

CHAPITRE 1: MURS DE SOUTÈNEMENT

DEFINITION

Les ouvrages de soutènement sont des constructions destinées à retenir une masse de terre (talus) et prévenir son éboulement ou son glissement. Ils sont essentiellement employés,

- soit en site montagneux pour protéger les chaussées routières contre le risque d'éboulement ou d'avalanches ;
- soit, en site urbain pour réduire l'emprise d'un talus naturel, en vue de la construction d'une route, d'un bâtiment ou d'un ouvrage d'art.

CLASSIFICATION DES MURS DE SOUTÈNEMENT (selon composition)

Il existe deux grandes classes d'ouvrages de soutènement :

- **Les murs** de soutènement qui sont composés d'une paroi résistante et d'une semelle de fondation. C'est le cas des murs en T renversé (figure 1.a) ou des murs-poids en béton armé ou encore en maçonnerie (briques, pierres,...) (figure 1.b) ou formés d'éléments spéciaux (murs végétalisés, gabions métalliques, ...).
- **Les écrans** qui sont composés seulement d'une paroi résistante (rideau de palplanche, paroi moulée..) (figure 1.c).

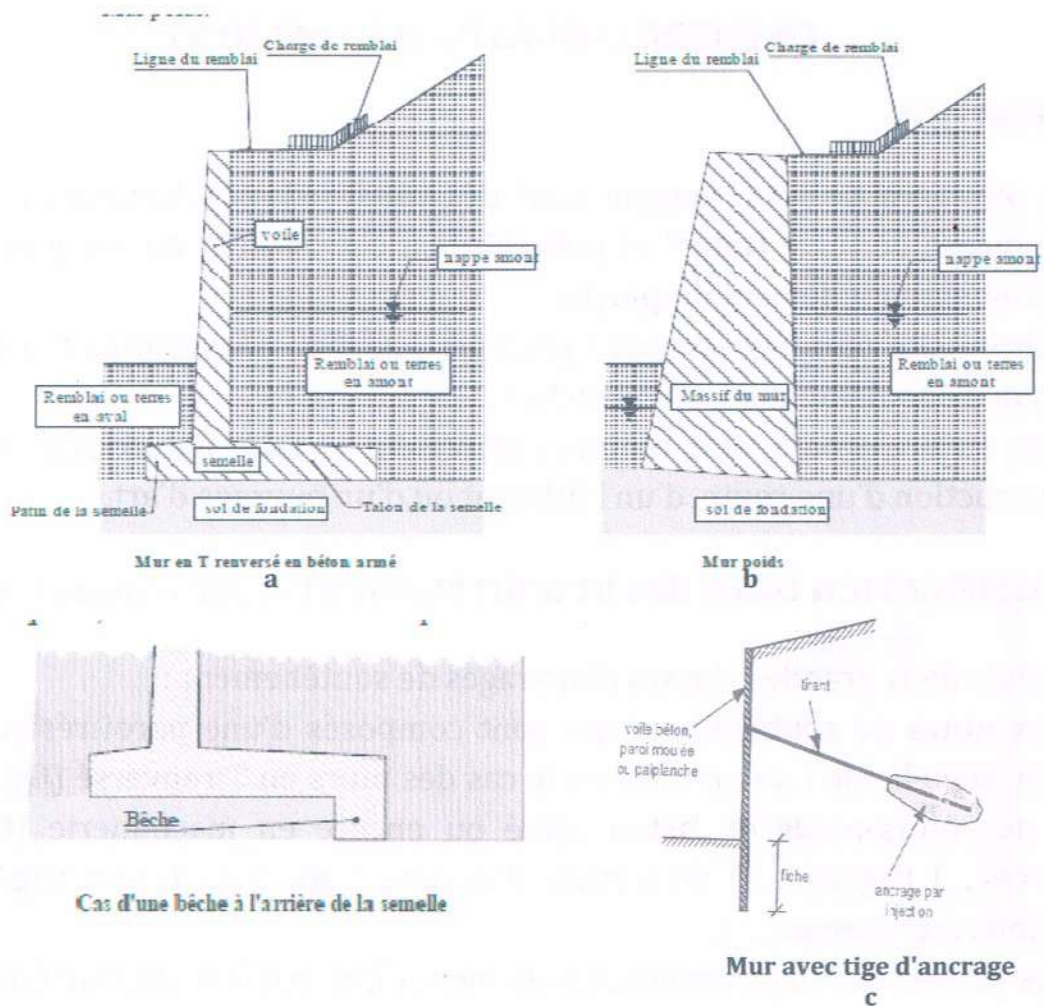


Figure 1: Différents murs de soutènement

LES MURS EN BA

1. MURS A RIDEAU SIMPLE (EN T RENVERSE)

C'est la forme fréquente pour un mur en béton armé (figure 2), dite encore cantilever du fait du voile encastré dans la semelle. Sans contreforts, il est économique pour des hauteurs jusqu'à 5 à 6 mètres et peut être érigé sur un sol de qualités mécaniques peu élevées. Par rapport au mur-poids de même hauteur et à largeur égale de semelle, il engendre des contraintes plus faibles sur le sol.

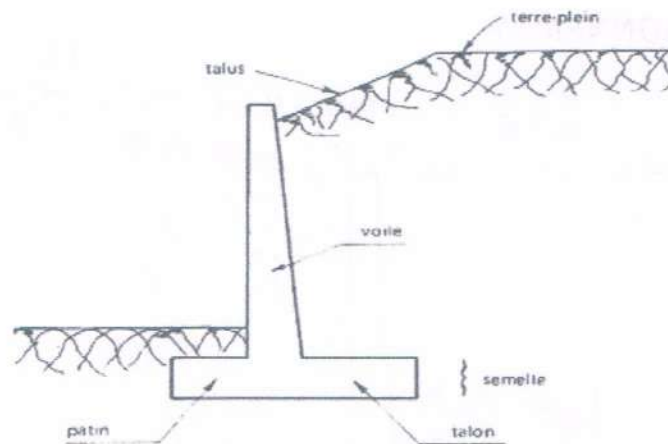


Figure 2: Mur à rideau simple

Parfois, la stabilité au glissement du mur nécessite de disposer sous la semelle une bêche. Celle-ci peut être mise soit, à l'avant (figure 3.a) ou à l'arrière de la semelle (figure 3.b), ou parfois encore en prolongement du voile (figure 3.c).

Cette bêche, toujours coulée en pleine fouille sans coffrage, le premier cas (Fig. 3.a) peut paraître intéressant car il permet de mettre la semelle totalement hors gel. Mais à l'ouverture de la fouille de la bêche, il y a un risque de décompression du sol dans la zone où il est le plus sollicité. De plus, il y' a aussi un risque de voir, après la construction du mur, la butée devant la bêche supprimée par des travaux de terrassement (ouverture d'une tranchée pour pose d'une canalisation par exemple).

