

## Chapitre 11. Infrastructures et fondations des bâtiments.

### 11.1. L'interaction sol – structure et son influence sur les sollicitations.

Les spectres de réponse définis au Chapitre 3 tiennent compte des conditions de site et sol et permettent d'évaluer des sollicitations dans la structure et des sollicitations  $M_{Ed}$ ,  $V_{Ed}$ ,  $N_{Ed}$  appliquées à la fondation, à condition de supposer que la structure est parfaitement encastree au sol.

Ceci ne suffit pas toujours pour évaluer correctement ces sollicitations, car, en toute rigueur, deux phénomènes d'« interaction sol – structure » interviennent, non mentionnés jusqu'ici. Ils sont parfois négligeables, parfois non. On explique ci-dessous leur signification physique et on donne l'approche réglementaire selon l'Eurocode 8.

Le premier phénomène de type « interaction sol – structure » résulte du fait que les couches de sol situées entre le bedrock et la surface sont le siège d'un mouvement sismique horizontal (notamment) relatif entre les couches basses et superficielles,  $d_{libre}$  en champ libre sur la Figure 11.1. Le milieu se déforme donc en continu lors du séisme et ses déformations sont liées à la raideur des couches de sol. Une fondation profonde présente une raideur différente de celle du sol et ne suit pas exactement les déformations du milieu environnant : son déplacement en surface  $d_s$  est inférieur à  $d_{libre}$ . Il résulte de cette différence des sollicitations dans la fondation, dans le sol environnant et à l'interface. Figure 11.1. C'est l'« **interaction cinématique** ». Si le sol est le point faible, il peut apparaître des ruptures dans le sol, des excavations à l'arrière des pieux... Si les pieux sont très flexibles, leurs déformations peuvent être grandes alors que les sollicitations restent faibles.

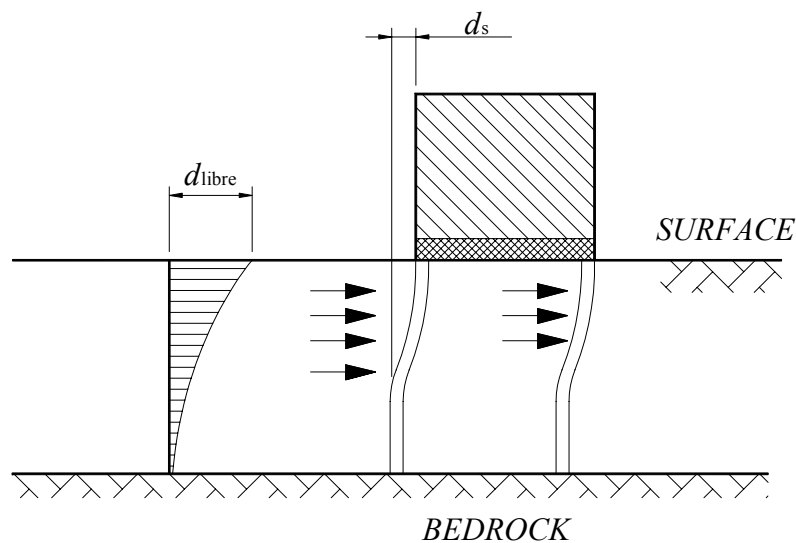


Figure 11.1. La fondation est une discontinuité en raideur dans le milieu « sol » et des sollicitations apparaissent dans le sol et la fondation.

Les déformations des pieux peuvent y former des rotules plastiques, à l'encastrement à la poutre sur pieux ou aux interfaces entre des couches de raideur assez différentes. Figure 11.13.

Les effets de l'interaction cinématique sur les sollicitations des pieux (voir Figure 11.1) doivent être évalués si les conditions suivantes sont réunies simultanément : la zone est de séismicité modérée à forte ( $a_g S > 0,1g$ ) ; le sol présente un profil stratigraphique D, S1 ou S2 -voir Tableau 2.2- avec  $v_s < 200$  m/s et des couches successives dont les rigidités diffèrent nettement (rapport de modules de cisaillement supérieur à 6).

Le deuxième phénomène de type « interaction sol – structure » correspond à l'existence de déformations du sol et des fondations (en particulier la déformation axiale des pieux) sous l'effet des sollicitations  $M_{Ed}$ ,  $V_{Ed}$ ,  $N_{Ed}$  appliquées à la fondation par les forces d'inertie calculées au départ du spectre de réponse. La liaison de la structure à la fondation n'est pas un encastrement parfaitement rigide -Figure 11.2- et il y a un effet de cette déformabilité : c'est ce qu'on appelle l'« **interaction inertielle** ». On prend l'interaction inertielle en compte en utilisant un modèle qui représente la déformabilité du sol. L'effet majeur de l'interaction inertielle est le balancement de la structure ou « rocking ». Son importance relative est plus grande pour des structures raides, telles que structures contreventées par des murs de grande longueur, ou des structures massives posées au sol (réservoirs, centrales nucléaires).

Considérer la déformabilité du sol dans l'analyse a un effet sur la période fondamentale de la structure: la période fondamentale  $T_{st+s}$  de l'ensemble (structure + sol) est supérieure à la période fondamentale  $T_{st}$  de la structure considérée parfaitement encastree. Compte tenu de la forme des spectres de réponse, cette augmentation de  $T$  peut correspondre à des sollicitations identiques (plateau du spectre) ou réduites (branches du spectre). Ceci explique pourquoi les codes autorisent, dans certaines conditions, une évaluation de la réponse sismique des structures négligeant l'interaction sol – structure.

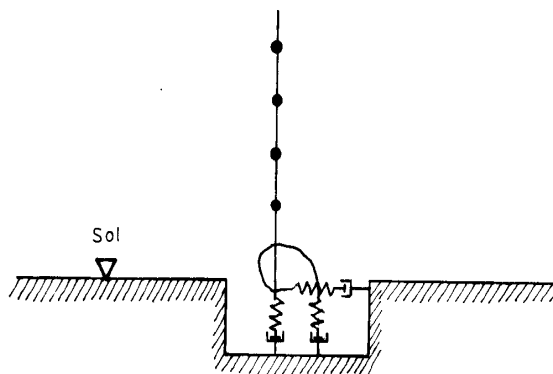


Figure 11.2. Le sol est déformable et par l'interaction sol structure « inertielle », on tient compte de cette déformabilité; l'image présente un des modèles possibles.

Toutefois, comme une augmentation de  $T$  correspond aussi à une augmentation des déplacements de la structure par rapport au sol, les règlements parasismiques impose de considérer l'interaction inertielle sol – structure dans certains cas. Dans l'Eurocode 8, il s'agit:

- des structures où l'effet  $P-\Delta$  est important
- des structures avec des fondations massives ou profondes: silos, caissons offshore
- des structures élancées : tours, cheminées, bâtiments élancés
- des structures fondées sur des sols très mous (classe S1 avec vitesse des ondes de cisaillement  $v_s < 100$  m/s).

**On voit que l'interaction sol – structure peut être négligée dans l'analyse des bâtiments courants construits sur des sols de qualité normale A, B, C, D, E.** Pour les sols de type S1 et S2, il est requis de considérer l'interaction inertielle sol-structure.

On présente en 11.8 des méthodes d'analyse permettant de tenir compte de l'interaction inertielle sol-structure. En cas d'utilisation, il faut se rappeler que les propriétés des sols à considérer dans ce type d'analyse n'ont pas une valeur unique et précise, pour trois raisons :

- les incertitudes quant à la représentativité d'un échantillon de sol pour caractériser tout un volume
- les incertitudes inhérentes aux méthodes expérimentales de détermination des propriétés des sols
- le fait que le module de cisaillement  $G$  d'un sol à considérer dans l'analyse est un module sécant, qui dépend donc de l'importance des déformations réelles du sol qui ne sont pas connues a priori ; plus celles-ci sont plastiques, plus le module sécant est faible.

L'analyse de l'interaction sol - structure doit donc être faite en couvrant raisonnablement le domaine des valeurs possibles des paramètres caractérisant le sol.

## **11.2 Sollicitations à la fondation.**

En cas de séisme, les sollicitations à la fondation sont trouvées en retenant comme masse sismique  $m = G + \psi_{Ei} Q$  (voir 7.3). Les fondations d'un bâtiment doivent transférer vers le sol – Figure 11.4:

- la résultante sismique de cisaillement horizontal de calcul  $V_{Ed}$
- le moment de renversement  $M_{Ed} = V_{Ed} \times h$
- la résultante verticale  $N_{Ed} = m g$

On note que les sollicitations de calcul  $N_{Ed}$  et  $M_{Ed}$  appliquées à la fondation comprennent éventuellement l'effet du poids  $R_g$  de massifs de sol portés par la fondation. Figure 11.4.

Les sollicitations sismiques de calcul des éléments des fondations résultent, comme pour les autres éléments non dissipatifs, d'un **dimensionnement en capacité** : il se réfère ici à la résistance plastique

## 11.4

de la superstructure suivant les explications données en 7.8.7 et la relation :  $E_{Fd} = E_{F,G} + \gamma_{Rd} \Omega E_{F,E}$ .

Les sollicitations sismiques sur les éléments des fondations ne peuvent toutefois pas être supérieures à celles correspondant à l'hypothèse du comportement élastique de la structure, soit celui trouvé pour  $q = 1,0$ . Les règles de l'Eurocode 8 relatives au dimensionnement en capacité des fondations sont résumées en 11.9.

Le transfert global des sollicitations de calcul  $N_{Ed}$ ,  $V_{Ed}$  et  $M_{Ed}$  à la fondation peut s'effectuer de façons très diverses suivant :

- le système de contreventement en superstructure :
  - portiques : nombreux points d'appuis, réactions distribuées, reprise de moment de flexion en pied des poteaux
  - murs : nombre réduits d'appuis, réactions concentrées, reprise de moment de flexion en pied des murs
  - palées triangulées : nombre réduits d'appuis, réactions concentrées, pas de moment de flexion en pied des poteaux, mais des efforts axiaux de barres
- le sol : capacité portante faible ou élevée  
capacité portante disponible en surface ou en profondeur
- le système de fondations :
  - fondation directe sur semelles, pas de niveau de sous-sol
  - sous-sol avec murs périphériques, planchers diaphragmes et voiles
  - pieux, parfois fléchis, parfois en traction
  - butée latérale importante ou non

Pour définir le mode de reprise des sollicitations  $M_{Ed}$ ,  $N_{Ed}$ ,  $V_{Ed}$  appliquées à la fondation, on peut envisager de faire usage des résistances suivantes offertes à la fondation. Figure 11.4.

Pour la reprise du cisaillement horizontal  $V_{Ed}$  :

- le frottement  $F_{Rd}$  à l'interface horizontale béton – sol. La force de frottement de calcul  $F_{Rd}$  pour les semelles situées au-dessus du niveau de la nappe phréatique peut être calculée d'après l'expression  $F_{Rd} = N_{Ed} \frac{\tan \delta}{\gamma_M}$  où  $N_{Ed}$  est la valeur de calcul effort normal sur la base horizontale. On donne au Tableau 11.2 les valeurs de  $\delta$  et l'ordre de grandeur des coefficients de frottement correspondant entre un béton massif et des sols de différentes natures.
- le frottement latéral des faces verticales de la fondation parallèles à  $V_{Ed}$
- la butée  $E_{pd}$ , à condition que le sol mobilisé soit effectivement compact le long de la face verticale où de la butée serait activée ; ce terme peut comprendre la résistance horizontale offerte par la partie supérieure des pieux.

La butée se calcule à l'aide du coefficient de poussée des terres passives  $K_p$  ; on rappelle au Tableau 11.3 la signification des coefficients  $K_p$ ,  $K_a$  et le calcul des pressions à l'interface paroi verticale-sol dans différentes circonstances

Toutefois, on ne peut pas systématiquement additionner toutes ces réactions possibles avec pour chacune la valeur maximale possible. Ainsi, la mobilisation complète de la butée n'a lieu que si la fondation se déplace suffisamment vers la face verticale du sol offrant butée -Figure 11.3- et on estime que le déplacement requis exigerait de vaincre la résistance au frottement en face inférieure, ce qui réduirait la résistance offerte par le frottement.

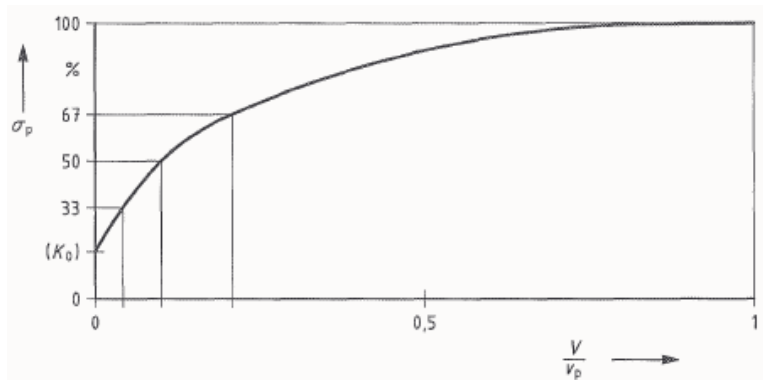


Figure 11.3. Mobilisation de la poussée des terres passives d'un sol non cohésif en fonction du déplacement  $V$  du bâtiment vers le sol.

