

Bruxelles : Journée franco-belge sur le dimensionnement des pieux en zones sismiques

Exemple développé au chapitre 10
du cahier n° 38 de l'AFPS

Michel GLANDY

Exposé préparé par F. DURAND (Vinci-Construction)
et D. NIBEL (Botte Fondations)

Exemple et synthèse sur les différentes méthodes

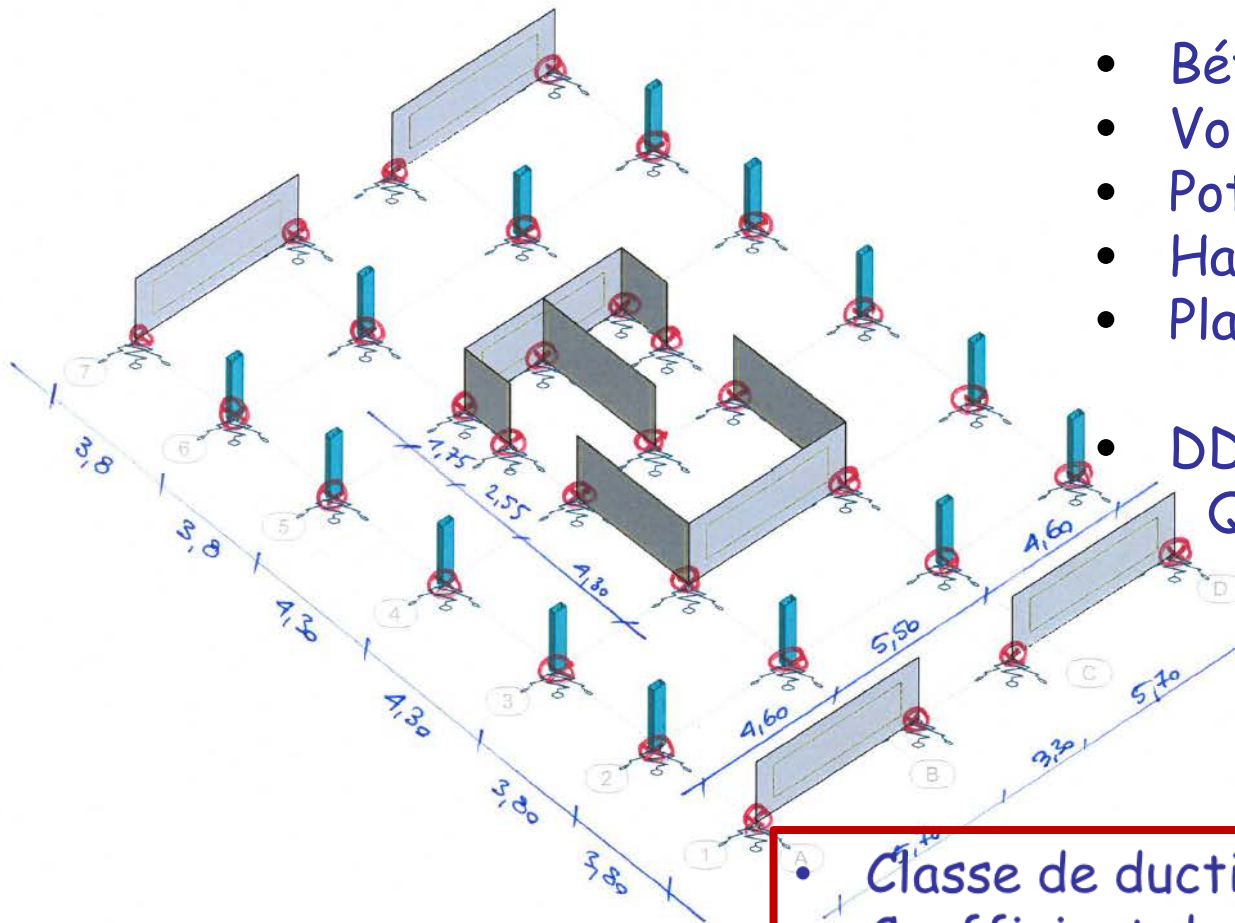
L'exemple que nous développons dans le guide a pour but de mettre en exergue les différentes étapes de calcul que nous avons détaillées dans le corps du texte de ce guide.

1. Géométrie de l'ouvrage.
2. Contexte géotechnique.
3. Contexte sismique.
4. Hypothèse de calcul.
5. 1^{ère} étape de calcul : prédimensionnement.
6. 2^{ème} étape de calculs (méthode complète ou simplifiée/processus itératif).
7. Analyses et conclusions de l'exercice.

1 - Description de l'ouvrage

Description de l'ouvrage

Bâtiment R+6 sans S/S



- Béton C25/30
- Voile ép. = 20 cm
- Poteau 20 x 40 cm
- Hauteur de linteaux = 1 m
- Plancher ép. = 20 cm
 - y-c dalle basse
- DDC $G = P_p + 2 \text{ kPa}$
 $Q = 3,5 \text{ kPa}$

2 - Contexte géotechnique

Contexte géotechnique


- On est en présence de sols de type C ou D sur H = 20 m reposant sur un substratum sismique caractérisé par des $V_s > 800$ m/s :
- On est en classe E
- On considère qu'il n'y a pas de risque de liquéfaction.

	N° Couche	classification Cf. tableau B.2.1 et B2.2 de la norme NF P 94-262	mesuré				mesuré ou calculé			calculé		
			Haut (m)	Bas (m)	E_M (MPa)	P_l (MPa)	P_f MPa	$V_{s,max}$ (m/s)	ρ (t/m ³)	G_{max} (kPa)	α	ν
Sol granulaire lâche	1	Sables	0	1	3,8	0,6	0,35	145	1,80	37 949	0,33	0,30
	2		1	2				152	1,80	41 478		
	3		2	3	4,4	0,7	0,41	158	1,80	45 163		
	4		3	4				158	1,80	45 163		
	5		4	5	4,8	0,8	0,47	165	1,80	49 005		
	6		5	6				165	1,80	49 005		
Sol granulaire dense	7	Sables	6	7	11	1,3	0,76	330	2,00	217 800	0,33	0,45
	8		7	8				330	2,00	217 800		
	9		8	9	12	1,3	0,76	330	2,00	217 800		
	10		9	10				330	2,00	217 800		
Sol cohérent ferme	11	Argiles et limons	10	11	6	0,8	0,47	198	1,90	74 488	0,50	0,45
	12		11	12				205	1,90	79 536		
	13		12	13	7	0,9	0,53	211	1,90	84 750		
	14		13	14				218	1,90	90 130		
	15		14	15	8	1,0	0,59	224	1,90	95 675		
	16		15	16				231	1,90	101 386		
	17		16	17	9	1,1	0,65	238	1,95	110 085		
	18		17	18				244	1,95	116 286		
	19		18	19	10	1,3	0,76	251	1,95	122 656		
	20		19	20				400	1,95	312 000		
Sol cohérent dur	21	Marne et Calcaire marneux	20	21	41	3,3	1,94	800	2,10	1 344 000	0,50	0,45
	22		21	22	117	7,8	4,59	800	2,10	1 344 000		
	23		22	23				800	2,10	1 344 000		
	24		23	24	124	8,3	4,88	800	2,10	1 344 000		
	25		24	30				800	2,10	1 344 000		