Diverses dispositions de bêches

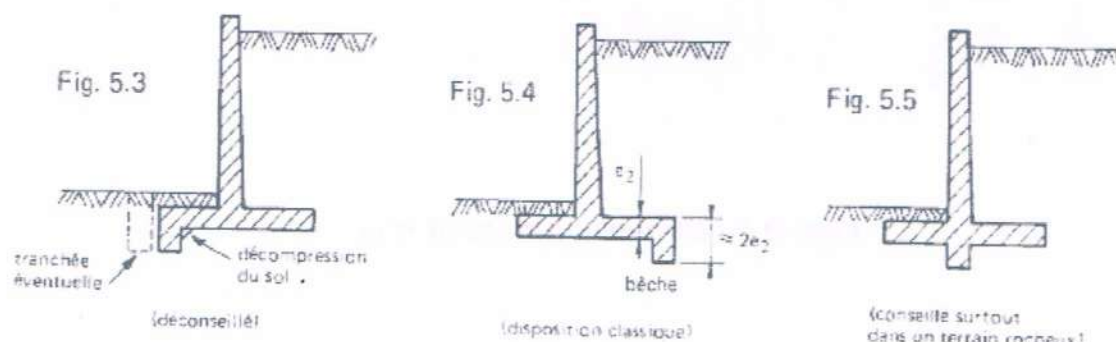


Figure 3 : Diverses dispositions de bêches

1.1 PREDIMENSIONNEMENT

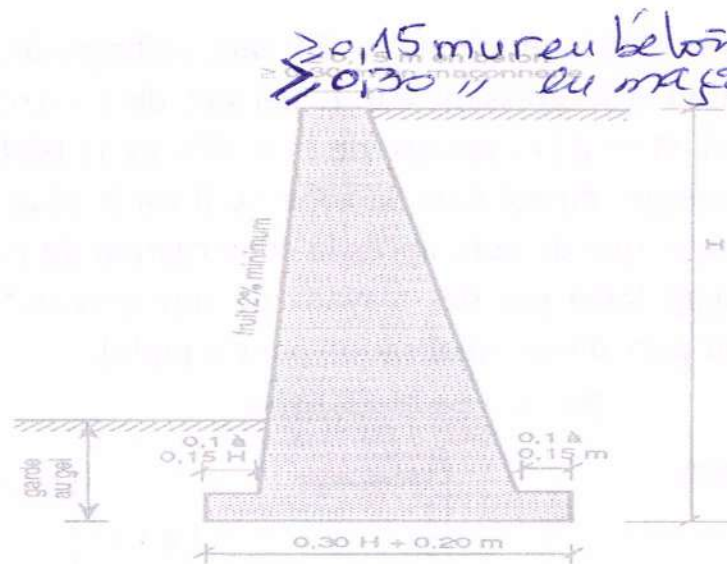
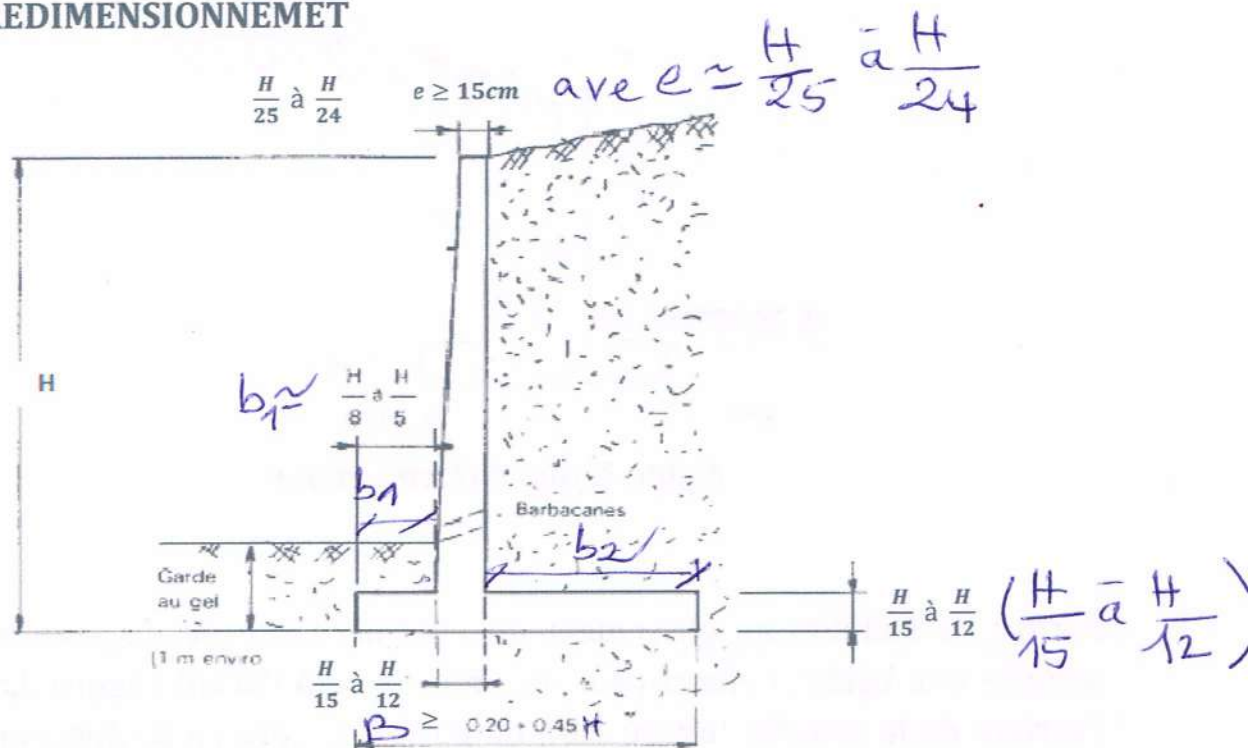


Figure 4 : Dimensionnement mur

NB : Il est conseillé de majorer la largeur de la semelle déterminée de 15% car elle ne permet pas toujours de satisfaire les vérifications de stabilité externe.

1.2 JUSTIFICATION DE LA RESISTANCE DU MUR

1. Forces agissantes (figure5) *Situation courante*

R — Réaction du sol sous la semelle.

5

horizontale sur la contrainte verticale). Sa détermination diffère selon la situation de calcul ELU durable ou accidentelle ,

Il dépend de :

- l'angle β que le talus fait avec l'horizontale (Fig. 6) ;
- l'angle λ d'inclinaison de l'écran sur la verticale ;
- l'angle de frottement interne φ du terrain situé en arrière de l'écran ;
- l'angle δ d'inclinaison de la poussée unitaire sur la normale à l'écran. Cet angle dépend de l'état de rugosité du parement, lui même fonction du type de coffrage utilisé pour la réalisation du béton de l'écran.

On prend en général:

- $\delta = 2/3 \varphi$ si le parement est parfaitement lisse (coffrage métallique)
- $\delta = \varphi$ si le parement est rugueux (coffrage par planches)
- $\delta = \beta$ pour un écran **fictif** vertical (voir plus bas).

