalente en tout point du sol. Sur les figures 5.5 et 5.6, les profils de γ_r (rapport de la déformation de cisaillement de la colonne sur celle du sol), pour cinq positions différentes en plan, sont représentés en fonction de la profondeur. On peut constater que la déformation de cisaillement est maximale dans la zone 1 à proximité immédiate de l'inclusion dans le sens des déplacements (voir figure 5.5) favorisant ainsi le phénomène de liquéfaction.

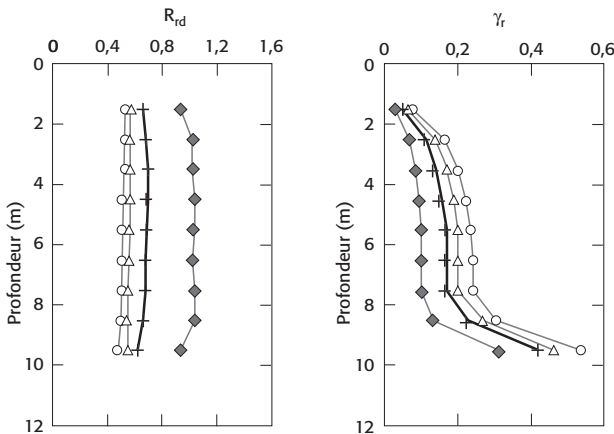


Figure 5.5 Distributions spatiales de R_{rd} et γ_r obtenues à partir d'une sollicitation sismique avec $A_r = 20\%$ et $G_r = 10$ (Rayamajhi et al. 2012)

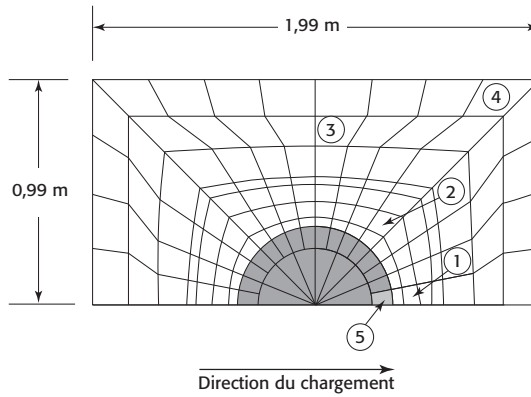


Figure 5.5 (suite)

Les méthodes de dimensionnement qui supposent la compatibilité des déformations de l'inclusion et du sol (voir Baez & Martin, 1993 [10]) peuvent donc amener à surestimer la réduction potentielle des contraintes de cisaillement liée à la présence d'inclusions.

À partir de la méthode simplifiée de Seed et Idriss (1971) pour la détermination du CSR, Rayamajhi propose de déterminer l'augmentation du coefficient de sécurité du sol renforcé en introduisant un coefficient de réduction de CSR nommé R_{CSR} , tel que :

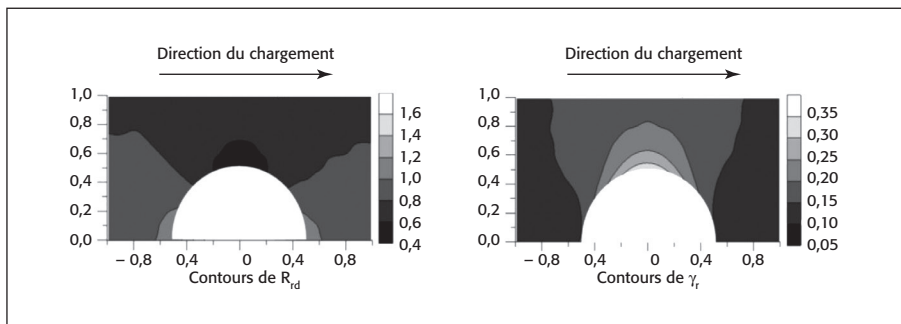
$$F_{s \text{ final}} = F_{s \text{ initial}} / R_{CSR} \quad (5.9)$$

avec
$$R_{CSR} = \frac{CSR_I}{CSR_U} = \left(\frac{a_{\max,i}}{a_{\max,u}} \right) \cdot \left(\frac{r_{d,i}}{r_{d,u}} \right) = R_{a \max} \cdot R_{rd} \quad (5.10)$$

u = sol non renforcé,

i = sol renforcé,

r_d = coefficient de profondeur.


 Figure 5.6 Contours de R_{rd} et γ_r dans la section A-A' (Rayamajhi et al. 2012)

Rayamajhi *et al.* (2012) proposent de modifier l'équation de Baez et Martin (1993) de la manière suivante :

$$R_{rd} = \frac{1}{G_r \left[A_r \gamma_r C_G + \frac{1}{G_r} (1 - A_r) \right]} \quad (5.11)$$

où

C_G : facteur équivalent de cisaillement de l'élément de renforcement de sol qui dépend de sa géométrie ($C_G = 1$ pour des éléments de renforcement circulaire),

G_r : rapport du module de cisaillement de la colonne sur celui du sol,

A_r : taux de substitution, soit A_{col}/A_{maille}

γ_r : rapport de déformation de cisaillement entre la colonne et la déformation du sol environnant. Sur la base de plusieurs études paramétriques pour des A_r et G_r différents, il peut être estimé par $\gamma_r = (G_r)^{-0,8}$ pour des modèles géométriques basiques.

