

4.6.2 Tassements

Dans un dallage :

- le tassement absolu doit être compatible avec la destination future de l'ouvrage (liaisons avec les ouvrages environnants) ;
- le tassement différentiel probable doit être inférieur au tassement différentiel maximal admissible.

Pour évaluer ces tassements, on peut utiliser les méthodes données dans l'article *Compressibilité. Consolidation. Tassement* [C 214] de ce traité.

Pour le cas d'un sol homogène, avec chargement uniforme d'une bande de dallage entre joints, les Règles professionnelles proposent les formules ci-après :

- tassement différentiel s_d (en m) entre la bordure de la bande chargée et le centre de cette bande :

$$s_d = \frac{12,8 p L}{\frac{43,6 E h^3}{L^4} + K_w} \quad (\text{MN/m}^2, \text{m}, \text{MPa}, \text{MPa/m})$$

- tassement s_b (en m) de la bordure de cette même bande :

$$s_b = \frac{2,5 p L}{K_w} \quad (\text{MN/m}^2, \text{m}, \text{MPa/m})$$

Dans ces formules, p présente la charge répartie. Les nombres 12,8 et 2,5 représentent des grandeurs (dimension : m^{-1}).

Le tassement total est : $s_{\text{tot}} = s_d + s_b$.

À défaut d'autres spécifications, le tassement différentiel maximal admissible du dallage (exprimé en cm) peut être pris égal à :

$$s_{\text{lim}} = \text{Min} \left[\frac{L}{5} ; 0,85 \frac{L^2}{h} \right]$$

avec L (m) largeur des zones chargées,
 h (cm) épaisseur du corps du dallage.

Si le dallage ne supporte pas de cloisons ou d'ouvrages fragiles, la valeur de s_{lim} peut être majorée de 20 %.

4.7 Dallages industriels armés

4.7.1 Particularités de conception

Certains dallages industriels tels que, par exemple, les chambres froides ou entrepôts frigorifiques, sont soumis à des actions thermiques. Ils sont alors, le plus souvent, constitués par un dallage flottant en béton armé, reposant sur une couche d'isolant thermique, elle-même reposant sur un second dallage directement posé sur le sol. Des circuits de réchauffage noyés dans ce dernier dallage, ou un vide sanitaire ventilé, permettent d'éviter le gel du terrain. Pour les détails, se reporter à l'annexe A7 des Règles professionnelles.

Toute liaison avec un « point dur » doit être évitée à l'aide de joints d'isolement et de conception. L'isolation thermique doit être relevée le long des poteaux, des longrines, des murs, etc.

4.7.2 Module de réaction

Dans le cas où la dalle est directement posée sur le sol, le module de réaction K à prendre en compte est le module de Westergaard déterminé comme indiqué au paragraphe 4.2.

Dans le cas où la dalle repose sur une couche d'isolant thermique :

- si celle-ci est appuyée sur un support infiniment raide (sol rocheux), le module de réaction est déduit de la courbe de compressibilité fournie par le fabricant de l'isolant ;

- si celle-ci est appuyée sur un sol meuble, une estimation du module de réaction équivalent est donnée par :

$$K = \frac{K_i K_s}{K_i + K_s}$$

où les indices i et s se rapportent respectivement à l'isolant thermique et au sol. Toutefois, étant donné la complexité du phénomène, il peut se révéler utile de prendre l'avis d'un spécialiste.

4.7.3 Méthodes de calcul

Pour dimensionner ou vérifier un dallage industriel à forte charge d'exploitation, plusieurs méthodes de calcul manuel peuvent être utilisées.

■ **Méthode de Winkler** (méthode des poutres sur appui continu élastique, cf. article *Structures élastiques à plan moyen* [C 2 015] dans ce traité).

Cette méthode fait intervenir une longueur dite « élastique » :

$$\ell_e = \sqrt[4]{\frac{E h^3}{3 K}}$$

Elle est applicable dans la plupart des cas de charges linéiques, mais présente cependant l'inconvénient de ne pas tenir compte de l'effet de plaque : il faut calculer d'abord les moments de flexion dans un sens, puis reprendre le calcul dans le sens perpendiculaire, en se fixant à chaque fois une largeur de bande arbitraire que l'on peut, par exemple, prendre égale à $2 \ell_e$.

■ **Méthode de Westergaard**

Cette méthode est pratique lorsque l'on a affaire à une suite de charges concentrées (pieds de casiers) aussi bien dans un sens que dans l'autre et très éloignées entre elles, ou à une charge unique au centre. Se reporter à [188] où un abaque et un exemple d'utilisation sont donnés.

■ **Méthode de Ray et Pickett**

Cette méthode graphique (d'emploi analogue à l'abaque de Newmark pour l'évaluation des tassements) présente l'avantage de permettre de tenir compte des effets d'interaction entre une série de charges rapprochées et positionnées en plan de façon quelconque. Se reporter à [188] où sont donnés l'abaque, son mode d'utilisation ainsi qu'un exemple.