La contrainte p se décompose en :

- une composante horizontale $P_{H(M)}$
- une composante verticale $P_{V(M)}$

$$p_{H(M)} = p_{(M)} \cdot \cos(\lambda + \delta) = K_{aH} \cdot \gamma \cdot z, \text{ avec } K_{aH} = K_a \cdot \cos(\lambda + \delta) ;$$

$$p_{V(M)} = p_{(M)} \cdot \sin(\lambda + \delta) = K_{aV} \cdot \gamma \cdot z, \text{ avec } K_{aV} = K_a \cdot \sin(\lambda + \delta).$$

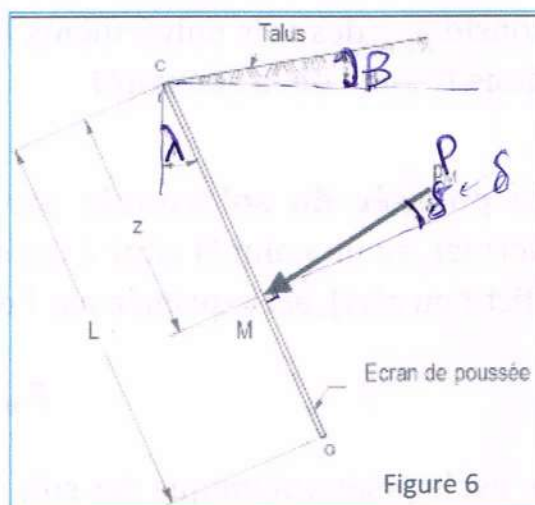
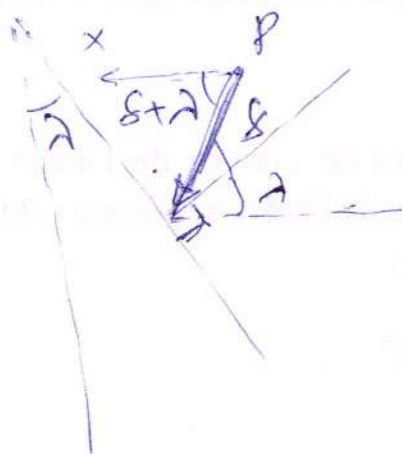


Figure 6

La résultante P_G des poussées sur la hauteur H s'applique au tiers inférieur (distribution triangulaire) du parement avec une intensité de :

$$P_G = k_a \cdot \rho \cdot \frac{H^2}{2}$$

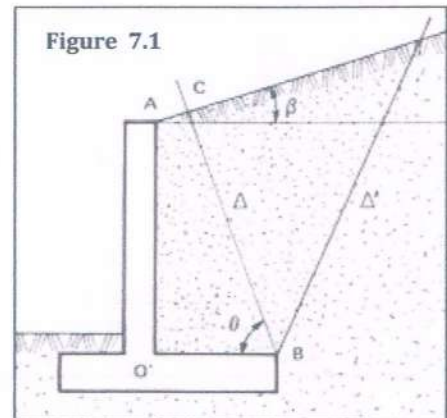
3. Evaluation de la poussée dans les différentes configurations

3.1 Mur en T avec talus incliné infini (figure 7.1)

Soit un mur en T en béton armé, représenté par la figure 7.1, qui retient un remblai ayant un angle de frottement interne φ et limité par un talus infini incliné (de pente d'angle β sur l'horizontale).

Un déplacement important dans le sens de l'expansion du remblai (vers la gauche), fait apparaître deux surfaces de glissement passant par l'arête B du talon.

Pour simplifier, il est admis que ces surfaces de glissement, sont planes. Leurs traces dans le plan de la figure, sont les deux droites Δ et Δ' .



Deux cas sont possibles.

- La droite Δ coupe le talus en un point C (Fig. 7.2), dans ce cas, le massif AO'BC est considéré comme solidaire du mur. La méthode rigoureuse consiste à calculer la poussée sur un écran fictif BC en considérant des valeurs du coefficient de poussée données par les tables de Caquot-Kérisel, en fonction des paramètres β/φ , δ/φ et φ pour $\lambda = 0^\circ$ ou 10°).

L'angle δ d'inclinaison de la poussée par rapport à la normale à BC, est égal à φ ($\delta = \varphi$).

- La droite Δ coupe la face interne du voile (Fig. 7.3). Sur la partie inférieure BC, les considérations précédentes s'appliquent. Quant à la partie CA, l'angle δ est égal à $2\varphi/3$ ou φ (selon l'état de rugosité du mur).

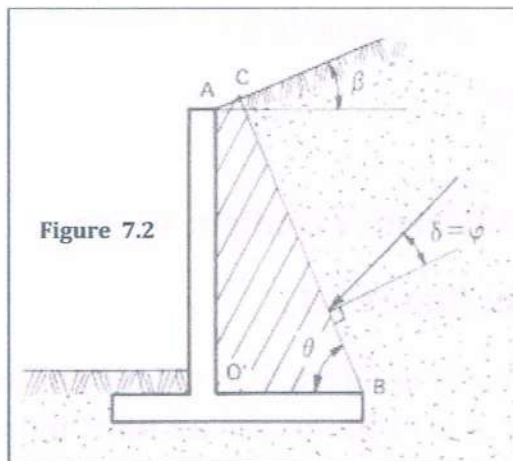


Figure 7.2

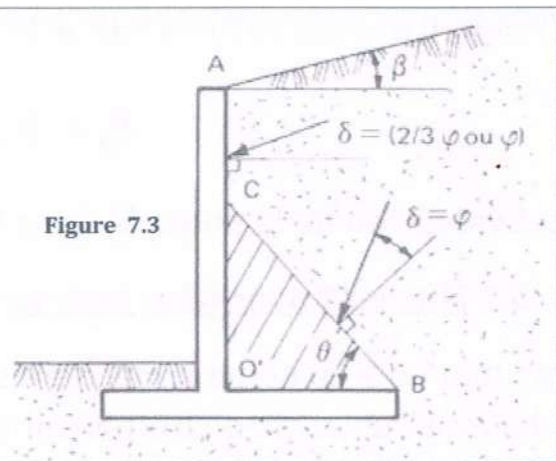


Figure 7.3

Dans ces deux cas, le calcul par les méthodes exposées se révèle fastidieux. Ces schémas sont alors simplifiés : on considère un écran fictif vertical passant par l'arête du talon (Fig. 7.4). La masse de terre AO'BC, comprise entre le parement du voile et ce plan, agit uniquement par son poids.

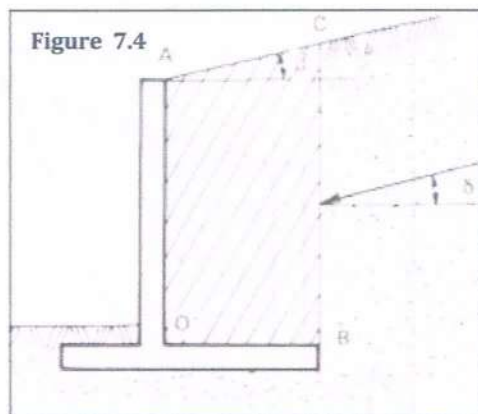


Figure 7.4

et dans le cas du modèle d'un écran fictif vertical, de prendre pour l'inclinaison de la poussée δ égale à

$$\delta = \text{Min}(\beta ; \varphi)$$

k_a s'obtient des tables de Cquot-Kérisel en fonction de : β / φ ; δ / φ et φ (selon λ).

