« Guide pour la conception et le dimensionnement des fondations profondes sous actions sismiques des bâtiments à risque normal »
Cahier technique n° 38 – Publication AVRIL 2017

REUNION DU 4 mai 2017
PRÉSENTATION

P. BERTHELOT Président du Groupe de travail

« Guide pour la conception et le dimensionnement des fondations profondes sous actions sismiques des bâtiments à risque normal »
Cahier technique n° 38 – Publication AVRIL 2017

Exemple et synthèse sur les différentes méthodes

F. DURAND et D. NIBEL

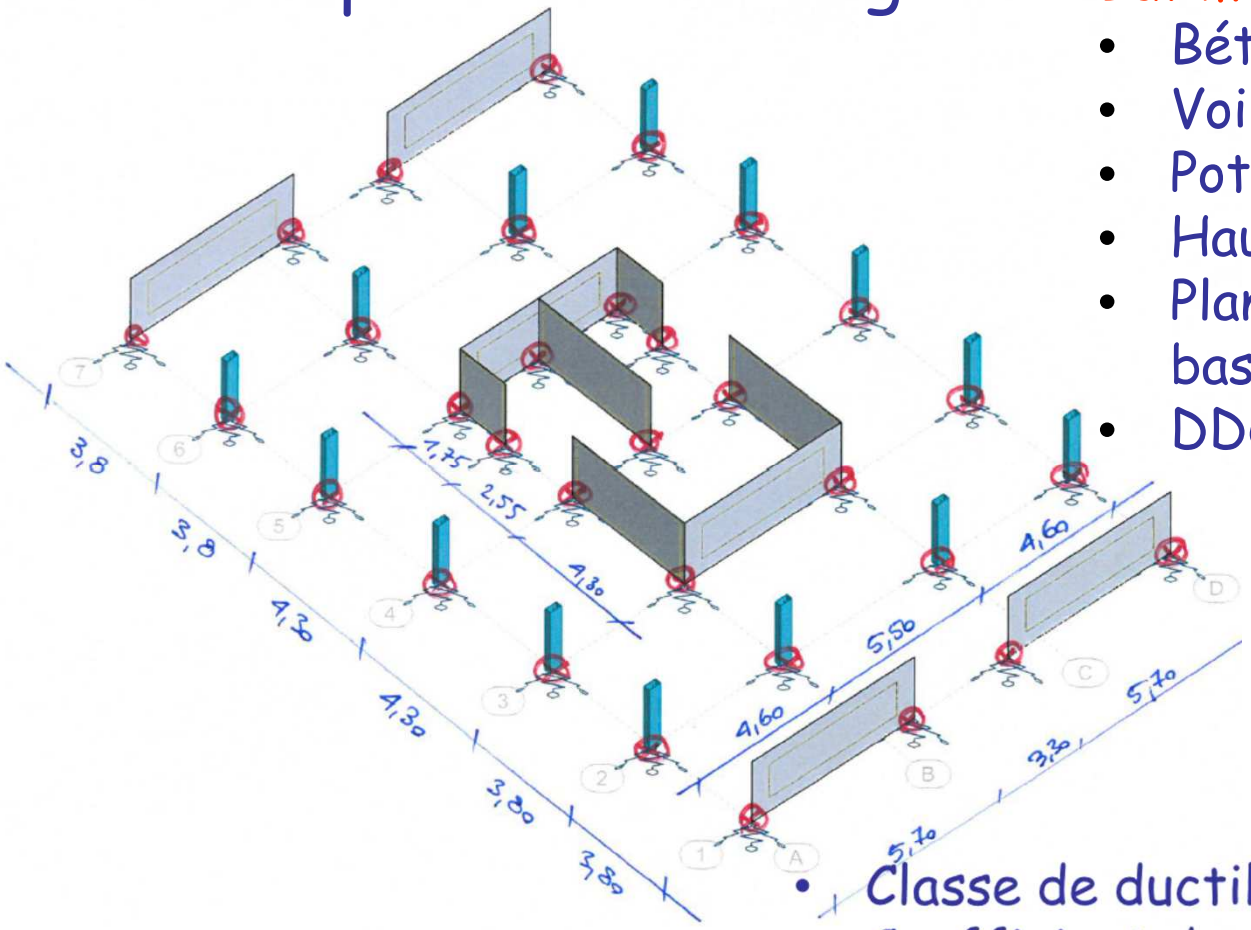
Exemple et synthèse sur les différentes méthodes

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.

1. Géométrie de l'ouvrage
2. Contexte géotechnique
3. Contexte sismique
4. Hypothèse 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
5. 1ère étape de calcul ou prédimensionnement
6. 2ième étape de calculs (méthode complète ou simplifiée/processus itératif)
7. Analyse de l'exercice
8. Conclusions de l'exercice

Exemple et synthèse sur les différentes méthodes

1- 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 =1,0m
- Plancher ép.=20cm yc dalle basse
- DDC G = Pp + 0,2 t/m²
  Q= 0,35 t/m2

- Classe de ductilité moyenne (DCM)
- Coefficient de comportement q = 2,1
- $\gamma_{rd} \times \Omega = 1,4$ en présence de diaphragme

Exemple et synthèse sur les différentes méthodes

2- Contexte géotechnique:

- On est en présence de sols de type C ou D sur H = 20m 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	mesuré						mesuré ou calculé			calculé	
		classification Cf. tableau B.2.1 et B2.2 de la norme NF P 94-262	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:

On rappelle qu'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 :** $\gamma_I = 1{,}20$ -
- **Paramètre de sol :** $S = 1{,}80$ -
- **Accélération maxi. de réf. au rocher:** $a_{gr} = 1{,}10$ m/s²
- **Accélération de calcul :** $a_g = a_{gr} \cdot \gamma_I = 1{,}32$ m/s²
- **Rapport d'accélération du sol :** $\alpha \cdot S = [a_g/g].S = 0{,}24$ -
- **Accélération maximale en surface du site :** $a_{max} = a_{gr} \cdot \gamma_I . S = 2{,}38$ m/s²

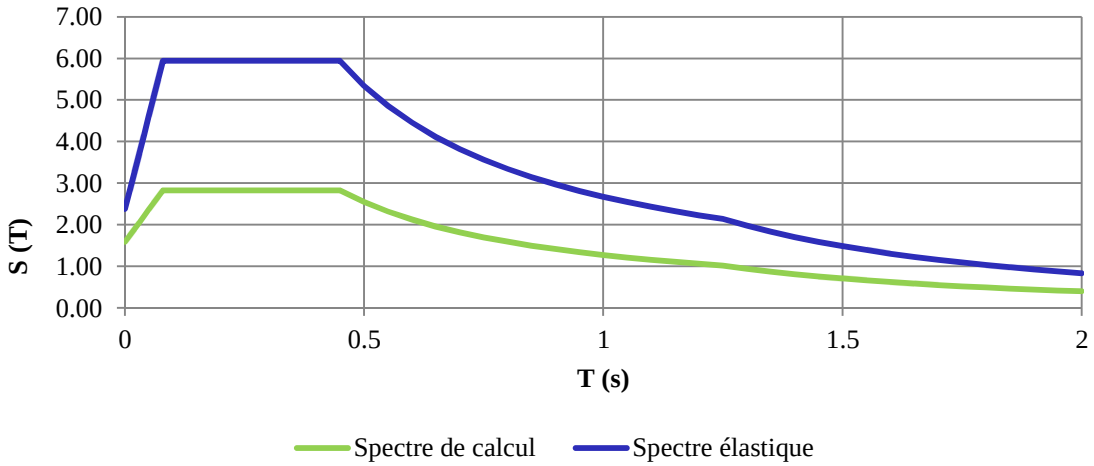
3- Contexte sismique (suite):

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

- Les paramètres du spectre TB, TC et TD sont déduits de l'arrêté du 22 octobre 2010 et valent :

  TB = 0,08 s TC = 0,45 s TD = 1,25 s

- Le plateau du spectre de calcul
  $S_d(T_c) = a_g.S.2,5/q = 1.32x1,8x2,5/2.1 = 2,82\ m/s^2$.



3- Contexte sismique (suite):

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.

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

La période propre de la structure est proche de la période propre du sol $a = T_{Structure} / Tg < 1,2$.

On retient l'addition directe des deux phénomènes.

4.1 – 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 » avec enregistrement des paramètres de forage,
- ancrés dans les sols cohérents durs à -21,5 m/PFT
- respectent le critère min (1,5 m ; 3D) dans le substratum.
- la résistance à la traction des pieux est borné à 0,15.Rs

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

4.1 – Définition des pieux (suite)

Vis-à-vis des 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 a_{cc} = 1 (pieux armés toute hauteur)
- La justification STR des pieux est faite de telle manière que le ferraillage respecte les prescriptions de notre guide et ne dépasse pas les dispositions maximales, par diamètre de pieu, définis dans le tableau ci-après (section des aciers inférieur à 3 % de la section du béton):

Diamètre (m)	**0,42**	**0,52**	**0,62**	**0,72**	**0,82**	**0,92**	**1,02**	**1,12**	**1,22**
Ferraillage 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
% ferraillage	1.11	1.63	1.85	1.92	1.69	1.35	1.88	1.56	1.64

4.2- Modules de réactions et raideurs :

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

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

- Module CT avec coefficient multiplicateur η = 3 (η_1 = 1.5 et η2 = 2.0)
- Pour la zone proche de la surface, minoration du module de réaction frontale du sol kf par 0,7 sur une profondeur zc égale à 4B
- Limitation de la pression du sol à la pression limite Pl.

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

4.2- Modules de réactions et raideurs (suite):

On obtient les raideurs surfaciques suivantes:

	N° Couche	E_M (MPa)	p_l (MPa)	α	Diam en cm / k_i (sism) en MPa/m								
					42	52	62	72	82	92	102	112	122
Sols granulaires lâche		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	155	143	134	126	118	112
Sols cohérents durs		41.0	3.3	0.50	1 316	1 063	903	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

4.3- Matrice de rigidité horizontale:

Les calculs sont faits avec les hypothèses suivantes :

E_b = 30 000 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 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 Es = 3G à une profondeur B (méthode ne permettant pas d'apprécier le domaine plastique du sol).

4.3- Matrice de rigidité horizontale (suite)

Résultats suivant l'approche élastoplastique:

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 $1/(S_{HH} S_{MM} - S^2_{HM})$

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 $K_H = K_{HH} - (K^2_{HM}/K_{MM})$

4.3- Matrice de rigidité horizontale (suite)

Résultats suivant l'approche pseudo-élastique:

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 $K_H = K_{HH}-(K^2_{HM}/K_{MM})$

Diamètre	0.42	1.22	m
K_H	62	179	MN/m

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 Es = 3G) qui n'est pas en accord avec celui calculé.

Pour le calcul des efforts inertiel on utilisera plutôt une approche « élasto-plastique » aux coefficients de réaction prenant en compte des modules à déformations plus fortes (§ 6.1 dans le texte).

