



SOLS ET FONDATIONS

10	SOLS ET FONDATIONS	153
10.1	Fondations	
10.2	Liquéfaction des sols	
10.3	Stabilité des pentes	
10.4	Ouvrages de soutènement	



10. SOLS ET FONDATIONS

10.1 Fondations

10.1.1 Solidarisation des points d'appui

- Les points d'appui d'un même bloc doivent être solidarisés par un réseau bidirectionnel de longrines ou tout dispositif équivalent, tendant à s'opposer au déplacement horizontal relatif de ces points d'appui.
- Les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont :
 - 25 cm x 30 cm : sites de catégorie S_2 et S_3
 - 30 cm x 30 cm : site de catégorie S_4

Les longrines ou le dispositif équivalent doivent être calculés pour résister à une force axiale égale à :

$$(F = \pm \alpha \cdot (A \cdot I \cdot S) \cdot N) \geq 20kN \quad (10.1)$$

avec:

- N : valeur moyenne des charges verticales apportées par les points d'appui solidarisés en situation sismique.
- α : coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée. Il est donné par :

$$\alpha = \begin{cases} 0.3: & \text{pour } S_2 \\ 0.4: & \text{pour } S_3 \\ 0.6: & \text{pour } S_4 \end{cases} \quad (10.2)$$

Le ferrailage minimum doit être de 0.6% de la section avec des cadres dont l'espacement est inférieur à ($\min(20 \text{ cm}; 15\phi_l)$).

- c) La solidarisation par longrines ou dispositif équivalent est toujours exigée, sauf dans le cas de semelles ancrées (coulées en pleine fouille) dans un sol rocheux sain, non fracturé (sites de catégorie S_1) et dans le cas d'un site de catégorie S_2 en zone I.
- d) Dans le cas de structures légères (type hangar), les longrines peuvent être remplacées par le dallage travaillant en tirant ou en buton dans le sens transversal.
- e) Dans le cas de structures lourdes (bâtiments élevés) constituées de plusieurs blocs, séparés par des joints, il est recommandé de supprimer les joints au niveau des fondations si le système de fondation et la qualité du sol de fondation demeurent identiques sous les différents blocs.
- f) Les poutres du plancher inférieur d'une construction ne peuvent être considérées comme jouant le rôle de longrines que si leur sous-faces inférieures sont situées à une distance de la sous-face des semelles ou massifs sur pieux inférieure ou égale à 1.20 m (cf. Figure (10.1))

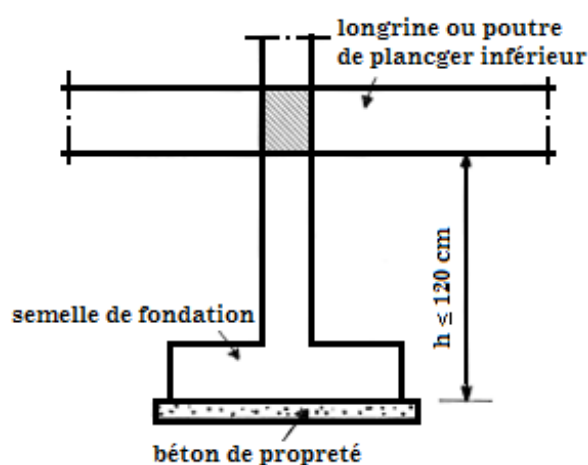


Figure 10.1: Position des longrines par rapport aux semelles de fondations

10.1.2 Voile périphérique

Les ossatures au-dessous du niveau de base, formées de poteaux courts (par exemple les vides sanitaires) doivent comporter un voile périphérique continu entre le niveau des fondations (semelles, radier, etc.) et le niveau de base. Toutefois, en zones I, II et III, cette prescription est facultative pour les maisons individuelles et bâtiments assimilés ou pour toute autre construction de hauteur inférieure ou égale à 10m, au-dessus du niveau moyen du sol.

Dans le cas de blocs séparés par des joints de rupture, le voile périphérique doit ceinturer chaque bloc.

Ce voile doit avoir les caractéristiques minimales ci-dessous :

- épaisseur ≥ 15 cm
- les armatures sont constituées de deux nappes.

Le pourcentage minimum des armatures est de 0.10% dans les deux sens (horizontal et vertical). Les ouvertures dans ce voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

10.1.3 Dispositions constructives

Les systèmes de fondations doivent être réalisés selon les méthodes et les dispositions techniques contenues dans les DTR en vigueur.

Les dispositions constructives à adopter en présence de potentiels d'instabilités (liquéfaction, terrains instables) seront celles recommandées à l'issue d'une étude spécifique requise en pareille situation.

10.1.4 Vérification de la capacité portante

Les systèmes de fondation doivent être dimensionnés en conformité avec les DTR de conception et de calcul en vigueur et avec les sollicitations complémentaires dues aux combinaisons de charges du chapitre V.

