



N° Ref :.....

Centre Universitaire de Mila

Institut des Sciences et de Technologie

Département de sciences et Technique

Projet de Fin d'Etude préparé En vue de l'obtention du diplôme
LICENCE ACADEMIQUE
en Hydraulique
Spécialité : Sciences Hydrauliques

Thème **Etude théorie et calcule d'un mur de** **soutènement**

Préparé par :

Reguig Randa
Khallef Khadidja
Mohra Loubna
Feridj Amal

Dirigé par :

Mr. Guettiche. A

Année universitaire : 2013/2014



Dédicaces

*Je remercie dieu de m'avoir donné le courage et la force
pour accomplir ce modeste travail, fruits d'une année
d'études dans le centre universitaire de Mila.
Et dédie le présent travail à parents (walid, naïma), avec
toute notre affectation et nos remerciements, pour leur
soutien moral, leur compréhension, leur aide et leur soutien
tout au long de mes études.*

*Pour les cœurs pur mince et âmes Net
A mes sœurs (Yssmina, Ibtissam et sa famille petite Surtout
le petit poussin Ishak)*

*A mes frères (khalid, bilel, fatah)
A tous mes amis surtout (Nadjah ; Mariam ; Marwa,
Khadidja, Wafya ; Manel ; Randa ; Amal ...).*

Loubna
Loubna





DEDICACES

*Je dédie ce travail aux personnes les plus chères dans ma
vie, mes parents à qui je ne pourrais jamais les remercier
assez, pour leur soutien moral et matériel, leur
compréhension, leur tendresse, leurs amours et leurs
sacrifices :*

Mon père : Mohamed ;

Ma très chère mère : Habiba ;

A mes frères : Ibrahim, Haroun ;

Mes tantes et mes oncles; et mes cousins ;

A : Saïda, Amina, Hadjer, Nouha, ;

A mes amis de la promotion : Loubna, Randa, Amel.

Khadija
Khadija





DEDICACES

*Je dédie ce travail aux personnes les plus chères dans ma
vie, mes parents à qui je ne pourrais jamais les remercier
assez, pour leur soutien moral et matériel, leur
compréhension, leur tendresse, leurs amours et leurs
sacrifices :*

Mon père : Mohamed ;

Ma très chère mère : Khadra ;

A mes frères : Mousaab, Ali ;

Mes sœurs : Houda, Meriem, Nora, Dorsafe et Dorcine ;

Mes tantes et mes oncles : Rabeh, Taieb ; et mes cousins ;

A : Sara ; Iyad Abd Errahmane ; Hasna Aryeme ;

A mes amis de la promotion : Loubna, Khadidja, Amel.

En fin a mes anciennes amies : Dounia, Imene.

Randa



Dédicace



*A mon père lakhdar et ma mère malika
Vous êtes pour moi un sujet de fierté.
Vous m'avez toujours appris le sens de la
responsabilité, de la raison, du devoir et de la confiance
en soi.*

*Au-delà de mots et des phrases, aucune parole ne me
saurait exprimer mon éternel
Attachement, mon profond amour, ma perpétuelle
affection et l'infinie gratitude qui je vous dois.
Je sais que vous étiez toujours fière de moi j'espère que
vous le serez plus aujourd'hui.*

*Que dieu vous garde et vous alloue bonne santé,
bonheur, prospérité et long vie.*

A ma chère frères : Nor addine, Nasir.

A mes chère sœurs : Meriem, Samia, Nassira.

A épouse à mon frère Rima.

Et pour toute la famille.

Et pour tous mes amis.

*A toutes les personnes qui m'ont données la main
d'aide.*

Amel



SOMMAIRE

Nombre	Titre	Page
	Introduction générale	1
I	Types des fondations et types de sols	2
I.1	Introduction	3
I.2	Comportement d'une fondation superficielle	3
I.3	Calcul des fondations superficielles	8
I.4	Comportement d'un mur de soutènement	9
II	Poussée, Butée et méthodes de calcul	14
II.1	Généralités	15
II.2	Etat de surface de contact sol-mur	15
II.3	Etat d'équilibre du sol	17
II.4	Action d'un sol sur un écran	19
III	Pression du sol et dimensionnement des murs de soutènement	25
III.1	Introduction	26
III.2	Dimensionnement du mur soutènement	26
III.3	Capacité portante du sol sous fondation du mur	28
III.4	Stabilité au renversement, au glissement du mur	30
III.5	Tassement du sol sous la semelle du mur	31
III.6	Glissement du sol derrière le mur	32
III.7	Conclusion	33
IV	Remblaiement, compactage et drainage des murs de soutènement	34
IV.1	Introduction	35
IV.2	Remblaiement et compactage des ouvrages de soutènement	35
IV.3	Les matériaux de remblaiement	35
IV.4	Compactages	37
IV.5	Drainage	39
IV.6	Joints des murs de soutènement	41
IV.7	Conclusion	44
	Conclusion générale	45
	Bibliographies	46

LISTE DES FIGURES

Nombre	Titre	Page
I.1	Schéma d'une fondation superficielle	3
I.2	Semelle isolée sous poteau en béton armée	4
I.3	Dimensions et la disposition des armatures pour une semelle isolée	5
I.4	Fondation par semelle filante	5
I.5	Armature de semelle filante	6
I.6	Radier générale en béton	6
I.7	Ferraillage d'un radier plat	7
I.8	Coupe et Ferraillage d'un radier nervuré	7
I.9	Organigramme des méthodes de calcul	9
I.10	Mur poids en béton armé	10
I.11	Mur en béton armé (cantilever)	11
I.12	Mur encastré	12
I.13	Constitution d'un soutènement de rive en palplanches	12
I.14	Voile ancré	13
II.1	Modes de rupture des ouvrages de soutènement	16
II.2	Sol au repos	17
II.3	Etat actif et Etat passif	18
II.4	Poussée, butée du sol	18
II.5	Pression des terres au repos	19
II.6	Méthode coulomb, (état actif ; passif)	20
II.7	Méthode Rankine	22
II.8	Méthode boussinesq	24
III.1	Dimensionnement courant d'un mur poids	26
III.2	Dimensionnement courant d'un mur en béton armé	27
III.3	Dimensionnement courant d'un rideau autostable	27
III.4	Dimensionnement courant d'un rideau ancré par un lit de tirants	28
III.5	Bilan des efforts extérieurs appliqués à un mur	30
IV.1	Mur en déblai	35
IV.2	Descente d'eau classique	40
IV.3	Descente vue de dessus	40
IV.4	Dispositions constructives	42
IV.5	Joint en forme T	42

Liste des tableaux

Nombre	Titre	Page
I.1	Les valeurs de contrainte	8
II.1	Angle de frottement sol-mur	16
II.2	Les valeurs de k_0	20
IV.1	Objectifs du compactage	38
IV.2	Joints de fond de moule	43
IV.4	Les types courants	43

NOTATIONS ET ABBREVIATIONS

Symbole	Explication
N_U	La charge verticale à E.L.U
f_{su}	La résistance élastique de l'acier à ELU
A_t	Section d'aciers transversaux
A_l	Section d'acier de répartition
G	Les charges permanentes
Q	Les charges d'exploitations
K_0	Coefficient des terres au repos
γ	Densité du sol (poids spécifique)
δ	L'angle de frottement sol-mur
q_a	Effort exercé par les terres sur un écran à l'équilibre actif, de poussée
K_p	Coefficient de butée des terres, état passif.
K_a	Coefficient de poussée des terres, état actif
σ_v	Contrainte verticale normale
σ_h	Contrainte horizontale normale
ω	Angle du talus infini chargé avec l'horizontal
β	Angle orienté du plan de l'écran avec le plan vertical
P	Densité de la charge répartie sur le sol
H	Hauteur de la projection verticale de l'écran
γ_w	Poids spécifique de l'eau
γ	Densité déjàugé
γ_v	Poids spécifique de vide
p_l	La pression limitée du sol déduite de la courbe d'essai pressiométriques.
k	Facteur de portance
p_{le}	La pression limite équivalente
OR	La cote de la face intérieure
R	Demi-largeur de la semelle
N_γ	Coefficient en termes de surface
N_c	Coefficient en termes de cohésion
N_q	Coefficient en termes de profondeur.
α	L'inclinaison de la résultante des actions transmises au sol sur la verticale
ϕ	L'angle de frottement interne du sol de fondation
W	Poids propre du mur
C_b	L'apport de la cohésion C sous la forme d'un effort.
R_H	La réaction horizontale d'appui du sol sur le mur
B	La butée
P_H	La poussée horizontale
P_V	La poussée verticale
H_0	Epaisseur initiale de la couche considérée
C_c	Indice de compression
C_s	Indice de gonflement
e_0	Indice de vide initial du sol
σ'_p	Pression de consolidation

$\Delta\sigma_v$	Accroissement de contrainte apporté par la semelle
z	Côte z repérée à partir de la base de la semelle
q	Contrainte appliquée par la semelle
S_d	Tassement dévia torique
S_c	Tassement volumique
E_m	Module pressiométriques
B_0	Distance de référence, égale à 0.60 m
B	Diamètre ou largeur de la fondation en m.
λ_d et λ_c	Coefficients de structure fonction de la forme et des dimensions de la fondation
h_e	Profondeur d'encastrement équivalente.

Introduction générale :

De nombreuses études publiées récemment montrent que le renforcement par géo synthétiques de structures en génie civil présente des avantages économiques et écologiques. Les remblais renforcés étant acceptés comme solution de base ou variante, la demande de ce type de structure ne cesse d'augmenter. Ainsi, de nombreux projets sont en cours de réalisation actuellement.

Cette publication présente deux exemples de projet de structure en remblai renforcé par géo-grilles. Le premier projet correspond à un mur de soutènement réalisé en utilisant des matériaux de remblais recyclés du site, en remplacement d'un système traditionnel en béton armé. Pour le second projet, il s'agit d'un confortement et d'un rétablissement d'une voirie qui a été affectée par un glissement de terrain. Un mur de soutènement est constitué de deux parties essentielles : un fut, paroi résistante destinée à retenir les terres situées en arrière, et une semelle de fondation, dans laquelle s'encastre le fut qui assure la stabilité de l'ouvrage. Chaque mur, Ils sont de différents types suivants la hauteur à soutenir et suivant qui on se trouve ou non limite de propriété : les murs poids, les murs en béton armée (cantilever), murs encastrée, les rideaux palplanches métalliques, les voiles et poutres ancrés.

Pendant des siècles, l'état des techniques n'a permis de réaliser que des murs de soutènements avec des matériaux naturels, c'est-à-dire en pierres. En particulier, ces ouvrages étaient souvent basés sur la technique des pierres sèches : aucun liant (mortier ou ciment) n'est utilisé pour maintenir les pierres ensemble. De tels murs présentent des avantages sur un plan environnemental, mais aussi culturel. Par la suite, l'avènement du béton a conduit à l'oubli des techniques traditionnelles. Cependant, la question se pose aujourd'hui de savoir si cette méthode est toujours la plus appropriée. Selon le terrain, l'emplacement du mur, son environnement et d'autres facteurs comme la facilité de mise en œuvre et le coût, la solution béton pourrait s'avérer moins adaptée qu'une solution utilisant des matériaux plus naturels.

Ils ont pour but de maintenir le sol en place dans le cas où on effectue des remblais, déblais ou pour des ouvrages tels que : quais, canaux, culées de pont, terrasses...etc. Ils ont aussi pour but de protéger d'autres ouvrages contre l'érosion ou les crues. Chaque mur doit être conçu pour résister à la pression des sols et autres charges environnantes.

Chapitre I

Type de fondation type de sol

I.1 Introduction:

Les fondations servent à transmettre au sol les charges dues à un ouvrage, déterminées par une descente de charges. Elles doivent aussi assurer l'équilibre statique de la construction (pas de glissement horizontal, ni d'enfoncement ni de basculement) et être suffisamment résistantes. [1]

I.2 Comportement d'une fondation superficielle :

Les fondations sont les parties de l'ouvrage qui transmettent au sol, les charges de la superstructure. Les éléments des fondations transmettent les charges au sol, soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou des radiers), soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux par exemple). Ils doivent assurer deux fonctions essentielles :

1. Reprendre les charges et surcharges supportées par la structure.
2. Transmettre ces charges et surcharges au sol dans de bonnes conditions, en œuvre de travaux préliminaires permettant de déterminer le type et d'investigation sur le terrain[2].

Le choix de type des fondations dépend :

- ✓ Lorsque les couches de terrain capables de supporter l'ouvrage sont à une faible profondeur, on réalise des fondations superficielles.
- ✓ Lorsque les couches de terrain capables de supporter l'ouvrage sont à une grande profondeur, on réalise des fondations profondes. [3]

I.2.1 Définition d'une fondation superficielle :

Lorsque l'ouvrage est léger (maison individuelle ou petit immeuble), ou lorsque le sol a une bonne capacité portante, on envisage des fondations superficielles. Comme le schématise la figure 1, la dimension minimale de la base de la fondation est appelée largeur et notée B . La dimension maximale est appelée longueur et notée L . la fiche D est la profondeur minimale de la base par rapport à la surface du sol après travaux de terrassement (décapage du remblai et terre végétales...etc.).

En pratique, on admet qu'une fondation est dite :

- superficielle si l'élancement vertical : $D/B < 6$.
- Semi-profonde si : $6 \leq D/B \leq 10$
- profonde si : $D/B > 10$.

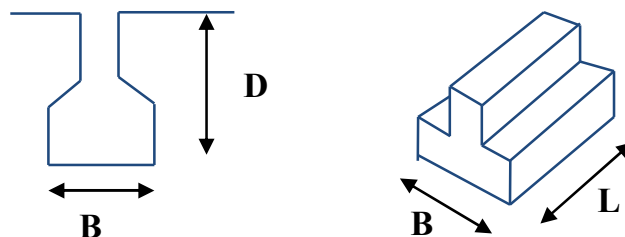


Fig. I.1. Schéma d'une fondation superficielle.