Dans l'Eurocode 8, on autorise comme résistance maximum combinée de frottement + butée pour l'ensemble d'un système de fondation:  $F_{Rd} + 0,3 \times E_{pd}$

Pour des semelles, on peut considérer  $F_{Rd} + E_{pd}$ , si des mesures appropriées sont prises, telles que le compactage du remblai contre les parois de la semelle ou le coulage de la semelle directement contre une surface verticale propre de sol. Pour prévenir toute rupture par glissement sur une base horizontale, il faut satisfaire :  $V_{Ed} \leq F_{Rd} + E_{pd}$

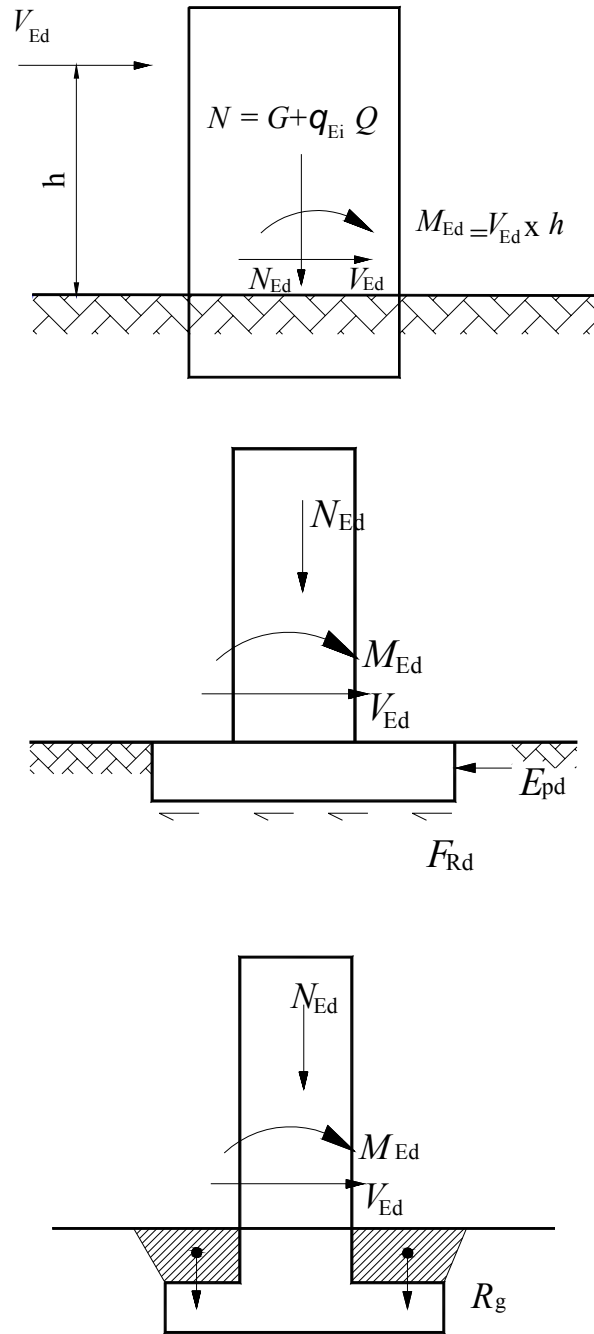


Figure 11.4. *Haut: le travail des fondations : transmettre les sollicitations  $M_{Ed}$ ,  $N_{Ed}$ ,  $V_{Ed}$  vers le sol.  
Milieu: réactions pour la reprise du cisaillement  $V_{Ed}$ .  
Bas : les sollicitations de calcul à la fondation comprennent éventuellement l'effet du poids  $R_g$  de massifs de sol portés par la fondation.*

Pour la reprise du moment de renversement  $M_{Ed} = V_{Ed} \times h$  et de la résultante gravitaire  $N_{Ed}$ , il y a contribution :

- des compressions verticales résistantes excentrées  $R_C$  sous la fondation (radier, résistance à la pointe des pieux)
- du moment engendré par les forces verticales de calcul résultant du frottement entre le sol et les parois des fondations enterrées et profondes (parois de la « boîte » de fondation, caissons, puits et pieux)
- du moment engendré par la force horizontale de calcul du frottement entre le sol les parois des éléments de fondations profondes (pieux, caissons).
- du moment engendré par la butée réalisée à des niveaux décalés. Figure 11.5. Ce terme est significatif seulement pour des « boîtes » de fondation plus profondes que larges.

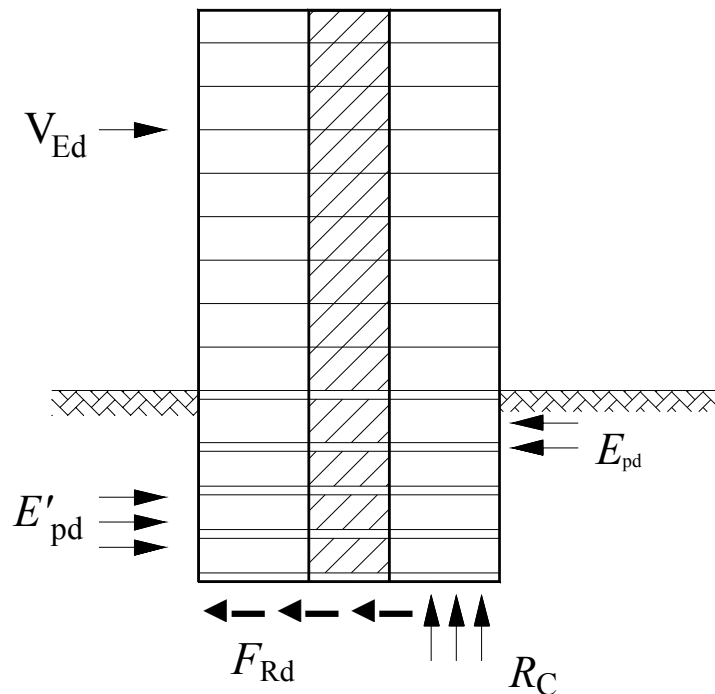


Figure 11.5. Mobilisation de butée  $E_{pd}$  et  $E'_{pd}$  pour équilibrer  $M_{Ed} = V_{Ed} \times h \approx V_{Ed} \times 2/3 H_{tot}$

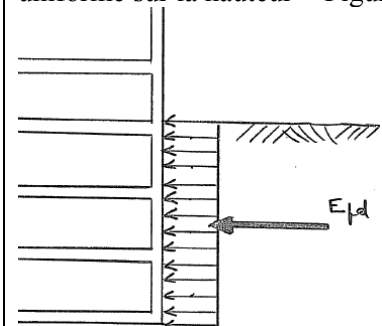
Lorsque l'infrastructure d'un bâtiment est constituée d'une « boîte » de fondation, la distribution exacte des sollicitations dans cette boîte et dans le sol dépend de la raideur de la « boîte », qui est fonction des éléments structuraux qui la constituent (murs latéraux, murs et noyaux intérieur, diaphragmes, portiques) et de la raideur des couches de sol. Le problème est donc très hyperstatique. En première approche, l'évaluation des réactions à la fondation est faite en considérant que la « boîte » de fondation est rigide et en recherchant une solution statiquement admissible, c'est-à-dire une solution qui équilibre les sollicitations  $V_{Ed}$ ,  $M_{Ed}$ ,  $N_{Ed}$  par des distributions de contraintes admissibles à la fondation. On discute en 11.7 divers cheminements internes d'effort possibles dans une « boîte » de fondation.

### 11. 1. Eléments de mécanique des sols et fondations nécessaires au projet.

Les Tableaux 11.1 et 11.2 présentent les éléments de calcul des réactions mobilisables.

**Tableau 11.1. Coefficients de poussée des terres  $K_p$ ,  $K_a$ .**

#### Signification et calcul des pressions à l'interface paroi verticale-sol.

Désignation classique	Butée $E_{pd}$	Poussée
Désignation actuelle	Eurocode 8 : <b>butée passive</b> Dans la littérature, comme le <b>sol est passif</b> , on trouve « pression passive » et « poussée passive »	Eurocode 8 : non utilisé Dans la littérature, comme le <b>sol est actif</b> , on trouve « poussée active »
Signification et commentaires	Suite au mouvement sismique, le mur se déplace vers le sol, sur lequel il « bute ». Le sol est passif. Le mur est actif. La « poussée » passive est en fait une réaction. Vaut pour des murs très raides, comme en infrastructure de bâtiment. Les pressions de « poussée passive » sont supérieures à celles de « poussée active ».	<b>Le sol est actif</b> , le mur est passif et se laisse pousser (déplacer). En principe ne sert pas en vérifications sismique, sauf éventuellement comme évaluation d'une borne inférieure de la butée.
Calcul Sol non saturé en eau	<b>Coefficient de poussée passive <math>K_p</math></b> Sol non cohérent, mur vertical, surface horizontale : Rankine : $K_p = \text{tg}^2 (\pi/4 + \varphi'/2)$ $\gamma$ : masse spécifique du sol H : profondeur de l'infrastructure $\varphi'$ : angle de frottement interne en terme de contrainte effective Voir abaque EC7 Annexe C ou Fig.11. 6 Valeur limite de la contrainte $\sigma_p(z)$ perpendiculaire à la paroi à la profondeur z : $\sigma_p(z) = \gamma z K_p + 2 c_u \sqrt{K_p}$ $c_u$ : cohésion du sol, résistance au cisaillement non drainé Valeur limite de la contrainte $\tau_p(z)$ perpendiculaire à la paroi à la profondeur z : $\tau_p(z) = \sigma_p(z) \tan \delta + a$ a : adhésion entre sol et mur Poussée résultante: $E_{pd} = 0,5 \times \gamma H^2 K_p + c_u H \sqrt{K_p}$	<b>Coefficient de poussée active <math>K_a</math></b> Sol non cohérent, mur vertical, surface horizontale : Rankine : $K_a = \text{tg}^2 (\pi/4 - \varphi'/2)$ Voir abaque EC7 Annexe C.
Calcul Sol saturé en eau	Poussée résultante: $E_{pd} = 0,5 \times (\gamma - \gamma_w) H^2 K_p + 0,5 \gamma_w H^2 + c_u H \sqrt{K_p}$	
Distribution des pressions pour le projet	On peut admettre une distribution uniforme sur la hauteur* -Figure. 	Triangulaire, croissante avec la profondeur

\* même si  $0,5\gamma H^2$  est la résultante d'une distribution triangulaire des pressions...



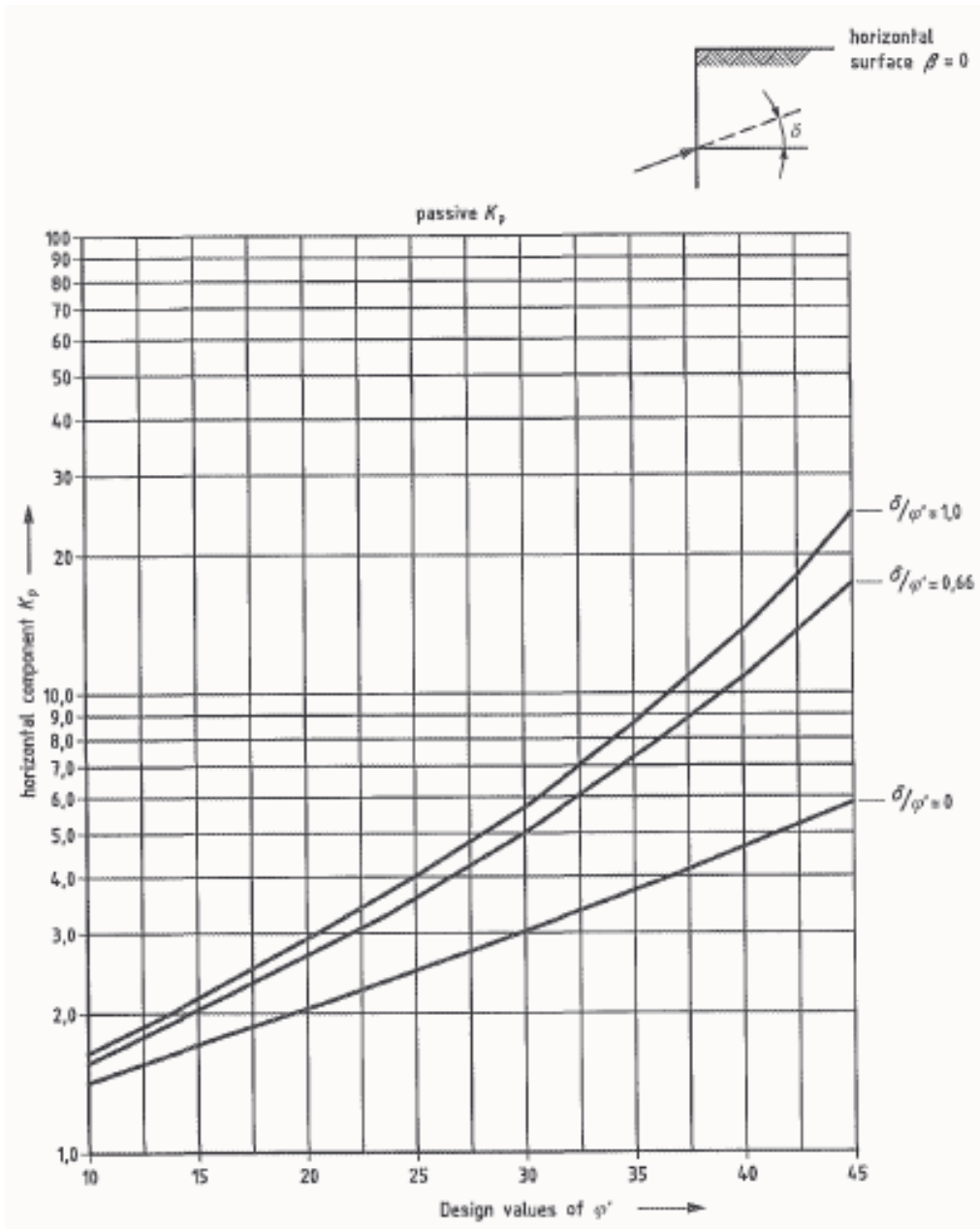


Figure 11.6. Coefficient  $K_p$  de pression passive des terres passives en fonction de l'angle de frottement interne du sol  $\phi'$  et de l'angle  $\delta$  de résistance au cisaillement à l'interface mur-sol.

**Tableau 11.2. Valeurs typiques des propriétés mécaniques des sols**

Type de sol	Densité t/m <sup>3</sup>	Module E MPa	Coeff. de Poisson v	Cohésion c <sub>u</sub> apparente MPa	Angle de frottement interne φ' degré	Adhésion a kN/m <sup>2</sup>
Sable limoneux		7 - 70	0,35	0	25	
Sable peu compact	1,75	15 - 20	0,35	0	29	
Sable dense	2,00	50 - 120	0,35	0	38	
Sable dense et gravier	2,07	90 - 200	0,40	0	30	
Argile molle	1,75	1 - 15	0,50	0 – 0,025	< 18	10-35
Argile ferme	2,00	10 - 20	0,50	0,025 – 0,100	18	10-35
Argile très ferme	2,07	25 - 200	0,50	0,100 – 0,200	> 18	35-60
Grès		≤ 50.000	0,35	60		
Craie		5000-20000	0,45	5		
Calcaire		25000–100000	0,47	83		
Basalte		15000–100000	0,45			

Module de cisaillement G :  $G = E/[2(1+v)]$

**Tableau 11.2. (suite) Coefficients de frottement sol – béton de fondation.****Angle de frottement sol – béton de fondation.**

Type de sol	Coefficient de frottement μ	Angle δ de résistance au cisaillement à l'interface sol - fondation
Rocher propre et sain	0,70	35-45
Gravier propre, mélange gravier – gros sable, gros sable	0,55 – 0,60	29-31
Sable propre fin à moyen, sable limoneux moyen à gros, graviers limoneux ou crayeux	0,45 – 0,55	24-29
Sable propre très fin, sable limoneux fin à moyen	0,35 – 0,45	19-24
Limon avec sable fin, limon non plastique	0,30 – 0,35	17-19
Argile très raide et dure, argile préconsolidée	0,40 – 0,50	22-26
Argile de dureté moyenne à élevée, argile limoneuse	0,30 – 0,35	17-19

### 11.3. Options de projet.

Il existe plusieurs objectifs de projet possibles quant au caractère dissipatif ou non de la structure ou de l'infrastructure des bâtiments. A chaque option correspond des conséquences. Les options possibles et leurs conséquences sont définies au Tableau 11.3.

On rappelle qu'**une structure ou infrastructure dissipative** conduit à des réactions d'appuis plus faibles, ce qui **permet une fondation plus économique**. Figure 11.7 : le choix d'une structure de haute ductilité DCH permet de réduire la résultante sismique horizontale appliquée au bâtiment par le coefficient de comportement  $q$  (si la structure ne présente pas de sur-résistance par rapport à la résistance strictement nécessaire, sinon la réduction est moindre).