Fondations superficielles

Il y a lieu de tenir compte de l'application à la résistance (limite) du sol Q_l (Contrainte de rupture au poinçonnement) d'un coefficient de sécurité global égal à 2.0. (cf. DTR BC 2.33).

Fondations profondes

Il y a lieu de tenir compte de l'application de coefficients de sécurité globaux, γ_R , sur la résistance limite, Q_l , qui dépendent du mode de fonctionnement du pieu et de la méthode de détermination de Q_l (cf. Tableau (10.1)), (cf. DTR BC 2.33) :

$$Q_l = Q_{pl} + Q'_{sl}$$

où:

- Q_{pl} : résistance limite en pointe
- Q'_{sl} : résistance limite de frottement latéral)

Type de pieu	Type d'essai		
	Chargement Statique	Essai en place	Essai de laboratoire
Compression	1.10	1.25	2.50
Traction	1.50	1.50	2.0

Table 10.1: Valeurs des coefficients de sécurité, γ_R

10.1.5 Résistance au glissement à la base de la fondation superficielle

Le DTR BC2.33 précise les détails de la vérification au glissement à la base.

Il y a lieu de tenir compte de l'application, à la résistance au glissement, d'un coefficient dit de "sécurité" global égal à 1.25.

10.2 Liquéfaction des sols

1. Dans certains sols sableux lâches et saturés, l'augmentation de la pression interstitielle, sous l'effet de plusieurs cycles de déformations alternées d'origine sismique, peut conduire à une perte de résistance au cisaillement momentanée, accompagnée de déformations permanentes significatives.
2. Les sols susceptibles de se liquéfier sont, en général, des sables propres ou contenant des fines silteuses ou argileuses, situés dans les vingt (20) premiers mètres de profondeur, saturés d'eau et présentant une granulométrie relativement uniforme, correspondant à un coefficient d'uniformité C_U inférieur à 15 ($C_U = \frac{D_{60}}{D_{10}} < 15$) et un diamètre à 50%, (D_{50}), compris entre 0.05 mm et 1.5 mm. Dans ces expressions, D_{60} , D_{10} , D_{50} représentent les diamètres des tamis correspondant, respectivement, aux passants de 60%, 10% et 50% des échantillons de

sols considérés.

3. Lorsque ces conditions minimales sont réunies sur un site, il y a lieu de procéder à des investigations complémentaires pour l'évaluation de la résistance à la liquéfaction. Ces investigations seront, essentiellement, basées sur des essais SPT, des essais au pénétromètre statique, des essais permettant la détermination des vitesses des ondes de cisaillement ainsi que la détermination des courbes granulométriques.

Les résultats des essais et leur interprétation sont très sensibles à toutes modifications de la procédure standard d'exécution de l'essai. Aussi, faudra-t-il veiller à suivre scrupuleusement le mode opératoire de l'essai.

4. Les sols sont réputés liquéfiables lorsque le facteur de sécurité (FS), défini par le rapport du taux de la résistance à la liquéfaction (CRR) sur le taux de la contrainte de cisaillement moyenne engendré par le séisme (CSR), multiplié par un facteur de correction de magnitude (MSF) est inférieur à 1.25.

$$FS = \frac{CRR_{7.5}}{CSR} \cdot MSF \quad (10.3)$$

5. CSR est le taux de la contrainte de cisaillement moyenne durant un séisme. Il peut être évalué à l'aide de l'expression simplifiée suivante :

$$CSR = \frac{\tau_{moy}}{\sigma'_{v0}} = 0.65(A.I.S) \cdot \frac{\sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} \cdot r_d \quad (10.4)$$

où:

- σ_{v0} et σ'_{v0} sont les contraintes verticales totales et effectives, respectivement, à la profondeur où le facteur de sécurité vis-à-vis de la liquéfaction sera évalué.
Les contraintes verticales totales et effectives, respectivement, des terres à prendre dans les calculs du taux de la contrainte de cisaillement moyenne engendré par le séisme (CSR), sont celles régnantes dans le sol après la réalisation du projet (Ex. Côte finale de projet).
La position de la nappe phréatique à utiliser doit être celle considérée historiquement maximale et non pas nécessairement celle mesurée sur site.
- r_d est le coefficient de réduction des contraintes tenant compte de la flexibilité du profil de sol et variant en fonction de la profondeur (z) moyennant les expressions suivantes :

$$r_d = \begin{cases} 1.0 - 0.00765z & \text{pour } z \leq 9.15 \text{ m} \\ 1.174 - 0.0267z & \text{pour } 9.15 \text{ m} < z \leq 23 \text{ m} \end{cases} \quad (10.5)$$

- A est le coefficient d'accélération de zone, (cf. Tableau (3.10)).
- S est le coefficient de site, (cf. Tableaux (3.3) & (3.4))
- I est le coefficient d'importance.