I.2. 2 Types des fondations superficielles :

On peut retrouver trois principaux types de fondation superficielle qui sont :

- ▶ Une fondation continue si B est petite devant L : $L/B > 5$
- ▶ Une fondation isolée dans le cas contraire : $L/B \leq 5$.
- ▶ Le radier est une fondation superficielle sous forme d'une dalle de grandes dimensions. Ce type de fondation est recommandé pour les sols de faible résistance ou lorsque la somme des surfaces des fondations dépasse la moitié de la surface bâtie de l'ouvrage, afin faciliter les travaux de fondations.

a. Semelle isolée :

Il s'agit de semelles isolées sous poteaux destinées à transmettre au sol des charges concentrées plus ou moins importantes, la forme et les dimensions de ces semelles dépendent essentiellement de :

- les charges à transmettre.
- la contrainte admissible du terrain d'assise.
- la section droite du poteau reposant sur ces semelles.

La forme de la semelle peut être très variée : carrée, rectangulaire, circulaire, polygonale, etc., mais pour des raisons de commodité de coffrage, elles sont carrées ou rectangulaires. (Voir fig. I.2).

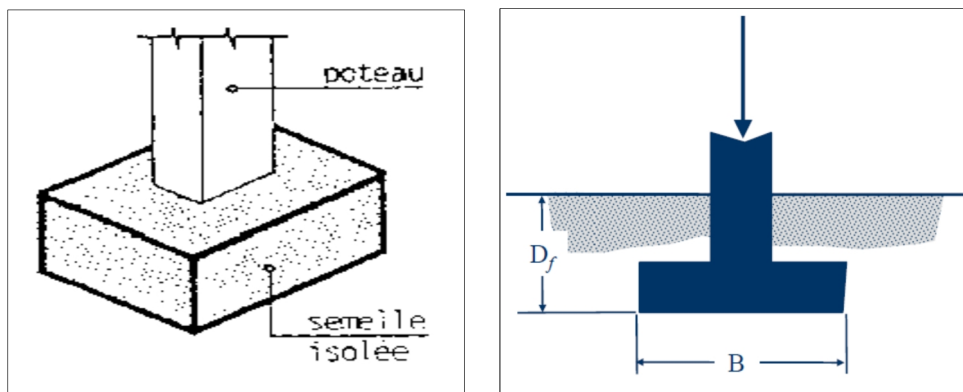


Fig. I.2 Semelle isolée sous poteau en béton armée.

▶ dimension de coffrage et le ferrailage d'une semelle isolée:

Sous les poteaux, on est obligé de placer des semelles isolées en béton armé ayant de préférence la forme du poteau (carré, rectangulaire, rond, ...). Cette semelle travaille à la fois en flexion et en compression.

Dans le cas des semelles isolées, le risque de flexion de la semelle a lieu dans les deux dimensions orthogonales X et Y . Les semelles comportent un réseau orthogonal d'armatures principales (Fig. I.3). [4]

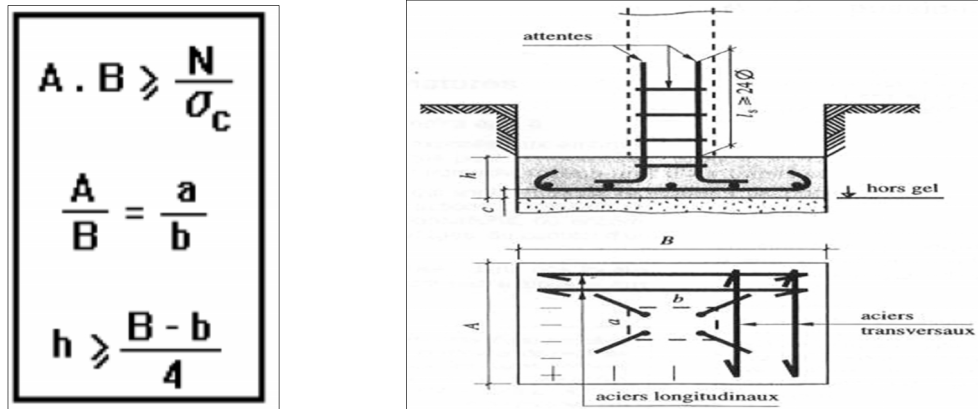


Fig. I.3 .Dimensions et la disposition des armatures pour une semelle isolée.

Les armatures sont déterminées à partir des formules suivantes :

- **Nappe inférieure : parallèle à B :**

$$A_x = \frac{N_u(B-b)}{8.d.f_{su}} \dots \dots \dots (1)$$

Avec :

N_U : la charge verticale à E.L.U.

f_{su} : la résistance élastique des acier à ELU.

- **Nappe supérieure : parallèle à A :**

$$B_y = \frac{N_U(A-a)}{8.d.f_{su}} \dots \dots \dots (2)$$

b. Semelle filante :

Lorsque la simple rigole n'est pas suffisante, il est nécessaire de construire un ouvrage plus large mais qui fatalement va travailler également en flexion. Il faut donc y incorporer des armatures (voir semelles isolées).

Ce genre de semelle est appelée **semelle filante**. Elle est coulée dans un coffrage posé en fond de fouille sur un béton de propreté comme les semelles sous poteaux.

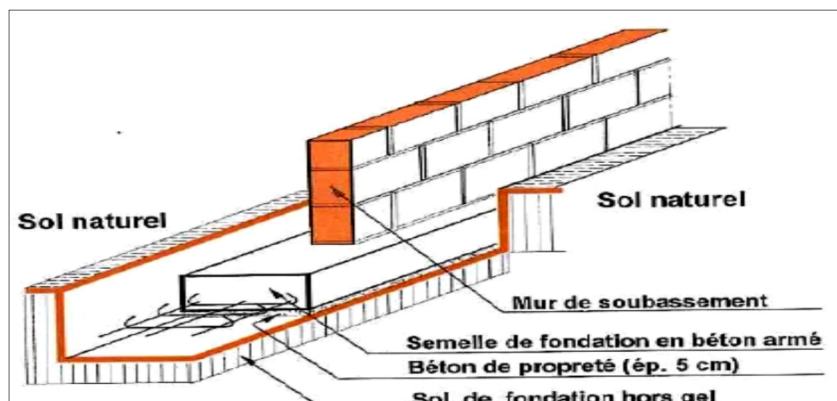


Fig. I.4.Fondation par semelle filante.

Lorsque la contrainte admissible du sol est faible par rapport aux charges à transmettre ou que la largeur calculée de la semelle impose un débordement important, on choisit la semelle en béton armé (fig. I.4) :

► dimension de coffrage et le ferrailage d'une semelle filante :

Dans le cas des semelles filantes, il n'existe qu'un sens de flexion. La semelle est armée perpendiculairement à sa longueur par les armatures principales transversales de section A [cm²], Celles-ci sont maintenues par les armatures longitudinales de répartition de section A_r [cm²] (fig. I.5).

- Section d'aciers transversaux :

$$A_t = \frac{N_U(B-b)}{8.d.f_{su}} \dots\dots\dots (3)$$

- Section d'aciers de répartition :

$$A_l = \frac{A_t}{4} \dots\dots\dots (4)$$

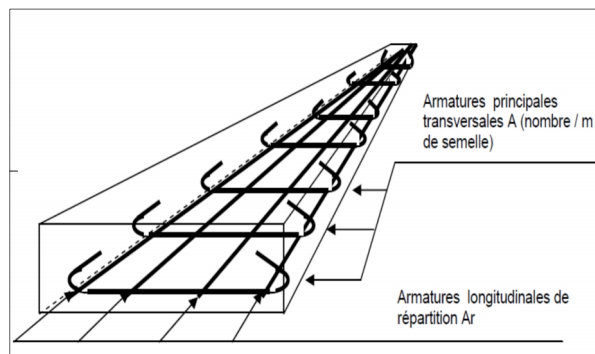


Fig. I.5.armature de semelle filante.

c. Radier générale :

Lorsque la contrainte admissible du sol est faible et que les charges de l'ouvrage sont importantes, il résulte des semelles trop importantes (se touchant presque), et que l'on ne veut pas aller fonder en profondeur, il devient plus raisonnable de réaliser un radier général. Le bâtiment est alors posé sur une sorte de plancher. . (Voir fig. I.6).



Fig. I.6.Radier générale en béton.

Chapitre I

Cette méthode est surtout utilisée lorsque le terrain est in affouillable, lorsque le bon sol est situé trop bas, lorsque l'on désire construire des sous-sols, Mais dans tous les cas le sol devra être homogène pour éviter tous risques de tassements différentiels.

Un radier travaille comme un plancher très fortement chargé (tout le poids du bâtiment) mais à l'envers. On peut trouver deux catégories de radier :

- Le radier plat:

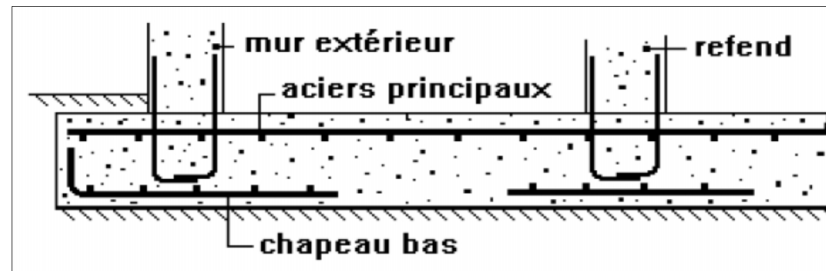


Fig. I.7 Ferrailage d'un radier plat.

- Le radier nervuré:

Des poutres placées sur ou sous la dalle servent de raidisseurs.

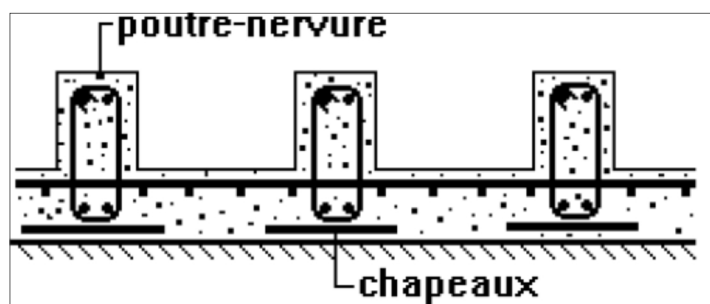


Fig. I.8. Coupe et Ferrailage d'un radier nervuré.

I.2.3 Le choix d'une fondation superficielle :

Le choix d'une fondation superficielle pour éviter l'effondrement d'ouvrage, et augmenter la Résistance de sol glissant.

a. reconnaître le sol :

La reconnaissance du sol peut être effectuée à l'aide de 2 types d'essai :

- Essai en laboratoire : prélèvements d'échantillons de sols analysés ensuite en laboratoire.
- Essai sur le terrain "in situ": pénétromètre – pressiomètre.

Ces différents essais de reconnaissance des sols permettent de :

- ▶ Déterminer la couche d'assise : sa position (profondeur), sa contrainte admissible, son comportement (tassement).
- ▶ De déterminer la position de la nappe phréatique (nappe d'eau). [5]

I.2.4. Les paramètres qui influent sur le choix des fondations superficielles:

Les critères influant le choix d'une fondation superficielle sont donc :

- **Le type d'ouvrage à fonder:** (immeuble, mur de soutènement, pont, etc.).
- **la nature du terrain (sa résistance) :** Pour dimensionner une semelle, on utilise une contrainte de calcul notée q_d . On rappelle qu'une contrainte correspond à une pression (force/surface ou force spécifique)

$$\frac{N_{ED}}{S} \geq q \dots\dots\dots (5)$$

Nature du sol	q (MPa)
Roches peu fissurées saines non désagrégées et de stratification favorable	0.75 à 4.5
Terrains non cohérents à bonne compacité	0.35 à 0.75
Terrains non cohérents à compacité moyenne	0.2 à 0.4
Argiles	0.1 à 0.3

Tableau I.1. Les valeurs de contrainte.

Remarque : Certaines argiles très plastiques ne sont pas visées dans ce tableau.

- **le site :** la géologie et la topographie de site.
- **Mise en œuvre des fondations :** la méthode et les moyens utilisés dans les travaux d'exécutions
- **Le coût des fondations :** les prix et les facteurs économiques sont aussi importants pour le choix le type de fondation.

I.3 Calcul des fondations superficielles :

Le dimensionnement d'une fondation superficielle se fait à la base de la condition de la capacité portante du sol et le tassement se calcule par la suite pour les dimensions retenues. Ces dernières Peuvent être modifiées si les tassements résultants dépassent les valeurs tolérables ou admissibles. Ce calcul séparé en deux étapes ne doit pas faire oublier que les deux aspects capacité portante et tassement sont intimement liés et que la structure, la fondation et le sol forment un tout indissociable gouverné par des lois d'interaction sol-structure.

Le calcul va nous permettre de connaître les dimensions de la fondation en largeur et hauteur. Puis de déterminer les armatures à positionner dans cette fondation.

Dans un premier temps nous devons disposer de la charge qui arrive sur cette fondation. C'est la charge N donnée par la descente de charges :

- **E.L.S (Etat limite de service):**

Il constitue des limites au-delà desquelles les conditions normales d'exploitation et de durabilité ne sont plus satisfaites sans qu'il y' est ruine.

$$ELS : N_{Ser} = G + Q \dots\dots\dots (6)$$

Chapitre I

• E.L.U (Etat limite ultime):

Il s'agit de l'état pour lequel la valeur maximale de la capacité portante de la construction est atteinte et dont le dépassement entraîne la ruine de la construction.

$$\text{ELU : } N_u = 1.35G + 1.5Q \dots\dots\dots (7)$$

G : les charges permanentes.

Q : les charges d'exploitations.