5. Murs de soutènement

De manière générale, un ouvrage de soutènement est une construction destinée à réaliser une dénivellation localisée de terre (ou de toute autre matière) et à assurer l'équilibre des charges appliquées.

On a recours à un soutènement lorsqu'un simple talus naturel n'est pas acceptable ou réalisable (par exemple, en site urbain). Il peut s'agir d'un mur, d'un rideau de palplanches, d'une paroi moulée, etc.

Ce qui suit ne concerne que les murs de soutènement en béton armé, dont le type le plus classique est le mur en L ou en T renversé, comportant une paroi résistante verticale (ou très proche de la verticale) et une semelle de fondation (figure 22). Ce type de mur est économique sans contreforts, tant que sa hauteur n'excède pas 5 à 6 m, et peut être réalisé sur un sol de qualités mécaniques peu élevées.

D'autres solutions ont été, ou sont encore parfois, adoptées pour limiter les poussées des terres s'exerçant sur la paroi (murs à consoles, avec dalles de transition, avec dalle de frottement ou d'ancrage, etc). Leur inconvénient est d'être d'une exécution difficile et de grever le coût du mur.

5.1 Poussée des terres

Les problèmes posés par la détermination de la poussée des terres intervenant dans l'étude des soutènements sont traités dans l'article *Ouvrages de soutènement. Poussée et butée* [C 242] du présent traité.

Dans l'évaluation de la poussée des terres interviennent le coefficient de poussée active k_a , lui-même fonction de l'angle de frottement interne φ du remblai, ainsi que le poids volumique γ de ce dernier.

k_a intervient également dans l'évaluation de la poussée due à la charge variable éventuelle sur le remblai.

En pratique, les valeurs numériques de φ – et donc de k_a – et de γ ne sont pas connues avec précision. On n'en connaît que les valeurs « probables » et, dans la philosophie des états-limites, il conviendrait de considérer pour chacun des termes φ , k_a , γ une valeur minimale et une valeur maximale encadrant la valeur probable.

Par exemple :

- l'incertitude sur φ peut atteindre $\pm 2^\circ$ à $\pm 5^\circ$; cette incertitude sur φ entraîne une incertitude sur k_a pouvant atteindre $\pm 8\%$ à $\pm 20\%$;

- l'incertitude sur γ peut atteindre $\pm 10\%$ à $\pm 20\%$.

Admettons $\pm 10\%$ sur k_a et $\pm 10\%$ sur γ . Il faudrait donc considérer, en désignant par k_a et γ les valeurs « probables » :

$$k_{\max} = 1,10 k_a \quad \text{et} \quad k_{\min} = 0,9 k_a$$

$$\gamma_{\max} = 1,10 \gamma \quad \text{et} \quad \gamma_{\min} = 0,9 \gamma$$

et combiner à chaque fois ces valeurs deux à deux en recherchant l'effet le plus défavorable vis-à-vis du phénomène étudié.

Toutefois, des études ont montré que l'application stricte des principes de calcul aux états-limites à la vérification de la stabilité des murs de soutènement se heurte à certaines difficultés et à certaines anomalies.

C'est pourquoi la Commission chargée d'élaborer les « Règles de calcul des soutènements » avait préconisé (les travaux sont actuellement en sommeil) :

- pour les vérifications relatives à la stabilité externe (§ 5.3), de prendre en compte les valeurs « les plus probables » des paramètres aléatoires (k_a et γ) ;

- pour les vérifications relatives à la résistance des différents éléments constitutifs d'un mur (§ 5.4) et (§ 5.5), d'appliquer la méthode des états-limites (Règles BAEL).

Nous nous conformerons à cette manière de faire.

Ce qui suit n'est applicable qu'à des murs :

- de hauteur au plus égale à 8 m ;
- non soumis à des poussées d'eau, ce qui implique de prendre des dispositions convenables (drainages, barbacanes) pour assurer l'évacuation des eaux à l'arrière des murs. Ne pas oublier toutefois que, dans le cas d'un mur drainé, la nappe n'est pas complètement rabattue au droit du mur et que le rabattement provoque dans le massif amont une pression de courant qui s'ajoute à la poussée des terres.

5.2 Prédimensionnement

Le dimensionnement d'un mur de soutènement et les vérifications à effectuer demandent, s'ils sont faits « au hasard », une succession de calculs longs et itératifs. Il est donc important de prédimensionner le mieux possible l'ouvrage à étudier, pour arriver de la façon la plus rapide aux résultats convenables, sans trop de tâtonnements.