En absence d'ouvrage, il y a lieu de choisir la valeur de I unitaire, correspondant à celle du groupe d'importance 2.

6. ($CRR_{7.5}$) est le taux de la résistance à la liquéfaction pour un séisme de référence de magnitude de 7.5. Il peut être évalué à l'aide des expressions simplifiées suivantes, selon le type d'essai :

• **Evaluation de $(CRR_{7.5})$ à partir des résultats de l'essai SPT :**

Pour l'essai SPT, le plus utilisé en pareil cas, les valeurs mesurées du nombre de coups N_{SPT} doivent être normalisées et corrigées comme suit :

- Par rapport aux effets de la surcharge, due aux terres agissant à la profondeur à laquelle la mesure a été réalisée, en multipliant par le facteur correcteur de la pression des terres : $C_N = \left(\frac{P_a}{\sigma'_{v0}}\right)^{0.5}$
où σ'_{v0} , en kPa, est la contrainte effective verticale de ces terres, au niveau de la mesure, et $P_a = 100 \text{ kPa}$. Ce facteur C_N ne doit pas dépasser 1.7.
- Par rapport aux effets de l'énergie réelle, transmise par le mouton lors de l'impact, en multipliant par le facteur $C_E = \frac{ER}{60}$, où ER est le taux d'énergie réelle spécifique de l'équipement. (Cette énergie peut être mesurée sur site).
- En l'absence de cette mesure, il faut prêter attention et noter particulièrement le matériel utilisé (type du marteau, de l'enclume, du mécanisme de levage et la méthode de dégagement du marteau) pour pouvoir estimer C_E à utiliser dans les calculs. Si le type d'appareil est automatique, les valeurs de C_E vont de 0.8 à 1.3.
- Par rapport au diamètre du trou de forage, en multipliant par un facteur C_B égal à :
 - a) 1.15 pour des diamètres de 200 mm
 - b) 1.05 pour des diamètres de 150 mm
 - c) 1.00 pour les diamètres allant de 65 mm à 115 mm
- Par rapport à la longueur totale de la tige, en multipliant par un facteur C_R égal à :
 - a) 0.75, pour des longueurs inférieures à 3 m
 - b) 0.80 pour des longueurs comprises entre 3 et 4 m
 - c) 0.85 pour des longueurs comprises entre 4 et 6 m
 - d) 0.95 pour des longueurs comprises entre 6 et 10 m
 - e) 1.00 pour des longueurs supérieures à 10 m.
- Par rapport au type de carottier utilisé, en multipliant par un facteur C_S égale à :
 - a) 1.0 lorsque le carottier a un diamètre intérieur de 35 mm (standard sampler)
 - b) 1.15 lorsque le carottier a un diamètre intérieur de 38 mm et que l'étui intérieur n'est pas mis en place.

Cela donne :

$$(N_1)_{60} = N_{SPT} \cdot C_N \cdot C_E \cdot C_B \cdot C_R \cdot C_S \quad (10.6)$$

- La présence des fines dans les sables augmente leur résistance à la liquéfaction. Il y a lieu, en pareil cas, d'apporter des corrections de $(N_1)_{60}$ par rapport au contenu en fines (FC). La correction la plus utilisée :

$$(N_1)_{60CS} = \alpha + \beta \cdot (N_1)_{60} \quad (10.7)$$

où: α et β sont donnés dans le Tableau (10.3) en fonction du contenu en fines.
et $(N_1)_{60CS}$ est la valeur équivalente de sable propre qui servira à calculer la résistance à la liquéfaction, à la profondeur de mesure de N_{SPT} .

- Le taux de la résistance à la liquéfaction, pour un séisme ($M_w = 7.5$) obtenu à partir de l'essai SPT, est donné par :

$$CRR_{7.5} = \frac{1}{34 - (N_1)_{60CS}} + \frac{(N_1)_{60CS}}{135} + \frac{50}{[10(N_1)_{60CS} + 45]^2} - \frac{1}{200} \quad (10.8)$$

Cette formule n'est applicable que pour des valeurs de $(N_1)_{60CS}$ inférieures à 30. Pour des valeurs supérieures ou égales à 30, on considère qu'il n'y a pas de risque de liquéfaction.