Les étapes de calcul sont résumées par l'organigramme ci dessous :

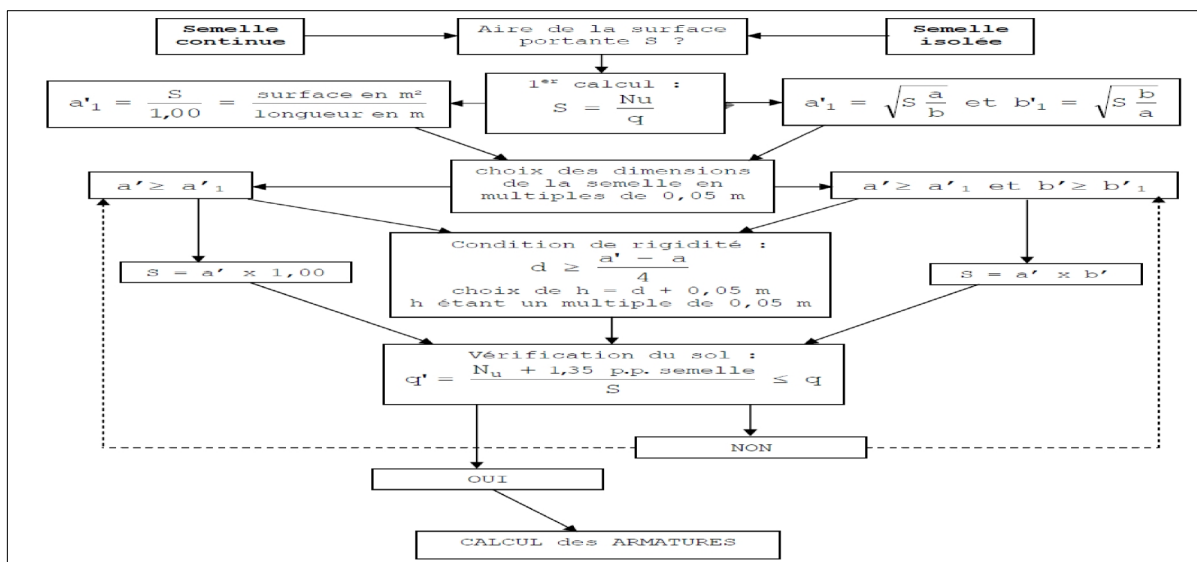
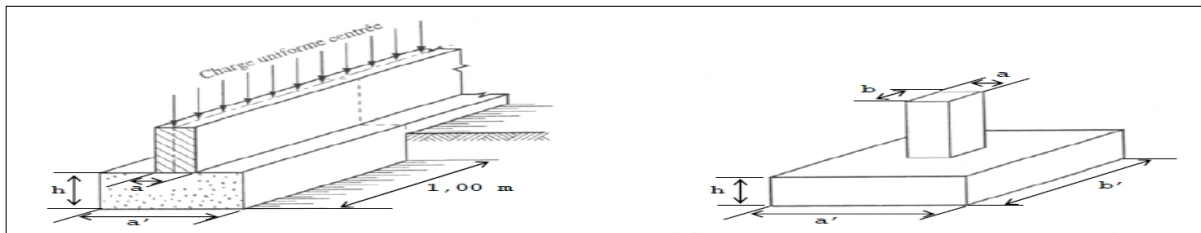


Fig. I.9. Organigramme des méthodes de calcul.

I.4 Comportement d'un mur de soutènement :

Le mur de soutènement est largement rencontré en dans les travaux de constructions, avec des formes, dimensions et matériaux très variées. Les accidents de murs ont souvent des conséquences néfastes sur les ouvrages, et il importe de mener sérieusement l'étude d'un projet de mur de soutènement.

I.4.1 Définition de mur 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. [6]

I.4.2 Le rôle du mur de soutènement :

Un mur de soutènement est conçu pour soutenir un massif de sol ,les tranchées et les talus des routes, les berges des rivières et autres pentes abruptes où il existe un risque de glissement de terrain et d'éboulement de rochers, et aussi maintenir le sol en place dans le cas où on effectue des remblais, déblais et assurer la stabilité d'un éventuel ouvrage sus-jacent a ce sol tels que: quais de port, terrasses. Ils ont aussi pour but de protéger d'autres ouvrages contre l'érosion ou les crues. On distingue le mur en déblai, qui soutient un sol excavé (talus en déblai), d'un mur en remblai, soutenant un sol artificiel construit par couches compactées.

I.4.3.Les différents types du mur de soutènement :

Les murs de soutènement peuvent se classer selon le fonctionnement du mur ou selon la rigidité du système mur/sol.

Ils sont de différents types suivants la hauteur à soutenir et suivant qui on se trouve ou non limite de propriété :

a. Les murs poids :

Les murs de soutènement de type « poids » sont pratiquement les plus anciens types de murs de soutènement. Ils peuvent être réalisés en place, auquel cas ils sont généralement rigides et constitués de maçonnerie de pierres jointoyées ou de béton non armé, voire éventuellement de béton cyclopéen (blocs de pierre ou moellons noyés dans du béton). Ces types de murs, relativement étanches, sont en principe pourvus d'un dispositif de drainage lorsqu'ils ne sont pas destinés à maintenir le niveau d'eau dans les terres soutenues (cas quasi général). [7]

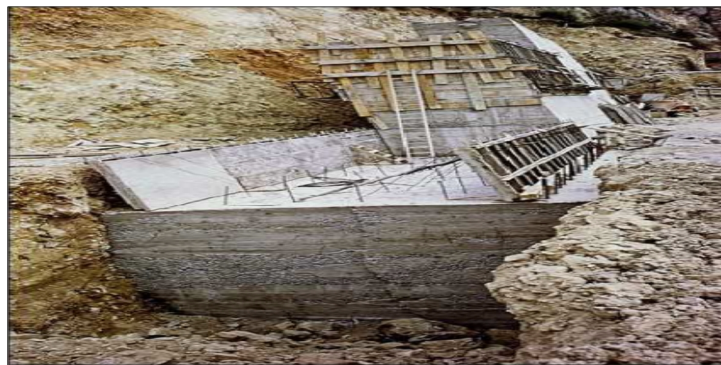


Fig. I.10. Mur poids en béton armé.

Ils peuvent être aussi constitués d'un assemblage de pierres sèches, de gabions (gabions de treillage métallique ou même synthétique) ou d'éléments préfabriqués, en béton armé ou non (blocs, caissons ou «boîtes» remplis de terre, poutres, ...), auquel cas ils sont souvent moins rigides, voire relativement souples pour certains d'entre eux.

➤ Domaine d'emploi :

D'une manière assez générale, les murs poids sont surtout utilisés pour la réalisation d'ouvrages en déblai (après terrassement) en site terrestre, hors nappe. Pour des raisons économiques essentiellement, les murs rigides maçonnés ou en béton ne sont presque plus utilisés aujourd'hui. Les dernières réalisations ne concernent pratiquement que des ouvrages en béton (non armé ou cyclopéen), réalisés en déblai, sur des terrains assez résistants ou même rocheux (site montagneux notamment).

b. Les murs en béton armé (cantilever) :

Les murs de soutènement en béton armé, également appelés murs cantilever, sont très couramment employés. Ils sont constitués d'un voile résistant en béton armé encastré sur une semelle de fondation, en béton armé également, et généralement horizontale. Celle-ci comprend le patin, situé à l'avant du voile, et le talon, situé à l'arrière. La semelle peut être pourvue d'une bêche pour améliorer la stabilité de l'ouvrage au glissement. Cela peut être le cas notamment lorsque la bonne résistance du sol de fondation et/ou des problèmes d'emprise permettent ou imposent une semelle peu large.

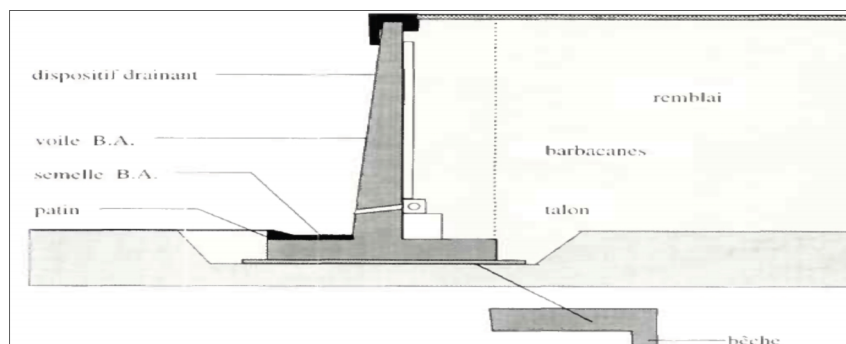


Fig. I.11. Mur en béton armé (cantilever).

➤ Domaine d'emploi :

Les murs en béton armé sont très probablement les types d'ouvrages de soutènement les plus couramment employés. Ils constituent également la structure type pour les culées d'ouvrages à mur de front.

c. Mur encastré :

La stabilité est obtenue par encastrement du prolongement du mur dans un terrain résistant, dans lequel il est bétonné à pleine fouille, elle peut être améliorée l'adjonction d'une semelle horizontale.

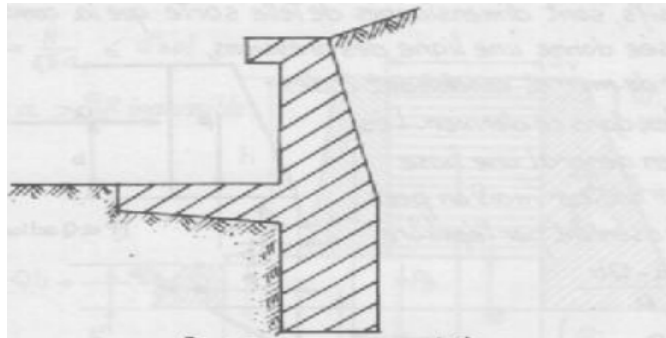


Figure I.12 Mur encastré.

d. Les rideaux palplanches métalliques :

Les palplanches métalliques à module sont des profilés rectilignes, obtenus par laminage à chaud ou profilage à froid, et mis en œuvre verticalement dans le sol, généralement par battage, vibrage ou varinage. Conçues pour s'enclencher les unes avec les autres, elles permettent de réaliser des rideaux continus relativement étanches, rectilignes, courbes, présentant des angles et pouvant former des enceintes fermées.

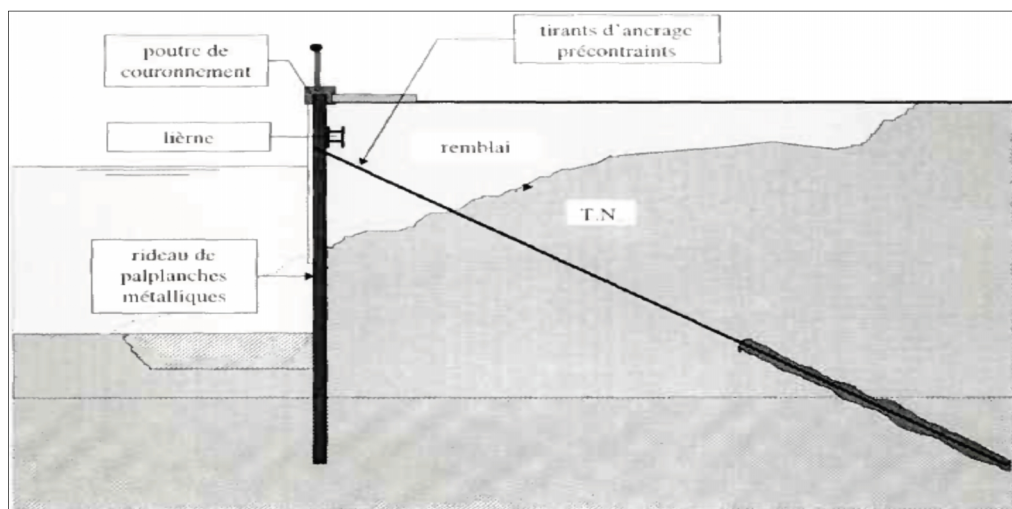


Fig. I.13. Constitution d'un soutènement de rive en palplanches

➤ Domaine d'emploi :

Les palplanches métalliques sont particulièrement bien adaptées pour la réalisation d'ouvrages des soutènements (et d'étanchement) en site aquatique et, d'une manière plus générale, en présence d'eau (nappe phréatique]. C'est la raison pour laquelle elles sont très couramment utilisées aujourd'hui encore pour la réalisation d'ouvrages provisoires tels que batardeaux et blindages de fouilles sous la nappe, et d'ouvrages

définitifs tels que murs de quais maritimes ou fluviaux, soutènements dérivés et protections de berges.

e. Les voiles et poutres ancrées :

Les voiles ancrées sont des ouvrages de soutènement réalisés en déblai, par terrassement du sol en place, de haut en bas, en une seule passe ou en plusieurs si la hauteur de l'ouvrage ou les conditions de stabilité des talus durant les travaux le justifient. Dans le plus simple des cas, ils sont constitués d'un voile en béton armé présentant un fruit parfois assez important et ancré par deux ou plusieurs lits de tirants d'ancrage précontraints. Le voile peut être coulé en place par tranches, lorsque la hauteur le justifie. Celles-ci peuvent être situées dans un même plan ou dans des plans décalés vers l'aval (ouvrage disposé en gradins). Les voiles ancrés n'étant pas conçus pour retenir les eaux d'infiltration ou celles d'une nappe, ils comprennent généralement un dispositif de drainage adéquat constitué d'un réseau de barbacanes et, bien souvent aussi, de drains subhorizontaux plus ou moins profonds.

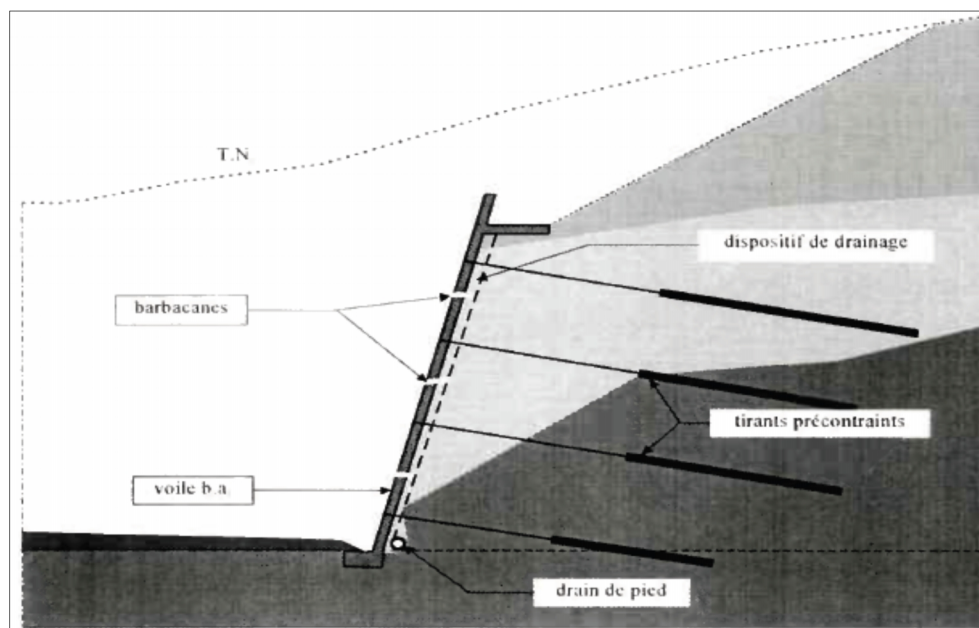


Fig. I.14. Voile ancré.