L'approche suivant la méthode élastoplastique et celle du 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:

Pour calculer les rigidités verticales on applique les lois de comportement de la norme NF P 94-262 majorées par le coefficient η=3.

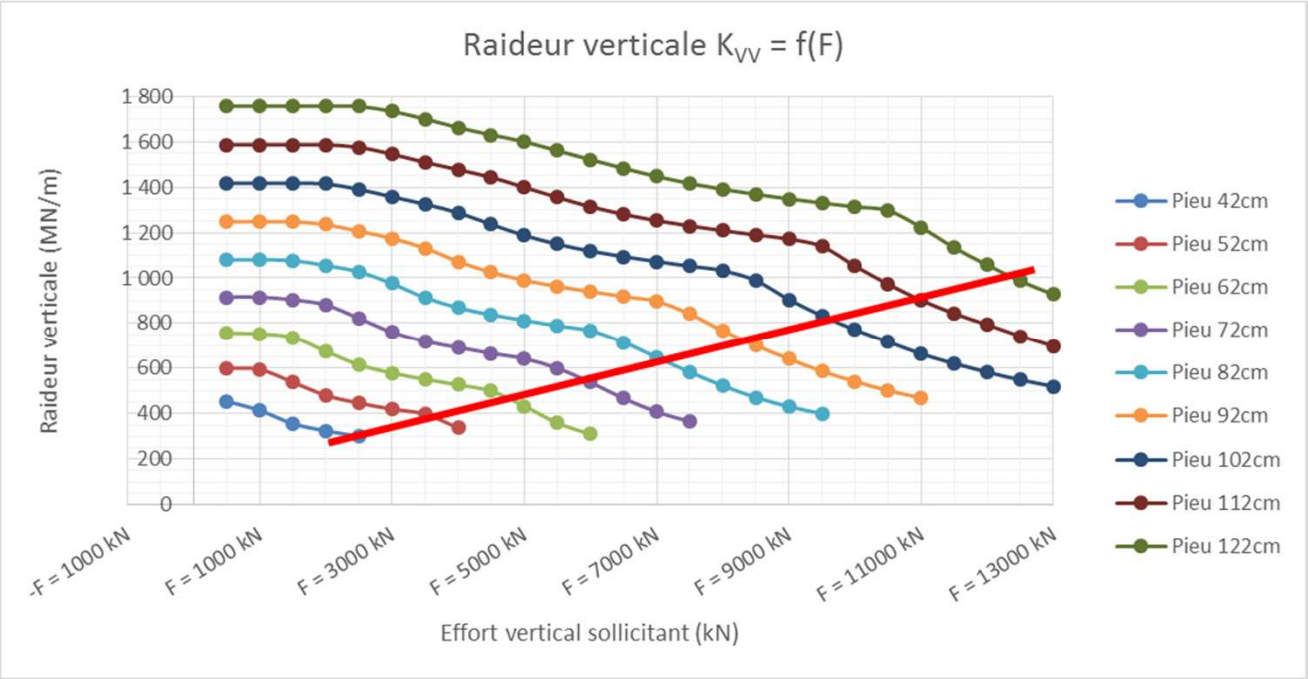


Tableau des raideurs correspondant à la capacité portante maximale sismique (GEO)

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

4.4- Raideur verticale (suite) :

Méthode Forfaitaire:

Pour calculer les rigidités verticales on applique la formule suivante:
$Kz = (Eb \cdot A_C)/le$ pour $le = MIN \{ln + 0{,}5.l^* ; L\}$

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

Ac : 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
Eb	30 000	30 000	30 000	30 000	30 000	30 000	30 000	30 000	30 000	MPa
Sb	0.139	0.212	0.302	0.407	0.528	0.665	0.817	0.985	1.169	m^2
ln	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
KZ	342	508	697	912	1 148	1 404	1 673	1 970	2 285	MN/m

4.4- Raideur verticale (conclusion):

On remarque que les raideurs avec la méthode forfaitaire sont supérieures à celles 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 retenu 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.

Exemple et synthèse sur les différentes méthodes

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/Gmax » égal à 0,5 dans les alluvions et le passage sableux puisque les Vs 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: $K_c = 1{,}2 \cdot E_{sism}$ [MPa] avec $E_{sism} = 2.(1+\nu).G$

	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

Exemple et synthèse sur les différentes méthodes

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

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.