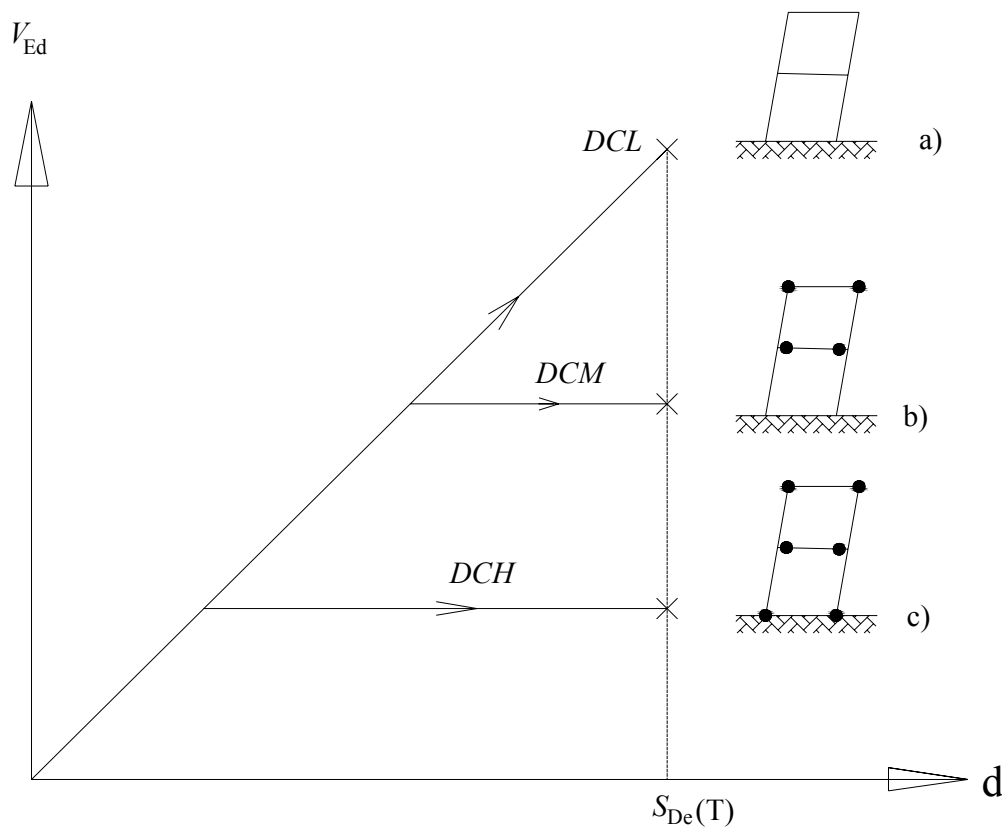


Figure 11.7. Comportement d'ossatures de même période  $T$  soumises à poussée progressive jusqu'au déplacement de projet  $S_{De}(T)$  : a) projet à réponse purement élastique DCL, b) projet modérément dissipatif DCM et c) projet très dissipatif DCH. [Note : le déplacement de projet est en première approche indépendant de  $q$  ; pour son évaluation, voir 2.14.3 et Figure 2.10].

Enfin, les incertitudes sur le sol sont plus importantes que sur les matériaux de structure, pour les raisons expliquées en 11.1. Il faut tenir compte de ces incertitudes dans les vérifications effectuées. Une étude plus fine demande de modéliser le sol par des ressorts de sol ou par des éléments finis ; elle permet de mieux connaître les distributions réelles de contraintes au sol et assure la prise en compte de l'interaction inertielle.

**Tableau 11.3. Options de projet.**

Superstructure	Infrastructure	Implications
Non dissipative <b>Option 1</b>  Conforme à l'Eurocode 8	Non dissipative	La superstructure comme l'infrastructure sont vérifiées sous les sollicitations définies par l'analyse. Les sollicitations en fondations sont les plus élevées. <b>Commentaire : adéquat en zone de sismicité faible à modérée.</b>
Dissipative $q > 1,5$  <b>Option 2</b>  Conforme à l'Eurocode 8.	Non dissipative	Dimensionnement en capacité de l'infrastructure, des diaphragmes, voiles du sous sol, radier, semelles, pieux, contraintes sur le sol, etc... basé sur la résistance plastique réelle de la superstructure. L'infrastructure n'est donc pas vérifiée sous les sollicitations établies par l'analyse, mais sous des sollicitations plus élevées. Les sollicitations au sol sont plus réduites que dans l'option 1, la réduction maximum étant de $q$ (dans le cas où la structure ne présente aucune sur- résistance par rapport à la résistance strictement nécessaire). Figure 11.4. <b>Commentaire : adéquat en toute zone.</b>
Non dissipative  <b>Option 3</b>  Non-conforme à l'Eurocode 8.	Dissipative	La situation est inversée par rapport au cas précédent : c'est la superstructure qui est dimensionnée en capacité par rapport à la résistance plastique de l'infrastructure. Les sollicitations au sol sont réduites par rapport à l'option 1. <b>Commentaire : éléments structurels dissipatifs inaccessibles. Problème d'évaluation de leur état après séisme.</b>
Dissipative <b>Option 4</b> Non-conforme à l'Eurocode 8.	Dissipative	C'est pour la capacité plastique de l'ensemble infra et superstructure que les contraintes au sol sont à vérifier. <b>Commentaire : délicat en raison des incertitudes sur les résistances relatives du sol et de la structure.</b>
Superstructure peu dissipative. Soulèvement Transitoire <b>Option 5</b>  Conforme à l'Eurocode 8	Infrastructure peu dissipative. Soulèvement Transitoire	Cas du « rocking » (balancement). Les règles de l'Eurocode 8 relatives aux murs de grandes dimensions faiblement armés sont implicitement justifiées par l'existence d'un soulèvement transitoire qui soulage la structure. <b>Commentaire : intéressant si maîtrisé. Les règles de l'Eurocode 8 couvrent ce cas et permettent un calcul simple. Des approches explicites du « rocking » sont possibles, par analyse dynamique non linéaire ou en poussée progressive.</b>

## 11.4. Fondations directes des ossatures en portique.

### 11.4.1. Fondations des ossatures en portique sur des semelles isolées.

On a défini en 11.2 les réactions d'appui mobilisables pour reprendre les sollicitations  $M_{Ed}$ ,  $N_{Ed}$ ,  $V_{Ed}$  du cas sismique. Pour des semelles superficielles isolées, trois modes de réaction sont possibles:

- Les réaction élastique du sol,  $M_{Ed}$ ,  $N_{Ed}$ ,  $V_{Ed}$  sont équilibrés par un trapèze de contraintes dont la résultante est excentrée de  $e = M_{Ed} / N_{Ed}$ ; le poteau est dissipatif ou non, mais la semelle reste en tout cas élastique.
- Figure 11.8a et b. Les réaction  $M_{Ed}$ ,  $N_{Ed}$ ,  $V_{Ed}$  sont équilibrés par un triangle de contraintes dont la résultante excentrée de  $e = M_{Ed} / N_{Ed}$  tombe en dehors du noyau central. Il y a soulèvement partiel de la semelle; le poteau est dissipatif ou non ; les contraintes au sol sont appliquées de façon plus locales ; elles peuvent être élevées et entraîner des tassements non symétriques.
- Figure 11.8 c et d. Si les semelles sont dissipatives, il peut y avoir des déformations permanentes du sol et après séisme une distribution modifiées des contraintes sous charge gravitaire comme résultat des déformations de la semelle.

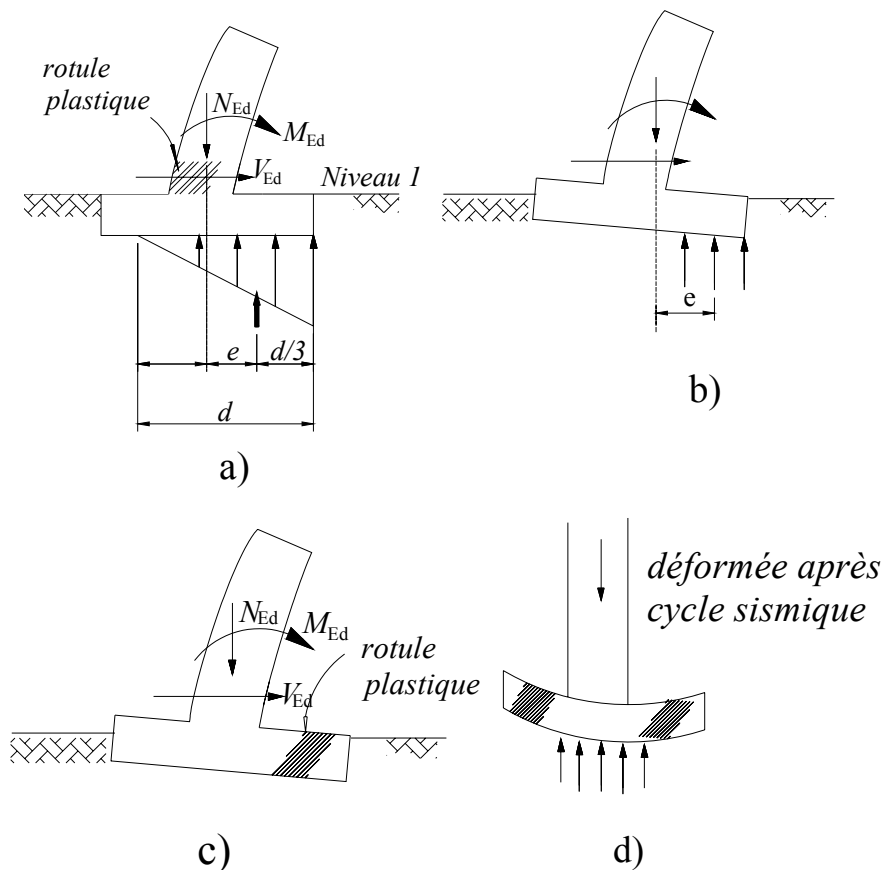


Figure 11.5. Contraintes au sol a) si la résultante  $N_{Ed}$  est un peu en dehors du noyau central de la semelle ; b) si la résultante  $N_{Ed}$  est hors du noyau central de la semelle. c) Rotule plastique dans la semelle. d).Dégradations après cycles sismiques.

Les semelles isolées ne sont pas posées sur un sol infiniment raide. Il y a toujours une rotation de la semelle sous l'application du moment  $M_{Ed}$ . On ne peut donc pas parler d'un encastrement parfait, ce qui modifie le diagramme des moments dans le poteau du niveau 1 et aggrave l'effet  $P-\Delta$  à ce niveau, avec un risque de former une rotule plastique en tête du poteau. Cette rotule n'est pas souhaitable, elle peut entraîner la formation d'un mécanisme de ruine locale de type « étage mou ». Figure 11.9.

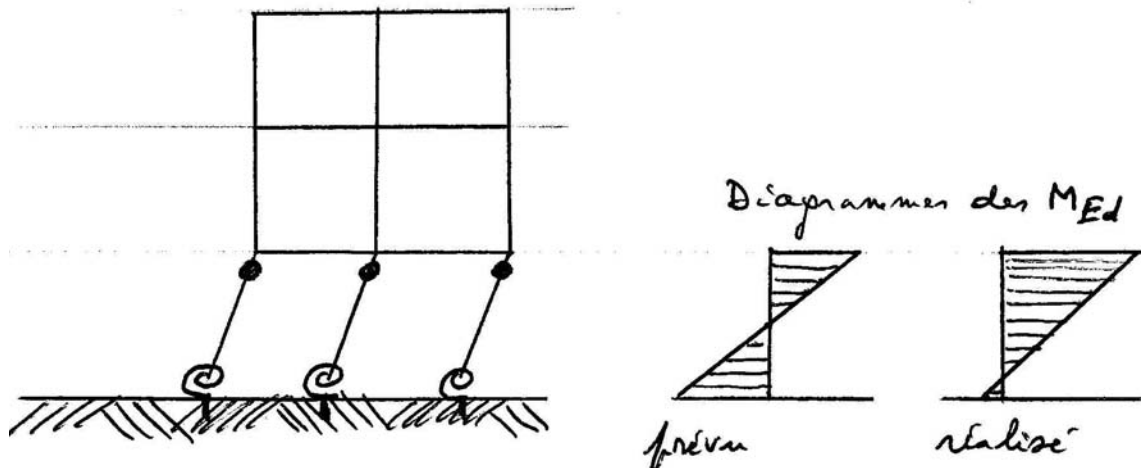


Figure 11.9. La déformabilité du sol peut changer les sollicitations du poteau du niveau 1.

L'analyse du bâtiment doit donc être effectuée en se préoccupant de ce problème. Si on suspecte une rotation non négligeable, il convient de modéliser l'encastrement semi-rigide par un ressort de rotation. Figure 11.10. Sa raideur se déduit du module de déformation  $k$  du sol :

$$\theta = 1 / \rho = M / kI = M / K \Rightarrow K = k I$$

$$I = b_2 \times b_1^3 / 12 \quad (k \text{ en MPa}).$$

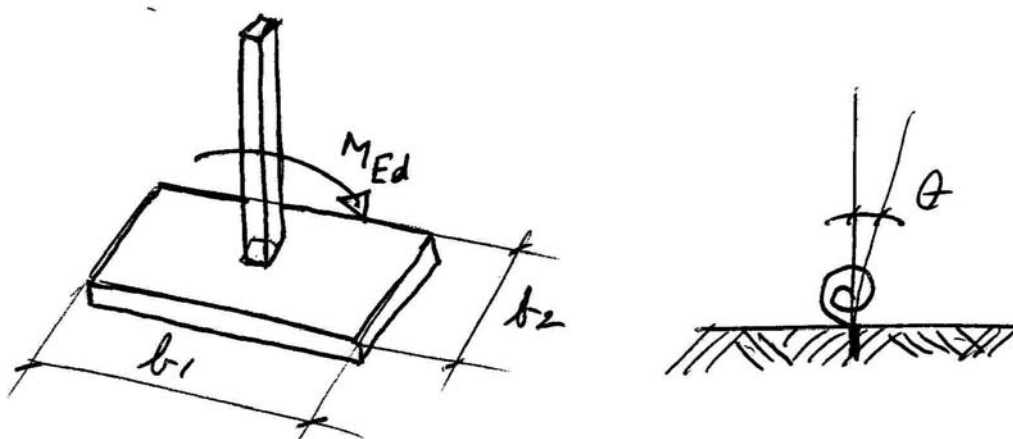


Figure 11.10. Modélisation d'une semelle isolée sur sol flexible.

### Liaisons entre semelles.

Tous les codes parasismiques imposent que les semelles isolées soient reliées entre elles par des longrines qui ont pour but d'empêcher des déplacements relatifs dommageables des appuis de la construction. En effet, les points d'appuis des constructions subissent des déplacements absolus non synchrones sous séisme, déplacements d'autant plus grands que le sol est plus meuble. Les déplacements relatifs entre points d'appui qui en résultent peuvent entraîner des sollicitations dangereuses, par flexion additionnelle et effet P- $\Delta$ .