FC	Coefficient α	Coefficient β
$FC \leq 5\%$	$\alpha = 0$	$\beta = 1.0$
$5\% < FC < 35\%$	$\alpha = \exp(1.76 - \frac{190}{FC^2})$	$\beta = 0.99 + \frac{FC^{1.5}}{1000}$
$FC \geq 35\%$	$\alpha = 5$	$\beta = 1.2$

Table 10.2: Paramètres relatifs au contenu, en fines, des sables

• **Evaluation de $(CRR_{7.5})$ à partir des résultats de l'essai CPT :**

Pour l'essai CPT, les valeurs mesurées de la résistance pénétrométrique q_c doivent être normalisées et corrigées comme suit :

$$c_{c1N} = C_N \cdot \frac{q_c}{P_a} \quad (10.9)$$

où: C_N est le coefficient correcteur de la pression des terres.

La présence des fines dans les sables augmente leur résistance à la liquéfaction. Il y a lieu d'apporter des corrections de q_{c1N} par rapport au contenu en fines (FC) comme suit :

$$(q_{c1N})_{cs} = k_c \cdot q_{c1N} \quad (10.10)$$

où:

- k_c : facteur correcteur est déterminé en fonction de l'indice de comportement de sol, I_c .

$$k_c = \begin{cases} 1 & \text{pour } I_c \leq 1.64 \\ -0.403I_c^4 + 5.581I_c^3 - 21.63I_c^2 + 33.75I_c - 17.88 & \text{pour } I_c > 1.64 \end{cases} \quad (10.11)$$

avec:

- I_c :

$$I_c = \sqrt{((3.47 - \log Q)^2 + (1.22 + \log F)^2)} \quad (10.12)$$

- Q :

$$Q = \left(\frac{q_c - \sigma_{v0}}{P_a} \right) \cdot \left(\frac{P_a}{\sigma'_{v0}} \right)^{0.5} \quad (10.13)$$

- F :

$$F = \left(\frac{f_s}{q_c - \sigma_{v0}} \right) \cdot 100 \quad (10.14)$$

- Q : est la résistance de pointe normalisée
- F : est le rapport de frottement exprimé en %

- f_s [unité: kPa]: est le frottement latéral unitaire mesuré
- σ_{v0} [unité: kPa]: est la contrainte totale verticale des terres au niveau de la mesure
- σ'_{v0} [unité: kPa]: est la contrainte effective verticale des terres au niveau de la mesure
- P_a : est la pression atmosphérique égale à 100 kPa
- Le taux de la résistance à la liquéfaction, pour un séisme ($M_w = 7.5$), obtenu à partir de l'essai CPT est donnée par :

$$CRR_{7.5} = \begin{cases} 0.833 \left(\frac{(q_{c1N})_{cs}}{1000} \right) + 0.05 & \text{pour } (q_{c1N})_{cs} < 50 \\ 93 \left(\frac{(q_{c1N})_{cs}}{1000} \right)^3 + 0.08 & \text{pour } 50 \leq (q_{c1N})_{cs} < 160 \end{cases} \quad (10.15)$$

Cette formule n'est applicable que pour des valeurs de $(q_{c1N})_{cs}$ inférieures à 160. Pour des valeurs supérieures ou égales à 160, on considère qu'il n'y a pas de risque de liquéfaction.

• **Evaluation de $CRR_{7.5}$ à partir des V_s :**

Pour l'essai permettant la détermination des vitesses des ondes de cisaillement (Down-hole, Cross-hole, etc.), les valeurs mesurées des vitesses des ondes de cisaillement, V_s , doivent être normalisées et corrigées comme suit :

$$V_{S1} = \left(\frac{P_a}{\sigma'_{v0}} \right)^{0.25} \cdot V_s \quad (10.16)$$

Le coefficient $\left(\frac{P_a}{\sigma'_{v0}} \right)^{0.25}$ doit être inférieur ou égal à 1.4.

avec:

- σ'_{v0} [unité: kPa]: est la contrainte effective verticale des terres au niveau de la mesure
- P_a : est la pression atmosphérique égale à 100 kPa.
- La limite supérieure de V_{S1} pour laquelle il n'y a plus occurrence de liquéfaction, notée V_{S1}^* et définie comme suit :

$$V_{S1}^* [\text{unité: m/s}] = \begin{cases} 215 & \text{pour } FC \leq 5\% \\ (215 - \frac{FC-5}{2}) & \text{pour } 5\% < FC < 35\% \\ 200 & \text{pour } FC \geq 35\% \end{cases} \quad (10.17)$$

Le taux de la résistance à la liquéfaction, pour un séisme ($M_w=7.5$) obtenu à partir de V_s , est donnée par :

$$CRR_{M=7.5} = 0.022 \left(\frac{V_{S1}}{100} \right)^2 + 2.8 \left(\frac{1}{V_{S1}^* - V_{S1}} - \frac{1}{V_{S1}^*} \right) \quad (10.18)$$

Cette formule n'est applicable que pour des valeurs de V_{S1} inférieures à V_{S1}^* . Pour des valeurs de V_{S1} supérieures ou égales à V_{S1}^* , on considère qu'il n'y a pas de risque de liquéfaction.