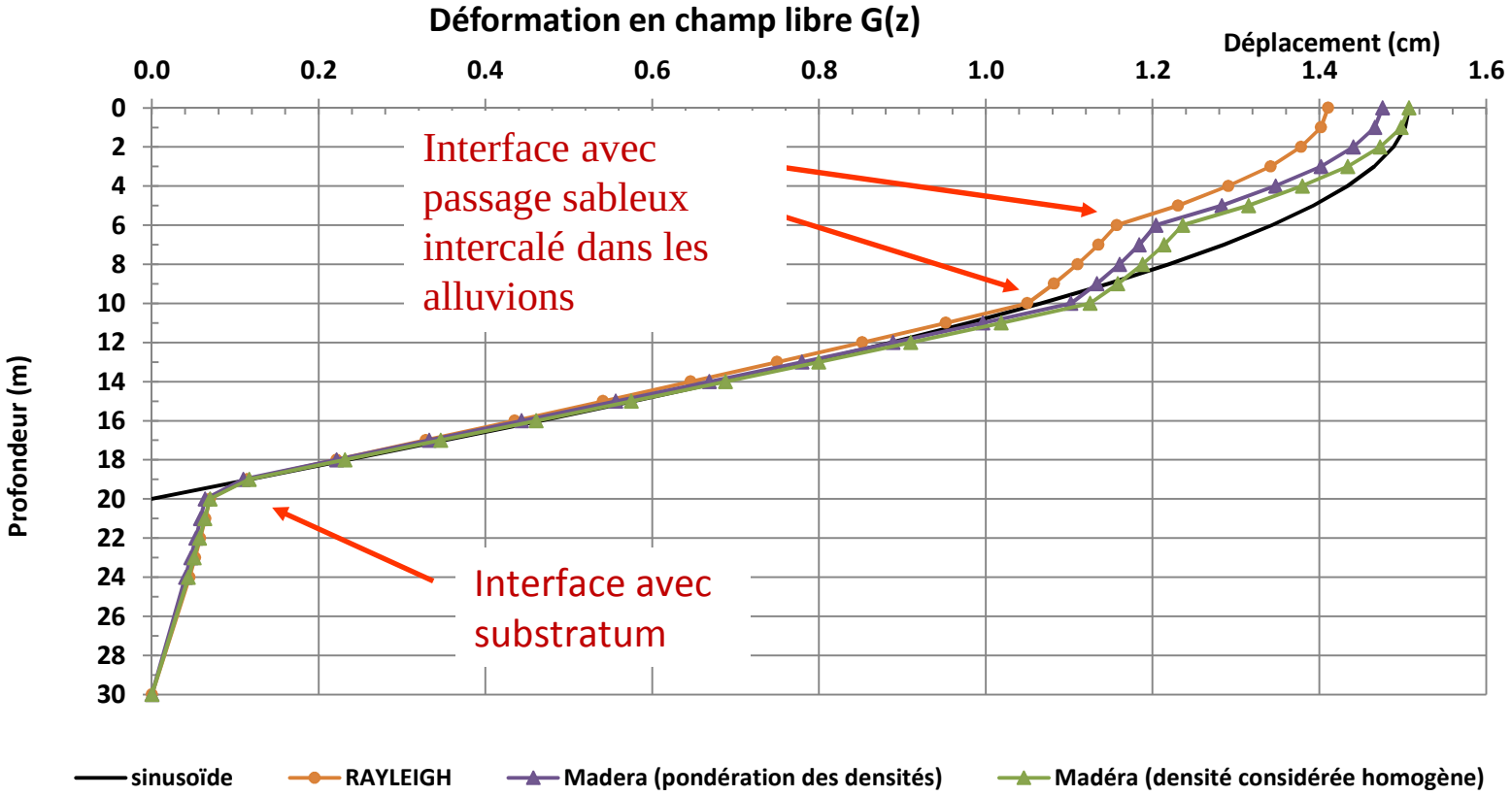
La période du profil multicouche développée en annexe du Guide est comprise entre 0,48 s et 0,51 s ce qui permet de déterminer une déformation maximale de 1,41 à 1,51 cm.

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) ».

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 a chaque interface de couche



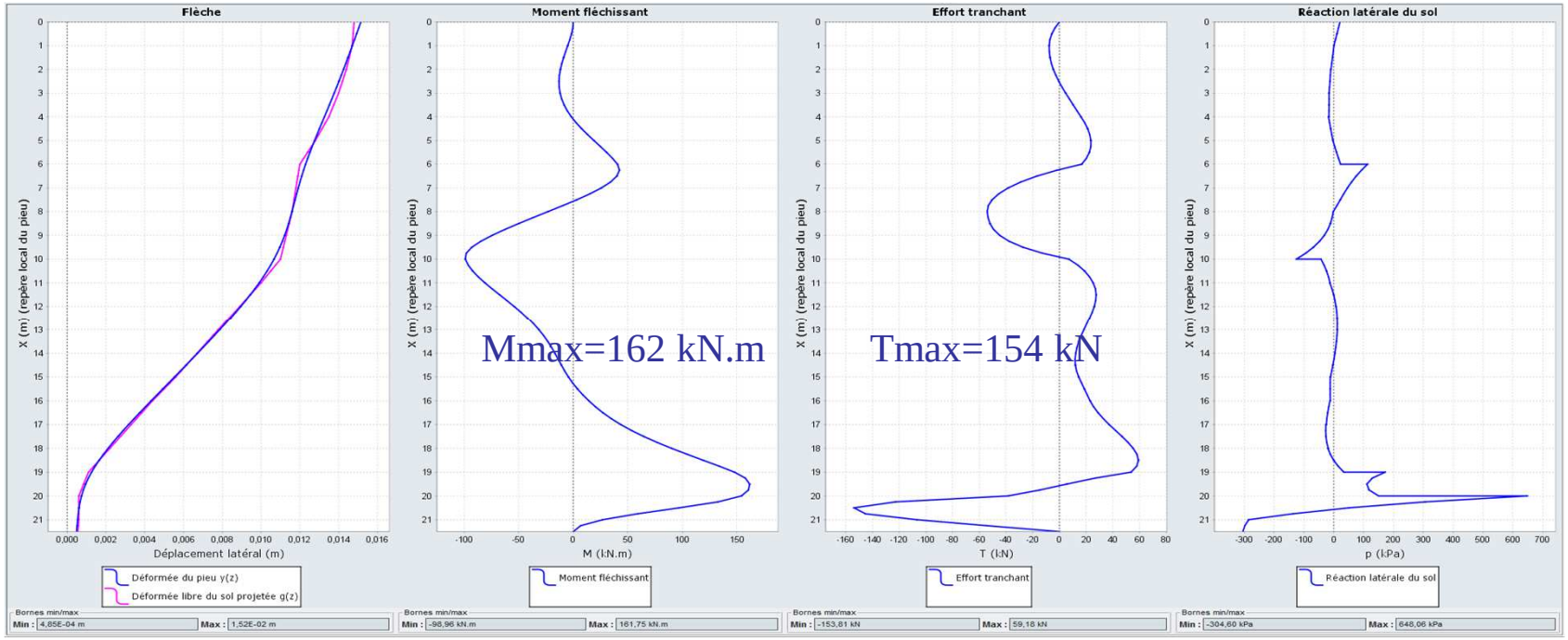
Exemple et synthèse sur les différentes méthodes