3 - Contexte sismique

Contexte sismique

On est en **classe de sismicité 3**, avec un **bâtiment d'importance III**. On en déduit les paramètres de calculs suivants :

- Zone de sismicité : 3
- Classe de sol : E
- Catégorie d'importance : $\gamma_l = 1,20$
- Paramètre de sol : $S = 1,80$
- Accélération maxi. de réf. au rocher: $a_{gr} = 1,10 \text{ m/s}^2$
- Accélération de calcul : $a_g = a_{gr} \cdot \gamma_l = 1,32 \text{ m/s}^2$
- Rapport d'accélération du sol : $\alpha \cdot S = [a_g/g] \cdot S = 0,24$
- **Accélération maximale en surface du site :** $a_{max} = a_{gr} \cdot \gamma_l \cdot S = 2,38 \text{ m/s}^2$ 

Contexte sismique

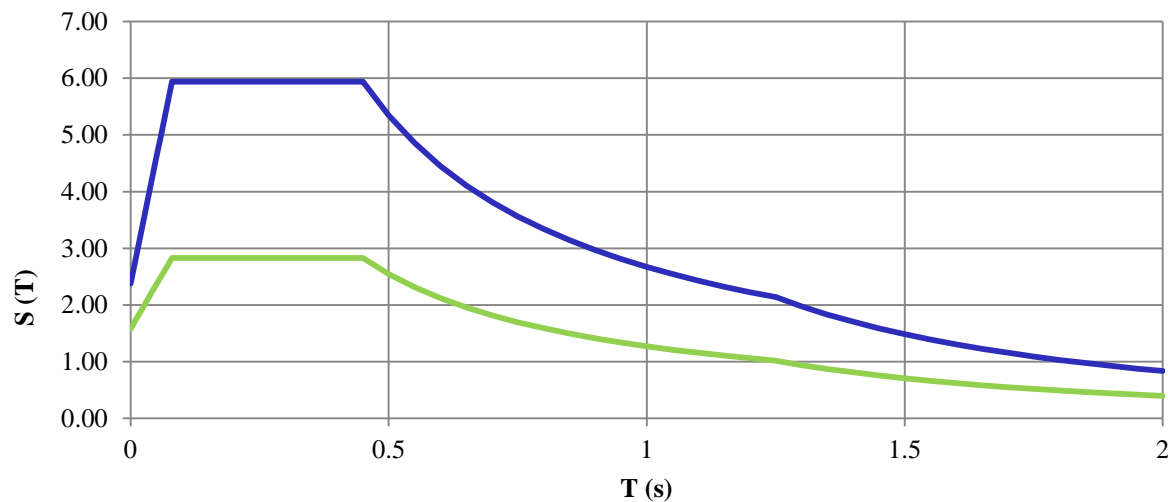
On en déduit le spectre élastique et le spectre de calcul pour l'analyse élastique.

Les paramètres du spectre T_B , T_C et T_D sont déduits de l'arrêté du 22 octobre 2010 et valent :

$$T_B = 0,08 \text{ s} \quad T_C = 0,45 \text{ s} \quad T_D = 1,25 \text{ s}$$

Le plateau du spectre de calcul :

$$S_d(T_C) = a_g \cdot S \cdot 2,5 / q = 1,32 \times 1,8 \times 2,5 / 2,1 = 2,82 \text{ m/s}^2.$$



— Spectre de calcul — Spectre élastique

Contexte sismique

Par application du Tableau n° 20 du § 8.1 du Guide, en fonction de la zone de sismicité 3, de la catégorie d'importance du bâtiment III et de la classe de sol E,

on prend en compte le cumul des effets cinématiques et inertiels.

La période propre de la structure est proche de la période propre du sol $\alpha = T_{\text{Structure}} / T_g < 1,2$.

On retient l'addition directe des deux phénomènes (et non le cumul quadratique).

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

4 - Hypothèses de calcul

- 4.1. Définition des pieux.
- 4.2. Modules de réaction.
- 4.3. Matrice de rigidité horizontale.
- 4.4. Raideurs verticales.
- 4.5. Effet cinématique.
- 4.6. DDC par analyse modale spectrale.
- 4.7. L'analyse par forces latérales.

4.11 - Définition des pieux

Vis-à-vis de la justification GEO, les pieux retenus pour le calcul sont des pieux « **tarière creuse, classe 2, catégorie 6** » selon la norme NF P94-262 avec enregistrement des paramètres de forage :

- ancrés dans les sols cohérents durs à -21,5 m/PFT
- qui respectent le critère min (1,5 m ; 3D) dans le substratum.

Hypothèses de calcul

4.12 - Portance des pieux

La portance des pieux GEO est résumée dans le tableau suivant :

D (m)	ELS caractéristique F (kN)		ELS quasi-permanent F (kN)		ELU fondamental et sismique F (kN)	
	Compression	Traction	Compression	Traction*	Compression	Traction
0.42	2 009	907	1 644	329	2 656	1 239
0.52	2 652	1 123	2 170	408	3 559	1 534
0.62	3 357	1 339	2 746	486	4 562	1 829
0.72	4 112	1 554	3 364	564	5 647	2 124
0.82	4 932	1 770	4 035	643	6 838	2 419
0.92	5 825	1 986	4 766	721	8 149	2 714
1.02	6 771	2 202	5 540	799	9 548	3 009
1.12	7 740	2 418	6 332	878	10 983	3 304
1.22	8 795	2 634	7 196	956	12 560	3 599

• la résistance à la traction des pieux à l'ELS_{qp} est bornée à $0,15.R_s$

Hypothèses de calcul

4.13 - Justifications STR

Les diamètres des pieux seront limités par le **taux de travail du béton** en compression simple à l'ELS_{carac} et à l'ELU_{sismique} avec $\alpha_{cc} = 1$ (pieux armés toute hauteur).