Le *Guide pour l'étude et la réalisation des soutènements* [182] donne quelques règles simples pour les murs-cantilever « courants » en béton armé (figure 23). Il est prudent de majorer de 15 % la largeur de semelle donnée par ce document car elle ne permet pas toujours de satisfaire les vérifications relatives à la stabilité externe.

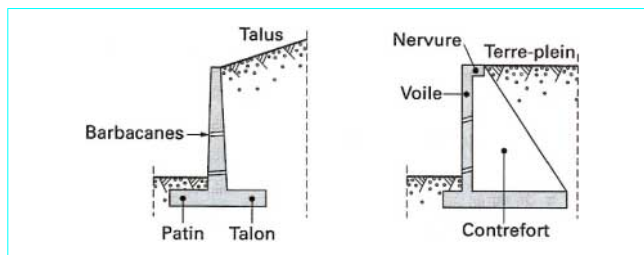


Figure 22 – Murs de soutènement classiques

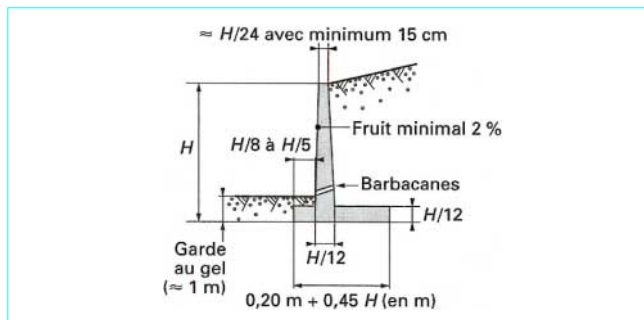


Figure 23 – Prédimensionnement d'un mur de soutènement

Une méthode plus élaborée – et donc plus longue – consiste à utiliser les abaques du SETRA [181] [188].

Dans le cas où le parement extérieur du mur est prévu sensiblement vertical, il convient de lui donner un léger *fruit* (c'est-à-dire une inclinaison vers l'amont) au moins égal à 2 %, afin qu'il ne donne pas l'impression désagréable d'être en surplomb, s'il bascule légèrement vers l'avant pour atteindre son équilibre.

5.3 Conditions de stabilité

Elles sont au nombre de trois :

- non-poinçonnement du sol d'assise ;
- non-renversement ;
- non-glisement sur le sol d'assise.

Les vérifications sont conduites à l'état-limite de service. Les actions sont introduites avec leurs valeurs « les plus probables » (cf. § 5.1).

Remarque : un mur de soutènement forme avec son terrain d'assise un ensemble. Dans certains cas (fondation insuffisamment enterrée, sol argileux, mur fondé sur un terrain peu consistant et retenant une masse importante de remblai, etc), il peut se produire un glissement général de cet ensemble. La rupture du sol se produit alors le long d'une ligne de glissement profonde, indépendante de la structure, et éloignée de celle-ci. Cette ligne est le plus souvent assimilable à un arc de cercle. En dépit de cette forme simple, les calculs de vérification de la stabilité sont laborieux et nécessitent l'utilisation d'un ordinateur. Le principe de ces calculs peut être trouvé en [181] ou [183].

5.3.1 Bilan des forces

Dans ce qui suit, on n'étudie que le cas d'un mur soutenant un remblai à terre-plein horizontal.

■ Forces horizontales par unité de longueur de mur

On désigne par :

- G le centre de gravité de la section de base de la semelle ;
- O l'arête inférieure du débord aval (ou patin).

Les forces horizontales se composent :

- ① de la composante horizontale P_H de la poussée des terres ;
- ② de la composante horizontale Q_H de la poussée due à la charge variable q (par m^2) sur le remblai.

■ Forces verticales par unité de longueur de mur

Ces forces comprennent :

- ③ le poids G des éléments constitutifs du mur ;
- ④ le poids du remblai G_{t_1} à l'aplomb du débord amont (talon) de la semelle ;
- ⑤ le poids G_{t_2} des terres sur le patin avant ;
- ⑥ la charge variable Q agissant à l'aplomb du débord amont (talon) de la semelle.

Dans ce qui suit, on désigne, pour chaque combinaison d'actions, par :

- F_{Hser} la résultante des forces horizontales (poussées) ;
- F_{Vser} la résultante des forces verticales (charges de pesanteur) ;
- M_{OserH} (ou M_{GserH}) le moment résultant en O (ou en G) des forces horizontales ;
- M_{OserV} (ou M_{GserV}) le moment résultant en O (ou en G) des forces verticales ;
- M_{Oser} (ou M_{Gser}) la somme algébrique $M_{OserH} + M_{OserV}$ (ou $M_{GserH} + M_{GserV}$).