4.5- L'effet cinématique :

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

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

Eléments de réduction d'un pieu de 72 cm de diamètre (articulé en tête)



4.6 - Descente de charge par analyse modale spectrale :

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

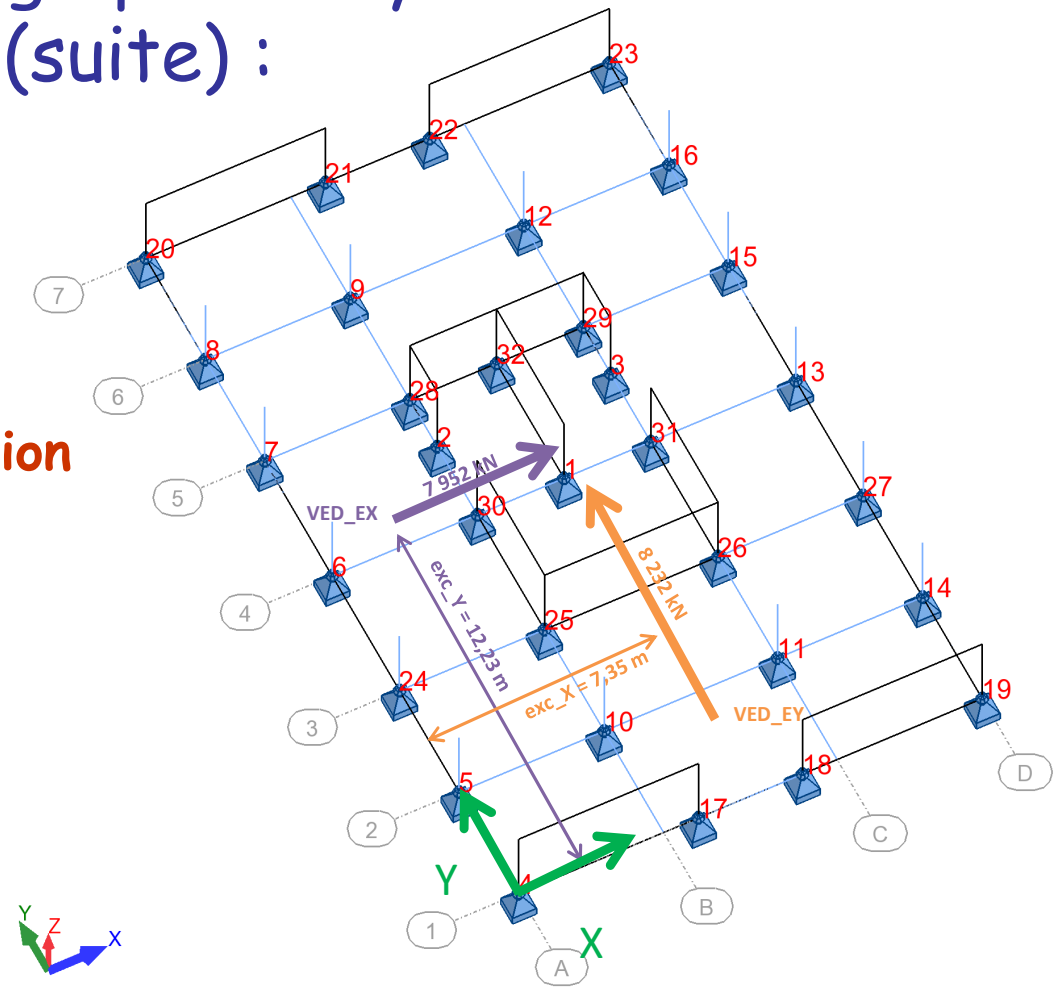
Résultats :
- *coordonnées (x ; y) pour chaque appui dans un repère global*
- *torseur vertical Fz en statique et en dynamique par appui*
- *torseur global (Fx ; Fy) pour chaque cas de séisme Ex et Ey avec son centre d'application*
- *les DDC intègrent la majoration γ_{Rd}. Ω = 1,4.*

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.

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

Vecteur sismique horizontal élémentaire avec son centre d'application



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 $S_d(T_c) = 2{,}85\ m/s^2$ et $\lambda=0{,}85$ (coefficient de correction)

$G = 26\ 158\ kN \qquad Q = 9\ 796\ kN$

$\Psi_E = \varphi \times \Psi_2 = 0{,}8 \times 0{,}3 = 0.24$

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

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

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

$H = (\sqrt{((0.3*6\ 991+0)^2 + (0.3*0+6\ 991)^2}) \times 1.4$
$= 10218\ kN > 8594\ kN$ (écart de 20%)

5- Première étape de calcul ou prédimensionnement :

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

Principe de calcul :

- Calcul du diamètre Øi des pieux en GEO et STR sous charges statique et dynamique suivant Fz (compris Newmark)
- Répartition des efforts Fx et Fy au prorata des Øi 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

- Définition des combinaisons sismiques horizontales pour chaque pieu en appliquant New-mark et calcul de la résultante.
- Calcul des moments induits et combinaison avec l'effet cinématique. Vérification STR avec modification de Øi si nécessaire.

