

## CHAPITRE 7

---

# Fondations superficielles

Les sollicitations sismiques, au niveau des fondations, se composent d'un moment et d'une force ayant une composante horizontale et une composante verticale. Les forces verticales sont transmises au sol par l'augmentation des contraintes au sol ; quant aux forces horizontales, leur transmission se fait par butée et (ou) par le frottement.

Le système de transfert au sol des forces horizontales le plus courant se fait par butée. Ce cas peut se justifier lors de l'exécution des fondations en pleine fouille quand l'état du sol environnant n'a pas été modifié.

Considérons un poteau en béton armé ou poteau en charpente métallique transmettant à un massif de fondations semi-enterrées, une force verticale  $N$ , une force horizontale  $V$  et un moment de flexion  $M$ . Ces efforts seront transmis au sol par la butée. Il est important de remarquer que la butée n'est normalement mise en jeu qu'à la suite de déplacements non négligeables du massif qui, par ailleurs, doivent rester compatibles avec les déplacements admis pour l'ouvrage en superstructure. Il est couramment admis que, si la butée est limitée à la valeur de la poussée hydrostatique, les déplacements restent dans des limites acceptables.

On fait l'hypothèse que la pression de la butée déduction faite de la pression de poussée, varie linéairement en fonction de la profondeur suivant la loi de Coulomb. La valeur maximale atteint au niveau inférieur du massif :

$$b = \rho h \left[ \operatorname{tg}^2 \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right) - \operatorname{tg}^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right) \right] \quad (7.1)$$

avec :

$\rho$  = poids spécifique des terres ;

$\phi$  = angle du talus naturel.

Dans le cas d'un massif parallélépipédique (figure 7.1) soumis aux sollicitations  $N$ ,  $V$  et  $M$ , les équations d'équilibre s'écrivent :

- Projection sur un plan vertical :

$$N + G = \frac{1}{2} p a \ell \quad (7.2)$$

- Projection sur un plan horizontal :

$$V = \frac{\ell}{2} [b h - d (b + c)] \quad (7.3)$$

- Moment par rapport au point B :

$$V h + M - (N + G) \frac{L}{2} = \frac{\ell}{6} [b h^2 - (b + c)^2 d - p a^2] \quad (7.4)$$

Avec :

$L$  = largeur du massif ;

$H$  = hauteur du massif ;

$\ell$  = profondeur du massif ;

$G$  = poids du massif.

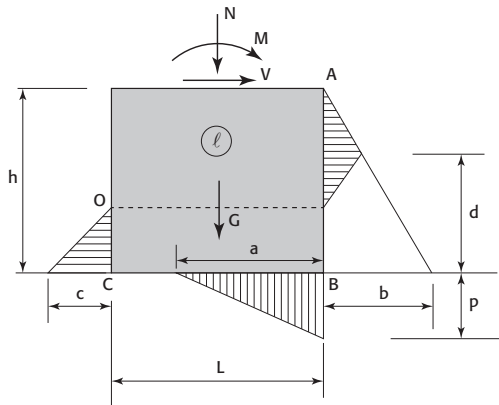


Figure 7.1 Équilibre d'un massif semi-enterré

Le problème est indéterminé, puisqu'il y a quatre inconnues :  $a$ ,  $c$ ,  $d$ ,  $p$  et trois équations. On se fixe généralement *a priori*, la valeur de  $p = 1,33 \sigma_{\text{sol}}$ .

Toutefois, la prise en compte de la butée est basée sur les hypothèses selon lesquelles le sol est isotrope et homogène, et le déplacement de la surface de contact suffisante pour faire passer le sol de son état initial d'équilibre élastique à un état d'équilibre plastique. Ce changement d'état d'équilibre peut entraîner des déplacements importants qui ne sont pas toujours compatibles avec le bon comportement des structures ou avec le fonctionnement d'un processus industriel (ponts roulants).

L'abaque 7.2, établi d'après les relations données par Terzaghi et Gould, montre la relation qui existe entre la rotation de la paroi et la valeur de la pression des terres, butée ou poussée, en cas de chargement constant, sans tenir compte des effets cycliques. On remarque que le déplacement nécessaire pour mobiliser la poussée est relativement faible par rapport à celui qui est nécessaire à la mobilisation de la butée.

Si, toutefois, une fondation nécessite la mobilisation de la butée maximale pour assurer la stabilité de la structure à l'action sismique, on doit appliquer un coefficient de sécurité afin que les déplacements restent limités à des valeurs acceptables.

Pour les structures indéformables (sous-sols de bâtiments contreventés par voile → caisson), on devra utiliser la poussée des terres au repos. En effet, la valeur minimale de la pression à laquelle une structure donnée puisse être soumise est la poussée des terres. De plus, dans la transmission des forces horizontales interviennent d'abord les forces de frottements à la base des fondations. Ainsi, dans l'équilibre des forces, la butée intervient en complément ; elle est donc loin d'atteindre sa valeur maximale.