5.3.2 Vérification du non-poinçonnement du sol d'assise

Le système des forces F_{Hser} et F_{Vser} est équivalent à la seule force verticale F_{Vser} appliquée au centre de pression C défini par (figure 24) :

$$\overline{GC} = \frac{M_{Gser}}{F_{Vser}} = e_{ser}$$

La vérification du non-poinçonnement est souvent faite en admettant une distribution linéaire (triangulaire ou trapézoïdale selon que $e_{ser} > b/6$ ou que $e_{ser} \leq b/6$, avec b , largeur totale de la semelle) et en comparant à une contrainte limite la contrainte de référence $\sigma_{réf}$ calculée au quart de la zone comprimée.

$$\text{Si } e_{ser} \geq \frac{b}{6} : \sigma_{réf} = \frac{F_{Vser}}{b - 2e_{ser}}$$

$$\text{Si } 0 \leq e_{ser} < \frac{b}{6} : \sigma_{réf} = \frac{F_{Vser}}{b - 2e_{ser}} \left[\left(1 + 3 \frac{e_{ser}}{b} \right) \left(1 - 2 \frac{e_{ser}}{b} \right) \right]$$

La quantité entre crochets prend la valeur 1 aux bornes de l'intervalle ; elle passe par un maximum égal à 1,04 pour $\frac{e_{ser}}{b} = \frac{1}{12}$.

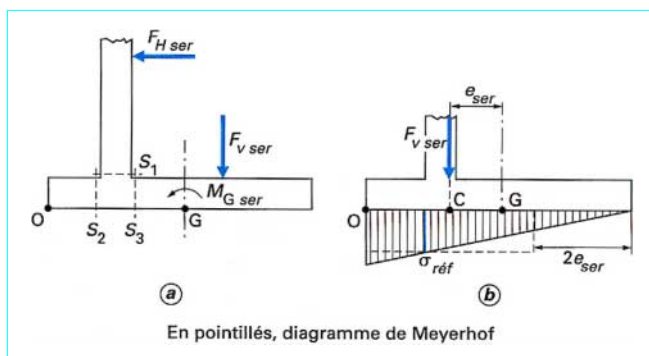


Figure 24 – Équivalence des forces et moments
($M_{Gser} = M_{GserH} + M_{GserV}$)

Pour simplifier, on peut admettre que dans tous les cas, on a :

$$\sigma_{réf} = \frac{F_{Vser}}{b - 2e_{ser}}$$

ce qui correspond à la valeur de la contrainte uniforme de la distribution de Meyerhof (cf. [C 2 314]).

Dans ces conditions, la vérification du non-poinçonnement est considérée comme assurée si :

$$\sigma_{réf} \leq \overline{\sigma_{ser}}$$

avec $\overline{\sigma_{ser}} = \overline{q_{ser}} [\exp(-\delta_R)]$.

$\overline{q_{ser}}$ contrainte limite admise en service sur le terrain d'assise, déduit d'essais de laboratoire. En première approximation :

$$\overline{q_{ser}} = \frac{q_u}{3}$$

q_u étant la contrainte de rupture du sol, elle aussi déduite d'essais de laboratoire, ou mieux :

$$q_{ser} = \frac{q_u - q_0}{3} + q_0$$

avec q_0 poids des terres enlevé au-dessus du niveau d'assise de la fondation.

δ_R (en radians) angle d'inclinaison de la résultante de F_{Hser} et F_{Vser} sur la verticale :

$$\tan \delta_R = \frac{F_{Hser}}{F_{Vser}}, \text{ soit } \delta_R = \arctan \frac{F_{Hser}}{F_{Vser}}$$

■ Combinaisons d'actions à considérer

Pour la détermination de la valeur la plus défavorable de $\sigma_{réf}$, les combinaisons d'actions à considérer pour calculer à chaque fois F_{Vser} , e_{ser} – et donc, M_{Gser} – sont (cf. § 5.3.1) :

C1 ① + ② + ③ + ④ + ⑤ + ⑥

C2 ① + ② + ③ + ④ + ⑥ (terre aval enlevée)

C3 ① + ③ + ④ (terre aval enlevée, et $Q = 0$)

5.3.3 Vérification du non-renversement

■ Sur un **terrain d'assise rocheux**, le mur tend à basculer autour de son arête O sous l'effet du moment de renversement M_{OserH} dû à P_H et Q_H .

La résultante des forces verticales développe un moment stabilisateur égal à M_{OserV} .

La charge variable sur le remblai, de même que les terres sur le patin avant pouvant ne pas exister (du fait de travaux par exemple), ce qui correspond à la combinaison C3, il faut s'assurer :

- d'une part, que $M_{OserV} \geq 1,5 M_{OserH}$;
- d'autre part que :

$$M_{Oser}(G) - M_{Oser}(G_{t_1}) \geq 1,5 M_{Oser}(P_H)$$

■ **Autres terrains** : comme un mur de soutènement ne peut guère se renverser sans poinçonner simultanément le terrain d'assise, la vérification du non-poinçonnement précédente tient lieu de vérification vis-à-vis du non-renversement.