Exemple et synthèse sur les différentes méthodes

5- Première étape de calcul ou prédimensionnement :

Deux modélisations sont effectuées :

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

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 encastré génère environ 50 % d'effort en plus dans les pieux par rapport à l'hypothèse d'un appui rotulé et augmente globalement le diamètre des pieux
(13.5m² pour 10.4m² 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 Ø > pour appui encastré.

Exemple et synthèse sur les différentes méthodes

6- Deuxième étape de calcul ou méthode itérative :

- Principe de la méthode:

1- Définition des diamètres initiaux des pieux

- Vérification des critères STR et GEO sur la base uniquement des efforts statiques,
- Calcul réalisé à partir de la DDC du bât. bloqué en pied sans encastrement sur les pieux.

Pieu N°	Diamètre (m)	Pieu N°	Diamètre (m)
1	0.42	17	0.52
2	0.42	18	0.52
3	0.42	19	0.42
4	0.42	20	0.42
5	0.42	21	0.42
6	0.42	22	0.42
7	0.42	23	0.42
8	0.42	24	0.42
9	0.52	25	0.72
10	0.52	26	0.72
11	0.52	27	0.42
12	0.52	28	0.52
13	0.42	29	0.52
14	0.42	30	0.52
15	0.42	31	0.52
16	0.42	32	0.62

6- Deuxième étape de calcul ou méthode itérative :

- Principe de la méthode (suite):

2- Processus itératif avec le BET Structure

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.

6- Deuxième étape de calcul ou méthode itérative :

- Principe de la méthode (suite):

2- Processus itératif avec le BET Structure

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.

6- Deuxième étape de calcul ou méthode itérative :

- Principe de la méthode (suite):

2- Processus itératif avec le BET Structure

- 1ère itération par le BET Structures permettant au BET Fondations de déterminer un 2ème jeu de diamètres de pieu.
- 2ème itération par le BET Structures permettant au BET Fondations de déterminer un 3ème jeu de diamètres de pieu.
- Etc…

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 ferraillage lorsque cela est nécessaire suite à la vérification de l'adéquation des diamètres de l'itération n-1.

Exemple et synthèse sur les différentes méthodes

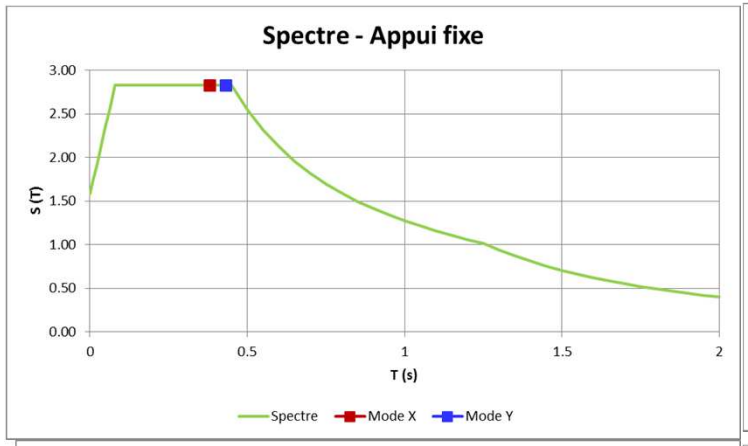
6- Deuxième étape de calcul ou méthode itérative :

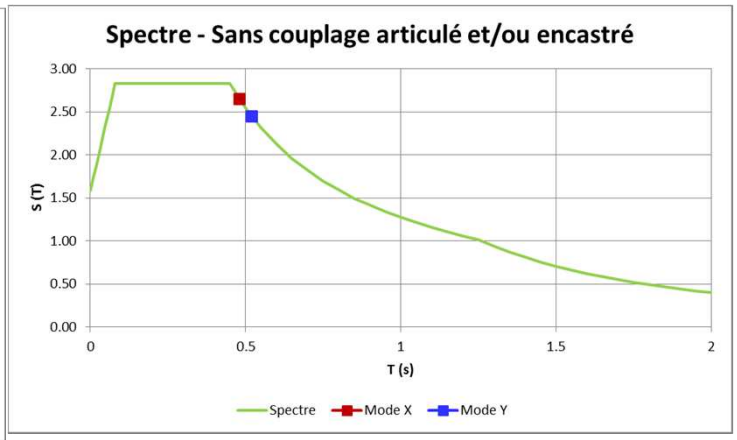
- Résultats après la dernière itération:

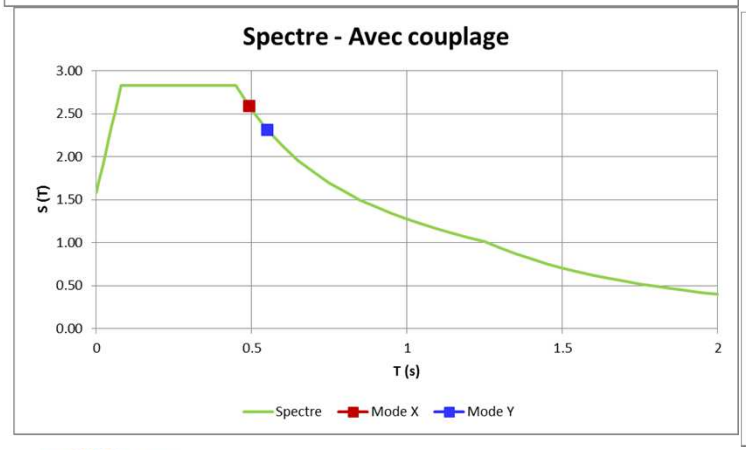
Pieu n°	Avec couplage (méthode complète)	Sans couplage articulé et/ou encastré	Sans couplage articulé	Appuis fixes articulés	Appuis fixes articulés et/ou encastrés
1*	0.52	0.62	0.52	0.62	0.72
2*	0.62	0.62	0.62	0.52	0.72
3*	0.62	0.62	0.62	0.52	0.72
4*	0.82	0.82	0.52	0.62	0.82
5	0.52	0.42	0.42	0.42	0.42
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

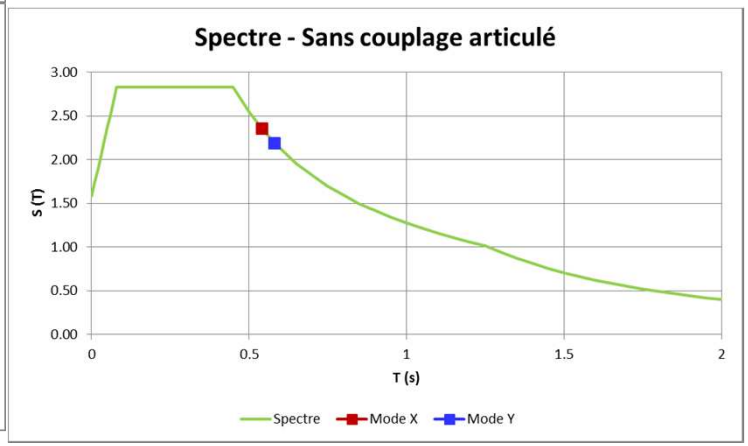
Pieu n°	Avec couplage (méthode complète)	Sans couplage articulé et/ou encastré	Sans couplage articulé	Appuis fixes articulés	Appuis fixes articulés et/ou encastrés
19*	0.82	0.82	0.72	0.62	0.82
20*	0.92	0.82	0.52	0.62	0.72
21*	0.62	0.62	0.52	0.62	0.72
22*	0.62	0.62	0.52	0.52	0.72
23*	0.82	0.82	0.72	0.52	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 (m^2)	11.3	12.5	8.6	10.4	13.5