La justification STR des pieux est faite de telle manière que le ferrailage respecte les prescriptions de notre guide (section des aciers inférieur à 3 % de la section du béton) et ne dépasse pas les dispositions maximales définies dans le tableau ci-après :

Diamètre (m)	0,42	0,52	0,62	0,72	0,82	0,92	1,02	1,12	1,22
Ferrailage base	5 HA14	5 HA16	5 HA20	7 HA20	8 HA20	8HA20	8 HA20	8 HA20	10 HA20
Renfort	5 HA14	5 HA25	5 HA32	7 HA32	8 HA32	8HA32	16 HA32	16 HA32	20 HA32
% ferrailage	1.11	1.63	1.85	1.92	1.69	1.35	1.88	1.56	1.64

Hypothèses de calcul

4.2 - Modules de réactions et raideurs

Pour les effets inertiels, les calculs sont réalisés à partir des résultats des essais pressiométriques.

Les pieux sont calculés sous sollicitations sismiques horizontales en considérant les hypothèses suivantes :

- Module CT avec coefficient multiplicateur $\eta = 3$ ($\eta_1 = 1,5$ et $\eta_2 = 2,0$)
- Pour la zone proche de la surface, minoration du module de réaction frontale du sol k_f par 0,7 sur une profondeur z_c égale à $4B$
- Limitation de la pression du sol à la pression limite p_l .

Pour simplifier le calcul, la détermination des raideurs surfacique des sols est basée sur des caractéristiques moyennes par couche.

Hypothèses de calcul

4.2 - Modules de réactions et raideurs (suite)

On obtient les raideurs surfaciques suivantes :

	N° Couche	E _M (MPa)	p _i (MPa)	α	Diam en cm / k _i (sism) en MPa/m								
					42	52	62	72	82	92	102	112	122
Sols granulaires lâches		4.3	0.7	0.33	170	137	117	110	104	98	94	90	86
Sol granulaires denses		11.5	1.3	0.33	452	365	312	292	276	261	249	238	229
Sols cohérents mous		7.7	1.0	0.50	247	200	170	1. 155	143	134	126	118	112
Sols cohérents durs		41.0	3.3	0.50	1 316	1 063	903	1. 826	764	712	668	631	598
		120.4	8.0	0.50	3 864	3 121	2 653	2 426	2 243	2 091	1 963	1 853	1 757

Hypothèses de calcul

4.3 - Matrice de rigidité horizontale

Les calculs sont faits avec les hypothèses suivantes :

$E_b = 30\ 000\ \text{MPa}$ et $I =$ inertie non fissurée.

On présente deux approches :

- L'approche élastoplastique pour laquelle on construit la **matrice de souplesse avec un logiciel élastoplastique** appliqué à un multicouche, puis la **matrice de rigidité** par transformation (un bornage est nécessaire pour délimiter le domaine plastique).
Une application simplifiée issue du monocouche à K constant est également analysée (~~cette méthode ne vérifie pas le seuil de plasticité~~).
- L'approche pseudo-élastique pour laquelle on construit la **matrice de rigidité suivant l'annexe C de l'EC8-5** avec l'hypothèse $E_s = 3G$ à une profondeur B (méthode ne permettant pas d'apprécier le domaine plastique du sol).



Hypothèses de calcul

4.3 - Matrice de rigidité horizontale (suite)

Résultats suivant l'approche élastoplastique

Méthode complète (avec couplage) :

Matrice de souplesse

Diamètre	0.42	1.22	m
$S_{HH} = y/H$	0.0288	0.0074	m/MN
$S_{HM} = \theta/H$	0.0207	0.0020	rad/MN
$S_{MH} = y/M$	0.0207	0.0020	m/MN.m
$S_{MM} = \theta/M$	0.0296	0.0011	rad/MN.m

Matrice de rigidité

Diamètre	0.42	1.22	m
K_{HH}	70	266	MN/m
K_{HM}	-49	-483	MN/rad
K_{MH}	-49	-483	MN.m/m
K_{MM}	68	1787	MN.m/rad

Le passage du terme de souplesse en rigidité se fait par le terme $1/(S_{HH} S_{MM} - S_{HM}^2)$

Dans le cadre de la méthode simplifiée (sans couplage) pour des appuis en rotation libre, on obtient les rigidités horizontales suivantes :

Diamètre	0.42	1.22	m
K_H	35	135	MN/m

(par la souplesse $K_H = H/y = 1/S_{HH}$)
 (par la rigidité $K_H = K_{HH} - (K_{HM}^2 / K_{MM})$)

Hypothèses de calcul

4.3 - Matrice de rigidité horizontale (suite)

Résultats suivant l'approche pseudo-élastique :

Méthode complète (avec couplage)

Matrice de rigidité

Diamètre	0.42	1.22	m
K_{HH}	96	280	MN/m
K_{HM}	-51	-428	MN/rad
K_{MH}	-51	-428	MN.m/m
K_{MM}	74	1819	MN.m/rad

Dans le cadre de la **méthode simplifiée (sans couplage)** pour des appuis en rotation libre, on obtient les rigidités horizontales suivantes par la relation : $K_H = K_{HH} - (K_{HM}^2 / K_{MM})$

Diamètre	0.42	1.22	m
K_H	62	179	MN/m

Hypothèses de calcul

4.3 - Matrice de rigidité horizontale (conclusion)

La méthode pseudo-élastique met en exergue des valeurs de raideur plus fortes.

C'est la conséquence du domaine de déformations (ou de distorsions) plus faibles retenu par cette méthode (on rappelle $E_s = 3 G$) qui n'est pas en accord avec celui calculé.

Pour le calcul des efforts inertiels, on utilisera plutôt une approche « élasto-plastique aux coefficients de réaction » prenant en compte des modules à déformations plus fortes. 

L'approche de la méthode élastoplastique avec un multicouche et celle avec monocouche avec K constant fournissent des raideurs du même ordre de grandeur.

C'est en rapport avec la coupe géotechnique retenue et le rôle important joué par la couche homogène sur les six premiers mètres.

4.4 - Raideur verticale

Le guide propose deux approches :

Méthode Frank et Zhao

Méthode forfaitaire

Hypothèses de calcul

4.4 - Raideur verticale : Méthodes Frank et Zhao

Pour calculer les rigidités verticales on applique les lois de comportement de la norme NF P94-262 majorées par le coefficient $\eta = 3$.