Il est d'usage général, pour les murs en T d'écran vertical ($\lambda = 0$)

Conclusion à retenir:

La méthode, qui consiste à prendre en compte un écran fictif à partir des plans de glissement, est applicable pour la vérification de la **stabilité externe** (glissement, renversement...). Pour le calcul de la **résistance interne** d'un mur de soutènement (ferrailage), il est d'usage de considérer que les poussées s'appliquent directement sur le parement du mur. Alors

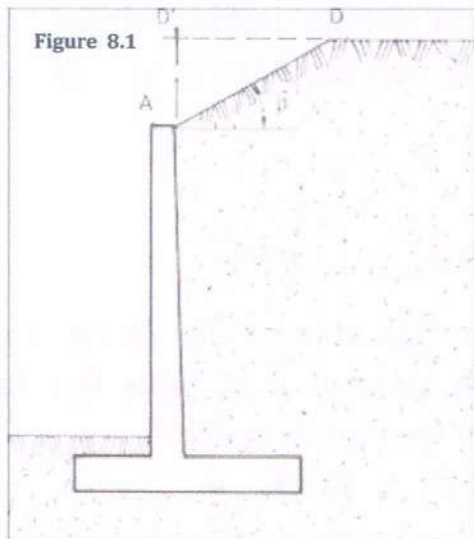
- ↳ Pour la vérification de la **stabilité** : On calcule la poussée en supposant qu'elle s'exerce sur un écran fictif vertical. ($\delta = \min(\beta, \varphi)$)
- ↳ Pour le **ferraillage**: On calcule la poussée qui s'exerce directement sur le mur en béton avec un angle d'inclinaison nul ($\delta = 0$) sur la normale au parement.

3.2 Mur en T avec talus incliné fini (figure 8.1)

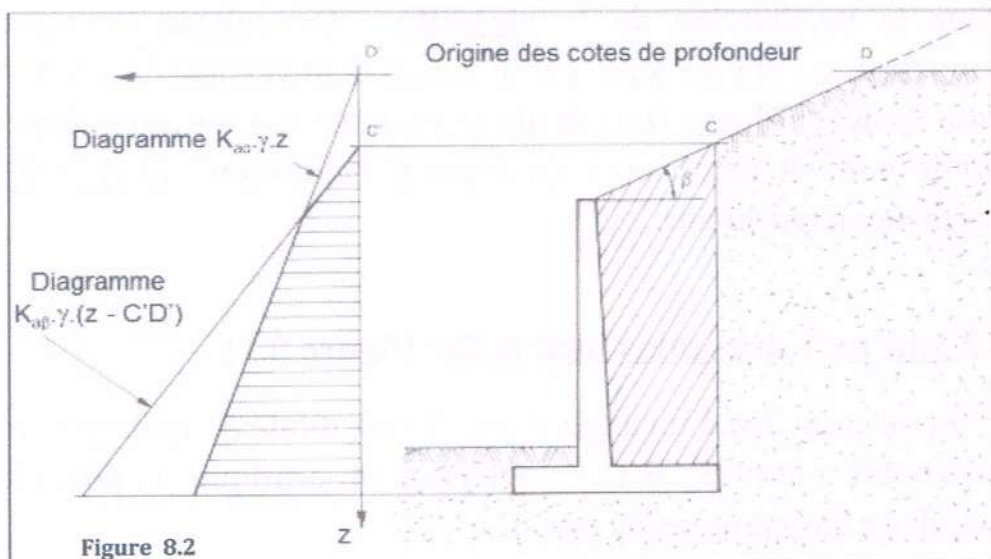
Le cas d'un talus incliné à un angle β sur l'horizontale et limité par un terre-plein horizontal infini (Fig. 8.1), est fréquent en pratique. La poussée finale résulte de deux diagrammes de poussée.

- Pour la poussée due à un remblai horizontal infini passant par le point D', le coefficient de poussée est désigné K_{a0} (pour $\beta = 0$).

- La poussée due à un massif limité par un talus infini d'angle β ($\neq 0$) sur l'horizontale, le coefficient de poussée est $K_{a\beta}$



Pour la détermination du diagramme des contraintes (horizontale ou verticale) correspondant au cas du mur avec talus incliné fini, le diagramme de poussée correspond au minimum des deux diagrammes représentés sur la figure 8.2 (partie hachurée). La cote du terre-plein est prise comme origine des cotes de profondeur z .



3.3 Mur en T avec une charge uniforme infinie sur terre-plein (figure 9)

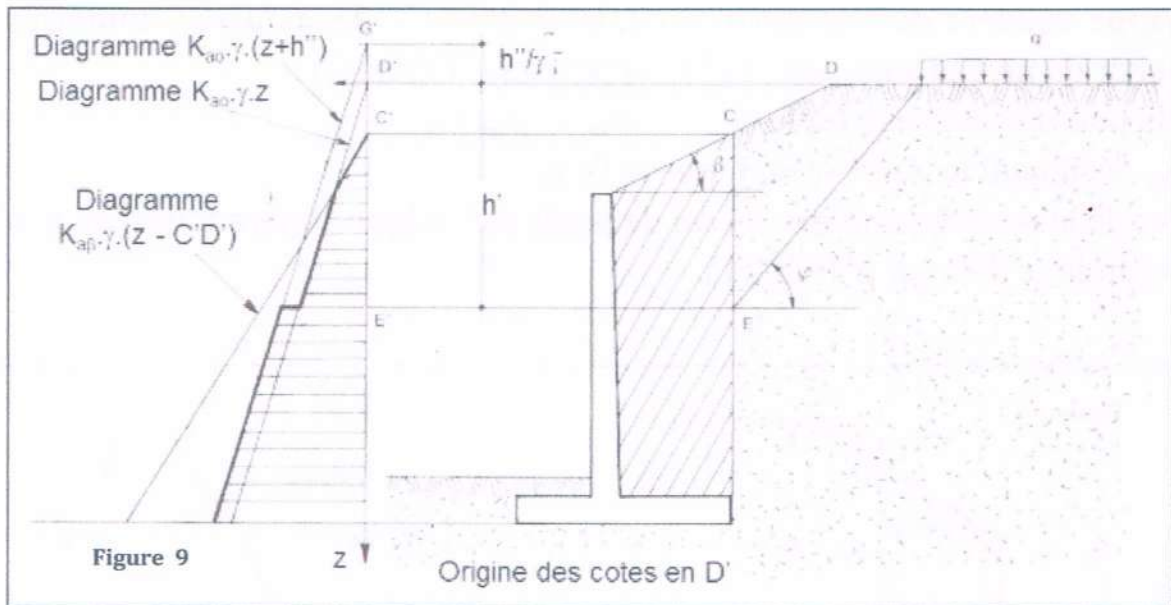
La théorie de Coulomb montre que l'effet d'une charge uniforme infinie q est semblable à celui d'une épaisseur h' de sol supplémentaire. Si ρ désigne le poids volumique du remblai, on a :

$$h' = \frac{q}{\rho}$$

et la poussée totale est donc $P_{TOT} = P_T + P_q = k_a \cdot \rho \cdot (z + h')$

On admet que la charge se diffuse dans le terrain suivant des directions faisant un angle φ avec l'horizontale. Pour un mur avec talus fini, la construction du diagramme de poussée est montrée sur la figure 9.