➤ Domaine d'emploi :

Les voiles et poutres ancrées sont essentiellement utilisés dans le domaine routier pour la réalisation d'ouvrages de soutènement en déblai et/ou d'ouvrages de stabilisation lors de l'exécution de travaux de terrassement sur versants, et notamment en site montagneux.

Chapitre II

Poussée, butée et méthode de calcul

II.1 Généralités :

Les ouvrages de soutènement constituent une classe particulière d'ouvrages enterrés; leur calcul et leur dimensionnement posent des problèmes spécifiques dont l'étude fait l'objet de ce chapitre.

Tout d'abord, il est indispensable d'avoir une bonne connaissance des efforts appliqués à la structure portante et de la qualité du sol de fondation lorsque ses propriétés sont mises en jeu. La connaissance des efforts appliqués ne peut être acquise que par une analyse complète des actions auxquelles la structure est soumise. Ces actions sont définies et classées, comme actions permanentes, fréquemment variables et accidentelles. Lors de la détermination des valeurs moyennes des actions, l'on se heurte toujours à deux problèmes fondamentaux suivants : calcul des efforts de poussée des terres sur un écran et calcul de la force portante d'un sol de fondation.

Mécaniquement, les sols sont définis par deux paramètres relatifs au premier paramètre est appelé cohésion (C) et est homogène à une pression, le second est appelé $\tan \phi$, ou ϕ est l'angle de frottement interne du sol.

Les deux paragraphes suivants font le point de ce que la Mécanique des Sols considère comme acquis en matière de poussée des sols et de force portante en fondations superficielles.

Donc Le mur de soutènement subit des actions volumiques (poids du mur, du terrain sur les semelles du mur cantilever...) et des actions surfaciques (poussée et butée des terres, actions directes sur le mur...). [8]

II.2 Etat de surface de contact sol-mur :

Une surface de contact est dite lisse si elle est caractérisé par l'absence des contraintes des cisaillements et donc par une obliquité nulle de la vectrice pression ($\delta=0$).

II.2.2. Frottement sol-mur :

L'angle de frottement δ entre le sol et le parement arrière du mur dépend des facteurs suivants :

- la rugosité du parement.
- l'angle de frottement interne du sol ϕ .
- le tassement relatif entre le mur et le sol.
- l'inclinaison de la surface.

Une surface des contacts est dite parfaitement rugueuse si le mur et le sol se comportent au niveau de cette surface comme un seul corps. On dit qu'ils sont parfaitement adhérents. Vu la rugosité de la surface, le frottement se fait sol et l'obliquité de la vectrice pression sera par conséquent l'angle de frottement interne du sol. ainsi $\delta=\pm\phi$.

Les pressions agissant sur le mur dépendent sensiblement de la rugosité du mur comme il est indiqué dans le tableau II.1. En pratique on admet une rugosité intermédiaire pour un mur en béton correspondant à $\delta=2\varphi/3$

II.2.2. Les modes de rupture d'un mur de soutènement

Cinq modes de rupture (illustrés à la figure II.1), peuvent être rencontrés dans les ouvrages de soutènement :

- Le glissement de l'ouvrage sur sa base (figure 1a).
- Le renversement de l'ouvrage (figure 1b).
- Le poinçonnement du sol de fondation (figure 1c).
- le grand glissement englobant l'ouvrage (figure 1d).
- La rupture des éléments structuraux de l'ouvrage (figure 1e).

Les quatre premiers types de rupture sont relatifs à l'instabilité externe de l'ouvrage, la rupture des éléments structuraux constituant l'instabilité interne. [9]

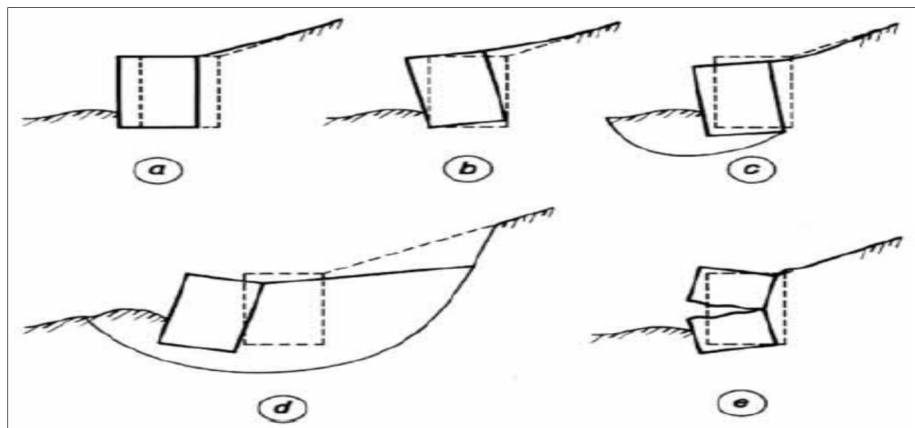


Fig. II.1 Modes de rupture des ouvrages de soutènement.

État de surface du parement	Angle de frottement sol-mur
Surfaces très lisses ou lubrifiées	$\delta = 0$
Surface peu rugueuse (béton lisse, béton traité).	$\delta = 1/3 \varphi$
Surface rugueuse (béton, béton projeté, maçonnerie, acier)	$\delta = 2/3 \varphi$
Murs caissons	$\delta \geq 2/3 \varphi$
Parements fictifs inclinés des murs cantilevers.	$\delta = \varphi$

Tableau II.1 – Angle de frottement sol-mur.

II.3 Etat d'équilibre du sol

L'équilibre du sol en place va s'améliorer. Néanmoins, les conditions d'équilibre vont évoluer dans le sens d'une aggravation des poussées.

II.3.1 Etat du sol au repos :

En considérant le sol comme un massif de dimensions horizontales infinies. Ce dernier ne se déforme pas latéralement seulement le tassement est possible pour ce type de sol si le sol est supposé d'un matériau pesant, homogène, les contraintes horizontales et verticales à une profondeur donnée sont proportionnelles et on peut écrire [10] :

$$\sigma_h = k_0 \times \sigma_v = k_0 \times \gamma \times z \dots\dots\dots (8)$$

$$K_0 = 1 - \sin \varphi \dots\dots\dots (9)$$

Avec : K_0 coefficient des terres au repos.

$$k_0 = \frac{\nu}{1-\nu} \dots\dots\dots (10)$$

Puisque le coefficient de poisson varie entre 0 et 0.5, k_0 varie entre 0 et 1.

Jacky (1944) a proposé une formulation de k_0 pour les sables et argiles normalement consolidés ; en fonction de l'angle de frottement, la formule simplifiée de Jacky s'écrit :

$$k_0 = 1 - \sin \varphi \dots\dots\dots (11)$$

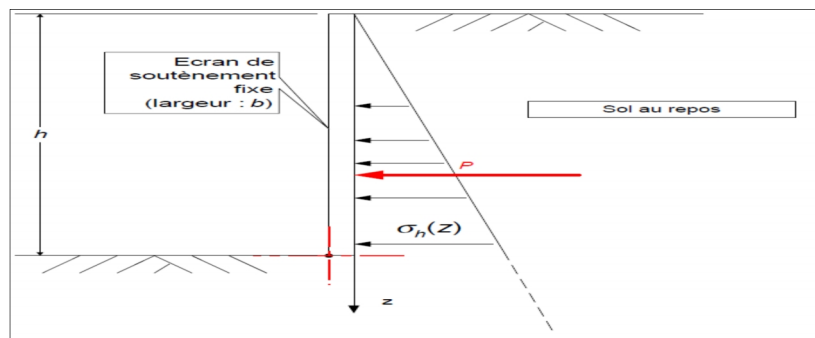


Fig.II.2. Sol au repos.

II.3.2 Etat actif /passif :

► **Pour l'état actif :** le sol exerce une pression sur le mur.

$$K_a = \frac{\sigma'_h}{\sigma'_v} \dots\dots\dots (12)$$

► **Pour l'état passif :** Le mur exerce une pression sur le sol. [11]

$$K_p = \frac{\sigma'_h}{\sigma'_v} \dots\dots\dots (13)$$

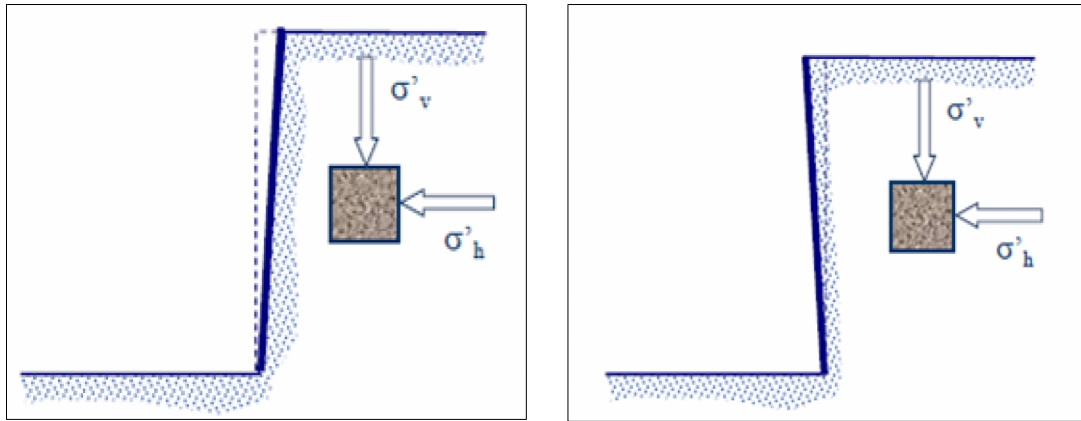


Fig. II.3. Etat actif et Etat passif.

II.3.3 Notions du poussée et buté :

Dans les problèmes de translation des murs de soutènement, en admettant que le déplacement du mur ne modifie pas les contraintes verticales initiales σ_{v0} , la poussée est caractérisée par une chute des contraintes horizontales, et la butée par une augmentation de celle-ci (voir figure II.4). [12]

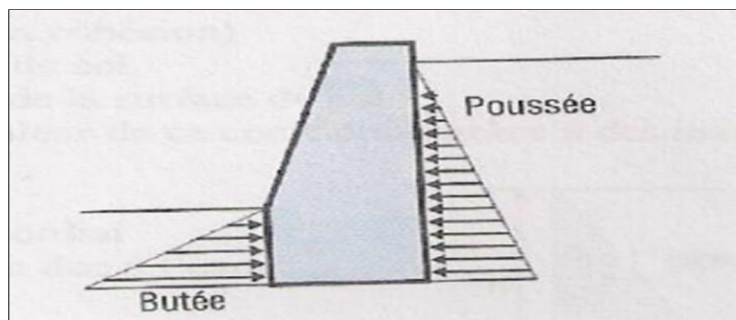


Fig. II.4 Poussée, butée du sol.

- Le cas du sol en état de poussée est le cas le plus fréquent : il suffit que l'écran se soit légèrement avancé (déplacement de $1/1000$ de la hauteur h) réduisant ainsi les contraintes horizontales appliquées par le sol. Un tel cas est très courant puisque une légère déformation de l'écran vers l'extérieur suffit à mobiliser cet état de poussée.
- Le cas du sol en état de butée est plus difficile à obtenir : il faudrait que l'écran se soit sensiblement reculé augmentant ainsi les contraintes horizontales appliquées par le sol. Pour solliciter un sol en butée, le déplacement doit être assez grand (10 fois plus que pour l'état de poussée), cas peu probable dans le cas d'un écran ayant plutôt tendance à se déplacer vers l'extérieur.

II.4 action d'un sol sur un écran:

Un des problèmes fondamentaux en Mécanique des Sols est la détermination des actions exercées par un massif de sol retenu par un écran sur celui-ci. Nous

Chapitre II

commençons par rappeler sommairement les méthodes de calcul classiques de ces actions, en précisant autant que possible leurs hypothèses de base et leur domaine de validité.

II.4.1 Calcul des pressions sur les murs :

Pour calcul les pressions sur les murs appliquèrent les méthodes suivant : **[13]**

a. Pression a l'état K_0 :

Un sol horizontal, à l'équilibre, non chargé (pas de fondations à proximité par exemple), un point M situé à la profondeur h subit :

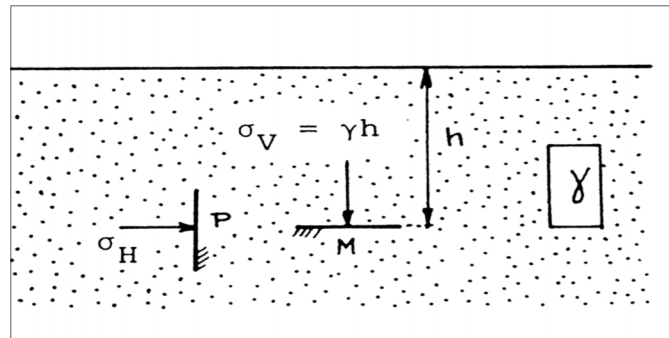


Fig. II.5. Pression des terres au repos.