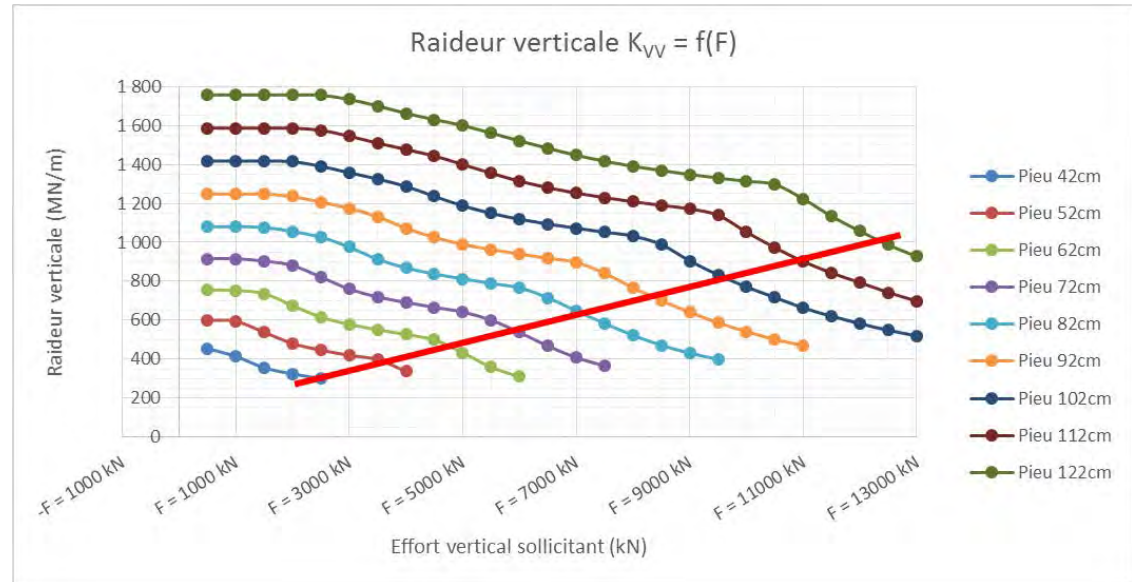


Tableau des raideurs correspondant à la capacité portante maximale sismique (GEO)

Diamètre ϕ	0.42	0.52	0.62	0.72	0.82	0.92	1.02	1.12	1.22	m
K_{VV}	275	373	471	556	638	718	792	869	943	MN/m

Hypothèses de calcul

4.4 - Raideur verticale : Méthode forfaitaire

Pour calculer les rigidités verticales, on applique la formule suivante :

$$K_z = (E_b \cdot A_c) / l_e \quad \text{avec } l_e = \text{MIN} \{ l_n + 0,5.l^* ; L \}$$

Avec E_b : module de déformation du béton = 30 000 MPa.

A_c : section transversale du béton.

L : longueur totale du pieu.

l_n : longueur neutralisée sans frottement positif

l^* : longueur fictive frottante permettant de reprendre par frottement latéral limite 100 % de l'effort résultant vertical appliqué lors du séisme.

En première approche, on retient la capacité portante maximale sismique (GEO).


Diamètre	0.42	0.52	0.62	0.72	0.82	0.92	1.02	1.12	1.22	m
E _b	30 000	30 000	30 000	30 000	30 000	30 000	30 000	30 000	30 000	MPa
S _b	0.139	0.212	0.302	0.407	0.528	0.665	0.817	0.985	1.169	m ²
l _n	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	m
l [*]	22.3	23.1	24	24.8	25.6	26.4	27.3	28.0	28.7	m
K _Z	342	508	697	912	1 148	1 404	1 673	1 970	2 285	MN/m



Hypothèses de calcul

4.4 - Raideur verticale (conclusion)

On remarque que les raideurs avec la méthode forfaitaire sont supérieures à celles calculées avec la méthode de Frank et Zhao.

Compte tenu que la raideur verticale a une faible influence sur la répartition de la descente de charge verticale, c'est la méthode forfaitaire qui est retenue pour cet exercice. 

En pratique chaque pieu à une charge différente et donc une raideur verticale propre.

Dans le cadre de ce Guide et pour les ouvrages considérés, une valeur de raideur verticale par diamètre de pieu, correspondant au pieu le plus chargé pour ce diamètre, est suffisante. 

Hypothèses de calcul

4.5 - L'effet cinématique : Définition du module de réaction

Le module de réaction pour le calcul cinématique est obtenu à partir de « G » (module correspondant à des déformations faibles).

On retient un rapport « G/G_{max} » égal à 0,5 dans les alluvions et le passage sableux puisque les V_s des couches correspondantes sont assimilées à des sols de classe C ou D.

A partir des valeurs de G et des formules ci-dessous, on détermine les modules de réaction linéiques qui sont résumés pour la première couche dans le tableau suivant:

$$K_c = 1,2 \cdot E_{sism} \text{ [MPa]} \text{ avec } E_{sism} = 2 \cdot (1+\nu) \cdot G$$

	N° Couche	Gmax (MPa)	G/Gmax	G (MPa)	ν	E_{sism} (MPa)	K_c (sism) (MPa)
Sols granulaires lâche	1	37.9	0.5	19.0	0.30	49	59
	2	41.5	0.5	20.7	0.30	54	65
	3	45.2	0.5	22.6	0.30	59	70
	4	45.2	0.5	22.6	0.30	59	70
	5	49.0	0.5	24.5	0.30	64	76
	6	49.0	0.5	24.5	0.30	64	76



Hypothèses de calcul

4.5 - L'effet cinématique

Le profil de sol est considéré comme un multicouche avec un contraste de raideur entre les alluvions et le substratum marno-calcaire ou encore avec le niveau sableux.

La méthode de Madera (densité homogène ou pondération des densités) et la méthode de Rayleigh simplifiée sont appropriées pour le calcul en champ libre.

La période du profil multicouche développée en annexe du Guide est comprise entre 0,48 s et 0,51 s ce qui permet de déterminer une déformation maximale de 1,41 à 1,51 cm.