5.3.4 Vérification du non-glissement

Pour simplifier, on admet que la cohésion du sol d'assise est nulle (sens de la sécurité). Si ψ désigne l'angle de frottement interne du sol d'assise, la condition de non-glissement s'écrit :

$$F_{H\text{ser}} \leq \frac{F_{V\text{ser}} \tan \psi}{1,5} \quad (7)$$

Pour le calcul de $F_{H\text{ser}}$ et $F_{V\text{ser}}$, les combinaisons d'actions à considérer sont les mêmes que pour la vérification du non-poinçonnement.

Si $\psi \approx 30^\circ$, on trouve la condition :

$$\frac{F_{H\text{ser}}}{F_{V\text{ser}}} \leq 0,40 \text{ environ}$$

Lorsque la condition (7) n'est pas satisfaite, il est nécessaire de disposer sous la semelle une **bèche** d'ancrage (figure 25). Celle-ci est normalement placée à l'arrière de la semelle, parfois, mais assez rarement, dans le prolongement du voile, mais jamais à l'avant en raison du risque de suppression de la butée par ouverture d'une tranchée lors de travaux ultérieurs. Cette bèche est toujours coulée à pleine fouille, sans coffrage.

En présence d'une bèche, la vérification au glissement peut être conduite en ne considérant que le bloc compris entre le plan fictif de poussée active et un plan de rupture passant par la base de la bèche (figure 26) en négligeant par sécurité la butée à l'avant de la semelle.

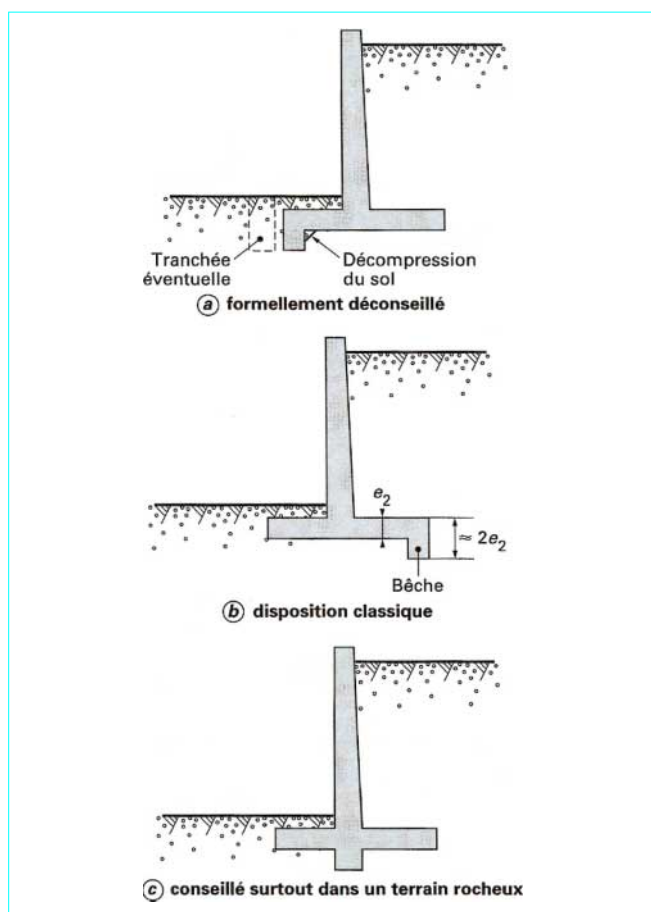


Figure 25 – Dispositions diverses pour les bèches

La résultante générale R des actions sur le mur fait un angle δ' avec la normale au plan de rupture. Il faut avoir :

$$R \sin \delta' \leq \frac{R \cos \delta' \tan \psi + c \overline{AB}}{1,5}$$

c étant la cohésion du terrain d'assise, que l'on peut négliger par sécurité.

5.4 Détermination des armatures d'un mur sans contreforts

Comme il est rare qu'un mur de soutènement soit placé dans des conditions de fissuration peu préjudiciable (il s'agit en effet d'un ouvrage extérieur, exposé aux intempéries et à d'éventuelles venues d'eau, en contact permanent avec un terrain pouvant être agressif, etc.), les calculs relatifs à la résistance des différents éléments constitutifs sont normalement conduits à l'état-limite de service.

Pour tenir compte des différentes incertitudes, on peut, par exemple, adopter (cf. § 5.1) :

– pour les poussées : $P_{H\text{max}} = (1,10 \times 1,10) P_H \approx 1,2 P_H$

$$Q_{H\text{max}} = 1,10 Q_H$$

– pour les charges verticales permanentes :

$$G_{\text{max}} = [1,10 G_{\text{terres}}] + G_{\text{mur}}$$

5.4.1 Calcul de voile (ou du « rideau »)

Pour simplifier, on suppose que la poussée active des terres et celle due aux charges d'exploitation sur le terre-plein s'exercent directement sur le parement interne du mur, avec un angle d'inclinaison nul sur la normale à ce parement.

