

GUIDE AFPS/CFMS

« Procédés d'amélioration et de renforcement de sols sous actions sismiques »

JUSTIFICATION S GENERALES D'UNE FONDATION SUR SOL AMELIORE

Eric Jandel



Association régie par la loi
du 1.07.1901



CHAPITRE 5 :

SOMMAIRE

- 5.1: Justifications générales
- 5.2: Impact du traitement de sol sur le comportement sismique
- 5.3: Interaction sol renforcé-structure
- 5.4: Vérification des modes de rupture
 - 5.4.1 rupture par glissement
 - 5.4.2 rupture par perte de capacité portante

5.1: Justifications générales

les vérifications doivent s'effectuer aux E.L.U. vis-à-vis

- * du risque de glissement

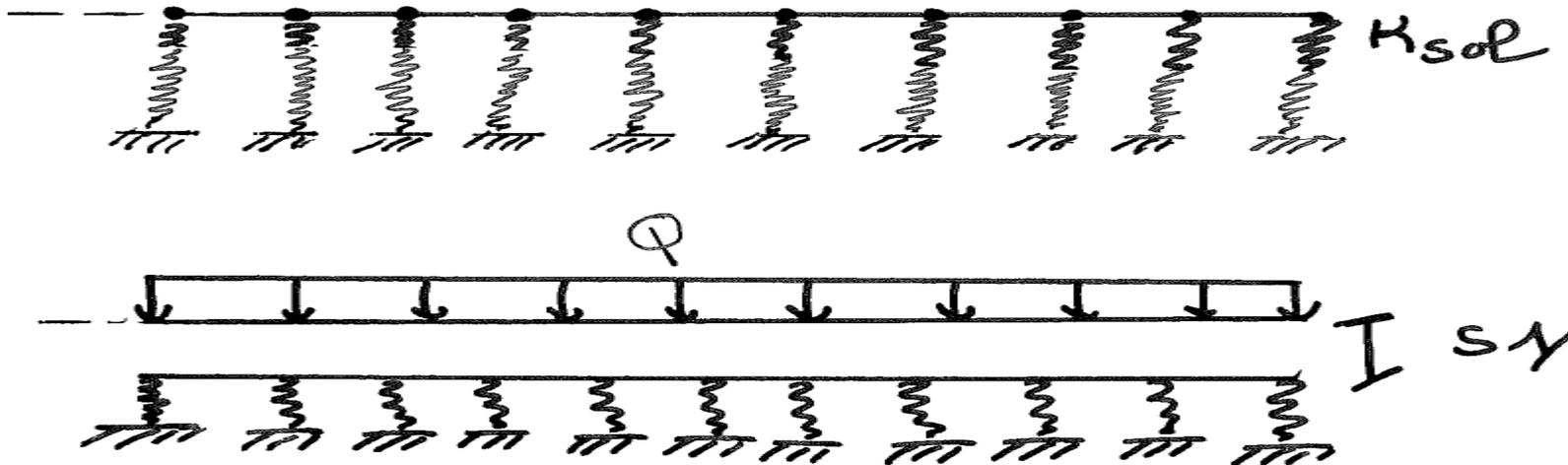
- * du risque de poinçonnement du sol

- * des dommages consécutifs à une liquéfaction potentielle

Les deux premiers risques étant développés le paragraphe 5.4 , nous allons présenter ci-après le dernier .

CHAPITRE 5:

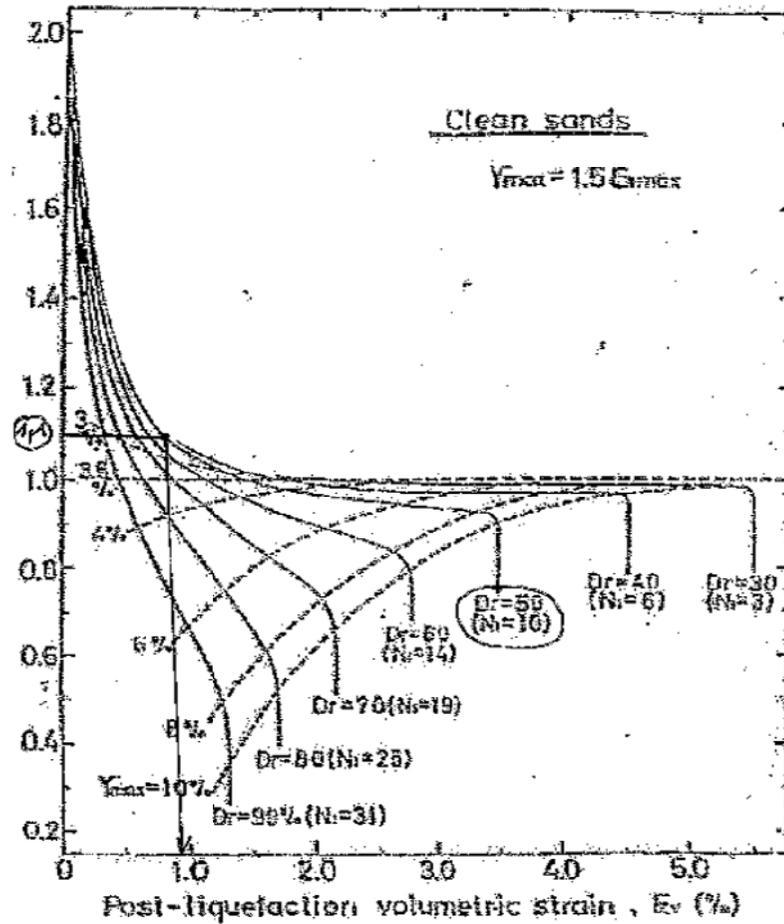
- Si l'on considère une poutre sur appuis élastiques de même raideur linéique K_{sol} et sollicitée par une charge uniforme linéique Q , le tassement serait égal à : $S1 = Q / K_{sol}$



Si l'épaisseur de sols liquéfiables H est de 1.1m et que le coefficient de sécurité vis-à-vis du risque de liquéfaction est de $1.1 < 1.25$; le tassement post-liquéfaction dû au réarrangement des grains estimé par l'abaque présenté page suivante a pour expression :

$$\text{Epsilon} * H = 0.09 * 110 = 1 \text{ CM}$$

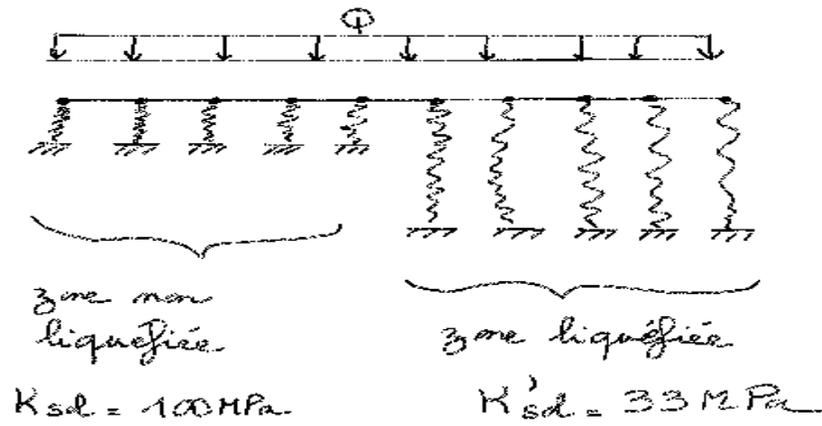
CHAPITRE 5:



Entre la situation initiale (avant application du chargement) et la situation finale (après application du chargement et séisme) ;le tassement de la poutre va varier entre 0.5 cm dans les zones de sol non liquéfié et 1.5 cm dans les zones de sol liquéfié.

Pour le B.E.T. de structures, cela signifie qu'il devra faire varier la raideur linéique du sol entre 100 MPa et 33 MPa afin qu'il puisse retrouver les mêmes tassements

CHAPITRE 5:



5.2) impact du traitement de sol sur le comportement sismique:

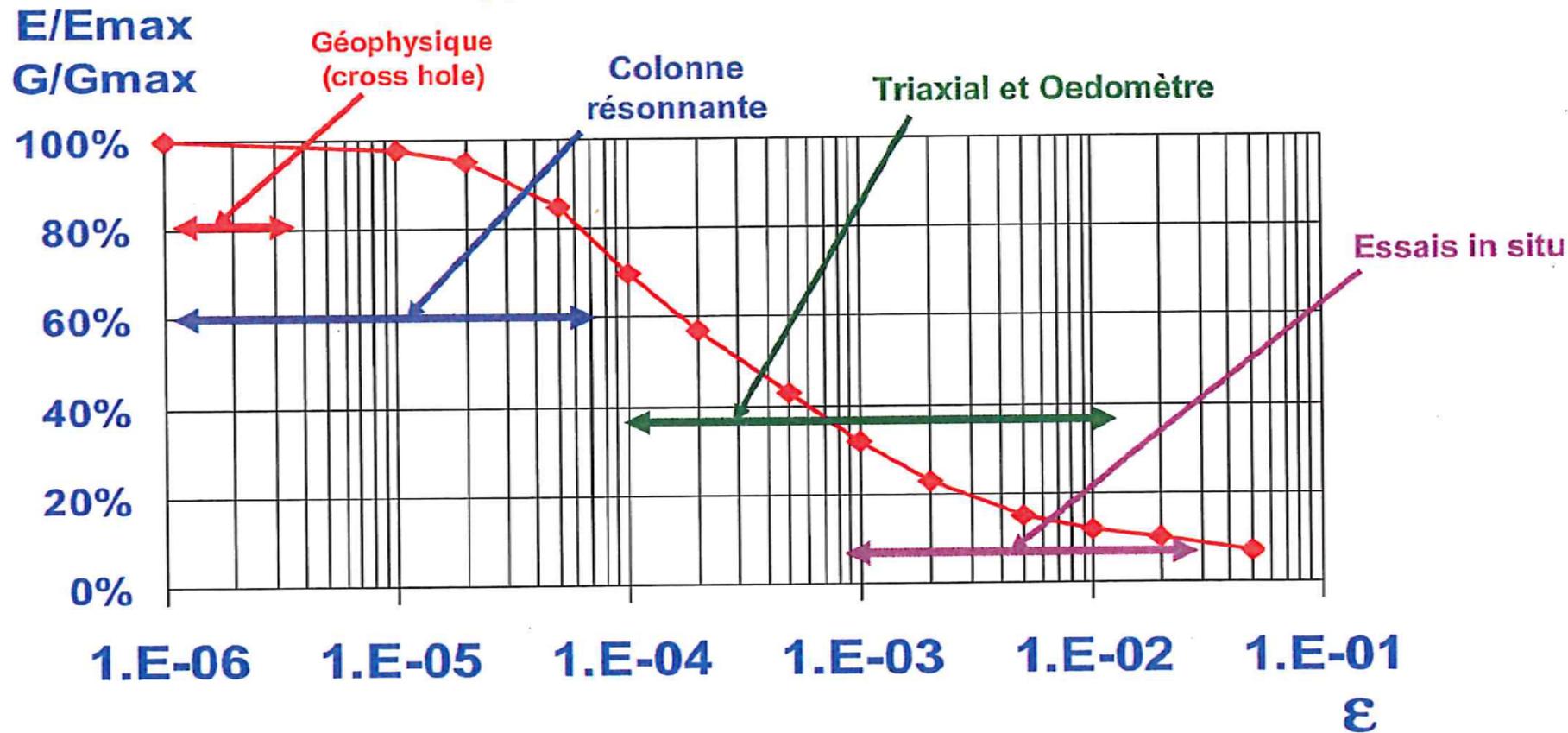
Comportement du sol non traité

Le sol présente un comportement non linéaire comme le montre le diagramme ci-après : les modules de sols normalement consolidés peuvent varier dans un rapport compris généralement entre 1 à 10.

Les modules sécants associés à des distorsions inférieures ou égales à 10^{-5} sont obtenus à partir d'essais de type Cross-hole et ceux associés à des distorsions comprises entre 10^{-3} et 10^{-2} peuvent être estimés à partir notamment du module pressiométrique

CHAPITRE 5:

Types de mesures



La prise en considération du comportement non-linéaire du sol peut s'effectuer de 2 façons :

Si l'on peut estimer par un calcul préliminaire les niveaux de déformation d'un sol , on peut dans ce cas utiliser les formules analytiques extraites d'un manuel de fonctions d'impédance .Le calcul sismique du B.E.T. de structures peut alors s'effectuer en élasticité linéaire (analyse modale)