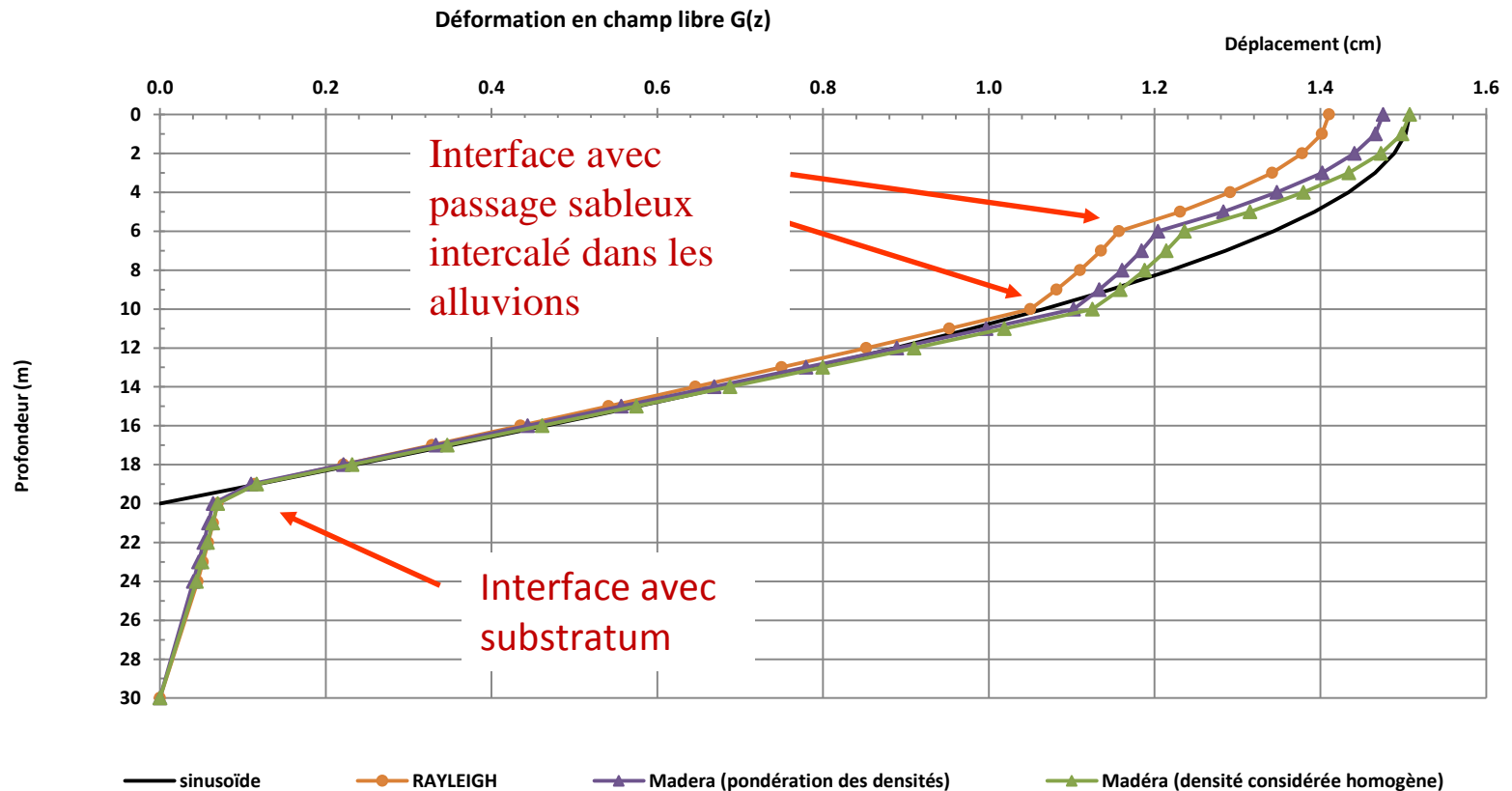
Les périodes déterminées par les différentes méthodes permettent de calculer la déformée à la base du profil considéré ce qui permet ensuite de tracer le déplacement du sol en champ libre dit « $g(z)$ ».

Hypothèses de calcul

4.5 - L'effet cinématique : Définition de la courbe $g(z)$

Représentation des courbes de $g(z)$ sur la figure suivante.

On note les variations de pentes à chaque interface de couche.



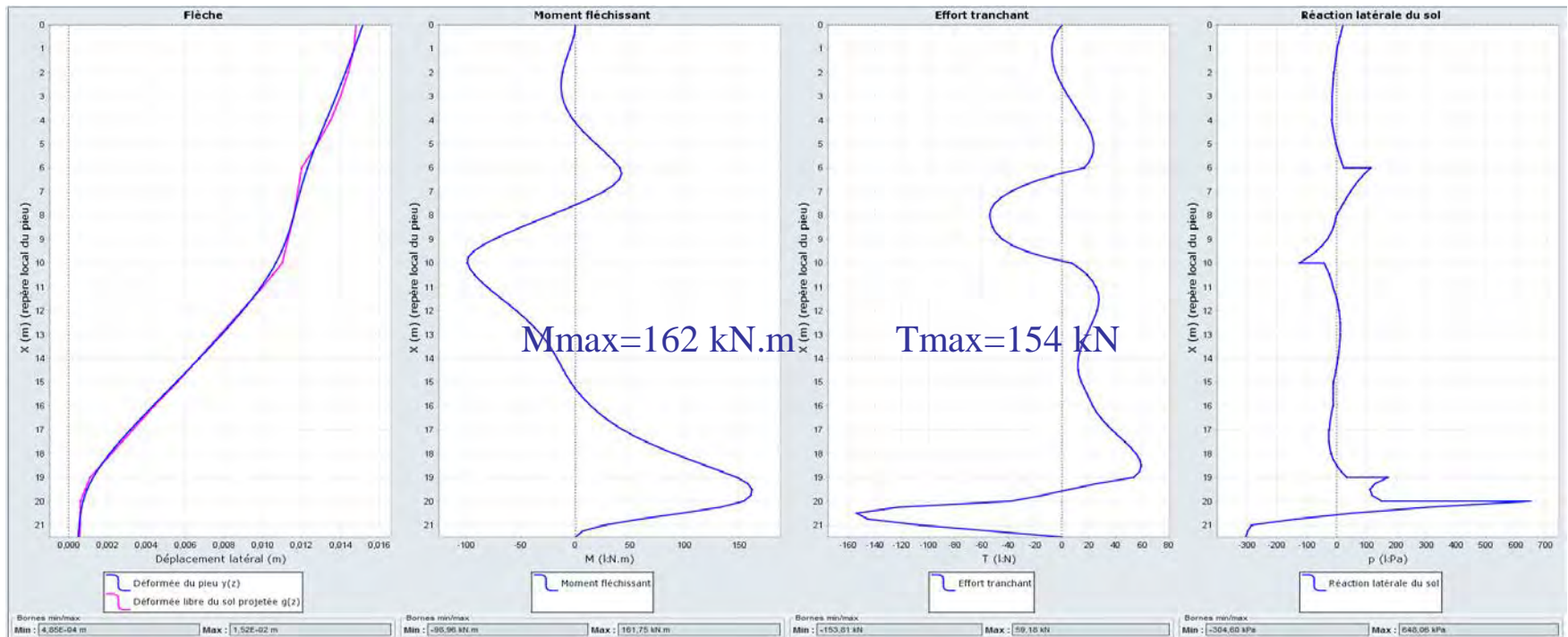
Hypothèses de calcul

4.5 - L'effet cinématique

L'action induite sur le pieu est définie par la loi suivante :

$$p = k_c \cdot [y(z) - g(z)] \text{ avec } k_c = K_c / B$$

Exemple (FOXTA ®) d'un pieu de 72 cm de diamètre (articulé en tête)