Il n'est pas évident de déterminer les sollicitations de traction/compression dans les longrines correspondant aux vellétés de déplacement relatif des semelles. L'Eurocode 8 Partie 3 prescrit que les longrines soient dimensionnées pour un effort axial de calcul qui est une fraction de la réaction verticale  $N_{Ed}$  à la semelle de fondation considérée. Cet effort de calcul est variable suivant le caractère plus ou moins meuble du sol : « les longrines doivent être dimensionnées pour reprendre un effort axial en traction ou en compression  $N_{longrine}$  égal à :

$\pm 0,3\alpha \cdot S \cdot N_{Ed}$  pour un sol de classe B

$\pm 0,4\alpha \cdot S \cdot N_{Ed}$  pour un sol de classe C

$\pm 0,6\alpha \cdot S \cdot N_{Ed}$  pour un sol de classe D

où  $N_{Ed}$  est la valeur moyenne de calcul des efforts axiaux agissant sur les éléments verticaux assemblés en situation sismique. »

Des prescriptions spécifiques sont aussi données dans l'Eurocode 8 pour les longrines en béton armé. On les résume en 11.9.

Outre un effort de traction, les longrines peuvent être soumises à d'autres sollicitations, qui dépendent de leurs dimensions et de leurs liaisons aux semelles et poteaux.

La connexion des longrines aux semelles peut être une articulation. La longrine reprend alors seulement une traction/compression. Cette solution est logique pour des longrines en bois ; elle peut aussi être envisagée pour des profils acier. Dans ce cas, la pleine reprise du moment de flexion en pied de poteau est assurée par la réaction sous la semelle.

Si la liaison de la longrine au pied de poteau est un encastrement, différentes conceptions sont possibles.

Pour éviter les problèmes de reprise des moments de flexion importants par le sol de fondation, il est favorable de relier les semelles par des poutres de liaison raides. Figure 11.8. Les semelles transmettent alors au sol essentiellement l'effort normal  $N_{Ed}$  et le cisaillement  $V_{Ed}$  cependant que  $M_{Ed}$  est équilibré par la poutre de liaison. L'intérêt de cette solution dépend évidemment de la distance entre 2 semelles... Cette solution réduit les incertitudes inhérentes à la reprise de la flexion par le sol, puisque la reprise du moment M en pied de poteau (M plastique en classe DCM ou DCH) est

essentiellement assurée par des poutres en béton armé calculables avec plus de certitude que les réactions du sol.

Si les longrines sont encastrées au pied de poteau et qu'elles sont flexibles, la reprise du moment en pied de poteau sera partagée entre les longrines et la réaction au sol, en fonction des raideurs relatives de ces deux termes. On fixe alors les dimensions des longrines pour qu'elles soient assez flexibles pour rester dans le domaine élastique quand la semelle pivote.

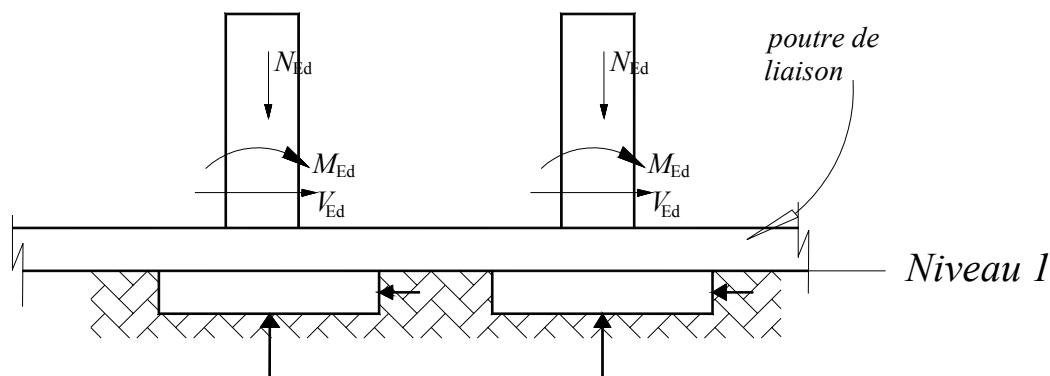


Figure 11.11. Une forte poutre de liaison entre pieds de portique évite la transmission au sous sol des moments en pied de chaque poteau.

Dans tous les cas, il faut éviter l'utilisation de poteaux courts entre la face supérieure de la semelle et la face inférieure de la poutre de liaison ou chaînage. En effet, des poteaux courts auraient comme point faible leur résistance au cisaillement, à laquelle correspond une ruine fragile. On placera donc la face inférieure des poutres de liaison ou chaînages en dessous de la face supérieure de la semelle.

Figure 11.12.

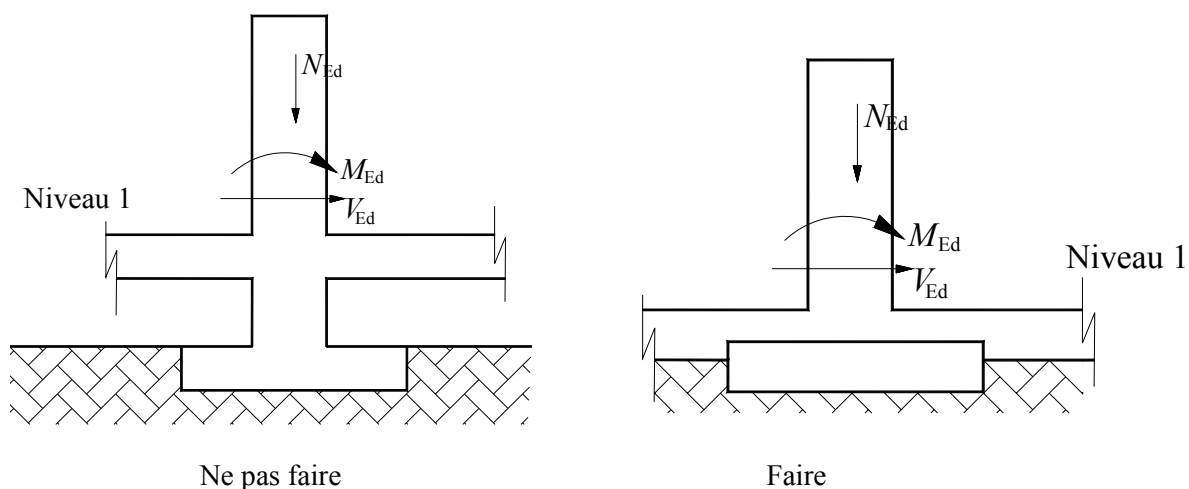


Figure 11.12. Les poteaux courts entre poutres de liaison et semelle sont à éviter.



### **Fondations des ossatures en portique sur des infrastructures en sous sol.**

Des niveaux en sous sol constituent la solution idéale pour la reprise des sollicitations en pied des portiques, car on peut faire du sous sol une boîte raidie par ses murs périphériques, le radier, les planchers diaphragmes et les murs – voiles intérieurs.

Les portiques trouvent ainsi un encastrement idéal et les contraintes au sol se déduisent directement des résultantes globales  $M_{Ed}$ ,  $N_{Ed}$ ,  $V_{Ed}$  de l'ensemble du bâtiment, appliquées à une « grosse » semelle qui est la « boîte sous sol ». Figure 11.13. Si on désigne par  $b_x$  la dimension du bâtiment dans le plan de la Figure 11.13 et par  $b_y$  la dimension perpendiculairement à ce plan, on trouve très simplement les contraintes au sol  $\sigma_c$  par :

$$A = b_x b_y \quad I/v = b_y b_x^2 / 6 \quad \sigma_c = N_{Ed} / A + M_{Ed} / I/v$$

Il est bien sûr nécessaire de vérifier les contraintes et déformations dans les divers plans constituant la « boîte sous sol ». On discute ce point en 11.7.

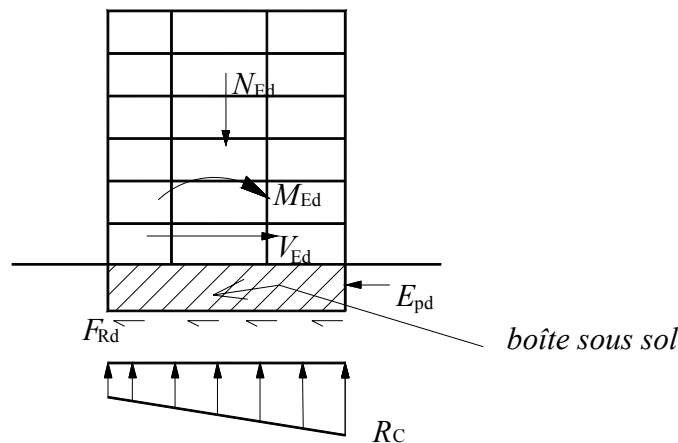


Figure 11.13. Le niveau sous sol raide assure une transmission globale des résultantes  $M_{Ed}$ ,  $N_{Ed}$ ,  $V_{Ed}$  et une distribution optimale des contraintes au sol.

### **11.5. Fondations des structures contreventées par murs ou par ossatures à triangulation.**

Dans les ossatures contreventées par des murs ou noyaux en béton armé ou par leur équivalent acier, des palées triangulées relativement étroites, les réactions en base des contreventements sont localisées et donc importantes. Comme la résistance du sol en compression est nettement inférieure à la résistance des matériaux des murs, noyaux, palées et comme la résistance en traction du sol est généralement nulle, la fondation de ces structures fait appel :

- parfois à des pieux, voir 11.6.
- souvent à une large semelle, telle que la « boîte sous sol » de la Figure 11.13.

La conception de la fondation est chaque fois un cas d'espèce, qui dépend :

- du niveau de séismicité
- de la capacité portante et du type de sol
- de l'architecture plus ou moins cloisonnée des niveaux de sous sol (voir les exemples en 11.7).
- de la dimension des sous sol.

## **11.6. Fondations sur pieux.**

### **Pieux dans un sol homogène.**

Si les pieux sont entièrement dans un sol homogène, une part importante du transfert d'effort du pieu vers le sol a lieu par frottement latéral et l'idéal est d'effectuer un dimensionnement capacitif des pieux de sorte que la dissipation d'énergie se passe dans la superstructure. Figure 11.14.

On évite ainsi d'atteindre d'abord un état limite dans les pieux, ce qui serait néfaste car il s'agirait alors de l'étirement plastique des pieux en traction ou de l'épuisement de la résistance latérale à l'interface sol-pieu.

L'étirement plastique des pieux en traction a comme corollaire des compressions élevées lors du renversement d'effort et donc la nécessité d'armatures de confinement importantes et coûteuses.

L'épuisement de la résistance latérale entraîne la perte de résistance en traction du pieu et peut poser un problème grave de stabilité globale de la structure : basculement, enfoncement du côté comprimé.

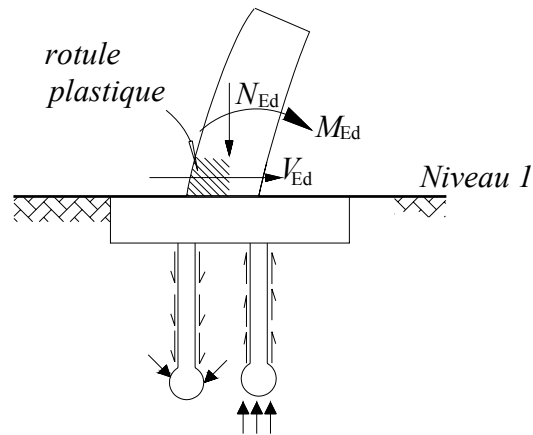


Figure 11.14. Reprise de  $M_{Ed}$  en base d'un mur par des pieux.

### **Pieux dans un sol multi couches.**

En cas de séisme, les sollicitations d'un pieu disposé dans un sol multi couches sont difficiles à estimer. En effet, le pieu est :

- sollicité par un cisaillement horizontal  $V_{Ed}$  et un moment de flexion  $M_{Ed}$
- appuyé latéralement sur les différentes couches de sol
- sollicité par des déplacements horizontaux différentiels entre points haut et bas de chaque couche
- sollicité par des déplacements horizontaux différentiels entre les couches de sol

On montre à la Figure 11.15 un exemple de situation dans laquelle les pieux traversent une couche de sol pour se ficher dans un sol dur. Dans cette situation, on peut s'attendre à la formation de rotules plastiques à l'encastrement à la semelle sur pieux et à chaque interface entre couches de sol.

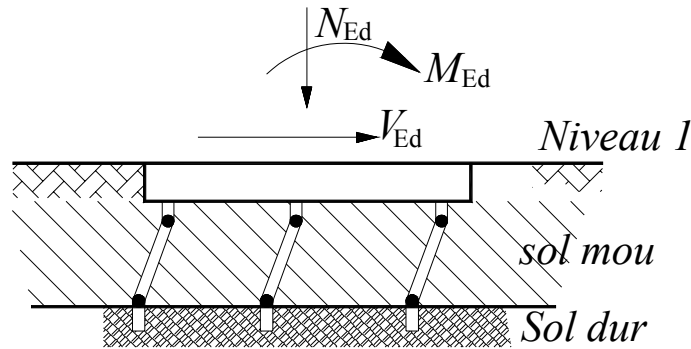


Figure 11.15. Zones de rotules plastiques potentielles en cas de sol bi-couches.

On munira donc les pieux d'armatures transversales et de confinement en appliquant les règles relatives aux zones critiques des poteaux. Les zones critiques sont :

- le sommet du pieu sur une distance  $2d$  à partir de la face inférieure de la semelle sur pieu ( $d$  est la dimension de la section transversale du pieu)
- les zones se situant sur une distance  $2d$  de part et d'autre de l'interface entre deux couches de sol présentant des rigidités au cisaillement sensiblement différentes (rapport de modules de cisaillement supérieur à 6).

#### **Pieux dans sur des couches de sol inclinées.**

Si la couche de sol dur où on fiche les pointes des pieux est inclinée, la longueur et donc la flexibilité des pieux varient de l'un à l'autre, ce qui a pour effet d'éloigner le centre de raideur  $CR$  de la fondation du centre de gravité  $CM$  de la structure. Ceci engendre une sollicitation de torsion dont il faut tenir compte pour établir la force de cisaillement en tête de chaque pieu. Figure 11.16.

#### **Conclusions.**

Les conclusions relatives à la conception de structures sur pieux sont donc les suivantes:

- si des pieux sont nécessaires, il convient de réaliser la superstructure la plus dissipative possible, afin de réduire (par  $q$ , au maximum) les sollicitations à la fondation.
- s'il y a plusieurs semelles sur pieux, il est préférable de les associer entre elles, de manière à élargir la base et ainsi réduire les sollicitations par pieu. Figure 11.17.