Dans la plupart des situations, l'augmentation du coefficient de sécurité est très faible de 1 à 5 %.

Étant donné que les inclusions rigides de petit diamètre ne sont pas drainantes, n'augmentent pas en général la compacité des sols (CRR), et ne diminuent pas ou peu le CSR, leur contribution à la réduction du potentiel de liquéfaction est considérée comme faible, voire négligeable.

L'augmentation importante des déformations de cisaillement mise en évidence par Rayamajhi à proximité immédiate de l'inclusion n'a que peu d'incidences sur le phénomène de liquéfaction dans le cas de colonnes ballastées puisque le phénomène de liquéfaction ne peut se produire dans cette zone en raison du fort caractère drainant de la colonne ballastée.

5.5 Dispositions constructives

L'épaisseur et les caractéristiques du matelas, ainsi que la position de la tête d'inclusion dans le matelas, sont essentielles pour assurer le bon fonctionnement du système matelas-inclusion-sol, en particulier le transit des efforts horizontaux par le matelas. Les recommandations de l'AFPS demandent à ce qu'il soit obligatoirement granulaire, de type sables et graviers (les sables B_{11} selon la classification GTR sont exclus) et compacté à 95 % de l'Optimum Proctor Modifié (OPM) ou 100 % de l'Optimum Proctor Normal (OPN).

Dans certaines situations (sol mou et humide par exemple), ces critères ne pourront être obtenus dans la couche h_1 uniquement si une couche h_2 est envisagée. Une indication sur les épaisseurs (h_1+h_2) de sables et graviers est donnée en fonction de q_c sur la figure 5.8.

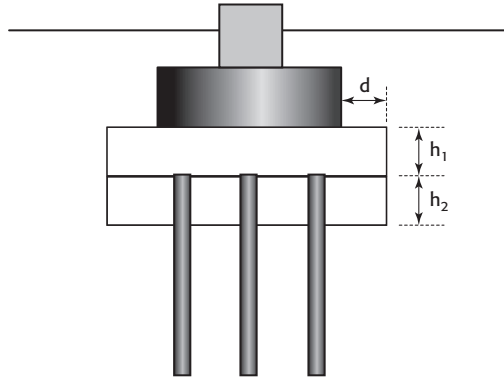
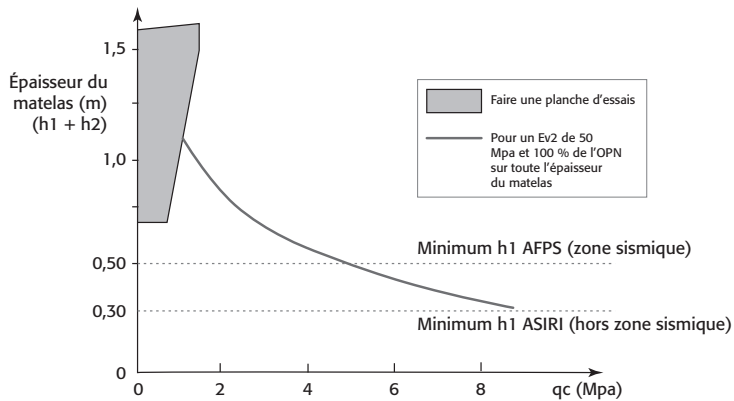


Figure 5.7 Géométrie du matelas granulaire

Ces valeurs sont à adapter en fonction de la teneur en eau. Le débord de matelas et la mise en place d'une couche h_2 faciliteront l'obtention d'une compacité élevée, notamment en présence d'un sol en place humide ou de faible compacité. Dans le cas d'efforts horizontaux élevés, la couche h_2 est obligatoire (voir tableau 5.4).

Figure 5.8 Épaisseur (h_1+h_2) recommandée pour un sol humide

Suivant la catégorie d'importance des ouvrages et la classe de sismicité, les dimensions minimales (h_1 , h_2 et d) des matelas de répartition sont données dans le tableau 5.4.

Tableau 5.4 Caractéristiques dimensionnelles minimales du matelas selon les recommandations de l'AFPS

	Catégories d'importance II	Catégories d'importance III	Catégories d'importance IV
Zones sismiques	3 à 5	2 à 5	2 à 5
h_1	50	50	max (\emptyset ; 50 cm)
h_2^*	min (\emptyset ; 50 cm)	min (\emptyset ; 50 cm)	min (\emptyset ; 50 cm)
d	1 \emptyset	2 \emptyset	\emptyset + 50 cm

Commentaire* : h_2 est égal à 0 si V_{cd}/N_{cd} est inférieur ou égal à 0,5 (V_{cd} est l'effort horizontal de dimensionnement et N_{cd} est l'effort vertical de dimensionnement).