Hypothèses de calcul

4.6 - Descente de charge par analyse modale spectrale

Hypothèses : - bâtiment bloqué en pied (sans encastrement sur les pieux)

Résultats :

- *torseur vertical F_z en statique et en dynamique par appui*
- *torseur global ($F_x ; F_y$) pour chaque cas de séisme E_x et E_y avec son centre d'application*
- *les DDC intègrent la majoration γ_{Rd} . $\Omega = 1,4$.*

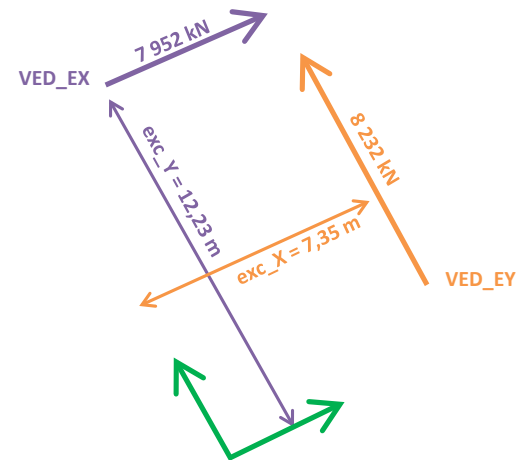
G =	26 158 kN			
Q=	9 796 kN			
Cas	Séisme suivant EX			
	FX [kN]	FY [kN]	MZ [kN.m]	excentricité par rapport à OXY
	7 952	6	97 272	12.23 m suivant Y
Cas	Séisme suivant EY			
	FX [kN]	FY [kN]	MZ [kN.m]	excentricité par rapport à OXY
	6	8 232	60 508	7.35 m suivant X

Le modèle présenté montre que le séisme E_x ne génère majoritairement que des efforts F_x , comme pour le séisme E_y avec des efforts F_y .

Hypothèses de calcul

4.6 - Descente de charge par analyse modale spectrale (suite)

**Vecteur sismique
horizontal élémentaire
avec son centre d'application**



Hypothèses de calcul

4.7-Analyse par forces latérales (à titre pédagogique)

Hypothèses : - masse du bât déterminée à partir de la DDC statique
- en première approche on se place sur le palier horizontal du spectre de calcul.

Calculs : L'effort horizontal par direction est tel que $F_b = S_d(T_c).m.\lambda$
avec $S_d(T_c) = 2,85 \text{ m/s}^2$ et $\lambda = 0,85$ (coefficient de correction)

$$G = 26\,158 \text{ kN} \quad Q = 9\,796 \text{ kN}$$

$$\Psi_E = \varphi \times \Psi_2 = 0,8 \times 0,3 = 0,24$$

$$G + \Psi_E Q = 26\,158 + 0,24 \times 9\,796 = 28\,509 \text{ kN}$$

$$\text{soit } m = 28\,509 / 9,81 = 2\,906 \text{ t}$$

$$F_x \text{ (EX)} = F_y \text{ (EY)} = 2,83 \times 2\,906 \times 0,85 = 6\,991 \text{ kN}$$

$$H = \left(\sqrt{((0,3 \times 6\,991 + 0)^2 + (0,3 \times 0 + 6\,991)^2)} \right) \times 1,4$$

$$= 10\,218 \text{ kN} > 8\,594 \text{ kN} \text{ (écart de 20\%)} \quad \leftarrow$$



5-1^{ère} étape : Prédimensionnement

1^{ère} étape : prédimensionnement

5.1 - Hypothèses : calcul réalisé à partir de la DDC par analyse modale spectrale du bâtiment (hyp. bloqué en pied)

5.2 - Principe de calcul

5.21 - Calcul du diamètre \emptyset_i des pieux en GEO et STR sous charges statique et dynamique **verticales** [suivant F_z (compris Newmark)].

5.22 - Répartition des efforts F_x et F_y au prorata des \emptyset_i et du type de liaison avec la structure pour chaque direction de séisme E_x et E_y .

$$H_i = V_{Ed} \times \left(\frac{D_i}{\sum_i D_i} + d \times \frac{D_i X_i}{\sum_i D_i X_i^2} \right)$$

avec $D_i = \alpha_i * \Phi_i$ cf. § 4.1.2.1.1 du guide (2 si encastrement, 1 sinon)

- **Définition des combinaisons sismiques horizontales** pour chaque pieu en appliquant **Newmark** et calcul de la résultante.

5.23 - Calcul des moments induits et combinaison avec l'effet cinématique (phase optionnelle).

Vérification STR avec modification de \emptyset_i si nécessaire.

1^{ère} étape : prédimensionnement

5.3 - Deux modélisations ont été effectuées :

- pieux libres en rotation dans les deux directions ($\alpha_i = 1$)
- pieux encastrés ($\alpha_i = 2$) ou articulés ($\alpha_i = 1$) dans le voile suivant le sens de l'effort

5.4 - Conclusions

- La répartition des efforts horizontaux fait ressortir des **différences de charges pour un même diamètre** compte tenu de la prise en compte du moment de torsion.
- **L'hypothèse d'un appui localement encastré génère environ 100 % d'effort en plus** dans les pieux par rapport à l'hypothèse d'un appui rotulé, **majoré les moments de 50% pour un même effort** et augmente globalement le diamètre des pieux. (13,5 m² pour 10,4 m² de section cumulée soit 30 % de section en plus).
- **Le dédoublement de 2 pieux s'est imposé vis-à-vis des efforts de traction** (à fiche de pieu égale) avec $\emptyset >$ pour appui encastré.

Exemple et synthèse sur les différentes méthodes

6-2^{ième} étape : Méthode itérative

2^{ème} étape : méthode itérative

6.1 - Définition des diamètres initiaux des pieux

Vérification des critères STR (béton uniquement) et GEO sur la base des efforts statiques et sismiques.