Dans la pratique, il faut décider, dès le début du projet, le déplacement compatible avec le type de structure et sa destination.

$$K = \frac{\sigma_H(\text{pression horizontale})}{\sigma_v(\text{pression verticale})} = \frac{P}{\gamma Z} \quad (7.5)$$

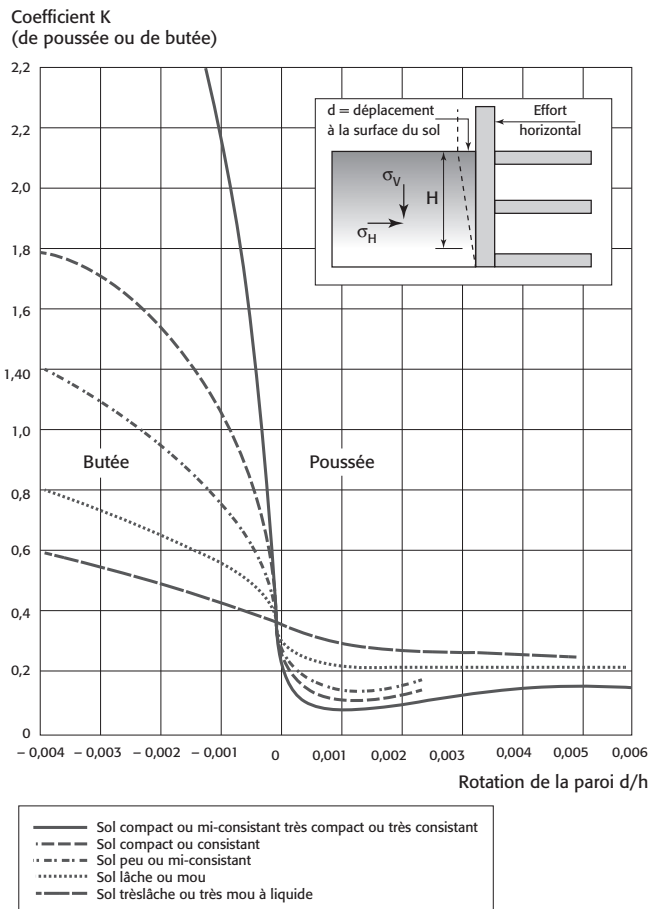


Figure 7.2 Relation entre la rotation d'une paroi et la pression latérale pour différents sols

Les critères suivants doivent être adoptés pour la transmission au sol de l'effort tranchant, de l'effort normal et/ou du moment [EC8-5/5.3.2-(1)P] :

- l'effort tranchant  $V_{ED}$  doit être transmis par un des mécanismes suivants [EC8-5/5.3.2-(2)P] :
  - force de frottement de calcul  $F_{HRD}$  entre la base horizontale de la semelle, du radier ou d'une dalle horizontale et le sol,
  - force de frottement de calcul  $F_{VRD}$  entre les faces latérales verticales de la fondation et le sol,
  - valeur de calcul de la butée des terres sur la face frontale,
  - il est admis de combiner la force de frottement avec jusqu'à 30 % de la butée passive  $F_B$  [EC8-5/5.3.2-(3)P] :

$$V_{ED} \leq F_{HRD} + F_{VRD} + 0,30 F_B \quad (7.6)$$

$$F_{VRD} = 0 \text{ en cas d'étanchéité sur les parois du sous-sol}$$

- Effort normal  $N_{ED}$  et/ou le moment fléchissant  $M_{ED}$  peuvent être transmis au sol par un ou une combinaison des mécanismes suivants [EC8-5/5.3.2-(4)P] :
  - action de la composante verticale sur la base de la fondation,
  - par le moment fléchissant engendré par la force de frottement horizontal entre les parois des fondations profondes et le sol,
  - par les forces de frottement vertical des éléments des fondations enterrées ou des fondations profondes et le sol.

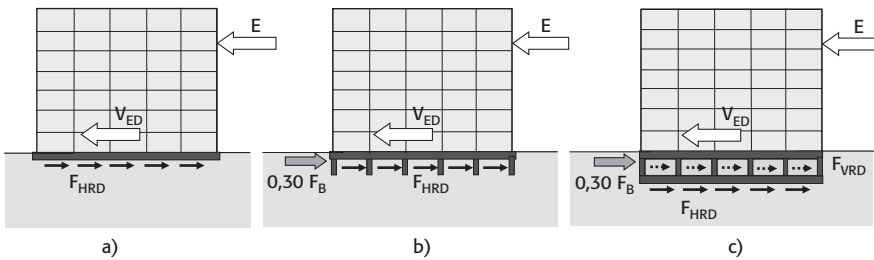


Figure 7.3 Transmission au sol de l'effort horizontal

- a) radier : par frottement sous semelles ou radier ; b) bêches : par frottement et par butée au droit des bêches ; c) sous-sol : par frottement sous le radier, sur les parois verticales s'il n'y a pas d'étanchéité, et par butée.