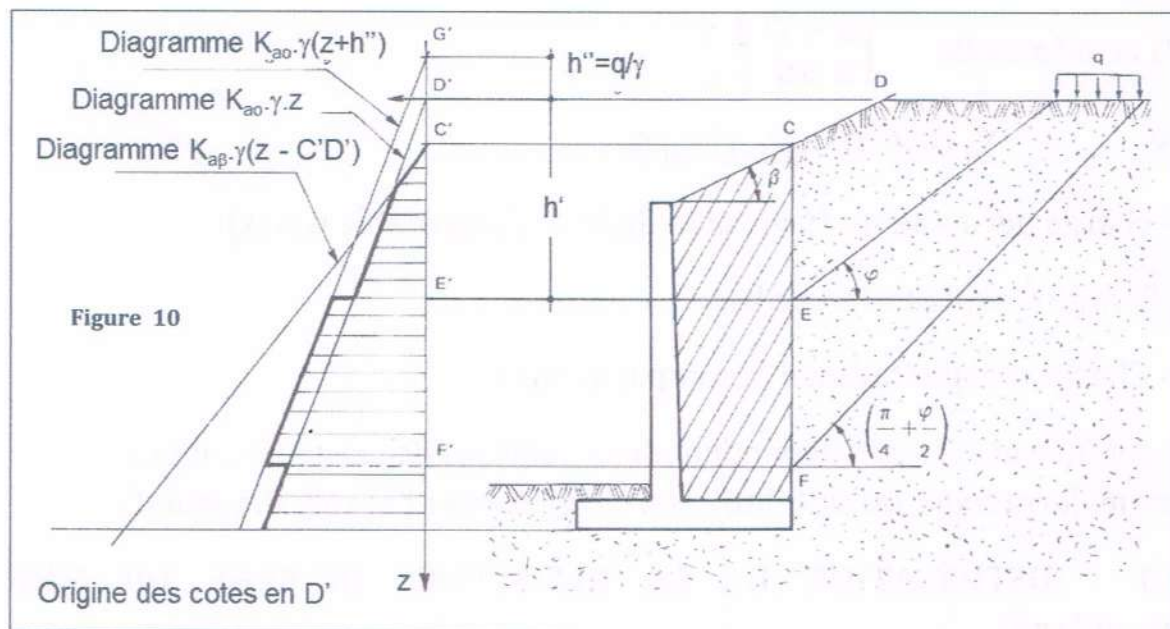
Cas particulier: Terre-plein horizontal chargé par q $P_q = k_a \cdot q$



En effet, l'influence de la poussée due à la charge q ne se fait sentir qu'à partir du point E'.

3.4 Mur en T avec une charge uniforme finie sur terre-plein (figure 10)

La solution est définie de façon semblable à celle au paragraphe précédent. L'effet de la charge d'exploitation est entre les deux droites d'influence inclinées sur l'horizontale de φ et de $\pi/4+\varphi/2$ (Fig. 10).



3.5 Présence d'une nappe phréatique

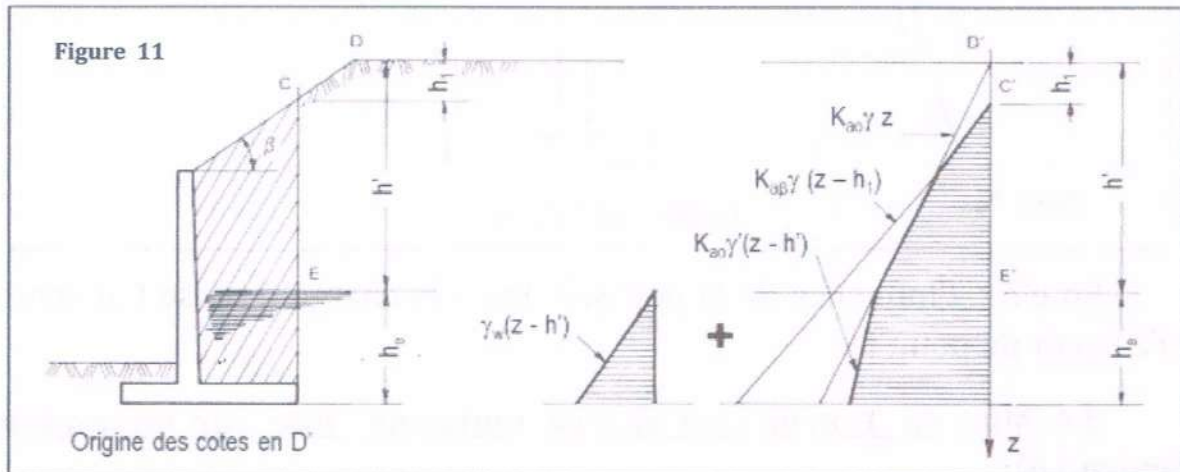
Si le mur n'est pas drainé, un niveau d'eau se maintient en amont. Les calculs doivent tenir compte d'une poussée de l'eau. Dans le cas d'une

nappe aquifère de niveau constant, le diagramme des poussées unitaires à partir du niveau supérieur de la nappe est la somme de :

- la poussée hydrostatique : $P_w = \rho_w \cdot h_w$

ρ_w désignant le poids volumique de l'eau

- et de la poussée unitaire du sol de poids volumique apparent égal au poids volumique déjaugé ρ' (Fig. 11).



4. Combinaisons d'actions

ELU durable $\sum_i \gamma_i G_i + 1.5 Q + 1.3 \sum_{i>1} \psi_{oi} Q_i$

ELU accidentelle $\begin{cases} G + Q \pm E \\ 0.8G \pm E \end{cases}$

ELS $\sum_i G_i + Q + \sum_{i>1} \psi_{oi} Q_i$

G_i - charge permanente (favorable G_{min} et défavorable G_{max})

Q - Charge d'exploitation de base

Q_i - Charge d'exploitation d'accompagnement.

Les coefficients utilisés dépendent des situations de calcul (équilibre interne: ferrailage, ou stabilité externe: glissement et renversement)

1.2.1 JUSTIFICATION DE LA RESISTANCE INTERNE DU MUR (Ferrailage)

Pour ce calcul, les coefficients de sécurité dans les combinaisons de calcul prennent les valeurs suivantes:

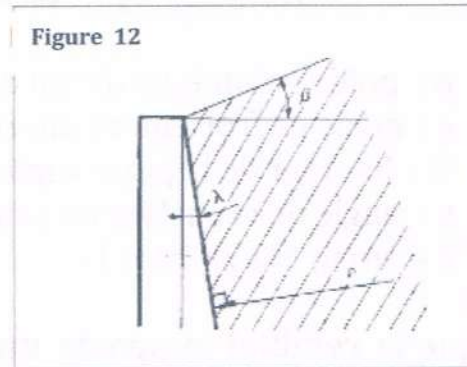
$\gamma_i = 1.35$ pour toutes les charges permanentes (favorables et défavorables).

Ψ_{oi} voir cours L3

Il faut **rappeler que** pour les vérifications relatives à la **résistance interne**, la poussée active des terres et celle due aux charges d'exploitation sur le terre-plein sont supposées s'exercer directement sur le parement intérieur du mur, avec un angle d'inclinaison nul ($\delta = 0$) sur la normale au parement (Fig. 12).

Si le voile est incliné ($\lambda \neq 0$) la composante verticale de la poussée est négligée. Cette simplification va dans le sens de la sécurité.