7. MSF est le facteur de correction de magnitude. Il est donné par l'expression suivante :

$$MSF = \left(\frac{M_w}{7.5} \right)^{-2.56} \quad (10.19)$$

A chaque niveau d'accélération, correspond une magnitude de moment (M_w) appropriée à la région (cf. Tableau (3.9)).

Hormis le cas des bâtiments du groupe d'importance 1A, le calcul du potentiel de liquéfaction peut être négligé dans les zones sismiques I, II et III.

8. Afin de décider de l'intensité de la liquéfaction (effets en surface), il suffit de calculer l'intégrale suivante, sur une profondeur de 20m (tenant compte de l'impact de la profondeur et de l'épaisseur de la zone potentiellement liquéfiable) :

$$PLI = \int_0^{20} (10 - 0.5.z).F_L.dz \quad (10.20)$$

PLI est l'indice de potentiel de liquéfaction, avec :

$$F_L = \begin{cases} 0 & \text{si } F_S \geq 1.0 \\ 1 - F_S & \text{si } F_S < 1.0 \end{cases} \quad (10.21)$$

F_S est le facteur de sécurité vis-à-vis de la liquéfaction.

En fonction du résultat de cette intégrale, les conclusions possibles sont :

- Risque de la liquéfaction très faible : ($P_L = 0$)
 - Risque de la liquéfaction faible : ($0 < P_L \leq 5$)
 - Risque de la liquéfaction élevé : ($5 < P_L \leq 15$)
 - Risque de la liquéfaction très élevé : ($15 < P_L \leq 100$)
9. Pour éliminer ou réduire le risque de liquéfaction, il y a lieu de mettre en œuvre des mesures de remédiation telles que les suivantes :
- Un rabattement permanent du niveau de la nappe phréatique
 - Une densification des couches liquéfiables (pré-chargement, compactage dynamique, etc.).
 - Une amélioration de la perméabilité des couches liquéfiables par la réalisation de drains matériaux grossiers, drains géosynthétiques, etc.
 - Une substitution des couches liquéfiables par des matériaux appropriés convenablement compactés.

Le mode de fondation devra être alors adapté aux nouvelles conditions, créées par les mesures retenues dont l'efficacité doit faire l'objet d'un contrôle préalable par des essais et des mesures appropriés.

10.3 Stabilité des pentes

1. Les talus et les versants naturels ou artificiels, dans leur configuration en fin de projet, doivent rester stables sous l'action sismique, compte tenu des charges apportées par les constructions éventuelles.
2. La réponse de ces pentes au séisme doit être calculée soit au moyen de méthodes d'analyse dynamique reconnues soit par un calcul statique équivalent sous certaines conditions.
3. En l'absence de sols liquéfiables, la vérification de la stabilité peut être effectuée, en première analyse, avec un calcul statique équivalent par application, à tous les éléments de sol et aux charges supportées, de deux coefficients sismiques :

$$k_h = \frac{1}{3} A.I.S \quad (10.22)$$

$$k_v = \begin{cases} \pm \frac{1}{2} k_h & \text{si situation sismique de type 1} \\ \pm \frac{1}{3} k_h & \text{si situation sismique de type 2} \end{cases} \quad (10.23)$$

où:

- k_h et k_v sont des coefficients utilisés pour calculer les forces horizontales, contenues dans les plans verticaux de plus grande pente et dirigées vers l'aval, et les forces verticales descendantes ou ascendantes, selon les combinaisons (k_h, k_v) et $(k_h, -k_v)$.
 - A est le coefficient d'accélération de zone (cf. Tableau (3.2)) choisi en fonction de la zone sismique et modulé par le coefficient d'importance I de l'ouvrage, affecté par le glissement ou même menacé par lui (cf. Tableau (3.10)).
 - S est le coefficient de site (cf. Tableaux (3.3) & (3.4)).
En absence d'ouvrage, il y a lieu de choisir la valeur de I unitaire, correspondant à celle du groupe d'importance 2.
4. Dans le cas où la pente en question présente des caractéristiques géométriques susceptibles de provoquer une amplification topographique (conformément à l'annexe C), il est nécessaire d'appliquer le coefficient d'amplification topographique (S_T) à Eqn.(10.22). Il convient de prendre en compte la valeur maximale de S_T à mi-hauteur de la pente correspondant à la configuration spécifique étudiée.
 5. D'autres méthodes, avec des modèles plus représentatifs, peuvent être évidemment utilisées.
 6. L'équilibre du massif, délimité en profondeur par la surface de rupture, doit être vérifié compte tenu d'un coefficient de sécurité égal à 1.15 sur les résistances des sols concernés.