Le voile est calculé comme une console encastrée sur la semelle (section S_1) et soumise à une charge trapézoïdale (figure 27a). Les armatures, et leurs arrêts, se déterminent à partir des diagrammes du moment de flexion et de l'effort tranchant.

5.4.2 Calcul du patin et du talon

La semelle dans son ensemble est soumise :

- à des actions verticales descendantes, à savoir celles énumérées au paragraphe 5.3.1 mais majorées pour tenir compte des incertitudes sur k est sur γ (voir § 5.4) ;
- à des actions verticales ascendantes, constituées par les réactions du sol supposées distribuées selon Meyerhof à partir de l'arête O ;
- à des contraintes tangentes τ à la partie inférieure (frottement sur le sol).

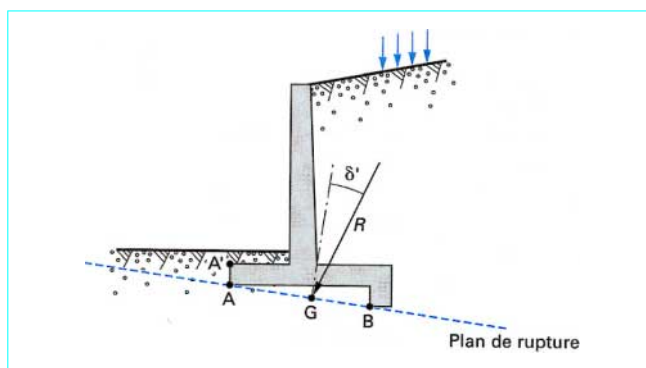
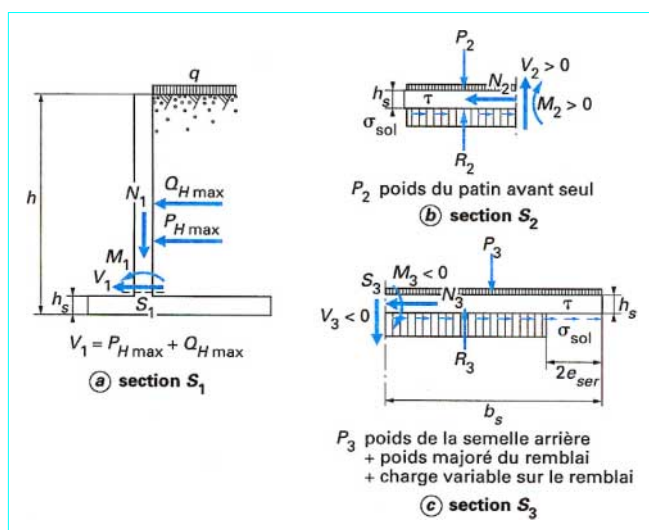


Figure 26 – Vérification du non-glissement en présence d'une bèche

Figure 27 – Sollicitations dans les sections S_1 , S_2 , S_3

Ces contraintes induisent des efforts normaux dans la semelle, mais ceux-ci ont des effets de peu d'importance, et sont souvent négligés.

Les armatures sont déterminées en considérant le patin et le talon comme encastres sur le voile.

■ Section S_2 à la jonction voile-patin

Les terres aval ayant un effet favorable, on suppose qu'elles ont été retirées.

La combinaison d'actions à considérer pour le calcul des armatures, et pour laquelle il convient donc de déterminer en premier lieu F_{Vser} , M_{Gser} et e_{ser} est (cf. § 5.1) :

$$C4 : [1,2 \times \textcircled{1}] + [1,1 \times \textcircled{2}] + \textcircled{3} + [1,1 \times \textcircled{4}] + \textcircled{6}$$

F_{Vser} et e_{ser} ayant été déterminés, on a :

$$\sigma_{sol} = \frac{F_{Vser}}{b - 2e_{ser}}$$

Les sollicitations (M , N , V) dans la section S_2 (figure 27b) et les armatures correspondantes s'en déduisent.

■ Section S_3 à la jonction voile-talon

La combinaison d'actions à considérer est la même que celle considérée pour le calcul du patin [soit C4 ci-avant].

Sollicitations et armatures (figure 27c) se déterminent comme pour la section S_2 (figure 27b).

5.4.3 Ferrailage

La figure 28 donne le schéma de principe du ferrailage principal, c'est-à-dire celui qui résulte des calculs effectués comme indiqué précédemment.

Il est toutefois nécessaire de prévoir également un ferrailage complémentaire pour tenir compte des multiples effets secondaires existant dans ce type d'ouvrage : gradient thermique dû à l'ensoleillement, inégalité de la poussée des terres dans le sens longitudinal due, par exemple, à l'hétérogénéité du remblai, à des tassements différentiels, etc.