Calcul réalisé à partir de la DDC verticale ELS et sismique du bât. bloqué en pied sans encastrement sur les pieux.

Pieu N°	Diamètre (m)
1	0.42
2	0.42
3	0.42
4	0.42
5	0.42
6	0.42
7	0.42
8	0.42
9	0.52
10	0.52
11	0.52
12	0.52
13	0.42
14	0.42
15	0.42
16	0.42

Pieu N°	Diamètre (m)
17	0.52
18	0.52
19	0.42
20	0.42
21	0.42
22	0.42
23	0.42
24	0.42
25	0.72
26	0.72
27	0.42
28	0.52
29	0.52
30	0.52
31	0.52
32	0.62

2^{ème} étape : méthode itérative

6.2- Processus itératif avec le BET Structures

L'exercice est mené suivant deux approches :

- **Approche 1 - méthode complète (avec couplage) :**
Le BET Structures introduit une **matrice de rigidité** en chacun des appuis représentant les pieux. On obtient en tête de pieux des **couples d'efforts horizontaux et de moments**.
- **Approche 2 - méthode simplifiée (sans couplage) :**
Le BET Structures retient une **raideur horizontale** en chacun des appuis représentant les pieux. On obtient uniquement des **efforts horizontaux**.

2^{ième} étape : méthode itérative

6.2- Processus itératif avec le BET Structures

Nota sur l'approche 2 : Ces calculs « sans couplage » sont réalisés dans deux cas :

- cas 1 en encastrant les pieux quand c'est le cas (sous contreventement, ...) et en les articulant dans les autre cas,
- cas 2 en supposant tous les pieux articulés.
Ce dernier cas est étudié dans un seul but pédagogique.



2^{ème} étape : méthode itérative

6.2- Processus itératif avec le BET Structures

1^{ère} itération par le BET Structures permettant au BET Fondations de déterminer un 2^{ème} jeu de diamètres de pieux.

2^{ème} itération par le BET Structures permettant au BET Fondations de déterminer un 3^{ème} jeu de diamètres de pieux.

Etc. : 6 itérations



Ces calculs itératifs sont réalisés sur le même principe, en interaction entre le BET Structures et le BET Fondations, **jusqu'à convergence par augmentation des diamètres ou modification du ferrailage** lorsque cela est nécessaire suite à la vérification de l'adéquation des diamètres de l'itération n-1.

2^{ème} étape : méthode itérative

6.3 - Résultats après la dernière itération

Pieu n°	Avec couplage (méthode complète)	Sans couplage articulé et/ou encastré	Sans couplage articulé	Appuis fixes articulés	Appuis fixes articulés et/ou encastrés
1*	0.52	0.62	0.52	0.62	0.72
2*	0.62	0.62	0.62	0.52	0.72
3*	0.62	0.62	0.62	0.52	0.72
4*	0.82	0.82	0.52	0.62	0.82
5	0.52	0.42	0.42	0.42	0.42
6	0.52	0.42	0.42	0.42	0.42
7	0.52	0.42	0.52	0.42	0.42
8	0.52	0.42	0.52	0.42	0.42
9	0.52	0.52	0.52	0.52	0.52
10	0.52	0.52	0.52	0.52	0.52
11	0.52	0.52	0.52	0.52	0.52
12	0.52	0.52	0.52	0.52	0.52
13	0.52	0.42	0.42	0.42	0.42
14	0.52	0.42	0.42	0.42	0.42
15	0.52	0.42	0.52	0.42	0.42
16	0.52	0.42	0.52	0.42	0.42
17*	0.62	0.62	0.52	0.62	0.62
18*	0.62	0.62	0.52	0.62	0.62

Pieu n°	Avec couplage (méthode complète)	Sans couplage articulé et/ou encastré	Sans couplage articulé	Appuis fixes articulés	Appuis fixes articulés et/ou encastrés
19*	0.82	0.82	0.72	0.62	0.82
20*	0.92	0.82	0.52	0.62	0.72
21*	0.62	0.62	0.52	0.62	0.72
22*	0.62	0.62	0.52	0.52	0.72
23*	0.82	0.82	0.72	0.52	0.72
24	0.52	0.42	0.42	0.62	0.42
25*	1.22	1.12	1.02	2 ' 0.82	0.92 & 1.12
26*	1.22	1.22	1.12	2 ' 0.82	0.92 & 1.12
27	0.52	0.42	0.42	0.42	0.42
28	0.72	1.22	0.62	1.02	1.02
29*	0.72	1.22	0.62	1.02	1.02
30*	0.62	0.62	0.52	0.52	0.72
31*	0.62	0.62	0.52	0.52	0.72
32*	0.62	1.12	0.62	1.12	1.12
Section cumulée (m²)	11.3	12.5	8.6	10.4	13.5