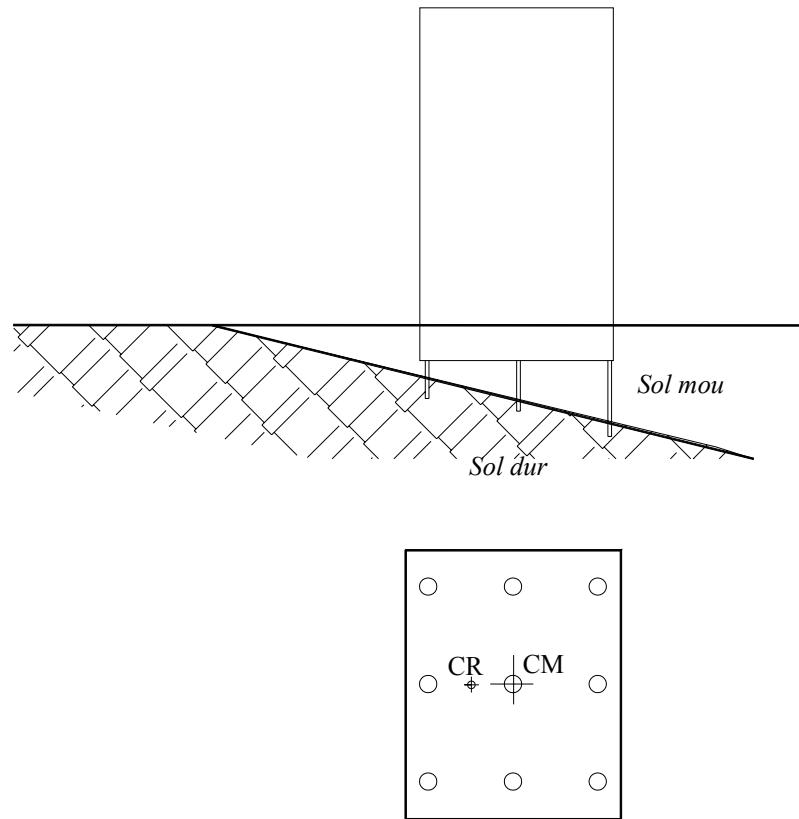


Figure 11.16. Situation où la flexibilité variable des pieux conduit à une torsion à la fondation.

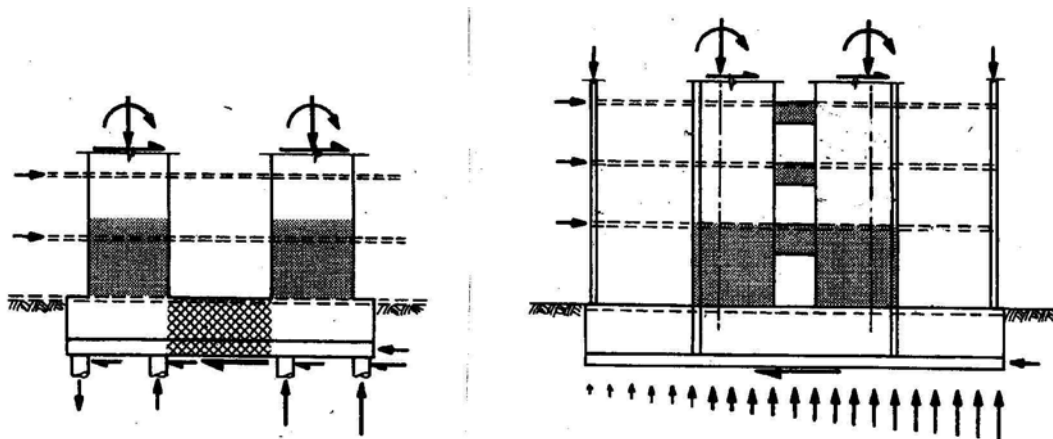


Figure 11.17. Fondation combinée de 2 voiles de contreventement par des poutres de couplage. A gauche, fondation sur pieu. A droite, fondation directe. [Paulay, 1992.]

### 11.7. Discussion de la conception de l'infrastructure sur quelques exemples.

#### Exemple 11.7.1. Fondation d'un voile de contreventement ductile par une poutre en sous sol.

La solution la plus efficace du point de vue structural pour assurer la reprise des sollicitations  $M_{Ed}$ ,  $N_{Ed}$ ,  $V_{Ed}$  en pied d'un voile de contreventement est de lui donner comme base une poutre horizontale raide utilisant la hauteur du niveau sous sol du bâtiment. Figure 11.18. La transmission du moment de flexion est directe. La situation est similaire à une jonction poutre poteau de portique pivotée de  $90^\circ$ ; les vérifications de ce cas s'appliquent. La reprise du moment de flexion  $M_{Ed} = V_{Ed} \times h$  peut être assurée par la seule compression excentrée  $R_c$ . On peut faire une analyse satisfaisante de la structure de sous sol par simples équations d'équilibre, sans avoir recours à un modèle numérique.

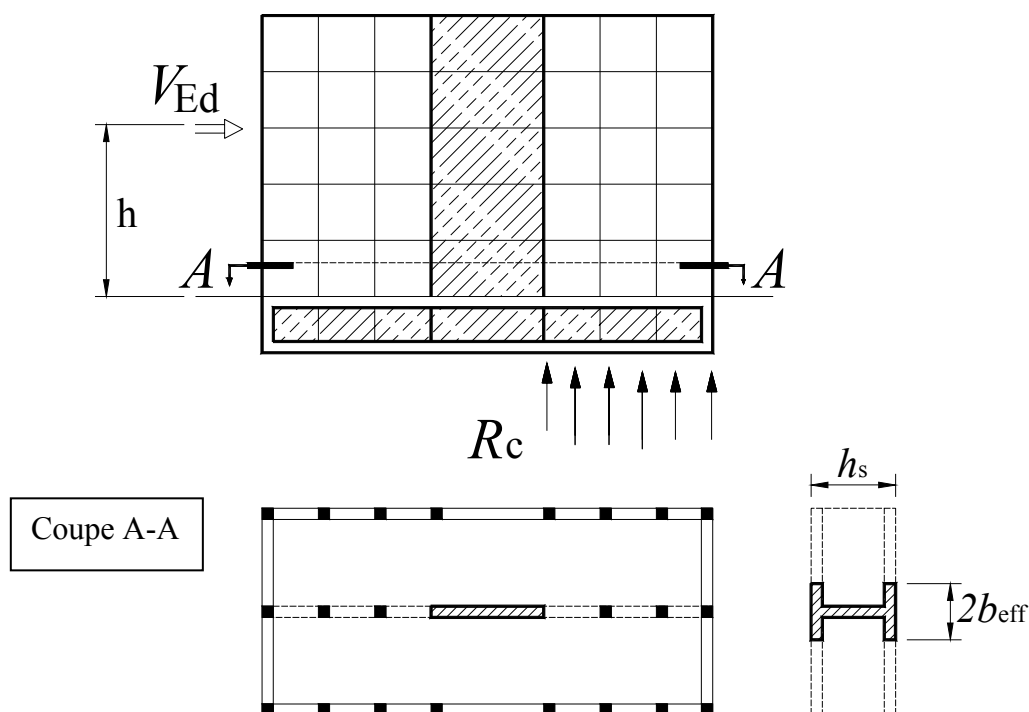


Figure 11.18. Infrastructure où la reprise des sollicitations du voile est directe par une poutre horizontale dont la hauteur est celle du niveau de sous sol.

La poutre horizontale possède une âme (le mur en béton armé du sous sol) et 2 ailes (les planchers diaphragmes). On vérifie les sections de cette poutre en H de hauteur  $h_s$  en tenant compte d'une largeur participante  $2 b_{eff}$  des planchers diaphragmes. Cette analyse est approchée, car elle ignore la contribution d'autres mécanismes (voir Exemple 11.7.2), mais elle place en sécurité si l'âme de poutre ne comporte pas d'ouverture ou si ces ouvertures sont négligeables. Si la raideur du niveau de sous sol n'est pas apportée seulement par la poutre considérée (présence d'autres voiles au sous sol, poteaux et

poutres formant portiques, présence de murs périphériques), un modèle numérique est nécessaire pour établir plus précisément les contraintes et déformations de tous ces éléments.

L'utilisation d'une poutre horizontale en sous sol s'applique en particulier pour donner une base fixe à un voile adjacent et perpendiculaire à la frontière de la construction (cas courant des cages d'escalier ou d'ascenseur disposées en périphérie). Dans ce cas, il n'est pas possible d'épanouir une semelle simple au-delà de la frontière de propriété, mais la poutre horizontale en sous sol permet la reprise du moment  $V_{Ed} h$ , que  $V_{Ed}$  soit dirigé vers la droite ou vers la gauche -Figure 11.19.

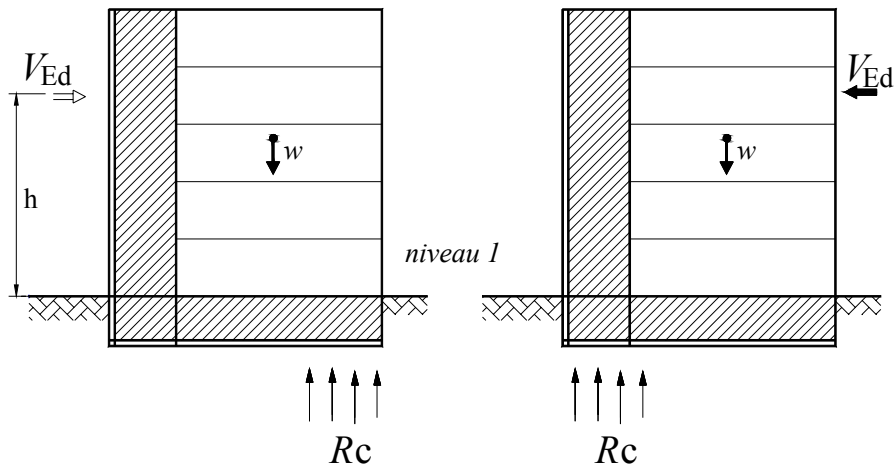


Figure 11.19. Si le voile est proche de la limite du bâtiment, la reprise du moment en pied de voile par une poutre horizontale reste efficace.

Il existe une circonstance où la fondation d'un voile de contreventement est automatiquement assurée par des poutres horizontales sans ouverture en sous sol : c'est lorsque les voiles sont situés en façade des bâtiments et encastrés aux murs périphériques du sous sol. Figure 11.20.

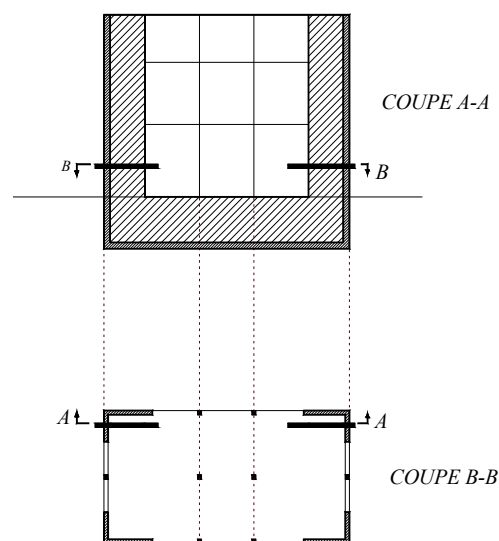


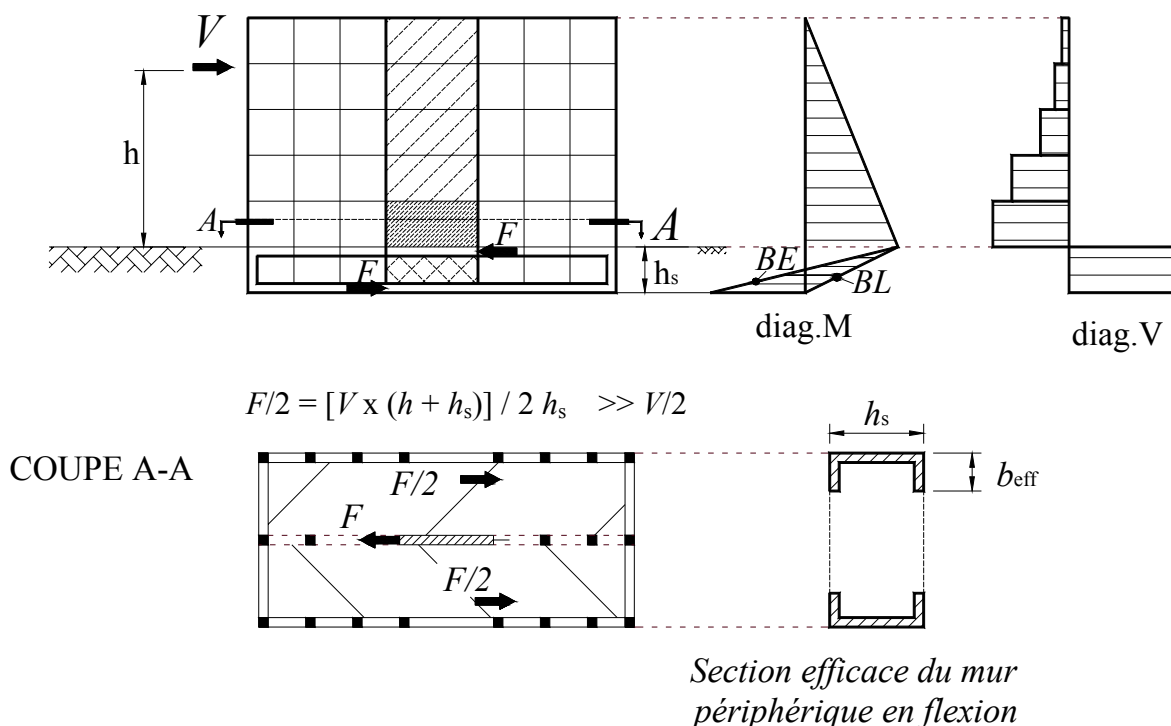
Figure 11.20. Si les contreventements sont dans les plans des façades, les voiles périphériques en sous sol constituent automatiquement des poutres raidées assurant un encastrement.

### Exemple 11.7.2. Encastrement d'un voile de contreventement par les planchers du sous sol.

Quand un sous sol comporte des murs périphériques, on peut transmettre le moment de flexion du pied de voile vers ces murs. Dans cette solution, le voile, poutre verticale, trouve 2 appuis horizontaux sur les diaphragmes supérieur et inférieur du sous sol, à condition que le voile soit continué jusqu'au radier. Le couple de forces  $F$  mobilisées transmet  $M = V_{Ed} h$ . Figure 11.21.a.

Il faut vérifier que les diaphragmes et leurs poutres peuvent assurer le transfert de  $F$  vers les murs périphériques, car  $F$  est largement supérieur à  $V_{Ed}$ . Au niveau 1, l'équilibre donne :  $F = V_{Ed} \times (h / h_s)$

Il faut noter aussi que comme les diaphragmes ne sont pas infiniment raides et que le chemin à parcourir par les efforts  $F$  peut être long, les diaphragmes ne constituent pas des points d'appuis parfaitement fixes pour le voile. On peut donc s'attendre à une rotation en pied du voile. Cette rotation serait nulle si le radier était « infiniment » raide ; en général, le radier se déforme et sa plus ou moins grande raideur influence le diagramme des moments de flexion dans le voile sur la hauteur du sous sol (voir les symboles BE pour Base Encastree et BL pour Base Libre en rotation dans les diagrammes de moment de flexion du voile à la Figure 11.21.a).



Symboles. BE : Base Encastree

BL : Base Libre en rotation

Figure 11.21.a. Transmission du moment de flexion du pied de voile vers les murs périphériques par les diaphragmes des niveaux 1 et sous sol..