Figure 12



Remarque:

A l'ELU durable, utiliser Caquot-Kérisel pour déterminer k_a .

A l'ELU accidentel, utiliser RPA qui stipule que :

- Les murs de soutènement en béton armé dont la hauteur est inférieure ou égale à 6 mètres peuvent être justifiés sous sollicitations sismiques avec un calcul statique équivalent.
- La vérification de la stabilité est effectuée par application de deux coefficients sismiques $k_h = A$ (%g) et $k_v = \pm 0,3 k_h$ au mur et au remblai retenu ainsi qu'aux charges d'exploitation éventuelles supportées par le remblai selon les combinaisons (k_h, k_v) et $(k_h, -k_v)$. (forces d'inertie verticale et horizontale sur toutes les charges gravitaires):

$$\begin{cases} F_v = k_v \cdot W \\ F_h = k_h \cdot W \end{cases}$$

Le coefficient A est le coefficient d'accélération de zone (tableau 4.1) choisi en fonction de la zone sismique et du groupe d'importance de l'ouvrage situé en amont ou en aval du mur. (En absence d'ouvrage, il y a

lieu de choisir la valeur de A correspondant à celles du groupe 2 en fonction de la zone sismique).

- La **poussée active dynamique globale** qui s'exerce à l'arrière du mur peut être évaluée par l'expression :

$P_{ad} = 1/2 K_{ad} (1 \pm k_v) \rho H^2$ appliquée horizontalement à H/3 au dessus de la base de la semelle du mu (répartition triangulaire).

- K_{ad} = coefficient de poussée dynamique donné par :

$$K_{ad} = \frac{\cos^2(\phi - \theta)}{\cos^2 \theta} \left[1 + \sqrt{\frac{\sin \phi \sin(\phi - \beta - \theta)}{\cos \theta \cos \beta}} \right]^{-2}$$

- ρ : poids volumique du sol de remblai
- ϕ : angle de frottement interne du remblai sans cohésion
- H : hauteur de la paroi verticale à l'arrière du mur sur laquelle s'exerce P_{ad}
- β : angle de la surface du remblai sur l'horizontale
- $\theta = \arctg (k_h / (1 \pm k_v))$.

Lorsque le **remblai supporte une surcharge verticale uniforme q**, la **poussée dynamique** est égale à : $P_{pd}(q) = K_{ad} (1 \pm k_v) qH / \cos \beta$, appliquée horizontalement à H/2 au dessus de la base de la semelle du mur.

Calcul des sollicitations internes

Le calcul du mur (par ml) revient à calculer :

- le rideau comme une console encastree dans la semelle sous l'effet de la poussée des terres.
- la semelle avant (patin) comme une console soumise à la réaction du sol
- la semelle arrière (talon) comme une console (sous l'effet du poids des terres et de la réaction du sol)

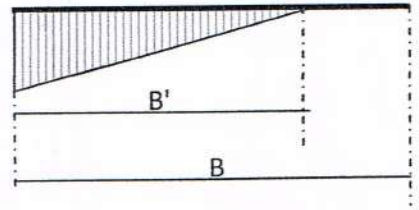
NB : Pour le calcul de la réaction du sol sous la semelle, on suppose que le sol est élastique et la semelle infiniment rigide (donc répartition linéaire des contraintes sous la semelle). Il est préférable aussi de dimensionner la semelle de façon à avoir une répartition trapézoïdale.

RAPPEL : Pour le calcul de la réaction du sol sous une semelle de largeur B:

On calcule M_A et N_{TOT} $e_A = \frac{M_A}{N_{TOT}}$ **OU** M_G et N_{TOT} $e_G = \frac{M_G}{N_{TOT}}$ ET on vérifie:

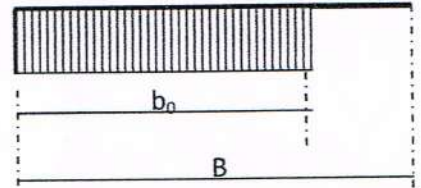
- Répartition trapézoïdale si $e_A > \frac{B}{3}$ OU $e_G < \frac{B}{6}$
- Répartition triangulaire si $e_A \leq \frac{B}{3}$ OU $e_G \geq \frac{B}{6}$

$$B' = \begin{cases} 3e_A \\ \text{OU} \\ \frac{3}{2}(B - 2e_G) \end{cases}$$



Cependant, pour **le ferrailage de la semelle**, on adopte souvent la méthode de Meyerhof qui suppose que la contrainte σ sous la semelle est uniforme sur une largeur b_0 . Donc :

$$\sigma = \frac{F_V}{b_0}$$



$$b_0 = 2.e_A \text{ OU } b_0 = B - 2.e_G$$

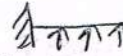
où F_V la somme des forces verticales (résultante des forces verticales).

Ferrailage Principal

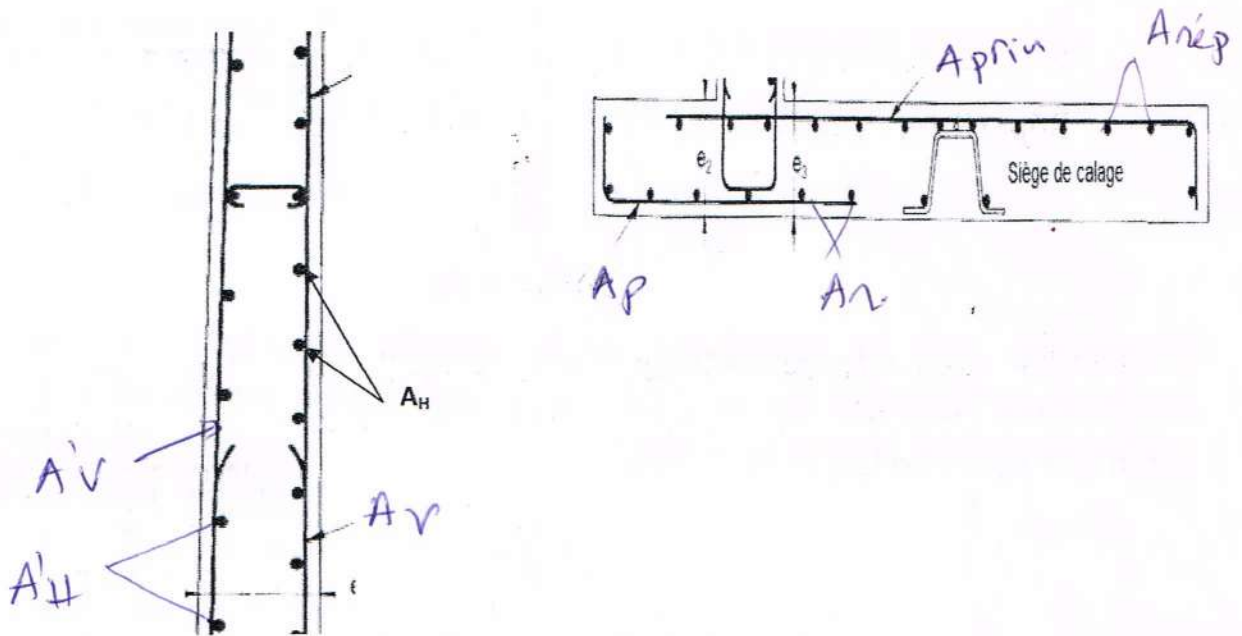
Rideau : Le rideau est ferrailé comme une dalle verticale à la flexion composée sous l'effet de la poussée des terres et son poids propre (M et N). Cependant, comme le poids provoque généralement un effort normal assez faible, il est souvent ferrailé à la flexion simple.