## 7.1 Glissement : vérification du non-glissement

Vis-à-vis du glissement, l'effort tranchant horizontal de calcul sur la fondation  $V_{ED}$  doit satisfaire l'inégalité suivante :

$$V_{ED} \leq F_{Rd} + E_{fD} + 0,3 E_{pd}$$

La valeur de calcul de la résistance au glissement de la fondation sur le terrain  $F_{Rd}$  pour des fondations au-dessus de la nappe peut être calculée comme suit :

$$F_{Rd} = N_{ed} \cdot \tan \delta / \gamma_M$$

avec :

$\gamma_M$  = coefficient partiel des matériaux égal à 1,25 ;

$\delta$  = l'angle de frottement entre la semelle et le sol que l'on assimile à l'angle de frottement interne critique du sol à la base de la semelle.

Pour des fondations situées en dessous de la nappe phréatique,  $F_{Rd}$  doit être évaluée sur la base des caractéristiques non drainées de l'interface.

Les efforts horizontaux sous la sous-face de la semelle sont, en général, égaux à ceux appliqués en tête de semelle, majorés par les forces d'inertie et minorés des efforts dissipés par frottement sur les faces latérales  $E_{fD}$ .

On pourra également faire participer la butée  $E_{pd}$  jusqu'à une valeur déterminée par le géotechnicien, qu'on limitera à 30 % de la valeur maximale de celle-ci, sous réserve de justifier que le déplacement nécessaire pour mobiliser cette réaction demeure acceptable vis-à-vis du comportement de la structure [EC8-5 / § 5.3.2-(3)P]. Il en est de même du frottement sur les faces verticales de la semelle  $E_{fD}$ , moyennant certaines dispositions d'exécution (compactage du remblai contre les parois de la semelle, coulage pleine fouille).

En l'absence de butée, la composante horizontale des sollicitations sismiques doit être équilibrée entièrement par le frottement produit sur la base de la fondation.

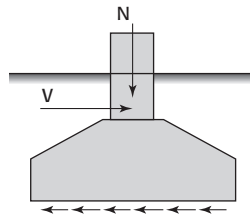


Figure 7.4 Équilibre par frottement pour une semelle ordinaire

La résistance au frottement dépend de la nature du sol d'assise, de la pression normale entre la fondation et le sol, et de l'angle de frottement ou de l'adhérence entre le sol et la fondation. Il est généralement admis que la rupture par cisaillement se produit non pas dans le plan de contact de la semelle avec le terrain, mais dans le sol lui-même dont une couche est entraînée par le mouvement. Il y a donc cisaillement du terrain ; c'est pourquoi on admet que le coefficient de frottement de la fondation sur le sol est égal au maximum, à  $\text{tg}\phi'$  (tableau 7.1), auquel on applique le coefficient de sécurité  $\gamma_M$ .

Tableau 7.1 Angles de frottement interne

Nature du sol	$\text{tg } \phi'$	$f = \frac{\text{tg } \phi'}{1,25}$
• Roche saine (avec surface rugueuse)	0,60	0,48
• Sols à gros éléments (sans limon ni argile)	0,55	0,44
• Roche fissurée (fracturée)		
• Sols à gros éléments (avec limon ou argile)	0,45	0,36
• Roche altérée		
• Sable fin	0,40	0,32
• Sable argileux	0,35	0,28
• Argile sableuse	0,30	0,24
• Argile plastique	0,25	0,20

Pour assurer la transmission des sollicitations horizontales il y a lieu de vérifier la condition de non-rupture par glissement [EC8-5/5.4.1.1-(2)P ; (3)] :

$$V \leq F_{Rd} = N_{Ed} \frac{\tan \delta}{\gamma_M} \quad (7.7)$$

avec :

$F_{Rd}$  = force de frottement de calcul au-dessus de la nappe phréatique ;

$N_{Ed}$  = effort normal de calcul ;

$\delta$  = angle de frottement à l'interface sol-structure, peut être pris égal à la valeur de calcul de l'angle de frottement interne à l'état critique  $\varphi'_{crit}$  pour les fondations coulées en place et égal aux  $2/3 \varphi'_{crit}$  pour les fondations préfabriquées [EC7-1/6.5.3-(10)] ;

$\gamma_M = 1,25$  [EC7-1/3.1-(3)].

En plus de la force de frottement  $F_{Rd}$ , on peut tenir compte de la résistance latérale  $E_{pd}$  découlant de la pression des terres sur les ouvrages enterrés exécutés dans les conditions suivantes [EC8-5/5.4.1.1-(5)] :

- compactage du remblai contre les parois des fondations ;
- coulage en pleine fouille ;
- réalisation d'un mur de fondation vertical dans le sol (bèche).