10.4 Ouvrages de soutènement

L'analyse de sécurité, sous sollicitations sismiques des ouvrages de soutènement (murs en BA, remblais renforcés, Gabions, massifs cloués, etc.), peut être faite soit au moyen de méthodes d'analyse dynamique reconnues, soit par un calcul statique équivalent sous certaines conditions. Le calcul statique équivalent, détaillé ci-après, n'est pas applicable pour des ouvrages de soutènement ayant des hauteurs supérieures à 10 mètres.

1. La **vérification de la stabilité** est effectuée par application de deux coefficients sismiques :

$$k_h = \begin{cases} \frac{1}{2} A.I.S & \text{ouvrages flexibles} \\ \frac{2}{3} A.I.S & \text{ouvrages semi flexibles} \\ A.I.S & \text{ouvrages rigides} \end{cases} \quad (10.24)$$

$$k_v = \begin{cases} \pm \frac{1}{2} k_h & \text{situation sismique de type 1} \\ \pm \frac{1}{3} k_h & \text{situation sismique de type 2} \end{cases} \quad (10.25)$$

- k_h et k_v sont des coefficients utilisés pour calculer les forces horizontales et verticales à appliquer à l'ouvrage de soutènement et au terrain retenu ainsi qu'aux charges d'exploitation éventuelles supportées par le terrain, selon les combinaisons (k_h, k_v) et $(k_h, -k_v)$.

En absence d'ouvrage, il y a lieu de choisir la valeur de I correspondant à celles du groupe d'importance 2 en fonction de la zone sismique.

Commentaire 1 : Un ouvrage flexible, cas des murs poids, est celui admettant des déplacements en tête allant jusqu'à 300 AIS (mm). Un ouvrage semi flexible, cas des murs poids, est celui admettant des déplacements en tête allant jusqu'à 200 AIS (mm). Les ouvrages rigides sont ceux qui n'admettent pas de déplacements significatifs en tête tels que les murs cantilever, murs ancrés ou contreventés, murs en béton renforcé fondés sur pieux verticaux, etc.)

Commentaire 2 : En présence de sols sableux saturés, susceptibles de développer une forte pression interstitielle, il convient de prendre $k_h = AIS$.

Commentaire 3 : Pour les murs autres que les murs-poids, les effets de l'accélération verticale (k_v) peuvent être négligés en situation sismique de type 2.

2. Dans le cas où l'ouvrage de soutènement est érigé sur une pente présentant des caractéristiques géométriques susceptibles de provoquer une amplification topographique (conformément à l'annexe C), il est nécessaire d'appliquer le coefficient d'amplification topographique (S_T) à Eqn.(10.24).
3. La **poussée active dynamique globale**, P_{ad} , qui s'exerce à l'arrière du soutènement, est égale à :

$$\vec{P}_{ad} = \vec{P}_{ae} + \vec{P}_{ws} + \vec{P}_{wd} \quad (10.26)$$

où : P_{ae} est la poussée dynamique active

$$P_{ae} = \frac{1}{2} \gamma^* \left(1 + \frac{2 \cdot q \cdot \cos(\beta)}{\gamma^* \cdot H \cdot \cos(\beta - i)} \right) \cdot H^2 \cdot (1 \pm k_v) \cdot K_{ae} \quad (10.27)$$

- K_{ae} : Coefficient de poussée dynamique donné par :
 - si $\theta \leq (\phi' - i)$:

$$K_{ae} = \frac{\cos^2(\phi' - \theta - \beta)}{\cos \theta \cdot \cos^2 \beta \cdot \cos(\delta + \beta + \theta)} \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi' + \delta) \cdot \sin(\phi' - \theta - i)}{\cos(\delta + \beta + \theta) \cdot \cos(\beta - i)}} \right]^{-2} \quad (10.28)$$

- si $\theta > (\phi' - i)$:

$$K_{ae} = \frac{\cos^2(i - \beta)}{\cos(\phi' - i) \cdot \cos^2 \beta \cdot \cos(\delta + \beta + \phi' - i)} \quad (10.29)$$

L'expression de P_{ae} donne deux valeurs dépendant du signe de k_v . Pour des considérations de conception, le maximum des deux valeurs doit être pris en compte.

Pour le cas statique ($k_h = k_v = 0$), l'expression du coefficient de poussée statique active, K_a , est obtenue en considérant $\theta = 0$ dans Eqns.(10.28) ou (10.29).

avec:

- P_{wd} : poussée hydrodynamique de l'eau définie dans le Tableau (10.3)
- P_{ws} : poussée statique de l'eau définie dans le Tableau (10.3)
- γ^* : poids volumique du sol de remblai défini dans le Tableau (10.3)