➤ Une contrainte verticale normale :

$$\sigma_v = \gamma \times h \dots\dots\dots (14)$$

➤ une contrainte horizontale normale σ_h telle que :

$$\sigma_h = k_0 \times h \dots\dots\dots (15)$$

➤ Coefficient de pression au repos :

$$k_0 = \frac{\sigma'_h}{\sigma'_v} \dots\dots\dots (16)$$

❖ Les formules de coefficient de pression dans plusieurs de sol :

1. Pour les sols granulaires et les sols cohérents normalement consolidés, K_0 peut être déterminé à partir de ϕ :

$$k_0 = 1 - \sin \phi \dots\dots\dots (17)$$

2. Pour les sols cohérents sur-consolidés, K_0 peut être plus élevé (à long terme) :

$$k_0 = (1 - \sin \phi) OC R^{0.5} \dots\dots\dots (18)$$

3. si le sol est saturé :

$$K_0 = \frac{\sigma'_h}{(\gamma_v - \gamma_w) \times h} \dots\dots\dots (19)$$

❖ Valeurs habituelles de K_0 :

En l'absence d'indication, on prend $K_0 = 0,5$

Type de sol	K_0
Sable lâche	0,45 à 0,5
Sable compact	0,40 à 0,45
Argile normalement consolidée	0,5
Argile consolidée	> 0,5

Tableau II.2. Les valeurs de k_0 .

b. La méthode de Coulomb (1773) :

La théorie de Coulomb comme presque toutes les autres méthodes théoriques de calcul des poussées, s'intéresse à un massif de sol homogène, isotrope et pulvérulent limité par un talus semi-infini plan.

Pour permettre un calcul aisé. Coulomb a fait les hypothèses simplificatrices suivantes :

1. La surface de glissement dans le sol est un plan.
2. Le matériau contenu à l'intérieur du prisme de glissement se comporte comme un corps solide indéformable.
3. Le prisme de glissement est en équilibre limite sur les faces en contact avec le massif et l'écran.
4. Le massif considéré n'est pas le siège d'une nappe susceptible d'engendrer des pressions interstitielles.

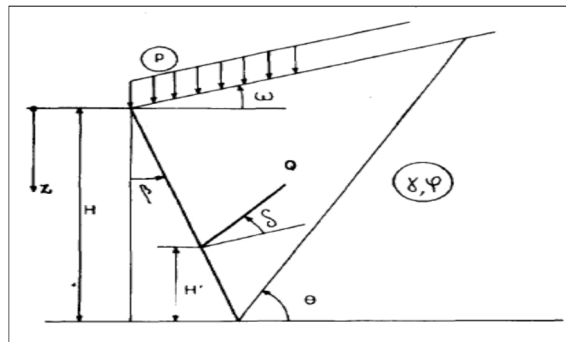


Fig. II.6. Méthode coulomb, (état actif ; passif).

γ = densité du sol (poids spécifique).

ω = angle du talus infini chargé avec l'horizontal.

β = angle orienté du plan de l'écran avec le plan vertical.

p = densité de la charge répartie sur le sol.

H = hauteur de la projection verticale de l'écran.

Z = ordonnée courante, comptée positivement vers le bas.

Chapitre II

a) Poussée active :

La poussée active du massif sur l'écran est la résultante d'une charge répartie linéairement, faisant l'angle δ sur la normale à l'écran tel que $\tan \delta$ représente le coefficient de frottement sol-écran, avec la densité linéaire, par mètre linéaire d'écran dans le sens perpendiculaire au plan de figure :

$$q_a(z) = \gamma K_a (z + H_0 K_q) \dots\dots\dots (20)$$

Avec :

$$H_0 = P/\gamma \dots\dots\dots (21)$$

$$K_q = \frac{\cos \beta}{\cos(\beta - \omega)} \cos \omega \dots\dots\dots (22)$$

$$K_a = \frac{\cos^2(\varphi - \beta)}{\cos^2 \beta \cos(\delta + \beta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \omega)}{\cos(\delta + \beta) \cos(\omega - \beta)}} \right]^2} \dots\dots\dots (23)$$

$$\text{Posons : } q_{a0} = q_a(0) = \gamma H_0 K_a K_q \quad \text{et} \quad q_{a1} = q_a(H) = \gamma K_a (H + H_0 K_q)$$

On peut alors écrire :

- Résultante :

$$Q_a = \frac{1}{2} (q_{a0} + q_{a1}) H \dots\dots\dots (24)$$

- Cote du point d'application :

$$H' = \frac{H}{3} (2q_{a0} + q_{a1}) / (q_{a0} + q_{a1}) \dots\dots\dots (25)$$

b) Poussée passive (butée) :

La mise en équation du problème montre que les calculs de poussée passive se ramènent à ceux de la poussée active si l'on change φ en $-\varphi$ et δ en $-\delta$.

Les formules précédentes sont donc encore valables en substituant simplement à la fonction $K_a(\varphi, \beta, \omega, \delta)$, une fonction $K_p(\varphi, \beta, \omega, \delta)$ telle que :

$$K_p(\varphi, \beta, \omega, \delta) = K_a(-\varphi, \beta, \omega, -\delta)$$

q_a : Effort exercé par les terres sur un écran à l'équilibre actif, de poussée.

q_{a0} : Effort exercé par les terres sur un écran à l'équilibre actif, de poussée à l'état de repos.

K_p : Coefficient de butée des terres, état passif.

K_a : Coefficient de poussée des terres, état actif.

c) L'angle du plan de glissement avec l'horizontal ne s'admet d'expression analytique simple que dans le cas où l'écran est vertical et le massif non chargé. Sa valeur est donnée par :

Pour la poussée active :

$$\cot \theta = \frac{\cos \varphi}{\sin \varphi + \sqrt{(\tan \varphi - \tan \beta) / (\tan \varphi + \tan \delta)}} \dots \dots \dots (26)$$

Pour la poussée passive :

$$\cot \theta = \frac{\cos \varphi}{\sqrt{\frac{\tan \varphi + \tan \beta}{\tan \varphi - \tan \delta}} - \sin \varphi} \dots \dots \dots (27)$$

d) Lorsque l'écran soutient des terres noyées, la poussée se déterminera comme la somme de la pression hydrostatique et de la poussée des terres calculée en déjaugant le sol, c'est-à-dire en substituant à γ dans les formules précédentes la densité déjaugée $\gamma' = \gamma - \gamma_w$ (γ_w : Poids spécifique de l'eau).

c. Théorie de RANKINE(1856) :

La théorie de RANKINE étudie l'équilibre, sous l'action de son seul poids, d'un massif pulvérulent indéfini limité par un plan faisant l'angle ω sur l'horizontale.

- A l'équilibre limite, la rupture se caractérise par un double réseau de lignes de glissement formant deux familles de droites parallèles se coupant sous l'angle $\frac{\pi}{2} - \varphi$.
- La distribution des contraintes le long d'une droite tracée dans le massif (la trace de l'écran par exemple) est triangulaire.

L'orientation δ de ces contraintes est uniquement fonction de β et ω .

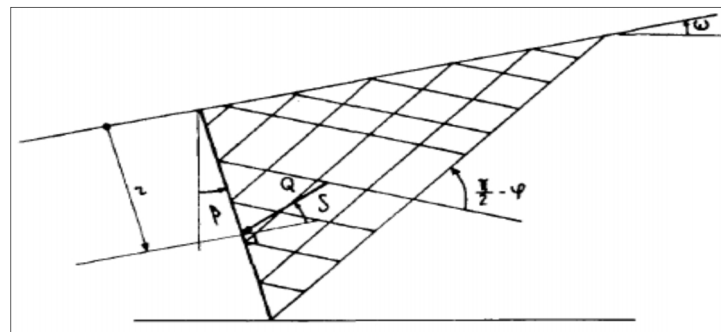


Fig. II.7. Méthode Rankine.

➤ Cas de la poussée active :

Numériquement, les actions du sol sur l'écran se traduisent par une densité $q_a(r)$, proportionnelle à r et donné par la formule :

$$q_a(r) = \gamma K_a r \dots \dots \dots (28)$$

$$\text{Avec : } K_a = \frac{\sin \omega \cos(\beta - \omega)}{\cos \delta \sin \varphi \sin(\omega' + \omega)} [1 - \sin \varphi \cos(2\beta + \omega' - \omega)] \dots \dots \dots (29)$$

$$\text{En introduisant l'angle } \omega' \text{ défini par : } \sin \omega' = \frac{\sin \omega}{\sin \varphi} \dots \dots \dots (30)$$

L'angle δ est donné comme fonction implicite de β , ω et φ

$$2\beta = \left[\sin^{-1} \left(\frac{\sin \delta}{\sin \varphi} \right) - \delta \right] - \left[\sin^{-1} \left(\frac{\sin \omega}{\sin \varphi} \right) - \omega \right] \dots \dots \dots (31)$$

Chapitre II

Ces formules se simplifient dans quelques cas particuliers :

Si $\beta = 0$ il est facile de voir que $\delta = \omega$. Dans ces conditions, la densité de poussée active a pour expression :

$$q_a(r) = \gamma r K_a \dots\dots\dots (32)$$

$$\text{Avec : } K_a = \cos \omega \frac{\cos \omega - \sqrt{\cos^2 \omega - \cos^2 \varphi}}{\cos \omega + \sqrt{\cos^2 \omega - \cos^2 \varphi}} \dots\dots\dots (33)$$

Si, de plus, $\omega = 0$: il est facile de voir que $K_a = \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi}$ Résultat identique à celui fourni par la théorie de Coulomb.

➤ Cas de la poussée passive :

Nous avons vu que, dans la théorie de Coulomb, les formules de poussée passive s'obtenaient à partir des formules de poussée active en changeant φ en $-\varphi$, et δ en $-\delta$.

Ici, l'inclinaison des actions du sol est fixée par le schéma de calcul employé. Il résulte que les formules de poussée passive s'obtiennent simplement à partir des formules de poussée active en changeant φ en $-\varphi$. En particulier, lorsque β est nul, nous obtenons la formule :

$$q_p(r) = \gamma K_p r \dots\dots\dots (34)$$

$$\text{Avec : } K_p = \cos \omega \frac{\cos \omega + \sqrt{\cos^2 \omega - \cos^2 \varphi}}{\cos \omega - \sqrt{\cos^2 \omega - \cos^2 \varphi}} = \frac{\cos^2 \omega}{K_a} \dots\dots\dots (35)$$

d. La méthode de BOUSSINESQ-CAQUOT-KERISEL :

BOUSSINESQ a bâti un schéma en 1882 permettant de prendre en compte le frottement des terres sur l'écran, remédiant en cela au principal défaut de la théorie de Rankine. Ce schéma suppose encore un massif semi-infini pulvérulent homogène et isotrope limité par une surface plane, et introduit l'angle de la poussée avec la normale à l'écran. De plus, sur une droite passant par l'arête de l'écran, la contrainte est supposée croître linéairement à partir de cette arête.

Dans le cas le plus général, la poussée Q à l'angle, engendrée par une charge q_e uniformément répartie sur le talus supposé infini, est la résultante d'une densité uniforme q appliquée sur toute la hauteur de l'écran, et qui vaut :

$$q_e = q \cdot K_q \dots\dots\dots (36)$$

1° Pour la poussée active :

$$K_q = \frac{\cos \delta - \sin \varphi \cos \gamma}{1 + \sin \varphi} e^{-2\theta \tan \varphi} \dots\dots\dots (37)$$

$$\sin \gamma = \frac{\sin \delta}{\sin \varphi}; 2\theta = 2\omega - 2\beta + (\gamma - \delta) \dots\dots\dots (38)$$

Chapitre III

Pression du sol et dimensionnement des murs de soutènement

III.1. Introduction :

Le problème des fondations se pose essentiellement pour les murs-poids et les murs en béton armé à semelle, c'est-à-dire pour les constructions dont la stabilité fait intervenir une réaction verticale du sol. Nous rappelons que dans la catégorie des murs-poids il faut ranger également les ouvrages en terre armée.

III.2. Dimensionnement du mur soutènement

Dimensionner un ouvrage de soutènement consiste à déterminer ses éléments géométriques et ses éléments structuraux pour qu'il soit stable sous l'action des forces qui lui sont appliquées et notamment de la poussée des terres qu'il retient.

III.2.1. Dimensionnement des différents types :

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 pré dimensionner le mieux possible l'ouvrage à étudier, pour arriver de la façon la plus rapide aux résultats convenables, sans trop de tâtonnements.

a. Dimensionnement d'un mur poids :

Les murs poids sont généralement réalisés avec un fruit plus ou moins important, qui peut relever d'un choix mais qui peut être aussi imposé par construction pour certains d'entre eux. Ils ont le plus souvent une forme trapézoïdale, avec une largeur à la base couramment égale à un peu plus du tiers de leur hauteur (figure. III.1). En fait, celle-ci dépend largement de la qualité des terrains de fondation, de la pente de terres soutenues et du fruit du mur. La semelle de fondation peut être légèrement inclinée sur l'horizontale, pour améliorer la stabilité de l'ouvrage au glissement.

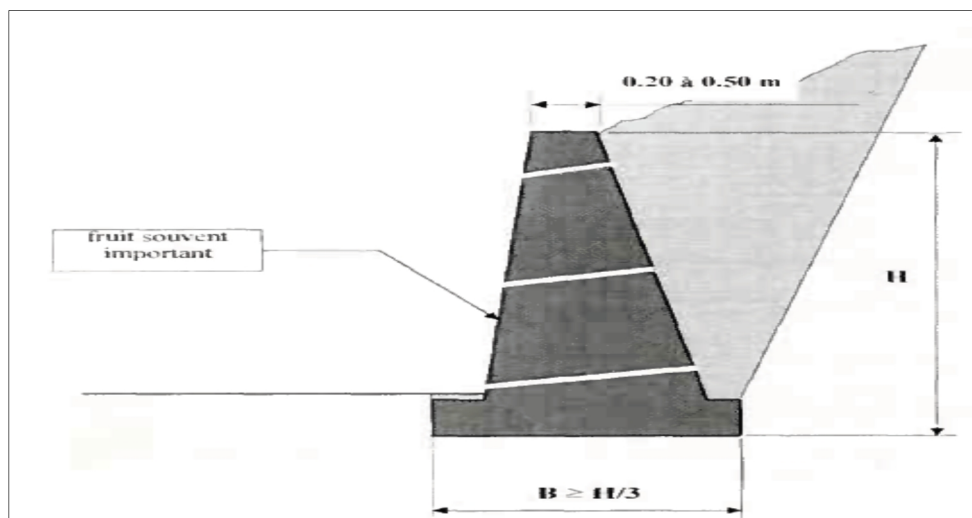


Fig. III.1. Dimensionnement courant d'un mur poids.