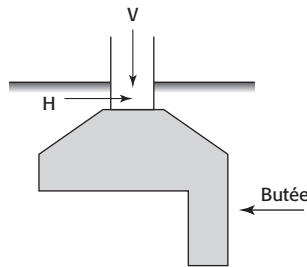


Figure 7.5 Équilibre par butée pour une semelle munie de bèche

Pour éviter toute rupture par glissement, l'expression suivante [EC7-1/5.4.1.1-(6)P] doit être satisfaite :

$$V_{Ed} \leq F_{Rd} + E_{pd} \quad (7.8)$$

Dans le cas de fondations situées au-dessus de la nappe phréatique, un glissement limité est toléré s'il est compatible avec le comportement global de la structure et si les conditions suivantes sont remplies :

- les propriétés du sol restent inchangées pendant le séisme ;
- le glissement n'affecte pas le fonctionnement des réseaux connectés à la structure.

## 7.2 Capacité portante

Conformément à l'EN 1998-5 [12], la stabilité des fondations superficielles doit être vérifiée aux états limites ultimes à partir des sollicitations sismiques vis-à-vis de la rupture par glissement et aussi de la rupture par perte de capacité portante, sachant que la suppression du risque de liquéfaction est, en général, un préalable.

La vérification de la capacité portante de la fondation doit être effectuée sous la combinaison

de l'effet des actions appliquées, charge verticale  $N_{ed}$ , charge horizontale  $V_{ed}$ , moment  $M_{ed}$  et selon l'EC8-5 Annexe F et la norme NF P 94-261, «Fondations superficielles».

D'après les expressions de l'annexe informative de l'Eurocode 8, on doit vérifier :

$$\frac{(1 - e\bar{F})^{C_T} (\beta\bar{V})^{C_T}}{(\bar{N})^a \left[ (1 - m\bar{F}^k)^{k'} - \bar{N} \right]^b} + \frac{(1 - f\bar{F})^{C_M} (\gamma\bar{M})^{C_M}}{(\bar{N})^c \left[ (1 - m\bar{F}^k)^{k'} - \bar{N} \right]^d} - 1 \leq 0 \quad (7.9)$$

avec :

- $\bar{N} = \frac{\gamma_{rd} \times N_{Ed}}{N_{max}}$
- $\bar{V} = \frac{\gamma_{rd} \times V_{Ed}}{N_{max}}$
- $\bar{M} = \frac{\gamma_{rd} \times M_{Ed}}{B \times N_{max}}$
- pour des sols purement cohérents :  $0 < \bar{N} \leq 1$  ;  $|\bar{V}| \leq 1$  ;
- pour des sols purement frottants :  $0 < \bar{N} \leq (1 - m\bar{F}^k)^{k'}$  ;
- $\gamma_{rd}$  : coefficient partiel de modèle donné par l'annexe F de l'EC8 (voir tableau 7.2 ci-dessous) ;

Tableau 7.2 Valeurs du coefficient partiel de modèle  $\gamma_{rd}$  de l'EC8 (tableau F2)

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

- $N_{max}$  est la capacité portante ultime de la fondation sous charge verticale centrée définie dans l'annexe F de l'Eurocode 8 pour une semelle filante à partir de C et  $\phi$ . Il peut également se calculer en compression centrée pour des semelles isolées et à partir des essais pressiométriques ou pénétrométriques. Dans ce cas  $N_{max}$  est la valeur de calcul de la résistance ultime du terrain  $R_d$  sous la base d'une fondation superficielle déterminée en appliquant les coefficients partiels comme indiqué dans l'expression suivante :

$$R_d = \frac{R_k}{\gamma_{R;v}} = \frac{R_{v0}}{\gamma_{R;v} \gamma_{R;d}} \quad (7.10)$$

où :

- $R_d$  est la valeur de calcul de la résistance ultime du terrain,
- $R_k$  est la valeur caractéristique de la résistance ultime du terrain,
- $R_{v0}$  est la résistance verticale du terrain sous la base d'une fondation ( $R_{v0} = k_p \cdot p_1 + q'_o$  ou  $R_{v0} = k_c \cdot q_c + q'_o$ ),
- $\gamma_{R;d}$  est le coefficient de modèle lié au type de données utilisées et à la méthode de calcul employée (= 1,2 pour la méthode pressiométrique ou pénétrométrique),
- $\gamma_{R;v}$  est le facteur partiel permettant le calcul de la portance à l'ELU de 1,4 ;
- Paramètres numériques différents selon la nature du sol (voir tableau 7.3 ci-dessous) ;

Tableau 7.3 Tableau F1 des valeurs des paramètres numériques de l'EC8

	Sol purement cohérent	Sol purement frottant
<i>a</i>	0,70	0,92
<i>b</i>	1,29	1,25
<i>c</i>	2,14	0,92
<i>d</i>	1,81	1,25
<i>e</i>	0,21	0,41
<i>f</i>	0,44	0,32
<i>m</i>	0,21	0,96
<i>k</i>	1,22	1,00
<i>k'</i>	1,00	0,39
<i>c<sub>T</sub></i>	2,00	1,14
<i>c<sub>M</sub></i>	2,00	1,01
<i>c'<sub>M</sub></i>	1,00	1,01
<i>b</i>	2,57	2,90
<i>g</i>	1,85	2,80