N.B : Comme la fissuration est très souvent nuisible ou très nuisible, l'ELS est plus déterminant que l'ELU de la situation durable (calcul ELS et ELU accidentel).

Semelle :

- La semelle avant est ferrailée comme une dalle à la flexion simple sous l'effet de la réaction du sol (charge uniforme) σ . 
- La semelle arrière est ferrailée comme une dalle à la flexion simple sous l'effet de la réaction du sol (charge uniforme) σ , du poids des terres sur la semelle et de la surcharge q .

N.B : Si la semelle comporte une bêche ?
 la ferrailer forfaitairement de 4 HA 10 et des cadres $\phi 6$ ch. 20 à 25 cm.
 - Si mur à contreforts \Rightarrow la semelle sera calculée comme appuyée sur le ¹⁵ rideau et la bêche.
 \rightarrow la bêche sera calculée comme p. continue appuyée sur le contrefort sous l'effet de la réaction de la semelle.



Ferraillage secondaire

La section des armatures de répartition :

- Sur la face interne du rideau (côté terres) $A_H \geq 0.10 e_{\text{rideau}}$ [cm²/m]
- avec e_{rideau} l'épaisseur du rideau (en cm) à l'encastrement sur la semelle.
- Sur la face externe du rideau : mettre des armatures verticales A_V et horizontales A'_H avec $\begin{cases} A_V \geq 0.10 e_{\text{rideau}} \\ A'_H \geq 0.075 e_{\text{rideau}} \end{cases}$
- dans la semelle $A_R \geq 0.10 e_{\text{semelle}}$

Il est conseillé de mettre en tête du rideau une section d'acier de chaînage en U renversé de **3.85 cm²/m**.

1.2.2 JUSTIFICATION DE LA RESISTANCE EXTERNE DU MUR (stabilité)

La justification concerne :

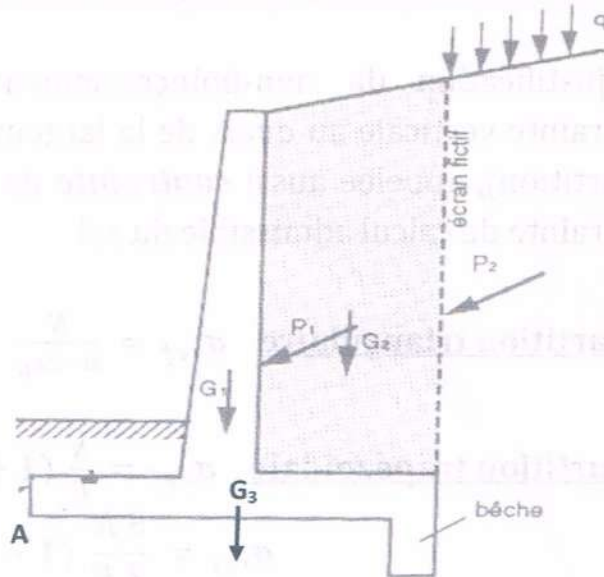
- la stabilité au glissement
- la stabilité au renversement
- la résistance du sol sous la semelle (portance du sol ou non-poinçonnement)

Les coefficients de sécurité utilisés dans la combinaison **ultime durable** prennent les valeurs :

$$\gamma_i = \begin{cases} 1.35 \text{ pour l'action de la poussée (pour corriger l'incertitude sur } k_a) \\ 1.1 \text{ pour l'action du poids défavorable à la stabilité (déstabilisant)} \\ 0.9 \text{ pour l'action du poids favorable à la stabilité (stabilisant).} \end{cases}$$

1. Stabilité au glissement

Il faut vérifier que la somme des forces horizontales (déstabilisantes) est inférieure à la somme des forces verticales (stabilisantes). On retrouve les expressions suivantes (figure 13):



$$\text{A L'ELS : } F_H \leq \frac{F_V \tan \varphi'}{1.5}$$

Avec F_H - la somme des forces horizontales et F_V la somme des forces verticales.

$$\text{ELU Durable : } 1.35 P_1 + 1.5 P_2 \leq 0.9 (G_1 + G_2 + G_3) \tan \varphi'$$

φ' est l'angle de frottement interne du terrain

NB: L'action verticale de la charge q est négligée dans la vérification à l'ELU

$$\text{ELU Accidentel : } P_1 + P_2 \leq \frac{(G_1 + G_2 + G_3) \tan \varphi'}{1.2}$$

2. Stabilité au renversement

La justification de non renversement du mur consiste à montrer que le moment stabilisateur $M_{S/A}$ est supérieur au moment renversant $M_{R/A}$.

$$\text{ELS : } \frac{\sum M_{stab}}{\sum M_{renv}} \geq 1.5$$

$$\text{ELU Durable : } 0.9 (M_{G1} + M_{G2} + M_{G3}) \geq 1.35M_{P1} + 1.5M_{P2}$$

$$\text{ELU accidentel : } (M_{G1} + M_{G2} + M_{G3}) \geq 1.3 (M_{P1} + M_{P2})$$

3. Vérification du non-poinçonnement

La justification du non-poinçonnement consiste à s'assurer que la contrainte verticale au quart de la largeur comprimée de la semelle (selon répartition), appelée aussi *contrainte de référence*, est au plus égale à la contrainte de calcul admissible du sol.

$$\text{Répartition triangulaire } \sigma_{ref} = \frac{N}{B-2e_G} \text{ OU } \sigma_{ref} = \frac{N}{2e_A}$$

$$\text{Répartition trapézoïdale } \sigma_{ref} = \frac{N}{B} \left(1 + 3 \frac{e_G}{B}\right) \text{ OU}$$

$$\sigma_{ref} = \frac{5N}{2B} \left(1 - 1.2 \frac{e_A}{B}\right)$$

$$\text{Il faut vérifier que : } \sigma_{ref} \leq \bar{\sigma}_{sol} \cdot e^{-\delta_R}$$

$$\text{avec } \delta_R \text{ - en radians et } \tan \delta_R = \frac{F_H}{F_V}$$

2. MURS A CONTREFORTS

Lorsque la hauteur du mur devient importante ou que les coefficients de poussée sont élevées, le moment d'encastrement du mur dans la semelle devient important. Les contreforts permettent de raidir le mur et d'augmenter sa stabilité au renversement (figure 4).