Chapitre III

Les éléments constitutifs des murs préfabriqués sont conçus et appareillés pour conférer à la structure une bonne liaison interne et une résistance suffisante dans toutes les directions. Leur nature, leur forme et leurs dimensions dépendent naturellement du procédé concerné.

b. Dimensionnement d'un mur en béton armé (cantilever) :

Le dimensionnement géométrique courant d'un mur de soutènement en béton armé est présenté (figure. III.2). Dans certains cas, les limitations d'emprise, généralement imposées par la présence de constructions ou de voies de circulation, peuvent conditionner la répartition entre patin et talon, et même parfois amener à supprimer l'une ou l'autre de ces parties de la semelle.

- semelle $B \approx 0.35 \text{ à } 0.40 H$ (bon sol)
 $\approx 0.45 \text{ à } 0.60 H$ (sol de qualité moyenne)
- patin $\approx B/2 \text{ à } B/5$
- $e_{\text{voile}} \approx H/12$ pour H de l'ordre de 7 à 9 m.
 $\approx H/18$ pour H de l'ordre de 3 à 4 m.
- $e_{\text{semelle}} \approx e_{\text{voile}}$

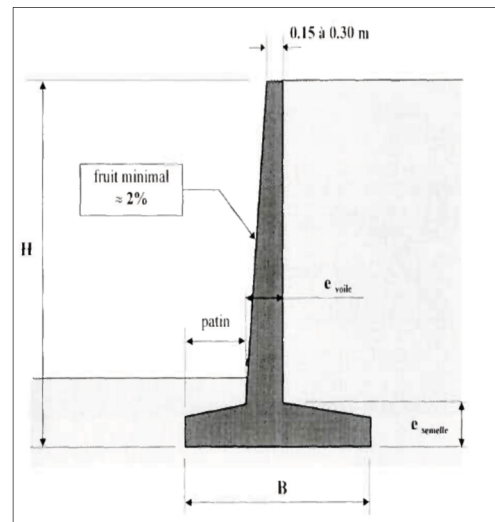
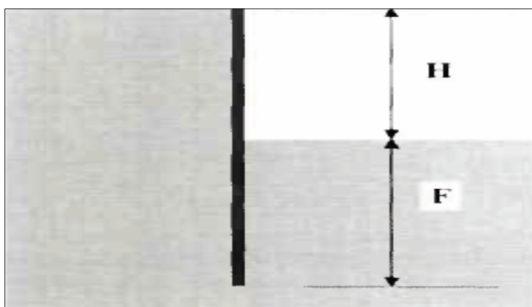


Fig. III.2. Dimensionnement courant d'un mur en béton armé.

c. Dimensionnement d'un rideau palplanche :

Pour les rideaux simplement encastrés dans le sol, la hauteur libre (partie vue) est limitée par la flèche admissible en tête de l'ouvrage. Avec des palplanches courantes, cette hauteur n'excède généralement pas 3 à 4 mètres environ. Dans ces conditions, la hauteur de fiche du rideau (partie enterrée), qui dépend naturellement des qualités des terrains concernés, est souvent sensiblement égale à sa hauteur libre (figure. III.3).



Rideau simplement encastré dans le sol

$$F \approx H$$
$$H_{\text{max}} \approx 3 \text{ à } 4 \text{ m}$$

Fig. III.3 Dimensionnement courant d'un rideau auto stable.

Des hauteurs libres plus importantes peuvent être atteintes par combinaison de palplanches simples et de profilés spéciaux, qui permettent d'augmenter sensiblement l'inertie du rideau. Toutefois, pour les ouvrages routiers, il est généralement plus économique et mieux adapté (réduction des flèches) de concevoir une structure ancrée. Pour les rideaux ancrés par un seul lit de tirants d'ancrage (cas très courant pour les ouvrages définitifs), celui-ci est généralement disposé en partie supérieure du rideau, à environ 0,5 à 2 mètres de la tête des palplanches. La hauteur de fiche est, quant à elle, souvent comprise entre le tiers et les deux tiers de la hauteur libre de l'ouvrage (figure. III.4).

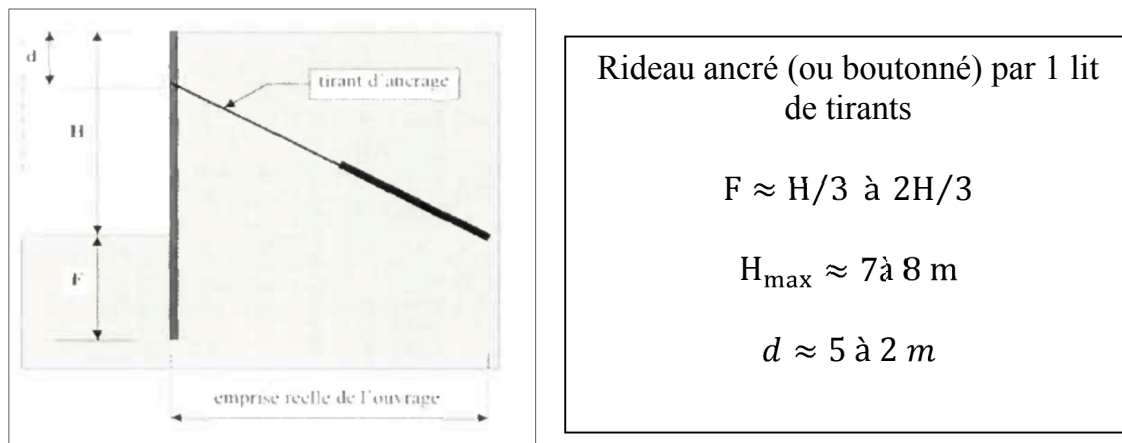


Fig. III.4 Dimensionnement courant d'un rideau ancré par un lit de tirants.

d. Dimensionnement d'un voile et poutre ancré :

On ne peut donner d'indications particulières sur le dimensionnement de ces ouvrages, qui dépend assez largement de l'importance de l'ouvrage à réaliser, et notamment de la hauteur terrassée, et des qualités des terrains concernés. La distance entre lits de tirants d'ancrage précontraints est généralement comprise entre 3 et 6 m, voire plus parfois. Leur longueur peut être importante même pour de faibles hauteurs soutenues si les surfaces de rupture potentielles ou les horizons résistants (pour le scellement des tirants) sont profonds. Leur capacité d'ancrage peut varier de quelques centaines de KN à près de 2000 KN, voire plus encore.

III. 3. Capacité portante du sol sous fondation du mur :

Pour calculer la force portante des sols de fondation, deux méthodes sont actuellement à la disposition des projeteurs : à partir des essais in situ, et à partir des essais de Laboratoire.

❖ Les essais in-situ :

a. La détermination des pressions admissibles d'une fondation superficielle dans l'essai au pénétromètre dynamique se fait en fonction de la courbe de pénétration dynamique. Des abaques sont établis pour un matériel donné, en se référant à des essais plus élaborés.

Chapitre III

b. Dans le cas des essais pressiométriques, leur interprétation est largement détaillée dans la pièce.

Ces essais permettent de calculer la pression de rupture verticale q_r (sous la base de fondation) par la formule :

$$q_r - q_0 = k(p_1 - p_0) \dots \dots \dots (41)$$

Avec :

p_0 : est la pression horizontale totale (sur un plan vertical) des terres au moment de l'essai.

q_0 : est la pression verticale totale (sur un plan vertical) des terres au niveau de la fondation envisagée, après remblaiement.

p_1 : est la pression limitée du sol déduite de la courbe d'essai pressiométriques.

k : est un facteur de portance dépendant de la catégorie du terrain de la profondeur d'encastrement de la fondation par rapport à la profondeur d'encastrement critique et de la forme de la fondation.

Dans le cas de terrains hétérogènes, les semelles des ouvrages de soutènement étant généralement faiblement encastrees, la pression limite équivalente se calculera par la formule :

$$p_{le} = \sqrt[2]{p_1(OR) \times p_1(-2R)} \dots \dots \dots (42)$$

Avec :

p_{le} : la pression limite équivalente.

OR : la cote de la face intérieure.

R : demi-largeur de la semelle.

On définit également une profondeur d'encastrement équivalente h_e , calculable par la formule :

$$h_e = \frac{1}{p_{le}} \int_0^h p_1(r) dr \dots \dots \dots (43)$$

Avec :

h_e : profondeur d'encastrement équivalente.

❖ Les essais en Laboratoire :

Dans le cas où la portance d'un sol de fondation est calculée par l'interprétation des essais de Laboratoire.

La formule donnant théoriquement la force portante du sol est la suivante :

$$q_r = \frac{1}{2} \gamma B_e N_\gamma + q_0 N_q + C N_c \dots \dots \dots (44)$$

Avec :

q_0 : pression verticale des terres.

N_y : coefficient appelé terme de surface.

N_c : coefficient appelé terme de cohésion.

N_q : coefficient appelé terme de profondeur.

Pour tenir compte de l'inclinaison de la résultante des charges appliquées à la semelle, Meyerhof a proposé d'appliquer les coefficients de réduction suivants :

$\left(1 - \frac{2\alpha}{\pi}\right)^2$ Pour les termes de profondeur et de cohésion.

$\left(1 - \frac{\alpha}{\varphi}\right)^2$ Pour le terme de surface.

Avec :

α : l'inclinaison de la résultante des actions transmises au sol sur la verticale.

φ : l'angle de frottement interne du sol de fondation.

III. 4. Stabilité au renversement, au glissement du mur :

Un mur est stable si le terrain environnant est capable de maintenir celui-ci compte tenu des charges qui lui sont appliquées.

❖ Les critères de stabilité sont :

- Non glissement du mur.
- non renversement du mur,
- non poinçonnement du sol sous la base du mur.

a. Stabilité au glissement :

La stabilité au glissement est assurée lorsque :

$$\frac{\sum \text{des efforts horizontaux retenant l'ouvrage}}{\sum \text{des efforts horizontaux faisant glisser l'ouvrage}} \geq 1.5$$

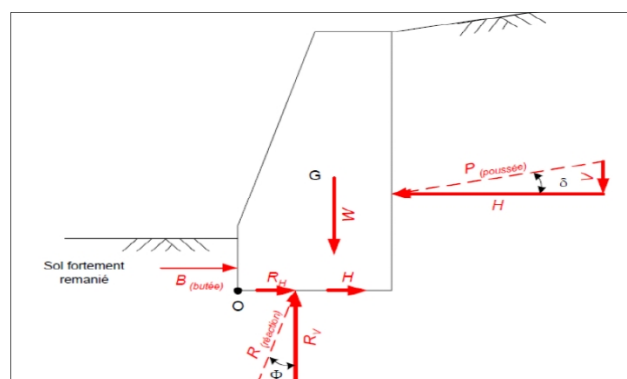


Fig. III.5. Bilan des efforts extérieurs appliqués à un mur.

$$\text{Il vient alors (Bnégligé)} : \frac{R_H + C_b}{P_H} \geq 1.5 \dots\dots\dots (45)$$

Avec :

$$R_H = (w + P_V) \tan \phi \dots\dots\dots (46)$$

W : poids propre du mur.

C_b : L'apport de la cohésion C sous la forme d'un effort.

R_H : La réaction horizontale d'appui du sol sur le mur.

B : la butée.

P_H : La poussée horizontale.

P_V : La poussée verticale.

b. Stabilité au renversement:

La stabilité se définit comme le rapport du moment des forces stabilisatrices sur le moment des forces de renversement, moments calculés par rapport au coin.

✓ Forces de renversement: poussée P, résultante de la sous-pressure de l'eau U

✓ Forces stabilisatrices: poids W, butée B

$$\text{Il vient alors (Bnégligé)} : \frac{M_{/0}(W+P_V)}{M_{/0}(P_H)} \geq 1.5 \dots\dots\dots (47)$$

III.5. Tassement du sol sous la semelle du mur

Sous l'effet d'un chargement donné (fondation, remblai, etc..), le sol se déforme. On sait que dans la plus part des cas, la surface du sol est horizontale et les charges sont verticales; les déformations et par conséquent les déplacements, seront dans la même direction. Ils sont appelés tassements. Le tassement est habituellement noté S ou encore St.

III.5.1 calcul des tassements :

Il existe deux grandes classes de méthodes de détermination du tassement

- Les méthodes à partir des essais de laboratoire : il s'agit essentiellement de l'essai œnométrique.
- les méthodes à partir des essais en place (essai pressiométriques Ménard,...etc.).

a. Calcul des tassements par la méthode œnométrique :

$$St = H_0 \left[\frac{C_s}{1+e_0} \lg \frac{\sigma'_p}{\sigma'_{v0}} + \frac{C_c}{1+e_0} \lg \frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_v}{\sigma'_p} \right] \dots\dots\dots (48)$$

Avec :

H₀ : épaisseur initiale de la couche considérée.

C_c : indice de compression.

C_s : indice de gonflement.

e₀ : indice de vide initial du sol.

σ'_p : la pression de consolidation.

σ'_{v0} : la pression des terres situées au-dessus de la profondeur de calcul de tassement.

$$\Delta\sigma_v = \Delta\sigma_v(z) = Iq \dots\dots\dots (49)$$

Avec :

$\Delta\sigma_v$: accroissement de contrainte apporté par la semelle.

Z: la cote z repérée à partir de la base de la semelle.

I : le coefficient d'influence fonction des dimensions de la semelle et de la profondeur z et lu sur abaques.

q : est la pression uniforme ou contrainte appliquée par la semelle.

b. Calcul des tassements par la méthode pressiométriques :

Le tassement d'une couche de sol chargée en surface par une fondation de diamètre ou de largeur B est défini comme la somme de deux termes: $s_t = s_d + s_c$

Avec :

S_d : tassement dévia torique.

S_c : tassement volumique.

$$S_c = \frac{a}{9.E_m} (q - \gamma D) \cdot \lambda_c \cdot B \dots\dots\dots (50)$$

$$S_d = \frac{2}{9.E_m} (q - \gamma D) B_0 \left(\lambda_d \cdot \frac{B}{B_0} \right)^\alpha \dots\dots\dots (51)$$

Avec :

E_m : module pressiométriques.

q : contrainte verticale appliquée par la semelle de fondation en unité de pression.