- $\bar{F}$  est la force d'inertie du sol telle que :

$$\bar{F} = \frac{\rho \cdot a_g \cdot S \cdot B}{\bar{c}} \quad (7.11)$$

- B, la largeur de la fondation,
- $\rho$  en  $\text{kg/m}^3$ ,
- $a_g$  = valeur de calcul de l'accélération du sol de classe A,
- S est un paramètre caractéristique de la classe de sol,
- $\bar{c}$  est assimilé à  $c_u$  pour les sols cohérents ;

- dans les situations les plus courantes,  $\bar{F}$  peut être pris égal à 0 pour les sols cohérents. Pour les sols sans cohésion,  $\bar{F}$  peut être négligé si  $a_g \cdot S < 0,1 \text{ g}$  (c'est-à-dire si  $a_g \cdot S < 0,98 \text{ m/s}^2$ ).

La capacité portante doit être vérifiée pour les combinaisons des actions de calcul  $N_{Ed}$ ,  $V_{Ed}$ ,  $M_{Ed}$  en prenant en compte l'inclinaison et l'excentricité résultant des forces d'inertie [EC8-5/5.4.1.1-(8)P].

Pour les cas de charges autres que sismiques la valeur de calcul de la résistance ultime du terrain  $R_{v,d}$  sous la base d'une fondation superficielle doit être déterminée en appliquant les coefficients partiels comme indiqué dans l'expression suivante (NF 94-261) :

$$R_{v,d} = \frac{R_k}{\gamma_{R,v}} = \frac{R_{v0}}{\gamma_{R,v} \gamma_{R,d}} \quad (7.12)$$

où :



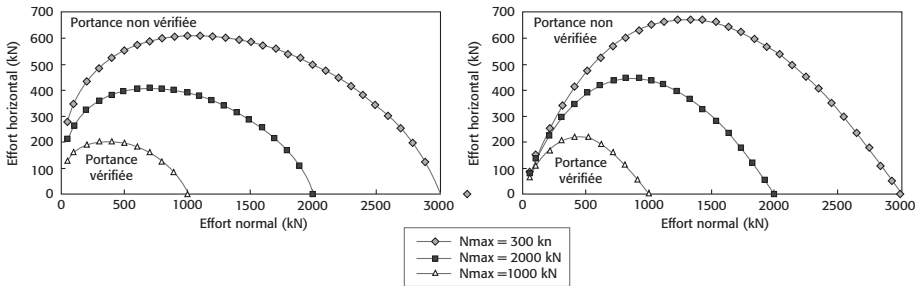
$R_d$  est la valeur de calcul de la résistance ultime du terrain ;

$R_k$  est la valeur caractéristique de la résistance ultime du terrain ;

$\gamma_{R,v}$  est le facteur partiel permettant le calcul de la portance à l'ELU (= 1,4) ou l'ELS (= 2,3 en quasi permanent), situation accidentelle (= 1,2),

$\gamma_{R,d}$  est le coefficient de modèle lié au type de données utilisées et à la méthode de calcul employée (= 1,2 pour la méthode pressiométrique ou pénétrométrique).

La contrainte nette  $q_{net}$  du terrain sous une fondation doit être déterminée à partir de la rela-



$\bar{F}$	0
$\bar{M}$ , ( $M_{ED}$ )	0
$\gamma_{RD}$	1,00 (argile non sensible)
$N_{max}$	Const. = 1 000, 2 000, 3 000 kN

Figure 7.6 Exemples d'application de la formule de l'EN 1998-5 pour un sol cohérent et frottant

tion suivante :

- à partir d'un essai au pénétromètre statique

$$q_{net} = k_c q_{cc} i_\delta i_\beta \tag{7.13}$$

- à partir d'un essai au pressiomètre

$$q_{net} = k_p p_{le}^* i_\delta i_\beta \tag{7.14}$$

avec :

- $q_{cc}$  est la résistance de pointe équivalente (§ E.2.2 de l'EN 94-261) ;
- $k_c$  est le facteur de portance pénétrométrique (§ E.2.3 de l'EN 94-261) ;
- $p_{le}^*$  est la pression limite nette équivalente (§ D.2.2 de l'EN 94-261) ;
- $k_p$  est le facteur de portance pressiométrique (§ D.2.3 de l'EN 94-261).