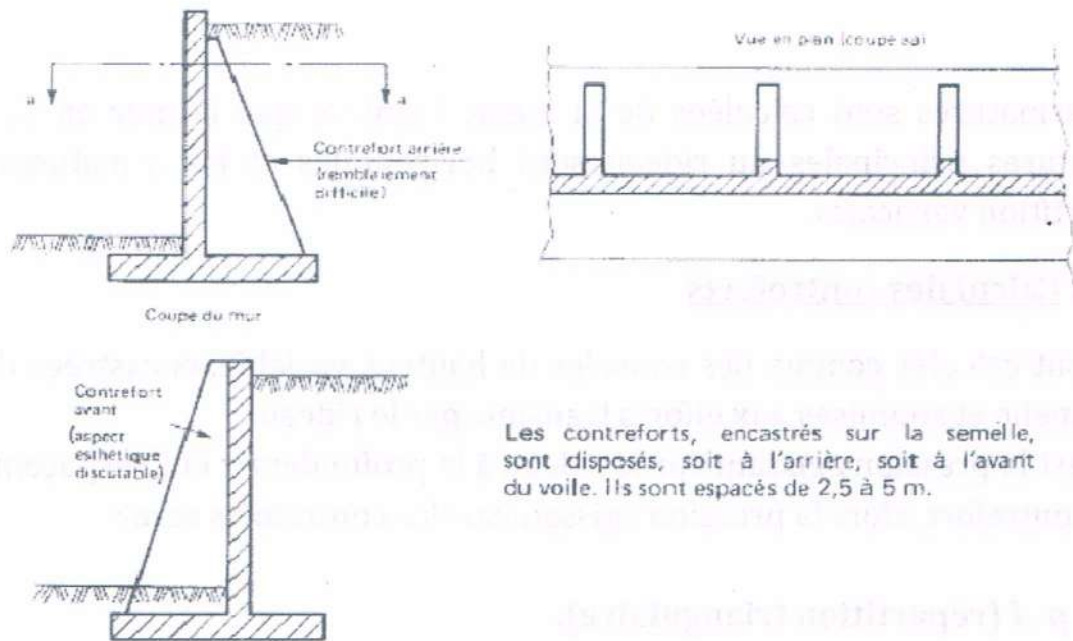


Figure 13 : Murs à contreforts

Ces contreforts, encastrés sur la semelle et liés au voile, sont disposés à intervalles réguliers (2,5 à 5 m).

2.1 Calcul des murs à contreforts

2.1.1 Calcul du rideau

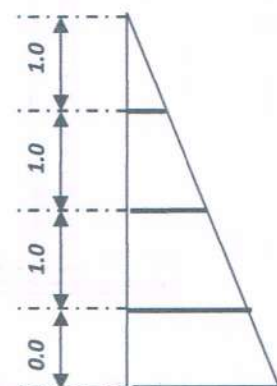
Le rideau est considéré comme une dalle semi-encastrée sur les contreforts (dalle sur 2 appuis parallèles) et soumise à une charge horizontale due à la poussée des terres. Pour le calcul, on décompose le rideau en tranches de 1m de hauteur à partir du sommet et on admet que cette tranche est soumise à une pression constante égale à celle régnant à la base de cette tranche (ou celle régnant au milieu de la tranche).

Les moments de flexion au centre de ces tranches:

$$M_0 = \frac{p l^2}{8}$$

p est la pression calculée dans chaque tranche
 l est l'entre-axes des contreforts

$$\begin{cases} \text{En travée} & M_t = 0.8 M_0 \\ \text{En appuis} & M_a = -0.5 M_0 \end{cases}$$



Les armatures sont calculées de la même manière que le mur en T. Les armatures principales du rideau sont horizontales et les armatures de répartition verticales.

2.1.2 Calcul des contreforts

Ils sont calculés comme des consoles de hauteur variable, encastrées dans la semelle et soumises aux efforts transmis par le rideau.

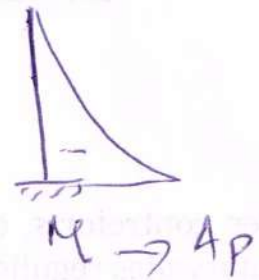
Si p est la pression agissant sur le rideau à la profondeur z et l l'espacement des contrefort, alors la pression agissant sur les contreforts sera :

$$p' = p \cdot l \text{ (répartition triangulaire).}$$

A la base : $p' = k_a \cdot \rho \cdot H \cdot l$;

Le moment max (par rapport à l'encastrement) sera:

$$M = p' \cdot \frac{H}{2} \cdot \frac{H}{3}$$



Leur ferraillage se fera en flexion simple comme des sections en T (la table de compression étant constituée par le rideau).

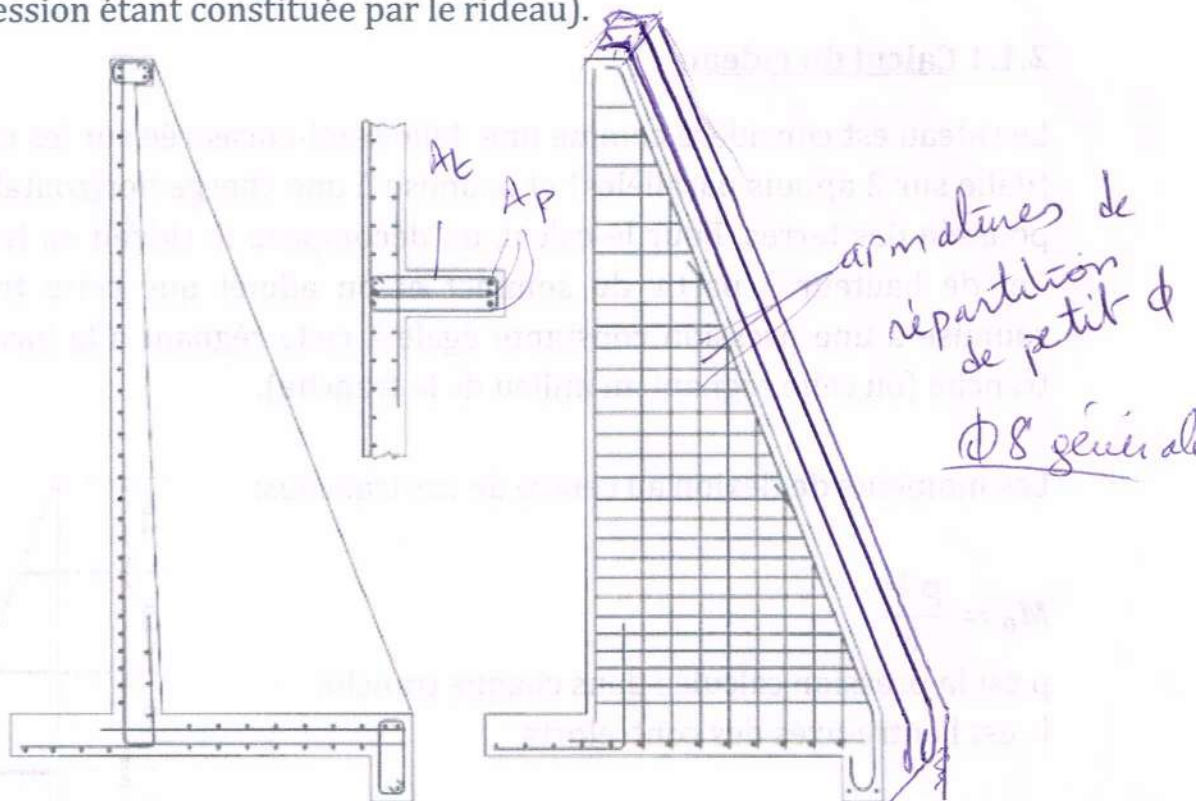


Figure14 : Exemple de Schéma de ferraillage des murs à contrefort