**Exemple 11.7.3. Encastrement d'un voile de contreventement interrompu au dessus de l'infrastructure.**

Si un voile n'est pas prolongé dans l'infrastructure, le moment de flexion en pied de voile est équilibré par l'ensemble de l'infrastructure et entraîne des déformations de flexion des planchers du sous sol et du radier. Figure. Une forte épaisseur du radier peut être nécessaire. Le voile applique au sous sol un couple de forces  $F$  largement supérieures à  $V_{Ed}$  :  $F = V_{Ed} \times (h/b)$  Figure 11.21.b Cette configuration impose le recours à un modèle numérique pour établir les sollicitations des éléments de l'infrastructure.

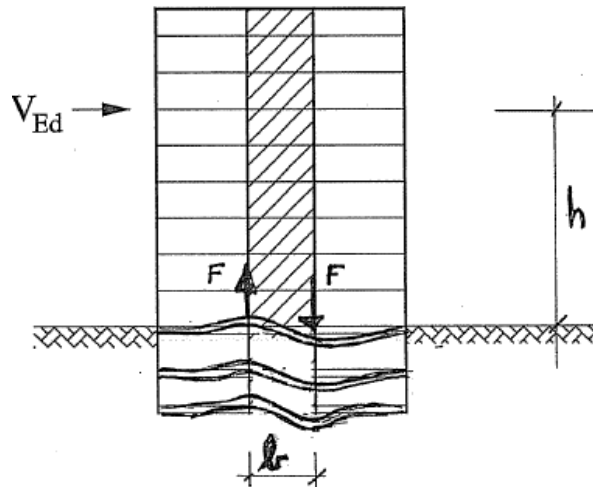


Figure 11.21.b. Transmission du moment de flexion du pied de voile vers l'infrastructure dans le cas où le voile est interrompu. Disposition potentiellement problématique.

**Exemple 11.7.4. Poutres de fondation dissipatives.**

On peut réaliser des voiles, murs, noyaux, etc..., dissipatifs si on dispose d'un encastrement au sol efficace constitué –voir les exemples précédents – de poutres horizontales très raides. Si la résistance en flexion des contreventements est plus grande que celle de la fondation, les zones dissipatives sont reportées en fondation, ce qui n'est pas conforme à l'Eurocode 8.

Cette solution pose problème, car il est délicat d'évaluer la rotation en base des contreventements correspondant aux déformations de la poutre de couplage, ainsi que les distributions des contraintes au sol dans cette situation déformée. Figure 11.22.



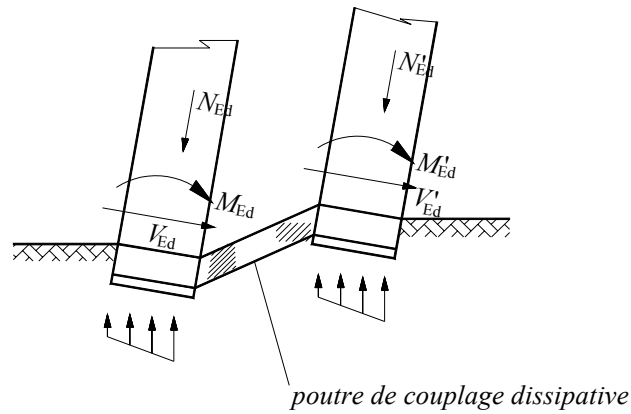


Figure 11.22. Poutre de couplage dissipative en pieds des voiles.

### **Exemple 11.7.5. Infrastructure et joint de dilatation.**

Lors de la construction de grands immeubles, des joints de dilatation en superstructure sont souvent nécessaires. Pour reprendre les sollicitations sismiques, il est préférable de ne pas prolonger ce joint en infrastructure. On bénéficie ainsi d'une large base et les contraintes au sol sont réduites. On évite les fissurations de retrait en infrastructure en bétonnant la zone à l'aplomb du joint en phase finale (clavage). Figure 11.23. Cette disposition est obligatoire dans certains pays (Ex : Algérie).

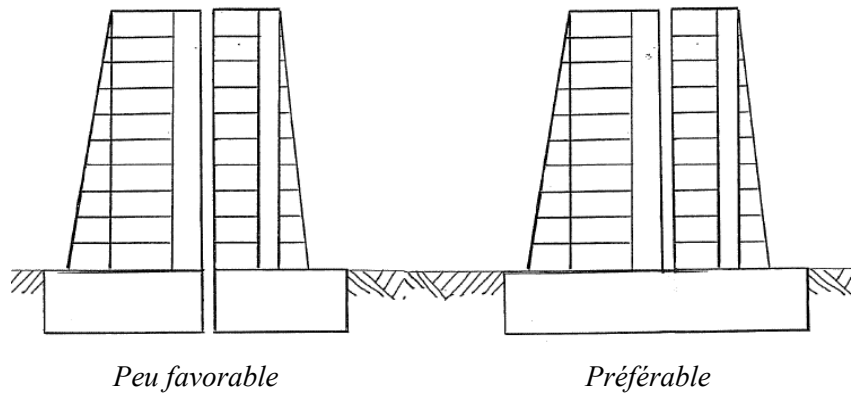


Figure 11.23. Interrompre le joint de dilatation en infrastructure réduit les sollicitations à la fondation.

## 11.8. Analyses considérant l'interaction sol-structure.

### 11.8.1 Remarque.

On présente ici des méthodes simples d'analyse tenant compte de l'interaction sol-structure. Pour des explications détaillées de la dynamique de l'interaction sol-structure et des méthodes d'analyse possibles, il est nécessaire de se reporter à des ouvrages spécialisés [Pecker, 2006][Dowrick, 1988].

### 11.8.2 Méthode forfaitaire utilisable en dimensionnement de bâtiments réguliers.

Lorsqu'un bâtiment comporte une infrastructure, on peut évaluer de façon approximative l'effet de l'interaction sol-structure en définissant une « hauteur de dimensionnement »  $H$  supérieure à  $H_0$  hauteur de la structure au dessus du sol.  $H$  définit en fait le niveau supposé de l'encastrement parfait ; il inclut une partie du sous sol et traduit la flexibilité de ce sous sol. La période fondamentale  $T$  est plus élevée, la pseudo accélération égale ou réduite et les déplacements plus grands que si on considère un encastrement au niveau du sol.

On trouve dans le règlement PS92 les indications suivantes :

- $H = H_0$  si la structure est fondée sur un sol de très bonne résistance mécanique
- $H = H_0 + H_1/2$  si la structure est fondée sur un sol de résistance mécanique moyenne
- $H = H_0 + H_1$  si la structure est fondée sur un sol de résistance mécanique faible

Les masses situées sous le niveau d'encastrement ne font pas partie de la masse sismique.

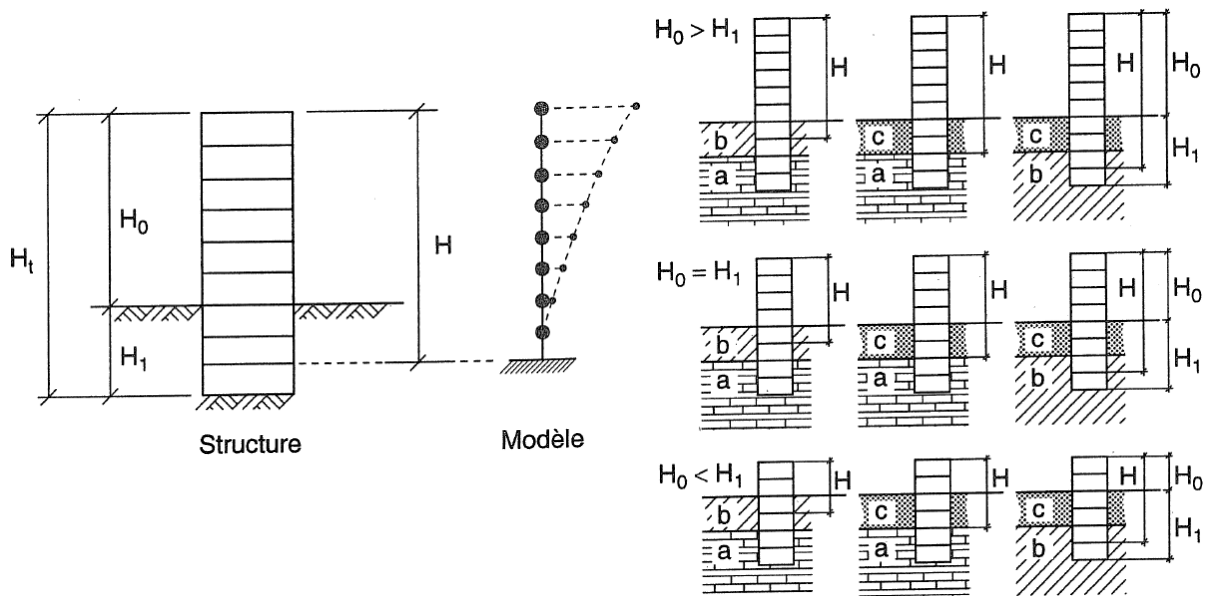


Figure 11.24. Hauteur de dimensionnement (d'après PS92).

### **11.8.3. Principe des modèles pour l'analyse considérant l'interaction sol – structure.**

Pour représenter l'interaction sol structure, on utilise trois approches:

**Approche 1** : le modèle représente la structure et le sol depuis le bedrock jusqu'à la surface. Figure 11.25. Cette approche présente des difficultés, puisqu'il faut:

- construire un modèle détaillé du sol, modèle qu'il faut quand même limiter et qui doit éviter les rebonds sur les frontières du modèle des ondes propagées dans le sol (nécessité d'éléments absorbants)
- définir pour chaque élément de sol un module d'élasticité, un coefficient de Poisson, une masse volumique et un amortissement.
- définir des accélérogrammes au bedrock

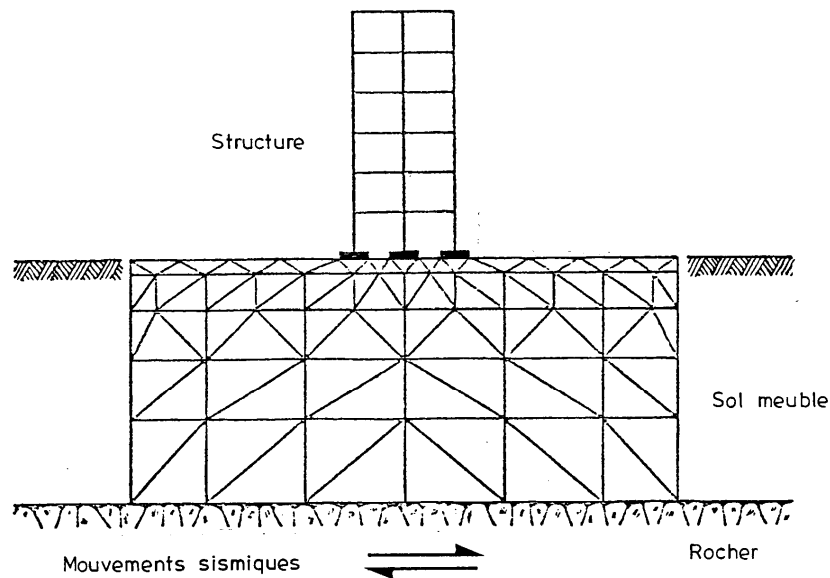


Figure 11.25. Approche 1 : modèle complet pour l'étude de l'interaction sol-structure.

**Approche 2** : on intègre dans un modèle la structure et une portion de sol associée à la structure à laquelle on attribue des caractéristiques représentatives de la flexibilité et l'amortissement du sol. Cette deuxième approche permet des analyses plus simples. On y sépare le sol et la structure, de sorte que le mouvement du bâtiment est égal à la somme :

- du mouvement que prend le bâtiment supposé sans masse sous l'action sismique en base : interaction cinématique
- du mouvement du bâtiment résultant de l'interaction cinématique : interaction inertielle.

Pour une structure dont les fondations peuvent être considérées comme superficielles, l'interaction cinématique est négligeable : le bâtiment suit les mouvements de la surface du sol et on peut étudier l'interaction sol-structure dans un modèle unique où le sol est modélisé par des ressorts amortis. Des

études ont permis de calibrer des raideurs et amortissements de ressorts représentant au mieux l'interaction sol-structure. Figures 11. 2 et 11.26.

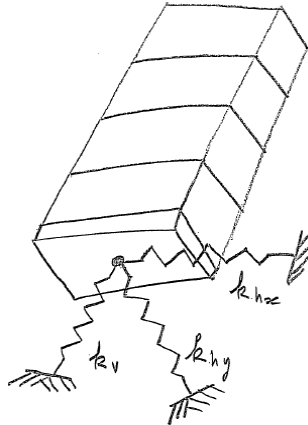


Figure 11.26. Approche 2 : modèle où la fondation est représentée par des ressorts.

**Approche 3** : des méthodes d'usage encore plus simple ont été établies, qui ne demandent pas une représentation explicite des fondations : la structure est encastree en base et on traduit l'influence de l'interaction inertielle par des relations de modifications des sollicitations calculées dans cette hypothèse. On présente ci-après une méthode de ce type.

#### **11.8.4. Evaluation des effets de l'interaction inertielle sol structure par la méthode FEMA 450 (2006). Application à l'analyse dynamique simplifiée.**

Cette méthode résulte d'études d'oscillateurs simples sur support élastique, des systèmes à 3 DDL :

- un déplacement horizontal en base
- une rotation  $\theta$  en base
- un déplacement relatif entre la masse et la base de l'oscillateur.

On présente à la Figure 11.27 des spectres de réponse de tels systèmes. On observe qu'une flexibilité accrue conduit à :

- l'accroissement de la période du cas base flexible ( $\Phi > 0$ ) par rapport au cas base fixe ( $\Phi = 0$ ) :  
 $T^* > T$
- la diminution du niveau des pics pour les cas base flexible par rapport au cas base fixe. On traduit cette observation dans un amortissement  $\xi^* > \xi$

La méthode reprise dans le document FEMA 450 définit des relations de calculs de  $T^*$  et  $\xi^*$  en fonction des type de sols, qui permettent d'établir un cisaillement en base  $V_{Ed}$  réduit tenant compte de l'interaction inertielle sol-structure :

$$V_{Ed}^* = V_{Ed} - \Delta V$$

$$[\Delta V \text{ est limité à : } \Delta V < 0,3 V_{Ed}]$$

$$\Delta V = M_{eff} \left[ S_d(T) - S_d(T^*) \left( \frac{0,05}{\xi^*} \right)^{0,4} \right]$$

Dans cette relation,  $S_d(T)$  et  $S_d(T^*)$  sont respectivement la pseudo accélération de calcul pour la période  $T$  de la structure calculée en ignorant l'interaction sol-structure (base fixe) et la pseudo accélération de calcul pour la période  $T^*$  qui tient compte de l'interaction sol-structure (base flexible).  $\xi^*$  est l'amortissement du système structure – fondation flexible.

$M_{eff}$  est la masse efficace de la structure. On admet  $M_{eff} = 0,7 M$ , sauf pour les structures à 1 seul niveau où on prend  $M_{eff} = M$ .