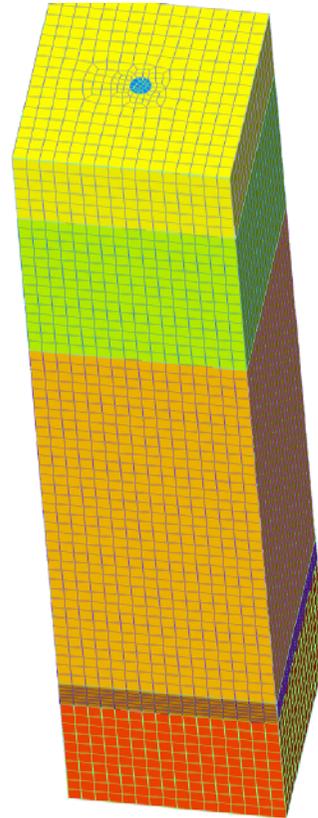
On peut également effectuer un calcul non linéaire en introduisant dans le progiciel les lois de dégradation des sols (exemple ci-après)

CHAPITRE 5:

Mode	Static Stiffness K_{sj}	Range of Validity
Vertical	$\frac{4 G_1 r}{1 - \nu_1} \frac{1 + 1.28 \frac{r}{H}}{1 + 1.28 \frac{r}{H} \frac{G_1}{G_2}}$	$1 \leq \frac{H}{r} < 5$
Horizontal	$\frac{8 G_1 r}{3 - \nu_1} \frac{1 + \frac{r}{2H}}{1 + \frac{r}{2H} \frac{G_1}{G_2}}$	$1 \leq \frac{H}{r} < 4$
Rocking	$\frac{8 G_1 r^3}{3(1 - \nu_1)} \frac{1 + \frac{r}{6H}}{1 + \frac{r}{6H} \frac{G_1}{G_2}}$	$0.75 \leq \frac{H}{r} < 2$

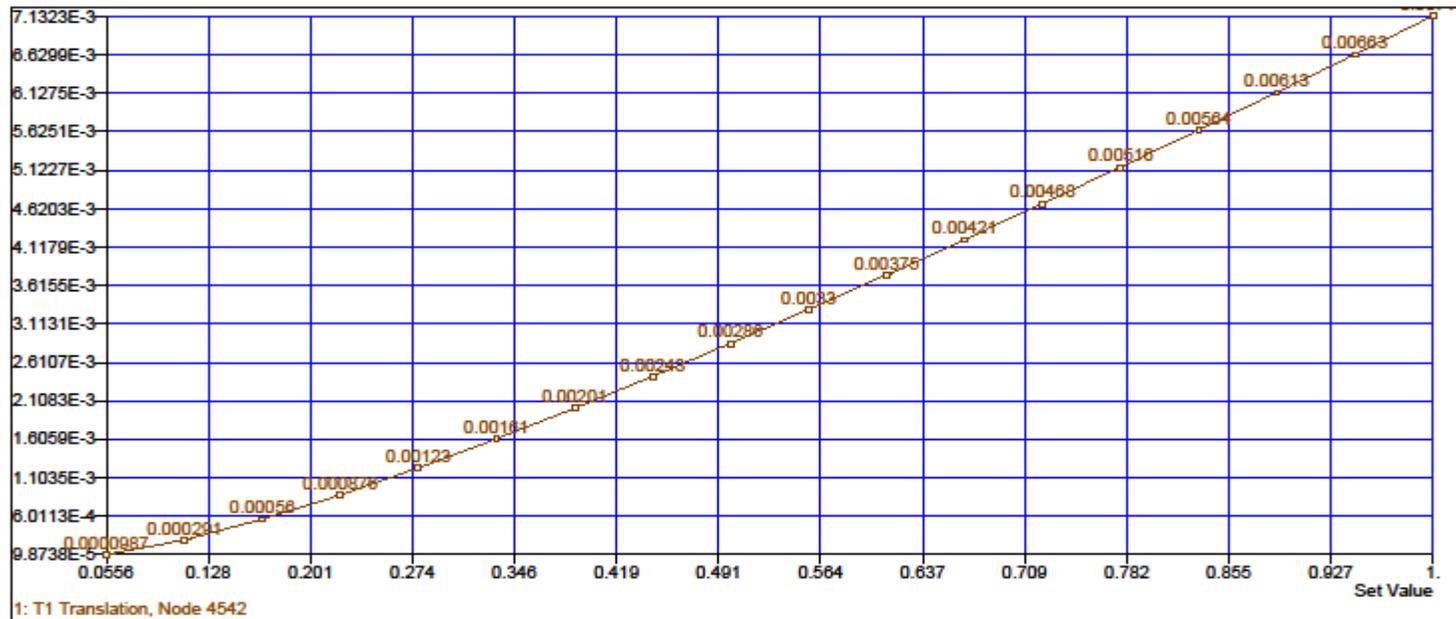
CHAPITRE 5:

13



CHAPITRE 5:

PIRU DIA 1000 MM ENCASTRE EN TETE



H = 800 KN

Comportement du sol traité

- Lorsque le traitement est réalisé uniquement sous les semelles filantes et massifs isolés , les modules du sol amélioré peuvent être considérés comme sensiblement identiques à ceux du sol seul et ce uniquement vis-à-vis des modes horizontaux.

En revanche ceci n'est plus vrai pour les modes verticaux ainsi que de balancement . Dans ce cas , le géotechnicien doit définir les modules améliorés équivalents (technique d'homogénéisation par exemple)

CHAPITRE 5:

Mode	Static Stiffness K_{sj}	Range of Validity
Vertical <i>$G_1^* > G_1$</i>	$\frac{4 G_1 r}{1 - \nu_1} \frac{1 + 1.28 \frac{r}{H}}{1 + 1.28 \frac{r}{H} \frac{G_1^*}{G_2}}$	$1 \leq \frac{H}{r} < 5$
Horizontal <i>G_1 inchangé</i>	$\frac{8 G_1 r}{2 - \nu_1} \frac{1 + \frac{r}{2H}}{1 + \frac{r}{2H} \frac{G_1}{G_2}}$	$1 \leq \frac{H}{r} < 4$
Rocking <i>$G_1^* > G_1$</i>	$\frac{8 G_1 r^3}{3(1 - \nu_1)} \frac{1 + \frac{r}{6H}}{1 + \frac{r}{6H} \frac{G_1^*}{G_2}}$	$0.75 \leq \frac{H}{r} < 2$

CHAPITRE 5:

- Lorsque le traitement est réalisé dans la masse , l'analyse précédente n'est plus valable aussi il est nécessaire de définir les modules améliorés équivalents

CHAPITRE 5:

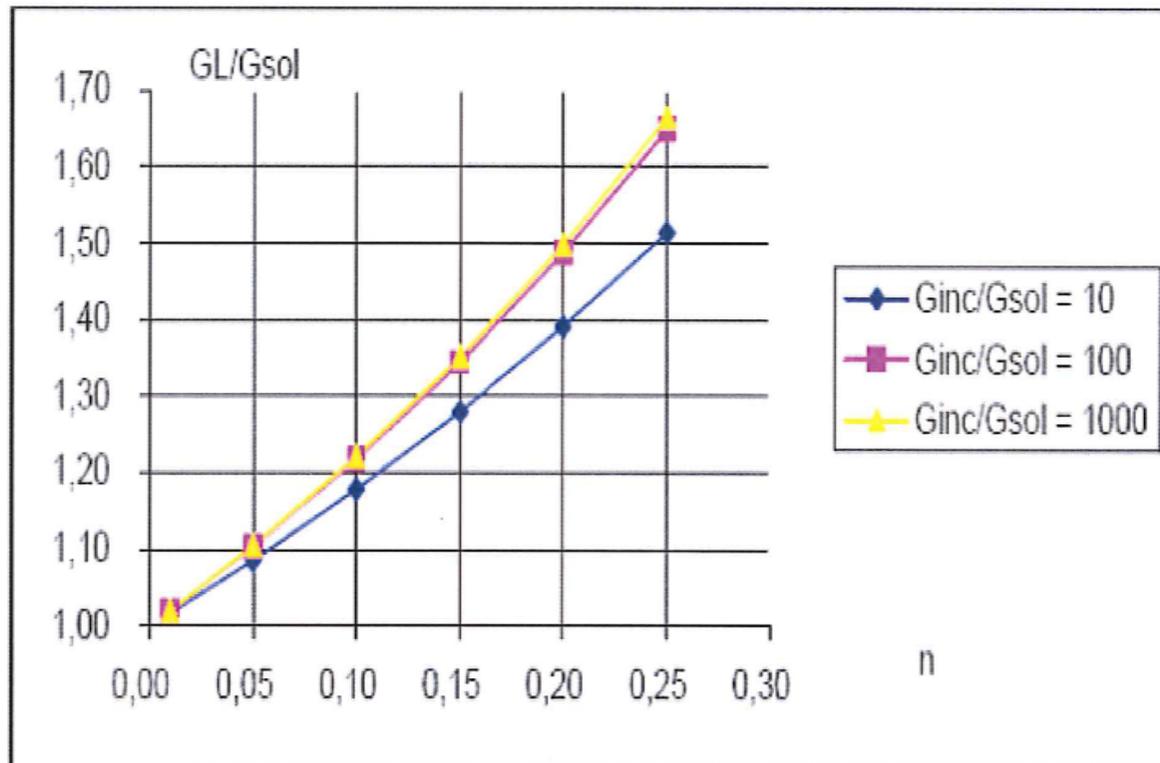
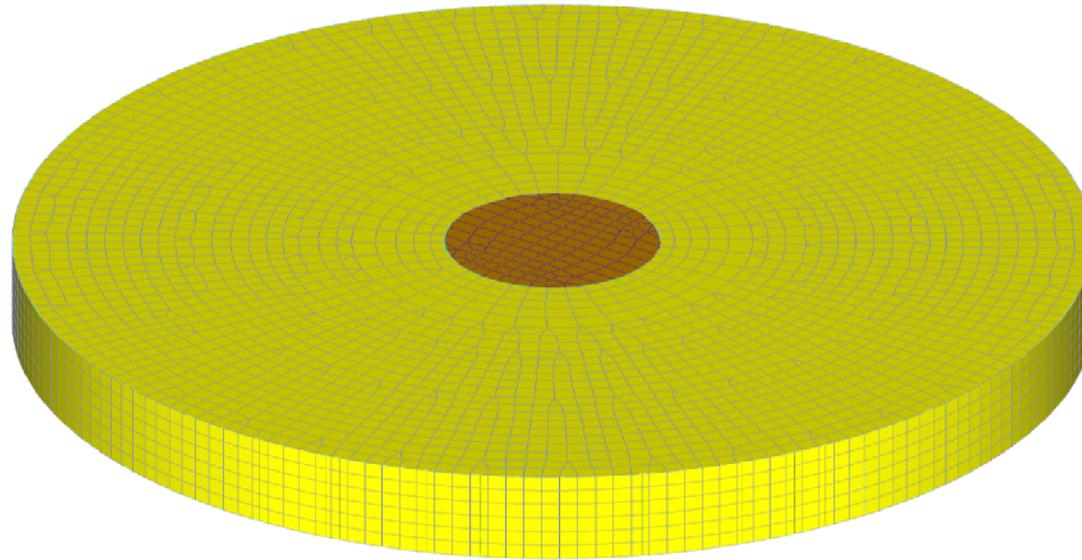


Figure 1- 39 : Diagramme obtenu à partir du modèle de Hashin (1983)

v1



- **Bac de pétrole de 40000 m³ sur inclusions rigides**
- **(Centrale thermique E.D.F. de**

5.3)interaction sol renforcé-structure

Deux types d'interaction sont à priori à considérer :

- d'une part l'interaction inertielle (I): il s'agit de la transmission au sol renforcé des sollicitations générées par le séisme dans la superstructure.
- D'autre part l'interaction cinématique (C): il s'agit d'étudier la déformée du sol en champ libre et de calculer les sollicitations dans les éléments de renforcement .Dans le cas des inclusions rigides de diamètre < 400 mm , on peut considérer que celle-ci suit la déformée du sol en champ libre.

Tableau 4.1

Coefficient d'amortissement moyen de sol et coefficients de réduction moyens (\pm un écart type) pour la vitesse v_s des ondes de cisaillement et pour le module de cisaillement G , jusqu'à une profondeur de 20 m.