Lorsque la fondation est soumise à un chargement d'inclinaison  $\delta_d$  :

$$\delta_d = \arctan\left(\frac{H_d}{V_d}\right) \tag{7.15}$$

avec  $H_d$  et  $V_d$  les valeurs de calcul de la composante des efforts respectivement horizontale et

verticale, il est nécessaire de calculer un coefficient  $i_\delta$  qui dépende de la nature fine ou grenue du terrain ainsi que de la hauteur d'encastrement  $D_c$  de la fondation. Dans le cas de sols fins ou cohérents (en général, des sols fins saturés), caractérisés par la cohésion non drainée  $c_u$  et un angle de frottement nul, la relation suivante doit être utilisée :

$$i_{\delta;c;D_c/B} = \left(1 - \frac{2\delta_d}{\pi}\right)^2 \quad (7.16)$$

Dans le cas de sols grenus ou frottants (en général, des sables ou graves propres), caractérisés par un angle de frottement interne  $\varphi$  et une cohésion  $c'$  nulle ou négligeable la relation suivante doit être utilisée :

$$\begin{aligned} i_{\delta;f;D_c/B} &= \left(1 - \frac{2\delta_d}{\pi}\right)^2 - \frac{2\delta_d}{\pi} \left(2 - 3\frac{2\delta_d}{\pi}\right) e^{-D_c/B} \text{ pour } \delta_d < \pi/4 \\ i_{\delta;f;D_c/B} &= \left(1 - \frac{2\delta_d}{\pi}\right)^2 - \left(1 - \frac{2\delta_d}{\pi}\right) e^{-D_c/B} \text{ pour } \delta_d \geq \pi/4 \end{aligned} \quad (7.17)$$

Dans le cas de sols présentant à la fois un caractère fin et grenu, la relation suivante doit être considérée :

$$i_{\delta;cf;D_c/B} = i_{\delta;f;D_c/B} + \left(i_{\delta;c;D_c/B} - i_{\delta;f;D_c/B}\right) \left(1 - e^{-\frac{\alpha c}{\gamma B \tan(\varphi)}}\right) \quad (7.18)$$

où  $\alpha$  est un paramètre de calage pris égal à 0,6.

Lorsque la base de la fondation est située à une distance  $d$  du bord du talus (figure 7.7), il est nécessaire de calculer un coefficient  $i_\beta$  qui dépende de la nature fine ou grenue du terrain ainsi que de la distance  $d$ .

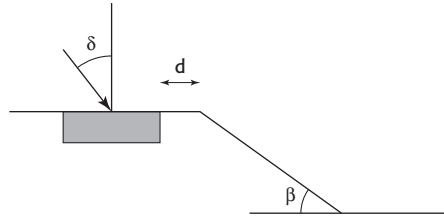


Figure 7.7 Coefficient minorateur tenant compte de l'inclinaison et de l'excentrement de la charge, et de la pente de talus

Dans le cas de sols fins ou cohérents (en général, des sols fins saturés) caractérisés par une cohésion non drainée  $c_u$  et un angle de frottement nul, pour un encastrement quelconque, la relation suivante est à utiliser :

$$i_{\beta;c;D_c/B} = 1 - \frac{\beta}{\pi} \left(1 - \frac{d}{8B}\right)^2 \text{ pour } d < 8B \quad (7.19)$$

Dans le cas de sols grenus ou frottants (en général, des sables ou des graves propres) caractérisés par un angle de frottement interne  $\varphi$  et une cohésion  $c'$  nulle ou négligeable, pour un encastrement quelconque, la relation suivante est à appliquer :

$$i_{\beta;f;D_c/B} = 1 - 0,9(\tan \beta)(2 - \tan \beta) \left( 1 - \frac{d + D_c / \tan \beta}{8B} \right)^2 \quad \text{pour } d + D_c / \tan \beta < 8B \quad (7.20)$$

Dans le cas de sols présentant à la fois un caractère fin et grenu, c'est-à-dire des sols intermédiaires, des sols marneux à calcaires, des sols indurés et certaines roches altérées, la relation suivante doit être considérée :

$$i_{\beta;cf;D_c/B} = i_{\beta;f;D_c/B} + \left( i_{\beta;c;D_c/B} - i_{\beta;f;D_c/B} \right) \left( 1 - e^{-\frac{\alpha c}{\gamma B \tan(\varphi)}} \right) \quad (7.21)$$

où  $\alpha$  est un paramètre de calage pris égal à 0,6.

Les vérifications effectuées ci-dessus sont de nature pseudo-statique, ce qui signifie que lorsque la capacité de résistance du système est dépassée, il se produit non pas une rupture au sens usuel mais une accumulation de rotations irréversibles.

## 7.3 Radiers et caissons

Les radiers et les caissons [EC8-5/5.4.1.3-(1) ; 5.4.1.4-(1)] sont des composants structuraux qui permettent à la fois d'obtenir : un fonctionnement global à l'interface sol-structure, une transmission par frottement au sol et un fonctionnement en diaphragme en tête des fondations sur pieux.

Sous chargement statique, la répartition de la pression sur le sol est identique à la répartition de la charge qui produirait un tassement quasi-uniforme. Si le sol sous-jacent est constitué par un sol cohérent (argiles ou sables renfermant d'épaisses couches d'argiles) ou par un sol pulvérulent (sables), les contraintes suivront des courbes paraboliques (figure 7.8, a et b).