- q : surcharge verticale uniforme du remblai
- H : hauteur de la paroi à l'arrière du soutènement sur laquelle s'exerce P_{ae}
- H_w : hauteur du niveau de la nappe phréatique par rapport à la base du mur
- ϕ' : angle de frottement interne du remblai sans cohésion
- θ : angle défini dans le Tableau (10.3)
- β : inclinaison du soutènement (parement amont) par rapport à l'axe vertical
- δ : angle de frottement remblais/soutènement ($\delta < \frac{2}{3}\phi'$), pour la butée $\delta=0$
- i : angle de la surface du remblai sur l'horizontale
- α : inclinaison du plan de rupture potentiel

Paramètre	Nappe en-dessous du mur	Sous nappe dans les conditions dynamiques	
		Sol très perméable: $k > 0.1m/s$	Sol imperméable: $k < 10^{-4}m/s$
γ^* : poids volumique du sol	γ	γ' égal aussi à $(\gamma_{sat} - \gamma_w)$	
P_{wd} : poussée hydro-dynamique de l'eau	0	$\frac{7}{12} \cdot k_h \cdot \gamma_w \cdot H_w^2$	0
P_{ws} : poussée statique de l'eau	0	$\frac{1}{2} \cdot \gamma_w \cdot H_w^2$	$\frac{1}{2} \cdot \gamma_w \cdot H_w^2$
angle θ	$\tan^{-1}\left(\frac{k_h}{1 \pm k_v}\right)$	$\tan^{-1}\left(\left(\frac{\gamma_d}{\gamma^*}\right) \cdot \left(\frac{k_h}{1 \pm k_v}\right)\right)$	$\tan^{-1}\left(\left(\frac{\gamma_{sat}^*}{\gamma^*}\right) \cdot \left(\frac{k_h}{1 \pm k_v}\right)\right)$

Table 10.3: Expression des composantes de la poussée active dynamique globale

où:

- γ : poids volumique total (ou humide) du sol,
- γ' : poids volumique effectif de sol (déjaugée)
- γ_{sat} : poids volumique du sol saturé
- γ_w : poids volumique de l'eau
- γ_d : poids volumique du sol sec
- $\gamma_{sat}^* = \gamma_{sat}$ lorsque $H = H_w$
- Si le niveau de la nappe d'eau, H_w , est situé au-dessous de la hauteur du mur de soutènement, H , nous pouvons considérer, d'une manière approchée, le poids volumique du sol équivalent, γ^* , et le poids volumique du sol saturé équivalent, γ_{sat}^* , sont comme suit :

$$\gamma^* = \left(\frac{H_w}{H}\right)^2 \cdot \gamma + \left(1 - \left(\frac{H_w}{H}\right)^2\right) \cdot \gamma$$

$$\gamma_{sat}^* = \left(\frac{H_w}{H}\right)^2 \cdot \gamma_{sat} + \left(1 - \left(\frac{H_w}{H}\right)^2\right) \cdot \gamma$$
- La poussée dynamique active ($P_{ae} \cdot \cos \delta$) est normale au soutènement et agit à la hauteur h_{ae} par rapport à sa base, telle que:

$$\frac{h_{ae}}{H} = \frac{1}{2} - \frac{1}{6} \cdot \frac{\overline{P}_a}{P_{ae}}$$
- \overline{P}_a est la poussée statique active sans surcharge verticale uniforme du remblai, donnée par :

$$\overline{P}_a = \frac{1}{2} \cdot \gamma^* \cdot H^2 \cdot K_a$$
- La force P_{ws} est normale au soutènement et agit à $\left(\frac{H}{3}\right)$ par rapport à sa base
- La force P_{wd} est normale au soutènement et agit à $\left(\frac{2}{5} \cdot H\right)$ par rapport à sa base.

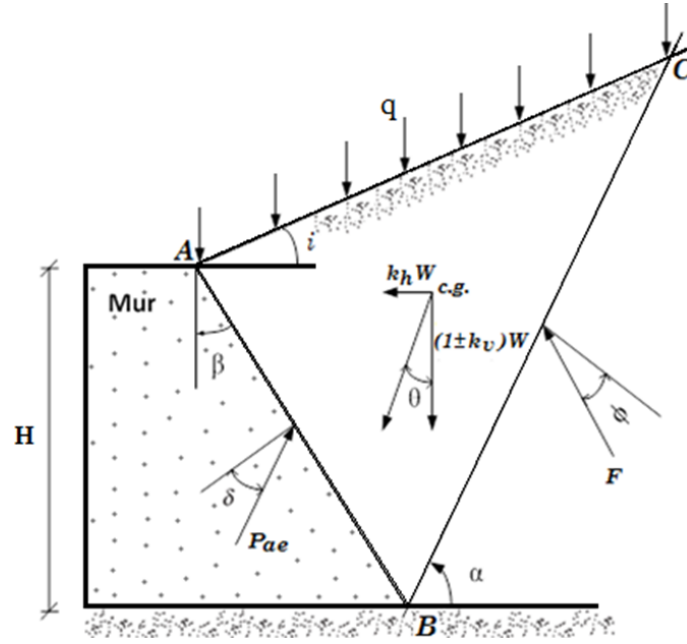


Figure 10.2: Schématisation des angles considérés dans les expressions du coefficient de poussée