Coefficient sismique du sol, α	Coefficient d'amortissement	$\frac{v_s}{v_{smax}}$	$\frac{G}{G_{max}}$
0,10	0,03	0,9 (\pm 0,07)	0,80 (\pm 0,10)
0,20	0,06	0,7 (\pm 0,15)	0,50 (\pm 0,20)
0,30	0,10	0,6 (\pm 0,15)	0,35 (\pm 0,20)

CHAPITRE 5:

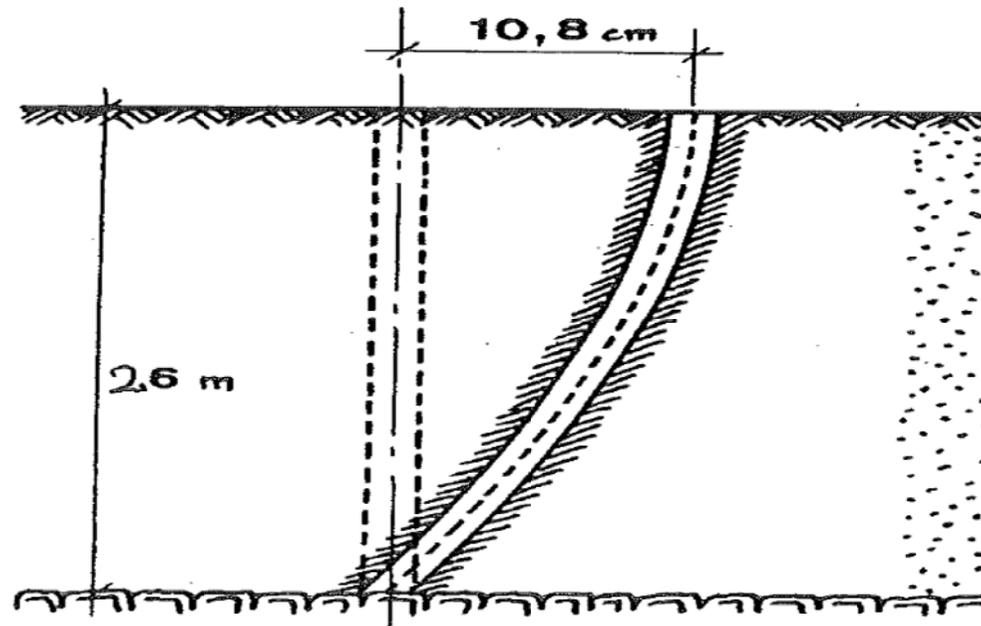


Fig. 8. — Exemple : comparaison d'un pieu colonne et d'un pieu flottant.

Le déplacement relatif de la tête du pieu a pour valeur :

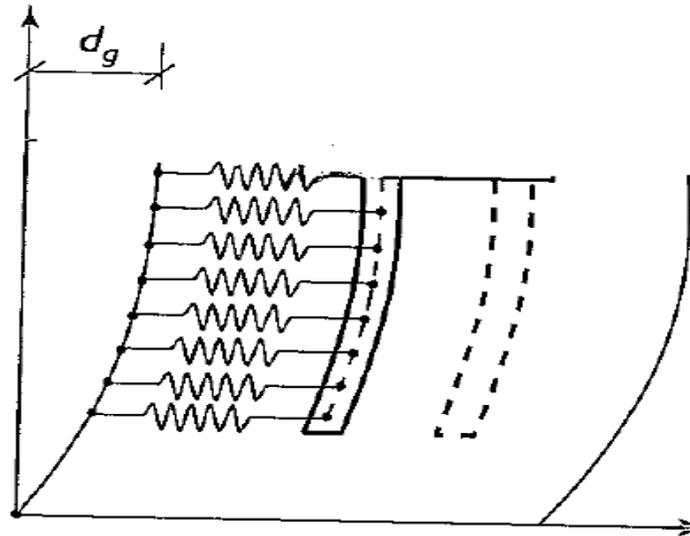
$$\delta = \frac{T^2}{4\pi^2} a \left[1 - \sin \frac{\pi}{2} \frac{H - D}{H} \right] \quad (21)$$

et le moment fléchissant correspondant s'exprime par la relation :

$$M_{\max} = \frac{EIa}{V^2} \left[1 - \sin \frac{\pi}{2} \frac{H - D}{H} \right] \quad (22)$$

ou :

$$M_{\max} = \frac{T^2}{16H^2} EIa \left[1 - \sin \frac{\pi}{2} \frac{H - D}{H} \right]. \quad (23)$$



- **Modélisation d'une inclusion de rigidité**

importante dont la

CHAPITRE 5:

Zone 2

	I et II	III	IV
A		I	I
B		I	I
C		I	I
D		C+I	C+I
E		C+I	C+I
S1		C+I	C+I
S2		C+I	C+I

Zone 3 à 5

	I	II	III	IV
A		I	I	I
B		I	I	I
C		I	I	I
D		I	C+I	C+I
E		I	C+I	C+I
S1		I	C+I	C+I
S2		I	C+I	C+I

5.4) Vérification des modes de rupture :

*5.4.1) Rupture par glissement (interface fondation/matelas de répartition ou fondation/sol traité dans la masse):

L'effort tranchant de calcul (superposition quadratique de l'interaction inertielle et cinématique dans les cas définis précédemment) doit être inférieur à la somme de la résistance latérale E_{pd} et de la force de frottement F_{rd} telle que:

$$V_{ed} < F_{rd} + E_{pd}$$

$$F_{rd} = N_{ed} / \tan(\varphi) / \varphi, m$$

avec φ : angle de frottement interne équivalent de l'interface sol/structure.

$$\square, m = 1.25$$

*5.4.2) Rupture par perte de capacité portante :
celle-ci doit être vérifiée en prenant en considération
Ned, Ved, Med

*5.4.1
Rupture

$$\frac{(1 - e\bar{F})^{c_T} (\beta\bar{V})^{c_T}}{(\bar{N})^a \left[(1 - m\bar{F}^k)^{k'} - \bar{N} \right]^b} + \frac{(1 - f\bar{F})^{c'_M} (\gamma\bar{M})^{c_M}}{(\bar{N})^c \left[(1 - m\bar{F}^k)^{k'} - \bar{N} \right]^d} - 1 \leq 0 \quad (4.1)$$

$$\bar{N} = \frac{\gamma_{Rd} N_{Ed}}{N_{max}}, \quad \bar{V} = \frac{\gamma_{Rd} V_{Ed}}{N_{max}}, \quad \bar{M} = \frac{\gamma_{Rd} M_{Ed}}{BN_{max}}$$

CHAPITRE 5:

Tableau F.2 — Valeurs du coefficient partiel de modèle γ_{Rd}

Sable moyennement dense à dense	Sable lâche sec	Sable lâche saturé	Argile non sensible	Argile sensible
1,00	1,15	1,50	1,00	1,15

• du terrain en compression

centree

CHAPITRE 5:

La force d'inertie du sol sans dimension \bar{F} est donnée par :

$$\bar{F} = \frac{\rho \cdot a_g \cdot S \cdot B}{c}$$

où :

ρ est la masse volumique du sol ;

a_g est la valeur de calcul de l'accélération du sol pour un sol de classe A ($a_g = \gamma_1 a_{gR}$) ;

a_{gR} est le pic de référence de l'accélération du sol pour un sol de classe A ;

γ_1 est le coefficient d'importance ;

S est le paramètre caractéristique de la classe de sol défini dans l' EN 1998-1:2004, 3.2.2.2.

$$\bar{F} = \frac{a_g}{g \tan \phi'_d}$$

CHAPITRE 5:

Tableau F.1 — Valeurs des paramètres numériques utilisés dans l'expression (F.1)

	Sol purement cohérent	Sol purement frottant
a	0,70	0,92
b	1,29	1,25
c	2,14	0,92
d	1,81	1,25
e	0,21	0,41
f	0,44	0,32
m	0,21	0,96
k	1,22	1,00
k'	1,00	0,39
c_T	2,00	1,14
c_M	2,00	1,01
c'_M	1,00	1,01
β	2,57	2,90
γ	1,85	2,80

CHAPITRE 5:

- Dans le cas d'un sol traité dans la masse , on considère les caractéristiques mécaniques moyennes équivalentes.
- Dans le cas d'un sol amélioré par inclusions rigides ou souples , il faut appliquer les formules précédentes à la part des sollicitations qui vont transiter dans le sol seul.

Conclusions

Les techniques de renforcement de sols nécessitent la prise en considération:

- De leur influence dans la détermination des fonctions d'impédance (ces dernières interviennent dans le calcul des modes propres et donc dans le calcul des forces inertielles).
- D'une bonne estimation de la répartition des efforts entre le sol et l'amélioration de sol lorsque l'on n'effectue pas un renforcement de masse.