7- Analyse de l'exercice : Bilan sur les spectres



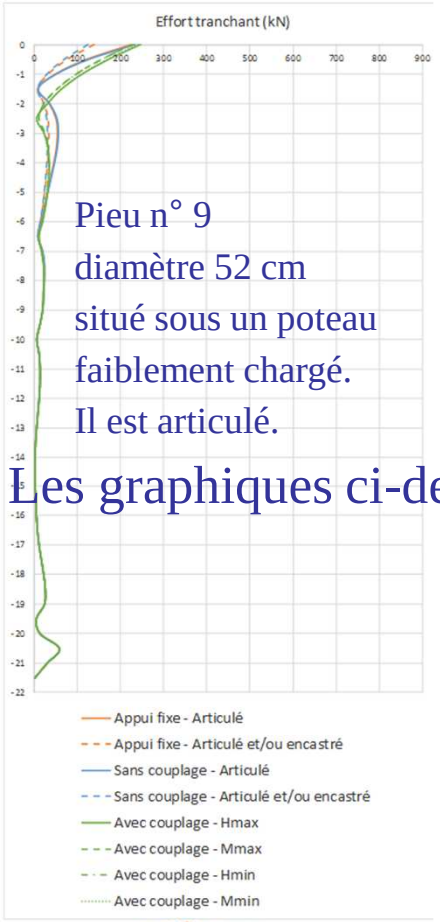


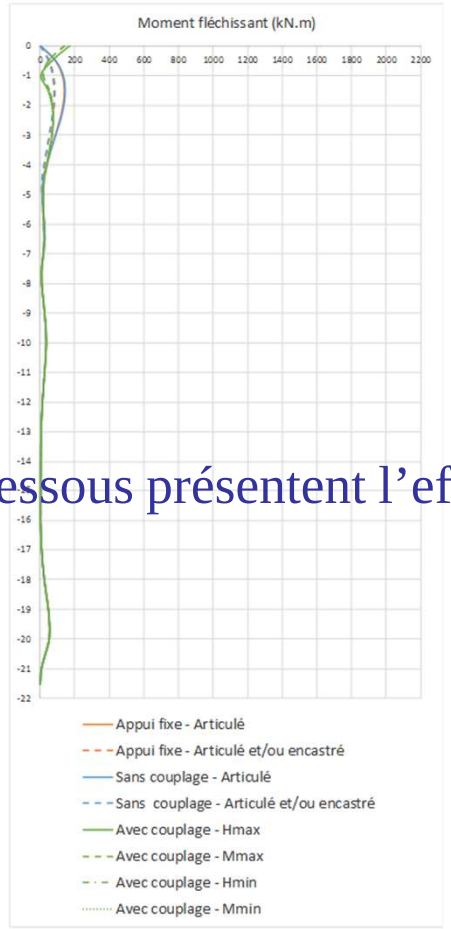




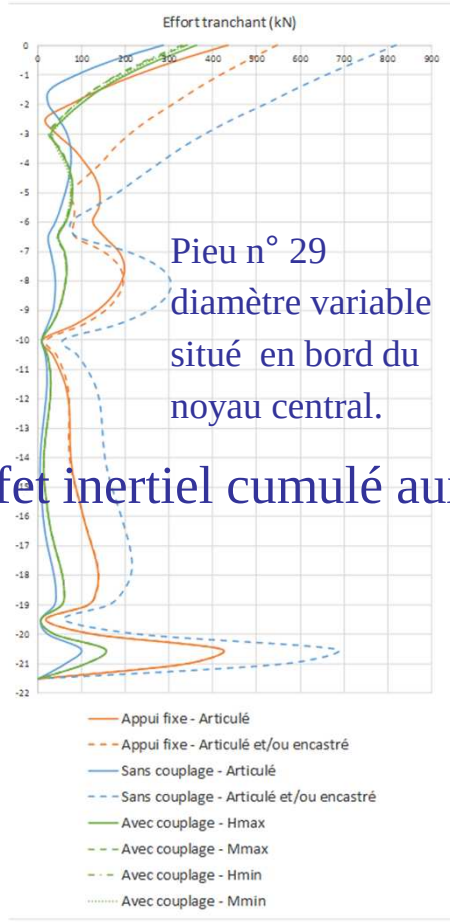
Exemple et synthèse sur les différentes méthodes

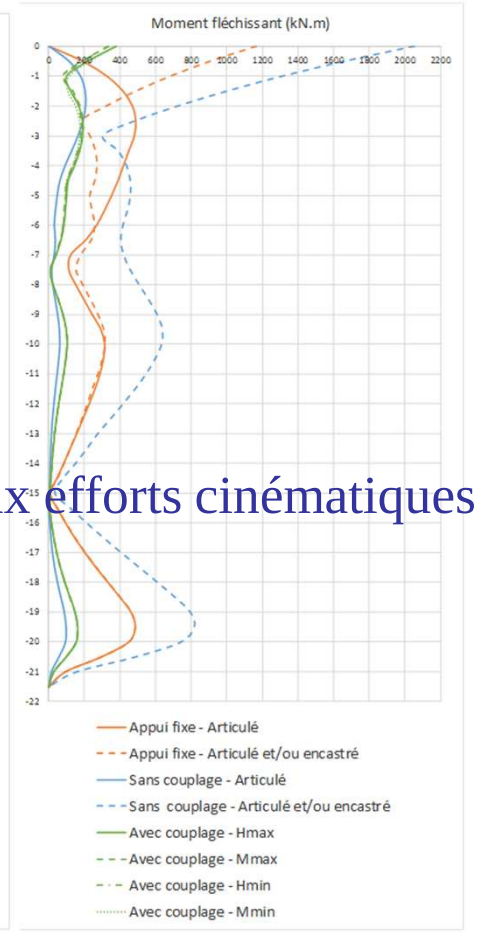
7- Analyse de l'exercice : Sollicitations internes P9 et P29





Pieu n° 9
diamètre 52 cm
situé sous un poteau
faiblement chargé.
Il est articulé.





Pieu n° 29
diamètre variable
situé en bord du
noyau central.

Les graphiques ci-dessous présentent l'effet inertiel cumulé aux efforts cinématiques.

7- Analyse de l'exercice : Bilan sur les diamètres

➢ 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.

7- Analyse de l'exercice : Bilan sur les diamètres

➢ Par rapport à la solution « avec couplage », on constate que :

- La solution « sans couplage » avec condition « articulé » sous dimensionne les pieux sous les contreventements.
- La solution « sans couplage » avec liaison « articulé et/ou encastré » surdimensionne certainement les pieux sous les contreventements.
- Il y a des explications à deux niveaux :
  - au niveau des efforts inertiels globaux qui sont dans le 1er cas sous-estimés et dans le 2ème cas plus forts dépendant du degrés de souplesse du système de fondation,
  - au niveau de la répartition qui dépend dans le 1er cas que des diamètres et dans le second du diamètre et des conditions d'encastrement.
- La méthode « sans couplage » avec condition « articulé » fournit la plus faible section globale des pieux alors que la méthode « sans couplage » avec condition « articulé et/ou encastré » donne une section globale des pieux plus forte que celle de la méthode « avec couplage ».

7- Analyse de l'exercice: Synthèse sur les efforts horizontaux

- La méthode approchée de l'analyse par forces latérales totales, sans calcul de la période du bâtiment, donne des efforts horizontaux supérieurs à ceux de l'analyse spectrale en appuis bloqués.

- 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- Analyse de l'exercice: 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.
- 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 ».
- 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.

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	

8- Conclusions de l'exercice :

Vis-à-vis des efforts de traction:

- La méthode avec appuis fixes surestime la traction dans les pieux par rapport aux méthodes avec ressorts, qui est plus fidèles vis-à-vis du comportement réel des pieux.
- En revanche, la méthode simplifiée (sans couplage) avec condition en tête « articulé » sous-estime trop les efforts de traction.
  Cette méthode ne serait réaliste et acceptable que si tous les pieux étaient articulés.
- Par ailleurs, pour les efforts les plus importants, ne pouvant être justifiés que par des dispositions spécifiques, il est possible d'étudier localement l'équilibre du bâtiment avec des ressorts tenant compte uniquement des armatures.

8- Conclusions de l'exercice :

Vis-à-vis des efforts horizontaux et des moments:

- 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.

8- Conclusions de l'exercice :

Concernant les efforts cinématiques:

Ils impactent :

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

Merci de votre attention