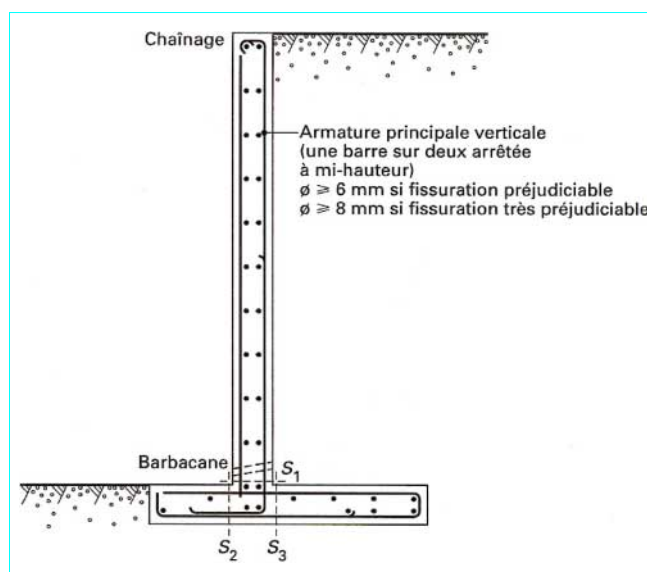


Figure 28 – Ferrailage schématique d'un mur sans contreforts

Il convient, pour ce ferrailage complémentaire, de respecter les dispositions suivantes :

1. L'écartement de deux armatures de même direction, appartenant à une même nappe, ne doit pas excéder 0,30 m.

2. Voile :

— côté remblai : barres de répartition horizontales représentant une section

$$A_h \text{ (cm}^2\text{/m)} \geq 0,10e_1$$

avec e_1 (cm) épaisseur du voile à sa base ;

— face avant (vue), si la hauteur du mur dépasse 4 m :

• horizontalement $A_h \text{ (cm}^2\text{/m)} \geq 0,075e_1$

• verticalement $A_v \text{ (cm}^2\text{/m)} \geq 0,10e_1$

En tête du mur, à défaut d'une nervure de raidissement (armée forfaitairement), il est conseillé de constituer un chaînage correspondant à une section d'acier de 4 cm² (voire figure 28).

3. Semelle : prévoir des armatures de répartition dans le sens longitudinal :

— patin $A_r \text{ (cm}^2\text{/m)} \geq 0,10e_2$

— talon $A_r \text{ (cm}^2\text{/m)} \geq 0,10e_3$

avec e_2 et e_3 épaisseurs correspondantes dans les sections S_2 et S_3 (voir figure 28)

Pour le ferrailage complémentaire, les conditions $\phi \geq 6$ mm ou $\phi \geq 8$ mm (figure 28) n'ont pas besoin d'être respectées.

5.5 Murs à contreforts

Lorsque la hauteur du mur devient importante (supérieure à 5 ou 6 m, pour fixer les idées) ou que les coefficients de poussée sont élevés, le moment d'encastrement du voile sur la semelle devient très grand. On peut alors envisager de prévoir des contreforts dont le but est de raidir le voile. Ces contreforts, encastres sur la semelle et liés au voile, sont disposés à intervalles réguliers (2,5 à 5 m), le

plus souvent à l'arrière du voile, mais ils peuvent être également placés à l'avant (figure 29). Dans le premier cas, le remblaiement n'est pas commode et doit être effectué avec précaution ; dans le second cas, l'aspect esthétique est discutable.

a) Voile

À défaut d'abaques ou de programmes permettant le calcul de dalles encastrées sur trois côtés, libre sur le quatrième et supportant une charge trapézoïdale, on décompose le voile en bandes horizontales de 1 m de hauteur en partant du bas. Chaque bande est considérée comme une poutre continue horizontale prenant appui sur les contreforts et supportant une charge linéaire uniforme égale à pression moyenne p_m régnant à mi-hauteur de la bande considérée (multipliée par 1 mètre).