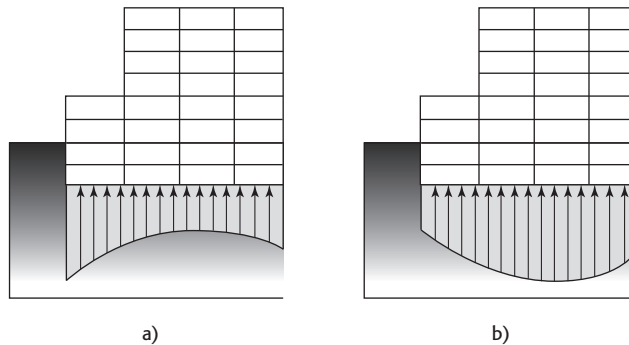


Figure 7.8 Répartition des contraintes sous charges verticales  
a) Sol cohérent ; b) Sol pulvérulent.

De plus, si l'on tient compte de l'action du moment dû au chargement sismique, la répartition des pressions est représentée par la figure 7.9.

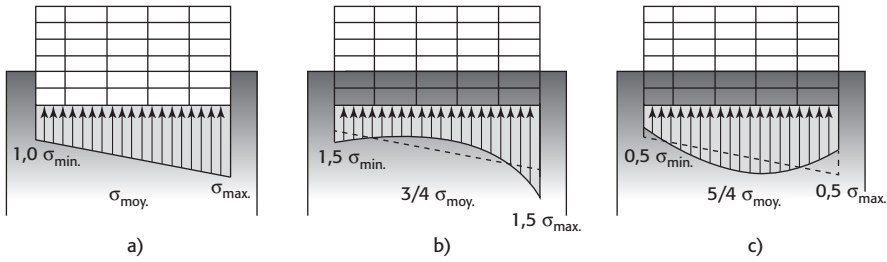


Figure 7.9 Répartition des contraintes sous charges verticales et horizontales  
 a) Distribution linéaire ; b) et c) Distributions paraboliques

Une infrastructure [EC8-1/5.8.1-(5)] de type caisson des structures dissipatives comprend :

- une dalle en béton agissant comme un diaphragme rigide ;
- une dalle et des longrines ou un radier au niveau des fondations ;
- des murs de fondations périphériques et/ou intermédiaires.

Pour les bâtiments [EC8-1/4.3.3.2.1-(3)] dont la réponse n'est pas affectée de manière significative par la contribution de modes de vibrations de rang plus élevé que le mode fondamental dans chaque direction principale et faisant l'objet de la méthode d'analyse par forces latérales, l'existence d'un caisson permet de réduire la hauteur de calcul [EC8-1/4.3.3.2.2-(1) P] à celle  $H_w$  depuis le sommet du soubassement rigide (figure 7.10).

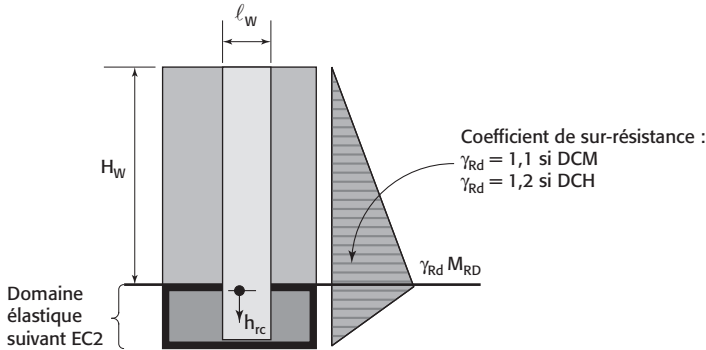


Figure 7.10 Infrastructure type caisson

Dans le cas du caisson [EC8-1/4.2.1.6-(2)], on doit vérifier les conditions du dimensionnement en capacité :

- formation de rotule plastique au sommet du caisson ;
- pour les murs qui se prolongent avec la même section transversale au-dessus du caisson, on doit considérer une hauteur de zone critique en dessous du sommet du caisson (figure 7.10) sur une profondeur [EC8-1 / 5.8.1-(5)] de :

$$h_{cr} = \max [\ell_w, H_w/6] \tag{7.22}$$

- la totalité des éléments structuraux composant le radier seront conçus suivant l'Eurocode 2 et resteront dans le domaine élastique ( $q = 1$ ) ;
- la hauteur libre totale des murs d'infrastructure doit être dimensionnée au cisaillement en supposant que le mur développe une sur-résistance en flexion  $\gamma_{RD} \cdot M_{RD}$  au sommet de l'infrastructure et un moment nul au niveau des fondations :

– Ductilité DCM :  $1,1 \cdot M_{RD}$

– Ductilité DCH :  $1,2 \cdot M_{RD}$

### 7.3.1 Décollement des fondations

Si des efforts de soulèvement  $W$  sont susceptibles de se développer dans la structure, la résistance de la semelle à ce soulèvement résulte de son poids propre et de celui du sol sus-jacent. Lorsque la semelle se soulève, elle entraîne un prisme de sol (figure 7.11) dont la forme dépend des caractéristiques du terrain ; il est habituel de prendre un prisme de  $\theta = 2 \times \varphi = 30^\circ$  à  $40^\circ$ .