B_0 : distance de référence, égale à 0.60 m.

B : diamètre ou largeur de la fondation en m.

λ_d et λ_c : coefficients de structure fonction de la forme et des dimensions de la fondation.

α : appelé coefficient rhéologique, lié à la granulométrie du sol et à son état.

q_0 : contrainte verticale totale des terres avant travaux, situées au-dessus de la base de fondation ou de la profondeur de calcul du tassement.

III.6. Glissement du sol derrière le mur :

Le calcul de des murs de soutènement découle de l'étude de la rupture du terrain situé derrière le mur. Considérons un massif en équilibre élastique soutenu par un écran.

Il exerce sur l'écran une action appelée pression naturelle des terres ou pression au repos. Si on écarte d'une manière quelconque l'écran, on constate que le terrain se décomprime et son action décroît. On lui donne le nom de poussée. Si l'n augmente le déplacement, on atteint des contraintes critiques qui mettent le sol en rupture.

• Coin de glissement :

L'expérience montre que les murs peuvent se déplacer soit par translation soit par rotation autour d'un axe situé sous le mur. On constate alors qu'à la rupture, une fissure sensiblement rectiligne apparaitre dans le massif à partir du pied. La fraction de

sol comprise entre le mur et la fissure porte le nom de coin de glissement ou coin de coulomb (1776, il fut le premier à proposer une méthode de calcul basée sur l'équilibre du coin de glissement). cette méthode est universellement employée.

III.7 Conclusion :

Le problème de la force portante d'un sol a fait l'objet de nombreuses recherches académiques, mais la bibliographie rapporte peu de ruptures réelles, et des ruptures par grand glissement ou par affouillement.

Par contre, les problèmes de tassements sont, ou devraient être, davantage pris en considération par les projeteurs.

Chapitre IV :

Remblaiement, compactage et drainage des murs de soutènement

IV.1. Introduction :

Les principales questions que nous abordons ici sont relatives au remblaiement, au compactage et au drainage des murs de soutènement en béton ou béton armé. Ces questions sont complétées par des recommandations en matière de joint, de garde-corps ou barrière éventuels, et de dispositions constructives particulières.

IV.2. Remblaiement et compactage des ouvrages de soutènement :

Le remblaiement est une opération importante; le projeteur doit donc toujours concevoir son ouvrage de façon à permettre un remplissage simple soigné et économique. C'est pourquoi un certain nombre de types de structures ne doivent être envisagés qu'avec circonspection : murs à contreforts, murs-chaises (avec console courte noyée dans le remblai).

Pour un mur en déblai le compactage du sol en place est exclu. Par ailleurs, lorsqu'un mur ne soutient qu'un talus, le compactage peut être peu poussé. En revanche, lorsqu'un mur soutient un remblai routier, l'opération de compactage est essentielle pour que la chaussée ne subisse pas de déformations importantes à long terme.

IV.3 les matériaux de remblaiement :

Le choix d'un matériau de remblai est fonction du rôle que doit assurer le soutènement considéré. De plus, il convient de faire la distinction entre les murs de déblai, pour lesquels le massif terreux est donné, et les murs en remblai qui permettent d'effectuer un choix plus complet.

a. Cas des murs en déblai :

La construction des murs en déblai nécessite l'ouverture d'une fouille juste nécessaire à la mise en place de la semelle. Le remblaiement consiste alors à combler le vide, de dimensions relativement réduites, qui sépare le voile du mur du massif naturel (voire fig. IV.1). La meilleure solution consiste à utiliser une grave propre bien graduée, c'est-à-dire dont tous les grains sont représentés et aucun ne prédomine, qui jouera le rôle de système de drainage de l'ouvrage définitif.

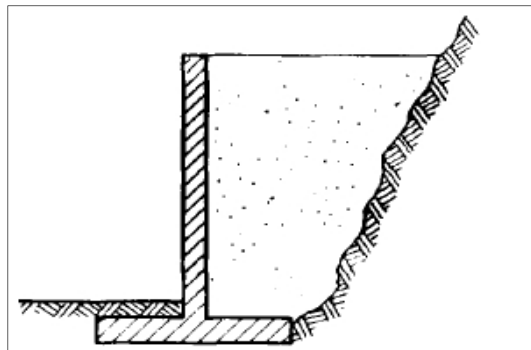


Fig. IV.1 Mur en déblai.

b. Cas des murs en remblai :

D'une façon générale, il est impératif de ne jamais utiliser les sols très cohérents comme matériaux de remblaiement. C'est notamment le cas des argiles qui présentent les inconvénients suivants :

- Tout d'abord, leurs caractéristiques mécaniques sont très variables en fonction de leur teneur en eau. L'angle de frottement interne peut fort bien passer de 35° en période sèche à 15° en période de pluies car les argiles sont imperméables et même un drainage soigné ne peut les empêcher de se saturer partiellement. Il en résulte des variations saisonnières de la poussée (en module et en direction) dont il est malaisé de tenir compte pour le dimensionnement.

De plus, il existe de nombreuses catégories d'argiles dites gonflantes qui augmentent sensiblement de volume lorsqu'elles sont humides et qui, si elles sont utilisées comme matériau de remblai, peuvent soumettre le mur de soutènement à des pressions pour lesquelles il n'est pas calculé.

- D'autre part, si le remblai doit supporter une chaussée routière, les argiles sont très sensibles aux tassements qu'il n'est guère possible d'éliminer par un bon compactage.

La solution optimale consiste à mettre en place un matériau granulaire propre 10/D, avec $D \leq 50$ mm pour la zone située à une distance du mur inférieure à 1 m. Il est certain que ceci ne peut toujours être réalisé car tout dépend des conditions d'approvisionnement du chantier qui se répercutent directement sur les prix. C'est pourquoi nous indiquons quelques autres solutions dont il ne faut pas sous-estimer les désavantages pour réaliser des remblais durables.

❖ Des sables propres, même mal gradués, peuvent être utilisés en remblai. Leur mise en place doit être faite à l'état humide car ils sont un matériau de faible compactibilité et ne se consolident pratiquement pas après compactage. Leurs défauts majeurs sont les suivants : en premier lieu, s'ils contiennent une proportion importante de grains de faible diamètre (cas des sables de fontainebleau) dont la courbe granulométrique est comprise dans la bande 0,1 - 0,2 mm), ces derniers peuvent être entraînés à travers les joints si ceux-ci ne sont pas suffisamment étanches. En second lieu, ils sont très sensibles aux déplacements sous l'effet de sollicitations dynamiques, ce qui est le cas lorsque le remblai livre passage à une chaussée en sommet de talus.

❖ Une autre solution consiste à utiliser du tout-venant de carrière contenant un faible pourcentage de fines. Ce matériau donne de bons résultats, mais sa mise en œuvre derrière un soutènement est assez délicate. En particulier, si des précautions ne sont pas prises, les éléments anguleux de fortes dimensions peuvent, lors d'un compactage sauvage, détériorer le système de drainage et même les dalles poreuses que l'on peut disposer le long du voile du mur.

Dans la masse, par contre, la mise en œuvre pose moins de problèmes que celle du sable.

D'une façon générale, si l'on peut admettre des tolérances assez larges pour le massif de remblai loin du mur, les abords de ce dernier doivent toujours être soignés avec des matériaux choisis.

IV.4 Compactage :

Cette opération doit être conforme aux principes généraux suivants :

- Le compactage ne doit pas intéresser simultanément une grande masse de remblai, afin que les efforts internes développés temporairement par l'opération de compactage, et le poids de l'engin de compactage, qui serait en ce cas très lourd, n'engendrent pas sur une vaste partie du mur une poussée totale excessive.
- Il est impératif que les engins lourds ne s'approchent pas à une distance du parement arrière du mur, à définir en fonction de l'engin, telle que la stabilité du mur puisse être compromise. En principe la distance admissible est croissante avec le niveau atteint par le remblaiement, et en première approche elle correspond à la courbe délimitant la partie de remblai en équilibre limite. Dans certains cas il convient de calculer et armer le mur de manière à permettre le compactage à proximité du mur par un engin lourd déterminé.
- Le compactage doit être aussi soigné dans les zones d'accès difficile que dans les zones d'accès facile, les premières étant trop souvent négligées car elles nécessitent un travail onéreux et des engins de compactage appropriés. On n'oubliera pas qu'à cet effet, il convient peut-être de bien compacter le fond de fouille.
- Pour les ouvrages présentant des parties difficiles à compacter, un matériau stabilisé au ciment d'injection est conseillé, voire même du béton maigre. D'une façon générale, il ne faut pas faire d'économies là où interviennent des conditions de stabilité.
- De toute manière des prescriptions adaptées au cas d'espèce doivent être portées au marché et la convenance et l'observance de ces prescriptions deviennent absolument essentielles lorsque la construction et le remblaiement du mur font l'objet de marchés séparés.

IV.4.1 Objectifs du compactage :

Il y a trois objectifs principaux sont pour suivis lors de la réalisation des travaux routiers.

- De terrassements.
- De couches de forme.
- D'assises de chaussées.
- De couches de roulement.

Supprimer les déformations Ulérieures	Augmenter les caractéristiques mécaniques	Assurer l'imperméabilité
Tassements du remblai Tassements différentiels Déformations de chaussées Orniéage de couche de surface	Augmenter la portance et la traficabilité des couches de forme ou de remblai. Augmenter le module des assises non traitées. Augmenter la résistance des assises traitées et des couches de roulement. Permettre aux matériaux de résister au trafic routier	Le compactage est la première des protections contre l'agression de l'eau. Objectifs important pour la couche de roulement, évitant les désordres sur les couches inférieures.

Tableau. IV.1 Objectifs du compactage.

IV.4.2 Les matériels de compactage :

Sur le plan de l'exécution proprement dite, le compactage en dehors des zones où le passage d'engins lourds est admissible doit être fait au moyen d'engins vibrants ou d'engins dameurs.

a. Plaques vibrantes (engins de 300 à 1000 kg environ) :

L'épaisseur des couches pourra être de 30 à 50 cm selon les caractéristiques de l'engin (dimensions, poids, fréquence). A titre indicatif, avec une plaque de 800 kg de dimensions 1 m x 0,65 m, et à une fréquence de 45 Hz, on peut admettre une épaisseur de compactage de 40 cm; le nombre de passes devra être de 4 à 6, celles-ci étant effectuées parallèlement au mur.

b. Rouleaux vibrants automoteurs :

Ces engins sont très variables selon les constructeurs et ont un poids maximum variant de 5 à 8 tonnes. Ils sont donc relativement légers et peuvent s'approcher du mur, ou du rideau de dalles drainantes s'il y a lieu, sans restriction jusqu'à un niveau de remblaiement situé 2 m. environ au-dessous du niveau de remblaiement définitif. Pour les deux derniers mètres, ils ne doivent pas s'approcher à moins de $(0.5 - \frac{H}{10})$ mètres, H étant la hauteur totale du voile. L'épaisseur des couches de compactage devra être limitée à 20 cm; le nombre de passes sera de 6 à 10, les passes étant toujours exécutées parallèlement au mur.

c. Les compacteurs à Pneumatiques lourds :

Ces engins sont automoteurs lorsque le poids maxi est compris entre 10 et 30 tonnes, tractés au delà de 30 tonnes. Il convient de veiller à ce que ces compacteurs n'exercent pas leur action dans les limites du coin de COULOMB, à chaque phase d'épandage et de compactage. On rappelle que pour un mur vertical et un remblai horizontal, l'angle du plan de glissement avec le plan horizontal vaut $\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}$, où φ est l'angle de frottement

interne du remblai. Lorsque le remblai est en pente, cet angle est légèrement supérieur à la valeur précédente.

d. Engins dameurs : dames, pilonneuses :

Ces engins doivent être employés dans les zones d'accès difficiles, là où les plaques vibrantes et rouleaux vibrants ne peuvent convenir pour des raisons d'encombrement. En particulier, au voisinage du mur, on pourra utiliser un petit mouton dameur, dont la charge de service est de 70 - 100 kg, travaillant sur une bande de 25 cm de largeur, compactant une épaisseur de 15 cm en 2 à 4 passes.

IV.5. Drainage :

Les systèmes de drainage, disposés derrière les murs de soutènement (ou derrière les murs de front des culées) ont pour but de recueillir les eaux d'infiltration provenant des pluies ou de la présence d'une nappe éventuelle, et de les évacuer à l'extérieur de l'ouvrage.

IV.5.1 Choix du mode de drainage :

Le choix d'un mode de collecte des eaux dépend essentiellement :

- de la nature du remblai ou du sol naturel en cas de mur en déblai.
- de la nature de l'ouvrage de soutènement à réaliser.
- du mode d'exécution de ce même ouvrage.
- de la provenance des eaux d'infiltration (eau de pluie, eau d'une nappe éventuelle, eau du sous-sol de fondation).
- de la situation de l'ouvrage qui prédispose ou non à l'accumulation de l'eau.

Le choix d'un type de drainage dépend à la fois de la nature de l'ouvrage à réaliser et de son mode d'exécution. Nous venons de voir que le problème ne se pose pas de la même façon pour un mur en remblai et un mur en déblai, l'emprise étant limitée dans ce dernier cas pour ne pas remanier de grandes quantités de terre. Le problème ne se pose pas non plus de la même façon en site urbain ou en rase campagne.

Enfin, il est nécessaire de bien connaître la provenance des eaux d'infiltration car la disposition géométrique des drains en dépend. Dans ce paragraphe, nous examinons les systèmes de collecte des eaux et leur évacuation.

a. Protection des talus :

L'assainissement des remblais, de quelque nature que ce soit, consiste en premier lieu à protéger les talus en collectant les eaux de ruissellement. Sur la figure. IV.2 nous avons représenté un exemple de descente d'eau classique, en coupe. Sur la figure IV.3 cette descente est vue de dessus. Une évacuation est, bien entendu, à prévoir à l'aval.