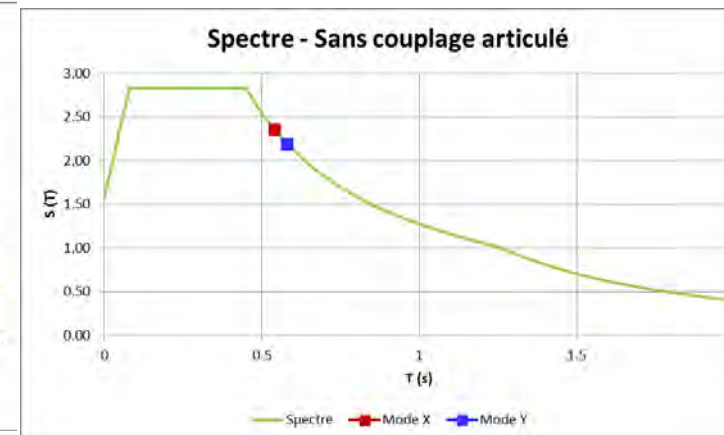
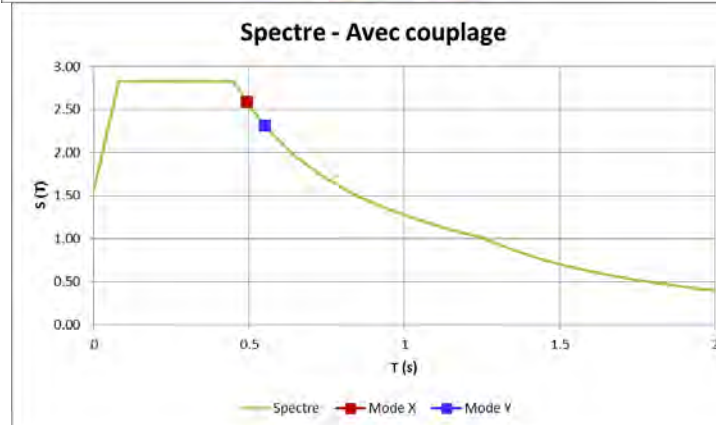
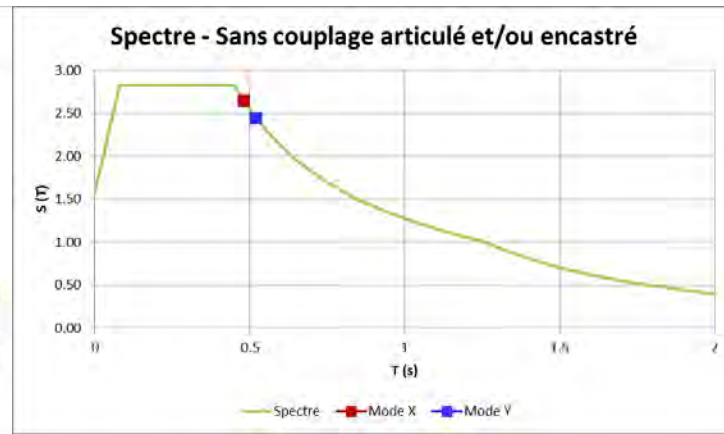
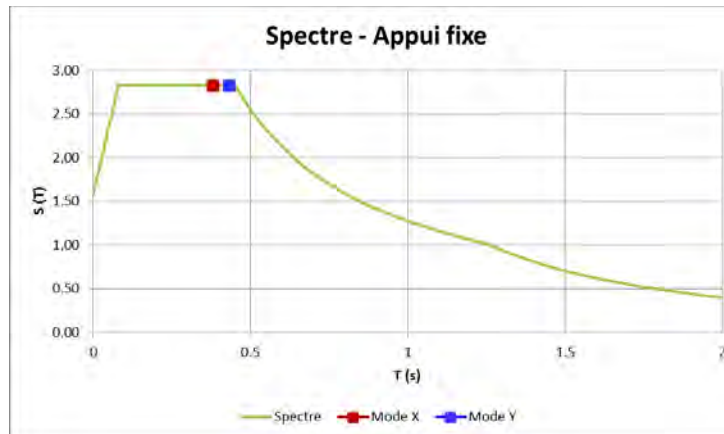


7 - Analyse de l'exercice

Beaucoup d'itérations

Analyse de l'exercice

7.1 - Bilan sur les spectres



Analyse de l'exercice

7.2 - Synthèse sur les efforts horizontaux

La méthode approchée de l'analyse par forces latérales totales donne des efforts horizontaux supérieurs à ceux de l'analyse spectrale toutes méthodes confondues.

Le total des efforts horizontaux déterminés par la méthode des ressorts est équivalent à celui de l'analyse spectrale en appuis bloqués.

Etape de calcul		Efforts globaux (kN)		
Par forces latérales		10 218		
Appuis fixes		8 574		
		Avec couplage	Sans couplage	
			Articulés et/ou encastrés	Articulés
Itération	1	8 047	7 791	7 733
	2	8 511	8 543	8 144
	3	8 685	8 664	8 274
	4	8 729	8 728	8 307
	5	8 743	8 743	8 323
	6		8 756	

7.3 - Bilan sur la solution « appuis fixes articulés et/ou encastrés »

La solution sur appuis fixes :

- **Maximalise** et concentre les efforts de traction sur certains appuis, en bord du noyau central, nécessitant d'augmenter le diamètre ou de les dédoubler.
- **Concentre** également les efforts horizontaux sur les appuis en bord du noyau central (plus raides horizontalement), et sur les pieux avec une condition limite « encastré en tête ».
- **Soulage** horizontalement les pieux avec une condition limite « articulé en tête » donnant des pieux de plus faible diamètre qu'avec la méthode avec ou sans couplage.
- **La section globale des pieux nécessaire sous appuis fixes « articulé et/ou encastré » est la plus forte de toutes les solutions car elle cumule deux conditions de calculs défavorables, à savoir des raideurs infinies verticalement et des raideurs pénalisantes horizontalement prenant compte l'encastrement des contreventements.**

Conclusions de l'exercice

7.4 - Bilan sur la méthode « sans couplage avec conditions encastrées et/ou articulées »

La méthode « avec couplage » est plus réaliste vis-à-vis du comportement réel du nœud « pieu- structure », et permet l'optimisation du système de fondation.

La méthode simplifiée « sans couplage » avec conditions en tête « articulée et/ou encastrée ».

- sur-estime les efforts dans les pieux sous les éléments de contreventement (pour lesquels on double la raideur du ressort de tête).
- sous-estime légèrement les efforts dans les pieux sous poteaux isolés car elle concentre plus d'efforts dans les pieux sous refends que dans la méthode complète.

Néanmoins, cette approche est satisfaisante car elle **sécurise les fondations des éléments de contreventement les plus importants.**

De ce fait, l'approche simplifiée « sans couplage avec condition en tête articulée et/ou encastrée » **reste applicable.**



Analyse de l'exercice

7.5 - Synthèse sur les efforts de traction

La méthode avec ressorts verticaux complète ou simplifiée réduit les efforts de traction de 35 % par rapport à la méthode appuis fixes.

La méthode « sans couplage » en condition « articulé » sous-estime les efforts de traction dans les pieux. C'est une conséquence de la sous-estimation de l'effort horizontal.

On remarque que ces efforts par la méthode « avec couplage » sont identiques à ceux de la méthode « sans couplage » en condition « articulé et/ou encastré ».

Etape de calcul		Efforts globaux (kN)		
Appuis fixes		-22 932		
		Avec couplage	Sans couplage	
			Articulés et/ou encastrés	Articulés
Itération	1	-9 296	-8 320	-7 734
	2	-14 213	-14 790	-10 363
	3	-15 701	-15 928	-11 192
	4	-15 983	-16 182	-11 477
	5	-16 060	-16 233	-11 632
	6		-16 298	

Conclusions de l'exercice

7-6 - Concernant les efforts cinématiques

Ils impactent :

- Systématiquement le ferrailage des fondations en partie basse.
- Eventuellement le ferrailage et le diamètre des fondations en partie haute en fonction des conditions de liaison avec la superstructure.

**Merci de votre
attention,
et merci à Frédéric et
Dominique.**