4. La **poussée passive dynamique globale**, P_{pd} qui s'exerce à l'aval sur une hauteur, D , correspondant à la profondeur d'ancrage de la semelle du soutènement, est égale à :

$$\vec{P}_{pd} = \vec{P}_{pe} + \vec{P}_{ws} - \vec{P}_{wd} \quad (10.30)$$

$$P_{pe} = \frac{1}{2} \cdot \gamma^* \cdot \left(1 + \frac{2 \cdot q \cdot \cos \beta}{\gamma^* \cdot D \cdot \cos(\beta - i)}\right) \cdot D^2 \cdot (1 \pm k_v) \cdot K_{pe} \quad (10.31)$$

K_{pe} : Coefficient de butée dynamique donné par :

- Si $\theta \leq \phi' + i$:

$$K_{pe} = \frac{\cos^2(\phi' - \theta + \beta)}{\cos \theta \cdot \cos^2 \beta \cdot \cos(\delta - \beta + \theta)} \cdot \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi' + \delta) \cdot \sin(\phi' - \theta + i)}{\cos(\delta - \beta + \theta) \cdot \cos(\beta - i)}}\right]^{-2} \quad (10.32)$$

- $\theta > \phi' + i$:

$$K_{pe} = \frac{\cos^2(i - \beta)}{\cos(\phi' + i) \cdot \cos^2 \beta \cdot \cos(\delta - \beta + \phi' + i)} \quad (10.33)$$

L'expression de P_{pe} donne deux valeurs dépendant du signe de k_v . Pour des considérations de conception, le minimum des deux valeurs doit être pris en compte.

Pour le cas statique ($k_h = k_v = 0$), l'expression du coefficient de butée statique passive, K_p , est obtenue en considérant $\theta = 0$ dans Eqn. (10.32) ou (10.33).

La butée dynamique passive, $P_{pe} \cdot \cos \delta$, est normale au mur de soutènement et agit à h_{pe} par rapport à sa base tel que :

$$\frac{h_{pe}}{D} = \frac{1}{2} - \frac{1}{6} \cdot \frac{\bar{P}_p}{P_{pe}}$$

\bar{P}_p est la butée statique passive sans surcharge verticale uniforme du remblai, donnée par :

$$\bar{P}_p = \frac{1}{2} \cdot \gamma^* \cdot D^2 \cdot K_p$$

5. Infrastructures rigides

Pour les structures rigides complètement empêchées de se mouvoir par rapport au sol (infrastructures rigides), de telle sorte qu'un état actif ne peut pas se produire dans le sol, et lorsque le mur est vertical et le remblai horizontal, la poussée dynamique totale, dû à la poussée des terres, peut être pris comme étant égal à :

$$P_{ae} = P_q + \Delta P_{ae} \quad (10.34)$$

Avec :

- $P_0 = \frac{1}{2} \cdot \gamma^* \cdot H^2 \cdot K_0$ est la poussée des terres au repos.
- $\Delta P_{ae} = \frac{1}{2} \cdot \gamma^* \cdot k_h \cdot H^2$: est l'incrément de la poussée dynamique.
- $K_0 = 1 - \sin \phi'$: est le coefficient de poussée au repos pour un sol sableux.
- $k_h = A.I.S$
- $\Delta P_{ae} \cdot \cos \delta$: est normale au mur de soutènement et agit à (H/2).
- $P_0 \cdot \cos \delta$: est normale au mur de soutènement et agit à (H/3).

6. Vérification de la stabilité de l'ouvrage de soutènement

La vérification de la stabilité globale (ensemble ouvrage-terrain) s'identifie à celle de la stabilité des pentes (cf. § 10.3). La stabilité au glissement, sous la fondation de l'ouvrage de soutènement, est vérifiée en tenant compte de l'application, à la résistance ultime au glissement, d'un coefficient de sécurité de 1.25.

La stabilité au renversement du mur, autour de l'arête aval de la semelle, sera vérifiée en tenant compte d'un coefficient de sécurité égal à 1.3.

La résistance au renversement résulte du poids de l'ouvrage de soutènement, de sa fondation et du remblai sus-jacent.

La vérification de la capacité ultime de la fondation de l'ouvrage de soutènement s'identifie à celle de la vérification de la capacité portante (cf. § 10.1.4).

7. Vérification des résistances

Les vérifications des résistances des diverses parties de l'ouvrage de soutènement (système d'ancrage, éléments structuraux, etc.) sont effectuées compte tenu des coefficients de sécurité pour les matériaux utilisés.