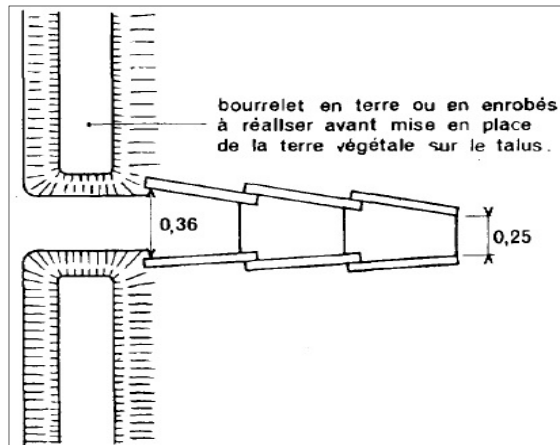
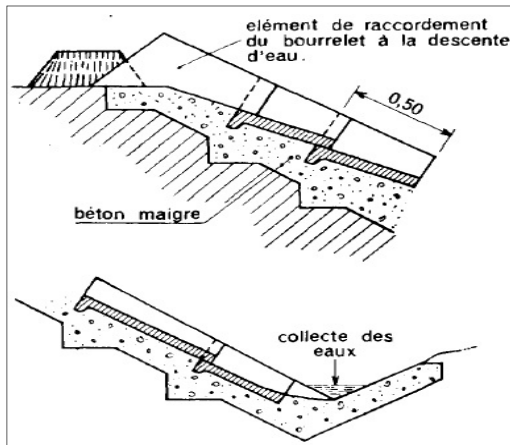


Fig. IV.2 descente d'eau classique. Fig. IV.3 descente vue de dessus.

b. Drainage interne des ouvrages courants à remblais grenus :

Le drainage de tels ouvrages doit être réalisé de façon économique sans toutefois que l'exécution en soit défectueuse. L'imagination doit intervenir dans la recherche d'un système rationnel compte tenu de ce que l'on ne peut définir de schémas très généraux.

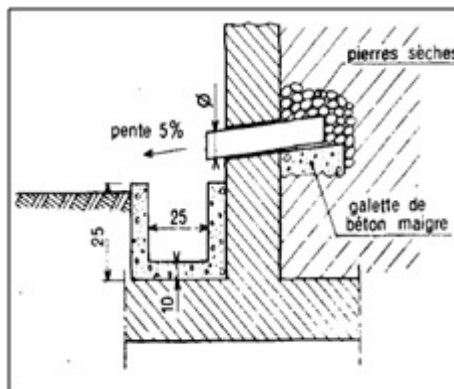


Fig. IV.4 dispositions constructives.

c. Drainage interne des ouvrages importants en remblai et en déblai :

Les types courants de drains pour les ouvrages de soutènement sont réalisés soit à partir de matériaux sableux ou granuleux, dont la composition granulométrique est bien définie, soit à partir d'éléments préfabriqués en béton poreux, soit encore à partir de dalles de béton poreux coulées en place. Cette dernière technique s'applique également au cas des murs en déblai ou en remblai.

IV. 5. 2 Problème d'exécution des drains :

Les problèmes d'exécution des drains sont suivants :

1. Hétérogénéité du sol de remblai :

Le remblaiement des murs de soutènement doit être exécuté par couches successives. Il importe que celles-ci soient inclinées en direction de l'évacuation ou, lorsque les conditions ne le permettent pas, tout au moins horizontales. Le régal âge influe en effet

sur la perméabilité du matériau dans la mesure où la ségrégation des granulats conduit à la formation de lignes creuses (cailloux essentiellement). Ceci se traduit par des différences parfois énormes dans la perméabilité suivant la direction :

- très faible dans la direction verticale (existence de couches de forte compacité)
- maximale dans la direction d'épandage (existence de lignes de ségrégation)
- moyenne dans la troisième dimension.

Ceci explique pourquoi l'épandage en couches inclinées est préférable à l'épandage en couches horizontales, l'écoulement des eaux étant favorisé.

2. Difficultés d'exécution des drains :

Il est clair que, dans le cas d'un mur en remblai, l'évacuation de drains verticaux en matériaux grenus est difficile. Elle ne peut guère être faite qu'à la main. Si le remblai est très perméable, il sera inutile de prévoir des filtres compliqués, le massif étant auto-drainant. Si le remblai est constitué par un tout-venant de mauvaise perméabilité, on pourra disposer des couches perméables inclinées à 45° ou alors des systèmes à base de béton poreux. La première solution est plus économique que la seconde, mais d'une mise en œuvre plus délicate, du moins en matière de compactage.

Pour les murs en déblai, la solution la plus économique consiste encore à disposer un coin drainant avec des matériaux choisis, cette solution étant relativement aisée d'exécution. Si les quantités à mettre en œuvre sont trop importantes, on pourra recourir à la solution des dalles drainantes ou du béton poreux coulé en place.

La pose des tuyaux d'évacuation de l'eau doit faire l'objet de précautions particulières : ils doivent être posés sur quelque chose de stable et recouverts par un matériau qui les protège.

IV.6. Joints des murs de soutènement :

La présence de coupures dans les murs de soutènement est indispensable. Si elles ne sont pas artificiellement créées par le constructeur, elles se forment par elles-mêmes et se traduisent par des fissures dans le béton qui peuvent avoir plusieurs origines.

IV.6. 1 Joints de reprise de bétonnage :

Le problème posé par l'étanchéité d'un joint de reprise de bétonnage est uniquement un problème d'esthétique, et on ne doit pas se l'exagérer. Il est des sites où il est préférable que l'eau ne vienne pas souiller le parement vu d'un mur (certains ouvrages en zone urbaine par exemple, dans le cas où des infiltrations sont probables) mais, dans la plupart des cas, cette étanchéité est absolument inutile. Les diverses solutions que l'on peut adopter sont les suivantes :

a. Joints non étanches (cas courant) :

Les joints non étanches se réalisent très simplement en interposant entre les deux panneaux de béton une feuille de papier fort. Kraft ou similaire, dont le seul but est d'éviter le collage des bétons pendant l'exécution. Cette façon de faire a en outre

l'avantage que les surfaces en regard risquent relativement peu de venir en contact par un seul point et par conséquent de provoquer des éclatements du béton.

b. Joints étanches :

Le problème des joints étanche se pose pour des ouvrages particuliers comme les cuvelages. Deux solutions peuvent se rencontrer : les mastics et les joints profilés.

IV.6. 2 Joints de "Dilatation" :

Les joints de "dilatation" correspondent à des coupures totales plus larges que les joints de reprise de bétonnage. Outre les "dilatations" thermiques, ils doivent permettre la reprise de mouvements éventuels d'origines diverses. Ici encore, le choix d'un type de joint est lié à la nécessité ou la non nécessité de réaliser une étanchéité. En fait, le problème se complique un peu dans la mesure où, le joint doit empêcher que les particules de sol ne soient entraînées par le ruissellement de l'eau. Le choix du joint dépend donc en partie de la nature du sol de remblai, suivant qu'il est cohérent ou pulvérulent, et en ce cas suivant sa granularité.

a. Solution non étanche (cas courant) :

Elle se réalise très simplement en disposant un simple couvre-joint côté terre. Ce couvre-joint peut être soit un empilement de briques sur la face arrière du mur soit, mieux, un profilé en aluminium à section en forme de T (figure IV. 5).

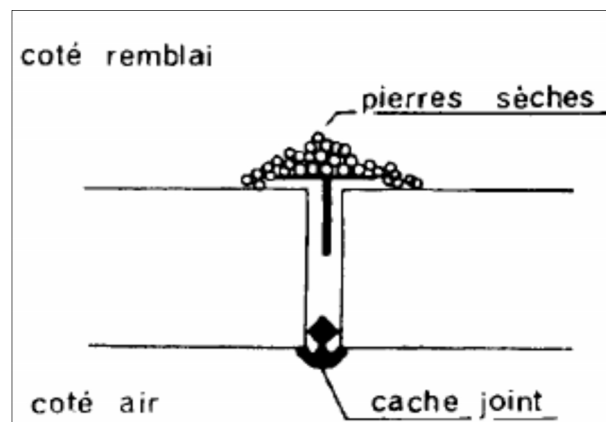


Fig. IV. 5 Joint en forme T.

b. Solution étanche :

Lorsqu'une étanchéité est nécessaire, nous ne trouvons actuellement dans le commerce que des joints de type water stop ou similaires qui, il faut le dire, sont trop souvent inefficaces à cause d'une mise en place trop peu soignée. Ces joints sont chers, et nous insistons sur le fait qu'ils ne doivent être employés que lorsqu'une étanchéité est vraiment nécessaire.

► Les joints de fond de moule :

Ce sont généralement des profilés plats comportant sur une seule face des nervures d'ancrage et, au centre, un "soufflet" qui assure la déformabilité du joint.

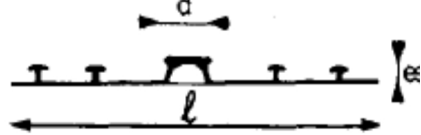
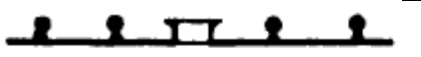
	COUVRANEUF	l	d	e
		230	18	15
	SEURALITE	240	30	22
	SIKA	190	20	22

Tableau IV. 2 joints de fond de moule.

► Les joints noyés dans le béton :

Les modèles classiques se composent d'un profilé droit présentant sur chaque face des nervures d'ancrage et un soufflet central de formes diverses. Le tableau IV. 3 schématise quelques types courants.

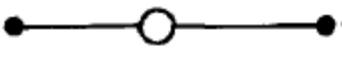
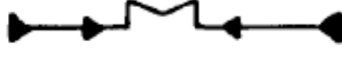
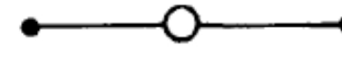
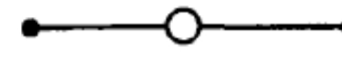
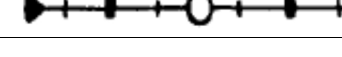
COUVRANEUF		Elastomère P.V.C. P.V.C.	l = 100 à 320 mm
			l = 180 à 220 mm
			l = 105 à 360 mm
AMCO		Elastomère	l = 228 et 350 mm
SEURALITE		Elastomère	l = 225 et 350 mm
		P.V.C.	l = 80 à 220 mm
SIKA		P.V.C.	l = 230 et 350 mm
		P.V.C.	l = 100 à 220 mm

Tableau IV.3 Les types courants.

IV.7. Conclusion :

Un compactage serré n'est ni souhaitable ni désiré, car cela engendre un effort supplémentaire sur le mur. Un remblai de mur de soutènement n'est pas compacté comme un remblai de route.

Les ouvrages drainants agissant sur le régime hydraulique d'un terrain en améliorant l'écoulement de l'eau et en diminuant les pressions interstitielles.

Le rôle principal du joint d'un mur de soutènement est d'assurer la liberté de déplacements entre deux parois contiguës et d'empêcher ou de canaliser les venues d'eau. Par contre, selon la technique de construction ou la composition de la paroi, les procédés de joints vont être très spécifiques.

Conclusion générale

Conclusion générale :

Les ouvrages de soutènement sont conçus pour créer une dénivelée entre les terres situées à l'amont de l'ouvrage, c'est-à-dire soutenues par celui-ci, et les terres situées à l'aval, devant l'ouvrage. Cette dénivelée peut être réalisée en procédant à la mise en place de remblais derrière l'ouvrage (auquel cas on parle généralement d'ouvrage en remblai ou en élévation) ou par extraction de terres devant celui-ci (auquel cas on parle généralement d'ouvrage en déblai ou en excavation).

Le problème des fondations se pose essentiellement pour les murs-poids et les murs en béton armé à semelle, c'est-à-dire pour les constructions dont la stabilité fait intervenir une réaction verticale du sol. Nous rappelons que dans la catégorie des murs-poids il faut ranger également les ouvrages en terre armée.

Le problème de la force portante d'un sol a fait l'objet de nombreuses recherches académiques, mais la bibliographie rapporte peu de ruptures réelles, hormis les ruptures en zones sismiques.

La principale considération dans le dimensionnement des soutènements, quel que soit leur type, est la correcte estimation de la poussée des terres ou du matériau retenu par cette paroi. Dans leur état naturel, les terres tendent à se conformer en un tas pyramidal conique à la façon d'un tas de sable présentant une pente de talus naturel. L'interposition d'un écran de soutènement dans un massif de terre se substitue à la partie manquante à la base et reçoit une partie du poids des terres restantes en une composante biaise de poussée qui tend à faire basculer et en même temps glisser le mur de soutènement disposé.

Les problèmes de tassements sont, ou devraient être, d'avantage pris en considération par les projeteurs, car ce sont eux qui provoquent le plus grand nombre de désordres, les dommages causés étant plus ou moins graves suivant leur valeur.

Les principales questions que nous abordons ici sont relatives au remblaiement, au compactage et au drainage des murs de soutènement en béton ou béton armé. Ces questions sont complétées par des recommandations en matière de joints, de garde-corps ou barrière éventuels, et de dispositions constructives particulières.

Bibliographie

❖ *Bibliographie :*

- [1] Cour des mécanique des sols ; Les Fondations Superficielles.
- [2] Yassine Chérait, calcul les ouvrages en béton armé, 2004.
- [3] Cour des mécanique des sols -Les Fondations.
- [4] Le béton armé – Principe et dispositions constructives Fondations superficielles.
- [5] Cour de 3^{eme} ST mur de soutènement.
- [6] Jean PERCHAT ; Béton armé : Règles BAEL Ouvrages particuliers Ingénieur à l'École spéciale des travaux publics, du bâtiment et de l'industrie.
- [7] les ouvrages de soutènement Guide de conception générale ; le service d'études techniques des routes et autoroutes ; 1998.
- [8] Ouvrages de soutènement mur 73 ; le service d'études techniques des routes et autoroutes ; 1988.
- [9] François Schlosser Murs de soutènement.
- [10] Stabilité des murs de soutènement.
- [11] Cour mécanique des sols ; pression des terres murs de soutènements et palplanches.
- [12] François Schlosser ; Ouvrages de soutènement Poussée et butée. Collection technique de l'ingénieur.
- [13] Cour mécanique des sols ; poussée - butée des terres équilibre de Rankine équilibre de boussinesq.