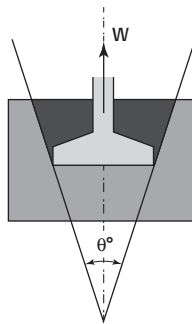


Figure 7.11 Soulèvement équilibré par un prisme pour un angle  $q = 30^\circ$  à  $40^\circ$

Pour une force de soulèvement relativement faible, on peut limiter la forme du prisme au volume défini par la surface de la semelle (figure 7.12).

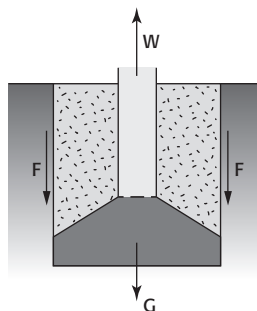


Figure 7.12 Soulèvement équilibré par un prisme droit

**Notons :**

$G$  : le poids du sol et de la semelle

$F$  : la force de frottement  $p_0 \operatorname{tg} \phi'$  ou de cohésion  $c A$

$p_0$  : la poussée horizontale totale au repos agissant sur l'ensemble de la surface latérale verticale

$\operatorname{tg} \phi'$  : le coefficient de frottement

$c$  : la cohésion (10 à 30 kN/m<sup>2</sup> pour les semelles superficielles)

$A$  : la surface totale verticale au-dessus du périmètre de la semelle.

On a pour les sols purement pulvérulents :

$$W \leq G + p_0 \operatorname{tg} \phi \quad (7.23)$$

et pour les sols purement cohérents :

$$W \leq G + c A \quad (7.24)$$

Dans le cas où le poids de l'ouvrage n'est pas suffisant pour équilibrer la composante verticale due au séisme, ou celui où la structure ne permet pas de mobiliser la totalité du poids de l'ouvrage, il y a risque de soulèvement.

Dans cette situation, soit la stabilité de l'ouvrage peut être assurée :

- soit en tenant compte du décollement ;
- soit, si possible, assurer la stabilité par des tirants verticaux ancrés dans le sol.

Lorsque le bon sol (rocher) se trouve à faible profondeur, on utilise de façon efficace, des tiges d'ancrage scellées au ciment ou des tirants précontraints (figure 7.13).

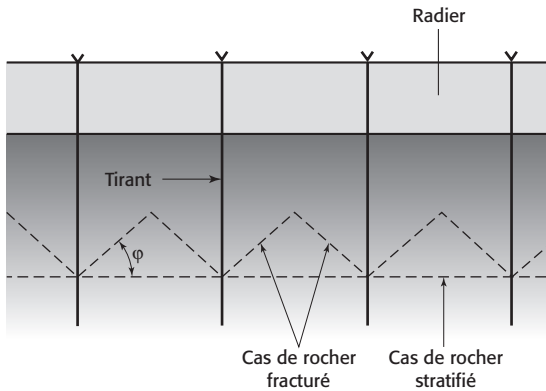


Figure 7.13. Soulèvement équilibré par ancrage au sol

Si le bon sol se trouve en profondeur, les tractions peuvent être équilibrées par des pieux ou micropieux qui travaillent par frottement. Quelle que soit la solution retenue, l'efficacité d'un système d'ancrage dépend du poids effectif du sol mobilisable.

### 7.3.2 Exemple de dimensionnement de micropieux

Dans le tableau 7.4, figurent des ordres de grandeur de résistance à la traction de micropieux de 10 m aux ELU sismiques pour différents types de sol.

Tableau 7.4 Exemples de charges admissibles à la traction pour un micropieu isolé de 10 m de longueur aux ELU selon la norme NF P 94-262

<b>Valeur de calcul de la résistance critique ELU à la traction pour un micropieu isolé de type 2 d'un diamètre 0,15 m et d'une longueur de 10 m</b>				
<b><math>R_c ; cr ; d = R_s / (2,0,1,1) / 1,15 = R_s / 2,53</math></b>				
<b>Mono-couche</b>	<b>Frottement latéral pour <math>PI = 0,5</math> MPa (en kPa)</b>	<b><math>R_{c ; cr ; d}</math> avec <math>PI = 0,5</math> MPa (en kN)</b>	<b>Frottement latéral <math>q_s</math> pour micropieux type 2 (en kPa)</b>	<b><math>R_{c ; cr ; d}</math> avec <math>q_{s \max}</math> (en kN)</b>
Argile	50	93	90	168
Sable et grave	50	93	170	316
Craie	70	130	200	372
Marne et calcaire	103	192	200	372
Roche altérée fragmentée	103	192	200	372

L'armature doit être dimensionnée pour reprendre les efforts ci-dessus.