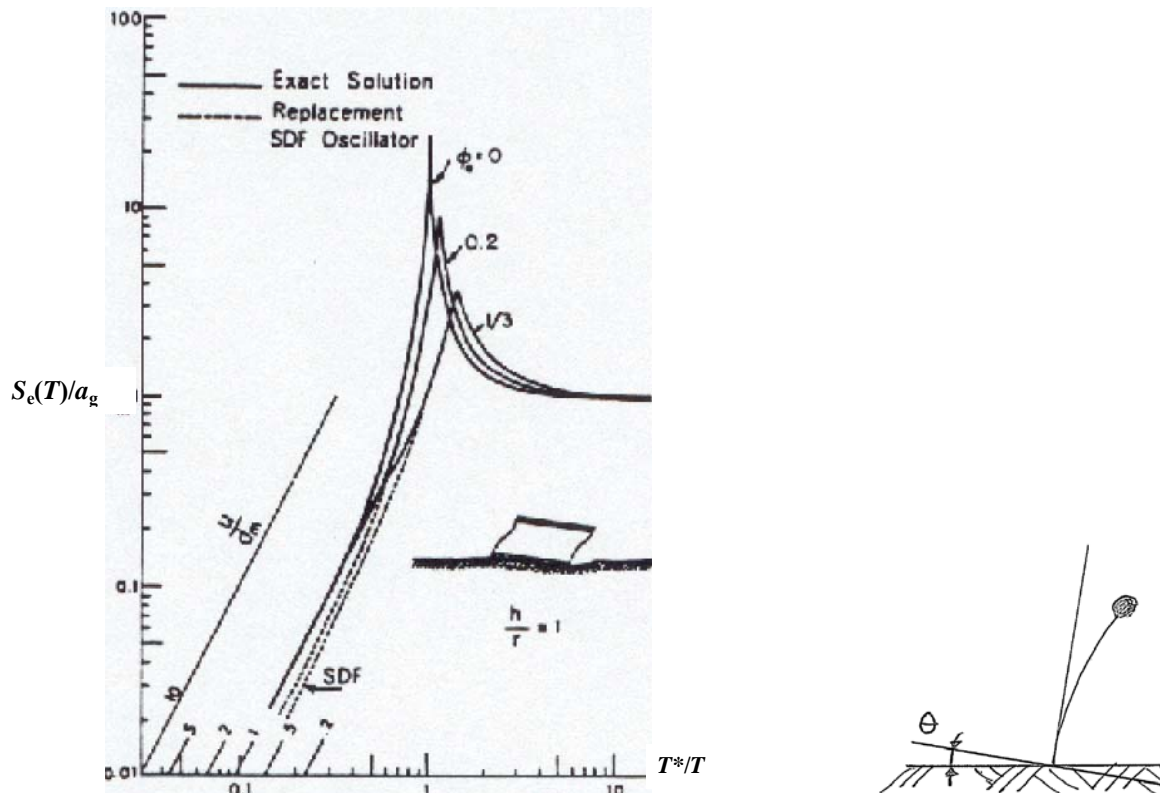


Figure 11.27. Spectres de réponse de systèmes à base flexible ( $\Phi > 0$ ) et fixe ( $\Phi = 0$ ) (sous excitation harmonique et pour  $\xi = 2\%$ ). [Veletsos et Meek, 1974].

#### Détermination de $T^*$

$T^*$  est calculée par :

$$T^* = T \left[ 1 + \frac{k^*}{K_y} \left( 1 + \frac{K_y h_{eff}^2}{K_\theta} \right) \right]^{0,5}$$

Dans cette relation,  $k^*$  est la raideur de la structure à base fixe :

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{M_{eff}}{k^*}} \Rightarrow k^* = 4\pi^2 \left( \frac{M_{eff}}{T^2} \right)$$

$h_{\text{eff}}$  est la hauteur « efficace » de la structure :  $h_{\text{eff}} = 0,7 h_{\text{tot}}$  (pour la structure à un seul niveau, on prend :  $h = h_{\text{tot}}$ )

$K_y$  est la raideur de la fondation pour un déplacement horizontal, c'est-à-dire la force qui appliquée au niveau de la fondation provoque un déplacement unitaire à ce niveau (force et déformation mesurées pour la direction sismique considérée).

$K_\theta$  est la raideur de la fondation pour un mouvement de balancement, c'est-à-dire le moment qui produit une rotation moyenne unitaire (moment et rotation étant mesurés dans la direction considérée d'action sismique).

$K_y$  et  $K_\theta$  sont calculés par les relations indiquées plus bas, en considérant des propriétés des sols compatibles avec les déformations attendues (notion de raideur sécante – Figure 11.28).

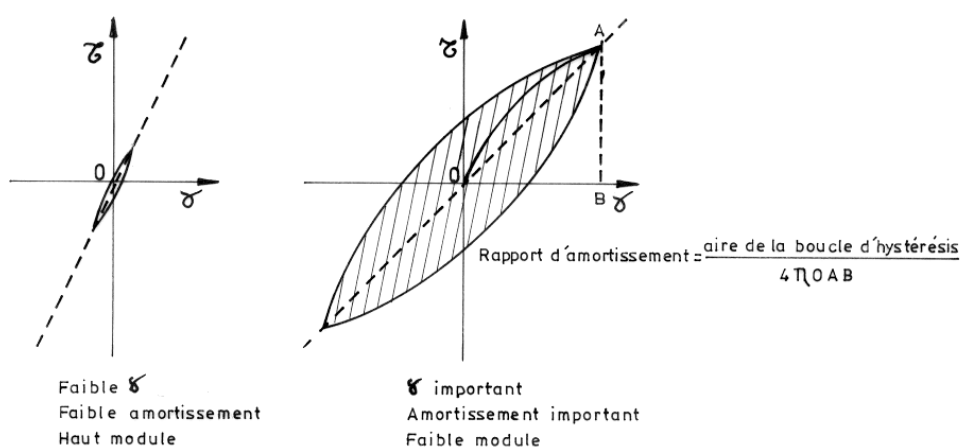


Figure 11.28. Le module  $G$  pour une analyse élastique est un module sécant qui dépend de l'importance des déformations attendues du sol.

Le module de cisaillement  $G$  du sol pour de grandes déformations est estimé, sur base du module  $G_0$  mesuré pour de petites déformations comme indiqué au Tableau 11.4.

De même,  $v_s$ , vitesse des ondes de cisaillement dans le sol aux grandes déformations, est calculée sur base de  $v_{s0}$ , vitesse moyenne des ondes de cisaillement du sol de fondation pour de petites déformations ( $10^{-3}$  ou moins).

Tableau 11.4. Valeurs de  $G/G_0$  et  $v/v_0$ .

	$\gamma_1 a_g S$			
	$\leq 0,10$	0,15	0,20	$\geq 0,30$
$G/G_0$	0,81	0,64	0,49	0,42
$v/v_{s0}$	0,90	0,80	0,70	0,65

Pour des structures dont le radier est pratiquement à la surface du sol ou pour des structures dont l'infrastructure est enterrée sans qu'il y ait de contacts latéraux significatifs avec le sol, on a, pour une fondation circulaire de rayon  $r$  :

$$K_y = \left[ \frac{8\alpha_y}{2-\nu} \right] Gr = \frac{8Gr}{2-\nu} \quad (\alpha_y \approx 1 \text{ sous séisme})$$

$$K_\theta = \left[ \frac{8\alpha_\theta}{3(1-\nu)} \right] Gr \quad (\alpha_\theta = 1 \text{ en statique})$$

$\alpha_\theta$  tient compte du balancement de la structure et est fonction des accélérations subies.

Pour des bâtiments classiques, sans infrastructure profonde, c'est-à-dire avec un rapport de la profondeur  $d$  au rayon  $r$  de la fondation tel que  $d/r < 0,5$ , on évalue  $\alpha_\theta$  par le tableau suivant.

Tableau 11.5.

$q/v_s T$	$\alpha_\theta$
$< 0,05$	1
0,15	0,85
0,35	0,70
0,5	0,60

Si l'infrastructure est profonde, c'est à dire si  $d/r > 0,5$ , on évalue  $k_y$  et  $k_\theta$  par :

$$K_y = \left( \frac{8Gr}{2-\nu} \right) \left( 1 + \frac{2d}{3r} \right)$$

$$K_\theta = \left( \frac{8Gr\alpha_\theta}{3(1-\nu)} \right) \left( 1 + \frac{2d}{r} \right)$$

Ces valeurs sont sensibles au degré de compaction des remblais le long des parois verticales et il faut évaluer l'encastrement réalisé au niveau des parois latérales de la fondation.

Si la couche de sol en surface est superposée à une couche plus raide de coefficient  $\nu_s$  plus de 2 fois supérieur à celui de la couche de surface,  $K_y$  et  $K_\theta$  peuvent être calculé par les relations suivantes, valables pour  $r/D_s < 0,5$  et  $d/r < 1$  ( $D_s$  est la somme des épaisseurs des couches).

$$K_y = \left[ \frac{8Gr}{2-\nu} \right] \left[ 1 + \frac{2d}{3r} \right] \left[ 1 + \frac{r}{2D_s} \right] \left[ 1 + \frac{5d}{4D_s} \right]$$

$$K_\theta = \left[ \frac{8Gr^3\alpha_\theta}{3(1-\nu)} \right] \left[ 1 + \frac{2d}{r} \right] \left[ 1 + \frac{r}{6D_s} \right] \left[ 1 + \frac{0,7d}{D_s} \right]$$

Détermination de  $T^*$  pour d'autres formes de radier.

Pour calculer  $K_y$ , on remplace  $r$  par  $r_a$ , rayon du cercle qui a la même aire  $A_0$  que la fondation

considérée:  $r_a = \sqrt{\frac{A_0}{\pi}}$

Pour calculer  $K_\theta$ , on remplace  $r$  par  $r_m$ , rayon du cercle de moment d'inertie  $I_0$  égal à celui de la fondation considérée.

Pour un cercle  $I_x = I_y = \pi r_m^4 / 4 = I_0 \quad \Rightarrow \quad r_m = \sqrt[4]{\frac{4I_0}{\pi}}$

Relations directes de calcul de  $T^*$ 

On peut aussi calculer directement par la formule finale :

$$T^* = T \left( 1 + \frac{25\alpha r_a h_{eff}}{v_s^2 T^2} \right)^{0,5} \left( 1 + \frac{1,12 r_a h_{eff}}{\alpha_\theta r_m^3} \right)^{0,5}$$

$$\alpha = \frac{M_{eff}}{\gamma_0 A_0 h_{eff}} \quad \text{est le rapport de la masse efficace de la structure par rapport à une masse de}$$

sol qui occuperait le même volume  $A_0 h_{eff}$ ; son ordre de grandeur est 0,15.

Si la fondation est pratiquement carrée,  $r_a \approx r_m \approx r$  et :

$$T^* = T \left( 1 + \frac{25\alpha r h_{eff}}{v_s^2 T^2} \right)^{0,5} \left( 1 + \frac{1,12 h_{eff}^2}{\alpha_\theta r_m^2} \right)^{0,5}$$

Détermination de  $K_y$  et  $K_\theta$  en cas de fondations sur semelles isolées.

Chaque semelle est le siège d'un balancement et d'une translation horizontale.

On peut estimer la raideur  $K_y$  totale pour une translation comme la somme des raideurs individuelles :

$$K_y = \sum k_{yi}$$

Pour estimer  $K_\theta$ , il faut s'interroger sur le comportement global de la fondation.

Si on peut considérer qu'elle pivotera comme un corps rigide :  $K_\theta = \sum k_{zi} x_i^2$ .

Si on considère que chaque semelle pivote :

$$K_\theta = \sum k_{\theta i}$$

Dans le cas général :

$$K_\theta = \sum k_{zi} x_i^2 + \sum k_{\theta i}$$

Les  $k_i$  sont, pour la semelle  $i$  :  $k_{yi}$  la raideur horizontale,  $k_{zi}$  la raideur verticale,  $k_{\theta i}$  la raideur de balancement.  $x_i$  est la distance de la semelle  $i$  à l'axe de balancement pour la direction  $x$  de séisme considérée.

On calcule les  $k_i$  par :  $k_{yi} = k_{xi} = \left( \frac{8G_i r_{ai}}{2-\nu} \right) \left( 1 + \frac{2d}{3r} \right) \quad k_{zi} = \left( \frac{4G_i r_{ai}}{1-\nu} \right) \left( 1 + \frac{0,4d}{r} \right)$



$$k_{\theta i} = \left( \frac{8G_i r_{mi}^3}{3(1-\nu)} \right) \left( 1 + \frac{2d}{r} \right) \quad r_{ai} = \sqrt{\frac{A_{0i}}{\pi}} \quad r_{mi} = \sqrt[4]{\frac{4I_{0i}}{\pi}}$$

$d$  est la profondeur efficace (enfouissement) de la semelle  $i$ .

Si la semelle est en surface ou si le remblai n'est pas compacté, il est prudent de considérer  $d = 0$ .

#### Détermination de $K_y$ et $K_\theta$ en cas de fondation sur pieux.

On détermine  $K_y$  et  $K_\theta$  en évaluant les raideurs horizontales, verticales et de balancement  $k_{yi}$ ,  $k_{xi}$  et  $k_{\theta i}$  comme pour les semelles. Cette évaluation peut être faite par essais sur site ou par calcul, en exprimant les raideurs  $K_y$  et  $K_\theta$  en fonction de la raideur des pieux considérés appuyés sur des appuis horizontaux élastiques (ressorts de sol).

#### Calcul de l'amortissement efficace $\xi^*$ . Fondation sur radier.

L'analyse de la réponse harmonique à la résonance de systèmes simples du type présenté à la Figure 11.27 a permis d'établir une relation de calcul de l'amortissement  $\xi^*$  :

$$\xi^* = \xi_0 + \frac{0,05}{\left( \frac{T^*}{T} \right)^3} \quad (\text{mais toujours } \xi^* \geq 5 \% \text{ de l'amortissement critique}).$$

$\xi_0$  est l'amortissement du sol de fondation, donné à la Figure 11.29 en fonction de l'élancement  $h_{\text{eff}}/r$  de la structure.

$h_{\text{eff}}$  est la hauteur efficace de la structure ( $h_{\text{eff}} = 0,7 h$  ou  $h_{\text{eff}} = h$ , voir plus haut)

$$r = r_a \text{ pour } h_{\text{eff}}/L_0 \leq 0,5 \quad r_a = \sqrt{\frac{A_0}{\pi}}$$

$$r = r_m \text{ pour } h_{\text{eff}}/L_0 \geq 1 \quad r_m = \sqrt[4]{\frac{4I_0}{\pi}}$$

$L_0$  est la longueur de la fondation dans la direction considérée.

#### Calcul de l'amortissement efficace $\xi^*$ - Fondation sur pieux.

L'amortissement radiatif est négligeable si la structure est supportée par des pieux offrant essentiellement une résistance à la pointe et que la période du sol mou traversé  $T = 4 D_s/v$  est inférieure à la période fondamentale de la structure  $T^*$  ( $D_s$  est l'épaisseur du sol mou).

$$\text{Dans ce cas, on calcule } \xi^* \text{ par : } \xi^* = \left( \frac{4D_s}{v_s T^*} \right)^2 \quad \text{si } \left( \frac{4D_s}{v_s} \right) \leq T^*$$

(mais toujours  $\xi^* \geq 5 \%$  de l'amortissement critique).