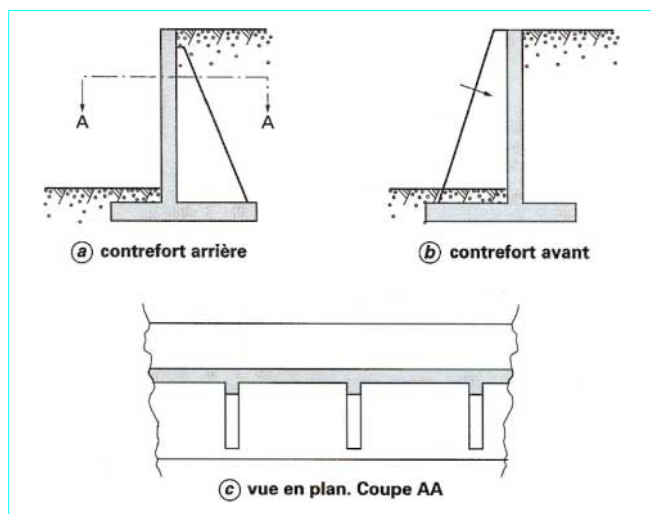


Figure 29 – Mur de soutènement à contreforts

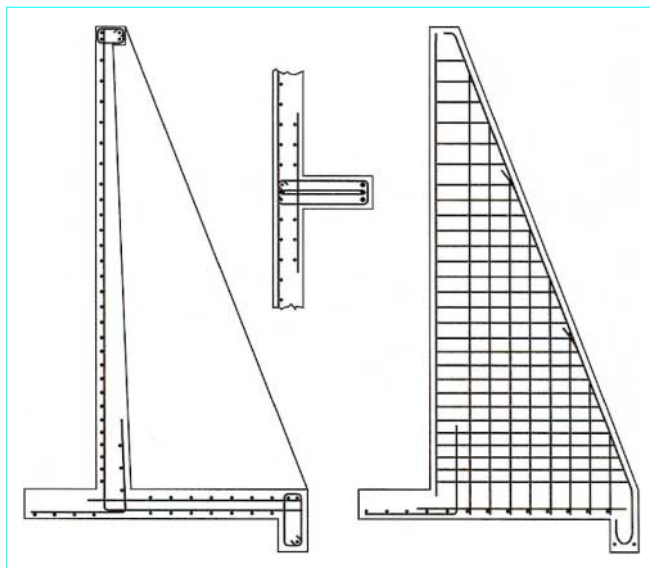


Figure 30 – Schéma de principe de ferrailage d'un mur de soutènement à contreforts arrière (toutes les armatures ne sont pas représentées)

Les armatures principales sont donc horizontales, et côté extérieur pour les zones entre contreforts. Elles sont complétées par des armatures de répartition.

La première bande en partant du bas est particulière, puisqu'elle est encastrée dans la semelle de fondation. On peut, dans cette bande, conserver les mêmes armatures horizontales, côté extérieur, que dans la bande située immédiatement au-dessus et, en revanche, placer côté remblai des armatures verticales, calculées pour que la bande considérée équilibre, en console, la moitié de la pression s'exerçant sur sa hauteur.

b) Contreforts

Ils sont calculés comme des consoles de hauteur variable, encastrées dans la semelle, équilibrant les efforts agissant sur une longueur de mur égale à leur équidistance.

Pour les contreforts situés à l'arrière, côté remblai, si θ désigne l'inclinaison du parement arrière sur la verticale :

— la section des armatures longitudinales, à disposer le long de ce parement incliné, est donnée, pour toute section horizontale de cote z' , par :

$$A = \frac{M(z')}{z \sigma_s \cos \theta}$$

σ_s étant la contrainte limite de l'acier correspondant à l'état-limite considéré et z le bras de levier des armatures dans le plan de la section considérée. Ces armatures doivent être convenablement ancrées dans la semelle, ou mieux dans une bêche ; les arrêts de barres sur la hauteur du contrefort sont déterminés à partir de la courbe $A(z')$, après décalage de celle-ci vers le haut d'une quantité variable $0,8 h(z')$, $h(z')$ hauteur de la section droite du contrefort dans le plan horizontal de cote z' ;

— l'effort tranchant dû aux forces horizontales agissant au-dessus de la section considérée doit être corrigé en le **diminuant** de la quantité $\frac{M(z')}{z} \tan \theta$;

— des armatures de suspension horizontales doivent être prévues en supplément des armatures d'effort tranchant, pour résister aux efforts d'arrachement du voile.

La figure 30 donne le schéma de principe du ferrailage.

6. Ouvrages à section annulaire

6.1 Constructions élancées à section annulaire

Rentrent dans la catégorie des ouvrages cylindriques ou coniques dont la coupe horizontale est un anneau circulaire : les tours-supports de certains châteaux d'eau de révolution, les silos à cellules circulaires, les cheminées industrielles, les tours de télécommunications (tours hertziennes), certaines tours de contrôle d'aéroports ou de ports maritimes, les phares.

Le présent paragraphe donne les principes généraux de calcul de tels ouvrages, mais ne traite ensuite (§ 6.2) que des *cheminées industrielles* et des *tours* au sens défini dans l'alinéa précédent.

Les **réfrigérants atmosphériques**, évoqués au paragraphe 6.3, constituent des ouvrages particuliers, auxquels ces principes généraux ne sont pas applicables.

Les **silos** font l'objet du paragraphe 8.

Le lecteur pourra se reporter utilement au *Calcul pratique des tours en béton armé* [120] dont la première partie traite de l'action du vent et la troisième des méthodes de calcul des tours de section annulaire, notamment des cheminées.