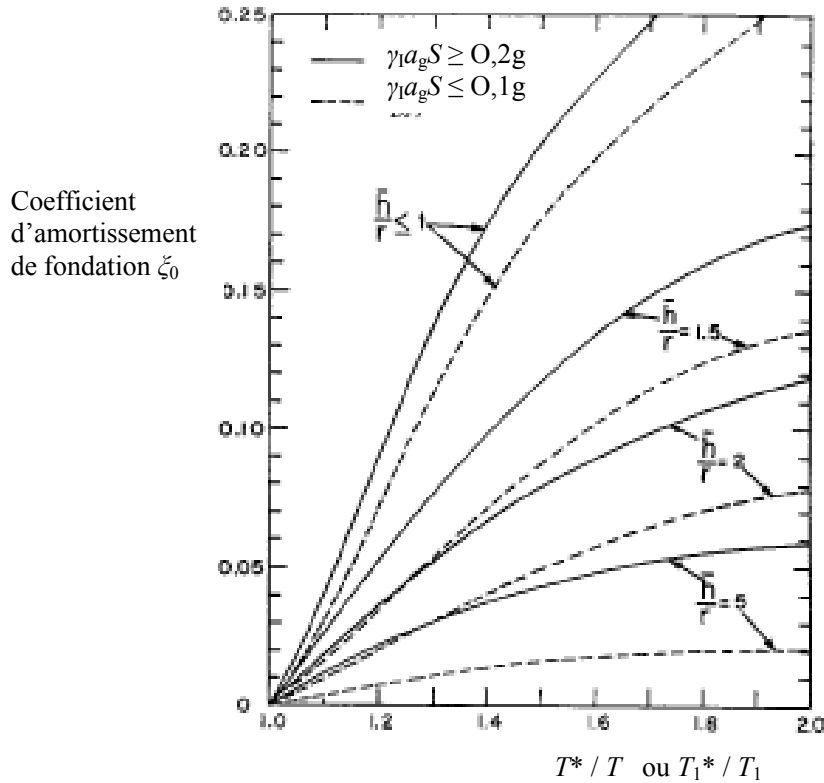


Figure 11.29. Coefficient d'amortissement du sol de fondation  $\xi_0$ .

Prise en compte de la composante verticale de l'action sismique dans l'interaction sol-structure.

Les sollicitations engendrées par la composante verticale de l'action sismique ne sont pas très différentes si on considère ou non la flexibilité de la fondation. On néglige cet effet.

Calcul des déplacements horizontaux de la structure tenant compte de l'interaction sol structure.

Les déplacements horizontaux  $\delta_x$  sont modifiés par la prise en compte de l'interaction sol structure. La déformée de flexion est réduite dans le rapport  $V_{Ed}^*/V_{Ed}$ , mais une déformée de balancement est ajoutée. On a :

$$\delta^* = \frac{V_{Ed}^*}{V_{Ed}} \left( \frac{M_{Ed} z}{K_\theta} + \delta_x \right)$$

$z$  définit la hauteur du niveau d'étage considéré.

**11.8.5. Evaluation des effets de l'interaction inertielle sol-structure par la méthode FEMA 450 (2006). Application à l'analyse modale.**

Les études ont montré que seul le mode fondamental de vibration de la structure est influencé par l'interaction sol-structure.

On réduit le cisaillement en base correspondant au seul premier mode :  $V_{Ed,1}^* = V_{Ed,1} - \Delta V_1$

$\Delta V_1$  est calculé avec  $T = T_1$  et  $T^* = T_1^*$

$$T_1^* = T_1 \left[ 1 + \frac{k^*}{K_y} \left( 1 + \frac{K_y h_{eff}^2}{K_\theta} \right) \right]^{0,5}$$

$k^*$  est calculé avec la masse modale effective totale  $M_1$  :  $M_1 = \frac{(\sum m_i \phi_{i1})^2}{\sum m_i \phi_{i1}}$

$$k^* = 4\pi^2 \left( \frac{M_1}{T^2} \right)$$

$m_i$  est la masse au niveau  $i$  et  $\phi_{i1}$  est le déplacement au niveau  $i$  dans le mode 1.

On calcule  $h_{eff}$  :  $h_{eff} = \frac{\sum m_i \phi_{i1} h_i}{\sum m_i \phi_{i1}}$

On utilise les valeurs de  $M_1$ ,  $h_{eff}$ ,  $T_1$  et  $T_1^*$  pour établir  $\alpha$  et  $\xi^*$  :  $\alpha = \frac{M_1}{\gamma A h^*}$

$$\xi^* = \xi_0 + \frac{0,05}{\left( \frac{T_1^*}{T_1} \right)^3}$$

On établit alors :  $\Delta V_1 = \left[ S_d(T_1) - S_d(T_1^*) \left( \frac{0,05}{\xi^*} \right) \right] M_1$

On calcule la déformée modale modifiée du mode 1 par :  $\delta_1^* = \frac{V_1^*}{V_1} \left( \frac{M_{01} h_x}{K_\theta} + \delta_{x1} \right)$

Les autres déformées modales  $\delta_{xm}$  sont inchangées.

$M_{01}$  est le moment de renversement calculé dans la structure à base fixe sous  $V_1$  et les  $\delta_{xm}$  sont les déplacements au niveau  $x$  dans la structure à base fixe calculé sous le cisaillement non modifié  $V_m$ .

Le déplacement modal relatif entre étage modifié à l'étage  $x$  est trouvé comme la différence des  $\delta_{xm}$  en haut et en bas de l'étage considéré.

On trouve les sollicitations de calcul par une moyenne quadratique ou CQC des contributions des différents modes.

La réduction des sollicitations à la fondation qu'on peut attendre en considérant l'interaction sol-structure est de l'ordre de 10%.

## **11.9. Quelques règles de l'Eurocode 8 relatives aux fondations.**

### **Règles générales pour établir les sollicitations de calcul à la fondation.**

Les sollicitations sismiques de calcul des éléments des fondations résultent, comme pour les autres éléments non dissipatifs, d'un dimensionnement en capacité : il se réfère ici à la résistance plastique de la superstructure. Il faut tenir compte d'éventuelles sur-résistances de la superstructure. Cependant, les effets de l'action sismique sur les éléments des fondations ne peuvent logiquement jamais être plus grands que ceux correspondant à l'hypothèse du comportement élastique de la structure, soit  $q = 1,0$ . Pour les fondations d'éléments verticaux individuels, murs ou poteaux, les valeurs de calcul des effets de l'action  $E_{Fd}$  sur les fondations sont:  $E_{Fd} = E_{F,G} + \gamma_{Rd} \Omega E_{F,E}$

Dans cette relation,  $\gamma_{Rd}$  est un coefficient destiné à tenir compte de la sur-résistance des matériaux des éléments structurels dissipatifs par rapport à la valeur considérée dans l'analyse ;  $\gamma_{Rd}$  est pris égal à 1,0 pour  $q \leq 3$ , ou à 1,2 dans les autres cas ;

$E_{F,G}$  représente les sollicitations dues aux actions non sismiques présentes dans la combinaison d'actions pour la situation sismique de calcul ;  $E_{F,E}$  représente les sollicitations établies par l'analyse pour l'action sismique de calcul ;

$\Omega$  est un coefficient destiné à tenir compte de la sur-résistance due au fait que la section réalisée peut être supérieure à la section minimale strictement nécessaire ;  $\Omega = (R_{di}/E_{di}) \leq q$  ; ce coefficient est calculé pour la zone dissipative ou pour l'élément  $i$  de la structure qui a l'influence la plus importante sur l'effet  $E_F$  considéré ;  $R_{di}$  est la résistance de calcul de la zone ou de l'élément  $i$  ;  $E_{di}$  est la valeur de calcul de la sollicitation de la zone ou de l'élément  $i$  pour la situation sismique de calcul.

Pour les fondations des murs ou des poteaux d'ossatures en portique,  $\Omega$  est la valeur minimale du rapport  $M_{Rd}/M_{Ed}$  dans les deux directions orthogonales principales, dans la section transversale située le plus bas et où une rotule plastique peut se former dans l'élément vertical dans la situation sismique de calcul.

Pour les fondations de poteaux de triangulations à barres centrées,  $\Omega$  est la valeur minimale du rapport  $N_{pl,Rd}/N_{Ed}$  sur toutes les diagonales de la triangulation.

Pour les fondations de poteaux de triangulations à barres excentrées,  $\Omega$  est la valeur minimale du rapport  $V_{pl,Rd}/V_{Ed}$  pris sur toutes les zones de cisaillement plastique des poutres, ou du rapport  $M_{pl,Rd}/M_{Ed}$  pris sur toutes les zones de rotule plastique des poutres de cette triangulation excentrée.

Pour les fondations communes à plusieurs éléments verticaux (longrines de fondation, semelles filantes, radiers, etc.), la valeur de  $\Omega$  est déduite de l'élément vertical ayant l'effort tranchant horizontal le plus important dans la situation sismique de calcul. On peut aussi considérer une valeur de  $\Omega$  égale à 1 et  $\gamma_{Rd} = 1,4$ .

*Si les sollicitations à la fondation ont été déterminées en utilisant la valeur du coefficient de comportement  $q$  applicable aux structures faiblement dissipatives ( $q = 1,5$  à  $2$ ), le dimensionnement en capacité n'est pas exigé.*

*Pour les chaînages et les longrines, les efforts tranchants de calcul doivent toujours être déterminés sur la base du dimensionnement en capacité.*

*Dans les infrastructures de type caisson des structures dissipatives, comprenant a) une dalle de béton agissant comme un diaphragme rigide au sommet de l'infrastructure, b) un dallage ou une grille de chaînages ou de longrines au niveau des fondations, et c) des murs de fondation périphériques et/ou intermédiaires, dimensionné en capacité, il est attendu que les poteaux et les poutres de l'infrastructure, y compris les longrines au sommet de l'infrastructure, restent élastiques dans la situation sismique de calcul. Alors, leur conception respecte seulement les règles d'un projet non parasismique.*

*Il convient de concevoir les murs de contreventement en vue de la formation de rotules plastiques au niveau de la dalle située au sommet de l'infrastructure. Dans ce but, dans les murs qui se prolongent avec la même section transversale au-dessus du sommet de l'infrastructure, il convient de considérer que la zone critique s'étend en dessous du niveau du sommet de l'infrastructure sur une profondeur de  $h_{cr}$ . De plus, il convient que la hauteur libre totale de ces murs dans le soubassement soit dimensionnée au cisaillement, en supposant que le mur en superstructure développe sa sur-résistance en flexion  $\gamma_{Rd} \cdot M_{Rd}$  (avec  $\gamma_{Rd} = 1,1$  pour DCM et  $\gamma_{Rd} = 1,2$  pour DCH) au niveau du sommet de l'infrastructure et un moment nul au niveau des fondations.*

### **Chaînages et longrines**

*Les poteaux de liaison entre la face supérieure d'une semelle (fondation directe ou semelle sur pieu) et le parement inférieur de chaînages ou de longrines doivent être évités, car ils peuvent aisément constituer des poteaux court fortement cisailés dont le mode de ruine est particulièrement fragile. On placera donc la face inférieure des chaînages ou longrines en dessous de la face supérieure de la semelle ou de la semelle sur pieu.*

*Dans les vérifications, il faut tenir compte des efforts normaux dans les longrines ou les zones de dallage jouant le rôle de chaînage. La section transversale des chaînages et longrines doit présenter une largeur au moins égale à  $b_{w,min} = 0,25$  m et une hauteur au moins égale à  $h_{w,min} = 0,4$  m pour les bâtiments comportant jusqu'à trois étages et  $h_{w,min} = 0,5$  m pour les bâtiments de quatre étages et plus au-dessus de la fondation.*

*Les dallages reliant les semelles isolées ou les têtes de pieux reprennent des forces horizontales dues au mouvement différentiel de ces éléments. Leur épaisseur est au moins  $t_{min} = 0,2$  m et pourcentage minimal d'armatures  $\rho_{s,min}$  est de 0,2 % sur les faces inférieure et supérieure.*

*Les chaînages et les longrines présentent sur toute leur longueur un pourcentage d'armatures longitudinales au moins égal à  $\rho_{b,min} = 0,4$  % sur leurs faces supérieure et inférieure.*

**Liaisons entre éléments verticaux et poutres ou murs de fondation**

*Le nœud commun entre une longrine ou un mur de fondation et un élément vertical doit respecter les règles des nœuds poteaux- poutres.*

*Dans les structures de classe DCM, la liaison des longrines ou des murs de fondation avec des éléments verticaux est conçue suivant les règles DCM relatives aux nœuds de portique.*

*Les extrémités inférieures coudées des barres longitudinales des éléments verticaux doivent être orientées pour éviter la « poussée au vide » et induire une compression dans la zone de liaison.*

**Pieux et semelles sur pieux coulés en place.**

*On identifie comme zones de rotule plastique potentielle dans les pieux le sommet d'un pieu et l'interface entre deux couches de sol présentant des rigidités au cisaillement sensiblement différentes (rapport de modules de cisaillement supérieur à 6). Ces zones doivent être détaillées comme les zones de rotule plastique des poteaux pour, au minimum, la classe de ductilité DCM, sur une distance  $2d$  correspondant à deux fois la dimension  $d$  de la section transversale du pieu : armatures transversales et de confinement suivant les règles sur les zones critiques. Selon la zone, cette disposition vaut à partir de la face inférieure de la semelle sur pieu ou de part et d'autre de l'interface entre couches. Si les pieux n'ont pas fait l'objet d'un dimensionnement capacitif se référant à la résistance de la superstructure, la mesure précédente est amplifiée, car on se trouve alors dans une conception de pieux dissipatifs qui doivent être dimensionnés et conçus en détail en tenant compte de la formation de rotules plastiques à leur sommet. Pour cette raison, la longueur sur laquelle il est nécessaire d'augmenter les armatures transversales et de confinement au sommet du pieu est majorée de 50 % par rapport aux indications précédentes. De plus, la vérification à l'état limite ultime du pieu en cisaillement doit considérer un effort tranchant de calcul respectant le dimensionnement capacitif. Les pieux prévus pour résister à des efforts de traction ou supposés fixes en termes de rotation à leur sommet, doivent être suffisamment ancré dans la semelle sur pieux pour mobiliser la résistance de calcul au soulèvement du pieu ou la résistance de calcul à la traction des armatures du pieu (on prend la plus petite valeur). Si la partie de ces pieux encastrée dans la semelle est coulée avant la semelle sur pieu, il convient de prévoir des goujons à l'interface où a lieu la liaison.*

**Références.**

Pecker, Dynamique des structures et des ouvrages, 2006. Téléchargeable sur le site :  
[www.enpc.fr/fr/formation/ecole\\_virt/cours/pecker/index.htm](http://www.enpc.fr/fr/formation/ecole_virt/cours/pecker/index.htm)

Pecker, Conception parasismique des fondations, 2006. Téléchargeable sur le site :  
[www.ctc-centre.org/seminairenovembre2006.html](http://www.ctc-centre.org/seminairenovembre2006.html)

Paulay and Priestley, Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings, Wiley Ed.,1992

D.J. Dowrick, Earthquake Resistant Design, John Wiley & Sons, 1988, ISBN: 0471915033

Davidovici. La construction en zone sismique. Ed. Le Moniteur, 1999. ISBN : 2.281.11180.6