



République Algérienne Démocratique et Populaire  
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique  
Université des Sciences et de la Technologie d'Oran –Mohammed BOUDIAF-  
Faculté d'Architecture et de Génie Civil  
Département de Génie Civil

**Spécialité : Génie Civil**

**Polycopié de**  
**MURS DE SOUTÈNEMENT**  
**Théorie et application**



## **Préambule**

Dans ce polycopié, adressé aux étudiants de master 2 en Génie Civil, les ouvrages de soutènement sont présentés d'une manière simplifiée tout en se limitant volontairement aux murs de soutènement en béton armé.

Les différents ouvrages de soutènement, leurs classifications ainsi que la particularité de chacun sont d'abord présentés. Par la suite, des notions simplifiées de calcul des poussées exercées sur les murs sont rappelées. Les différentes situations de vérification de la stabilité externe et interne d'un mur de soutènement sont alors développées et appliquées aux cas de mur poids en béton et de mur en béton armé en T renversé préalablement prédimensionnés selon des critères bien définis.

Une partie importante du polycopié est consacrée aux procédures de calcul de ferrailage de murs de soutènement. Les modèles et schémas statiques pour chaque élément constituant l'ouvrage sont indiqués.

Un autre aspect important des murs de soutènement est ensuite abordé. Il s'agit du problème d'effondrement de ces murs. Des règles de bonnes pratiques liées à la réalisation et l'entretien de ces ouvrages sont indiquées. Le calcul et vérification des murs de soutènement sous une sollicitation dynamique de séisme sont également abordés à travers le rappel des exigences du règlement parasismique algérien.

Enfin, pour donner un aspect pratique à ce polycopié, des exemples d'application sont présentés avec schémas de ferrailage. Ces exemples n'ont pas la prétention d'illustrer toutes les situations possibles rencontrées dans la pratique, mais ils sont traités dans le détail en vue de montrer la procédure de calcul et d'en faciliter la pratique.

# Liste des figures

## Chapitre 1 :

|                                                                                                   |    |
|---------------------------------------------------------------------------------------------------|----|
| Figure 1.1 Stabilité d'un talus en fonction de son inclinaison                                    | 1  |
| Figure 1.2 Mur en maçonnerie de pierres sèches avec absence de joint entre les pierres            | 3  |
| Figure 1.3 Parement d'un mur en pierres jointoyées                                                | 4  |
| Figure 1.4 Parement d'un mur en briques jointoyées                                                | 4  |
| Figure 1.5 Parement fictif utilisé pour la détermination des efforts de poussées sur un mur poids | 4  |
| Figure 1.6 Murs poids en béton non armé : Ouvrage en construction                                 | 4  |
| Figure 1.7 Mur poids en gabions                                                                   | 5  |
| Figure 1.8 Murs poids en caisson                                                                  | 6  |
| Figure 1.9 Murs en terre armée                                                                    | 6  |
| Figure 1.10 Disposition des armatures dans un mur en terre armée                                  | 7  |
| Figure 1.11 Principe général de réalisation d'une paroi moulée                                    | 8  |
| Figure 1.12 Fonctions des parois moulées et dimensions extrêmes                                   | 9  |
| Figure 1.13 Rideau de palplanche                                                                  | 9  |
| Figure 1.14 Mur ancré                                                                             | 10 |
| Figure 1.15 Parois moulées ancrées                                                                | 11 |
| Figure 1.16 Rideau de palplanches ancrées par tirants actifs                                      | 11 |
| Figure 1.17 Murs en béton armé en «T renversé» classique                                          | 12 |
| Figure 1.18 Mur en béton armé préfabriqué                                                         | 12 |
| Figure 1.19 Mur en béton armé avec encorbellement en tête                                         | 12 |
| Figure 1.20 Murs à contreforts en béton armé                                                      | 13 |
| Figure 1.21 Mur en béton armé à console                                                           | 13 |
| Figure 1.22 Mur en béton armé à dalle flottante                                                   | 14 |
| Figure 1.23 Mur à dalle d'ancrage                                                                 | 14 |
| Figure 1.24 Mur à échelle                                                                         | 15 |
| Figure 1.25 Principaux éléments constitutifs d'un mur de soutènement en béton armé                | 15 |
| Figure 1.26 Diverses dispositions de bèches dans un mur de soutènement en béton armé              | 16 |
| Figures 1.27 Mur en pneu sol                                                                      | 16 |

## Chapitre 2

|                                                                                    |    |
|------------------------------------------------------------------------------------|----|
| Figure 2.1 Etat de butée et de poussée                                             | 18 |
| Figure 2.2 Poussée sur un écran selon la méthode de Coulomb                        | 19 |
| Figure 2.3 Généralisation de la méthode de Coulomb                                 | 19 |
| Figure 2.4 Convention de signe des angles                                          | 21 |
| Figure 2.5 Détermination des poussées en présence d'eau                            | 23 |
| Figure 2.6 Pression de surcharge sur un mur                                        | 24 |
| Figure 2.7 Calcul des contraintes horizontales dues à surcharges en surface        | 26 |
| Figure 2.8 Stabilité externe d'un mur de soutènement                               | 27 |
| Figure 2.9 Stabilité interne d'un mur de soutènement                               | 27 |
| Figure 2.10 Prédimensionnement de murs :(a) poids, (b) en béton armé               | 28 |
| Figure 2.11 Représentation schématique des actions extérieures exercées sur un mur | 29 |
| Figure 2.12 Diagramme des poussées des terres                                      | 29 |
| Figure 2.13 Diagramme des poussées dues à une surcharge d'exploitation             | 30 |
| Figure 2.14 Diagramme des poussées dues à l'eau                                    | 31 |
| Figure 2.15 Règle du tiers central                                                 | 33 |
| Figure 2.16 Répartition des contraintes sur le sol de fondation                    | 36 |
| Figure 2.17 Rupture par grand glissement du sol de fondation                       | 37 |

## Chapitre 3

|                                                                                                              |    |
|--------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----|
| Figure 3.1 Modèle de calcul et charges appliquées au rideau d'un mur de soutènement                          | 41 |
| Figure 3.2 Exemple de schéma de ferrailage de rideau                                                         | 41 |
| Figure 3.3 Exemples de configurations de ferrailage erronées                                                 | 41 |
| Figure 3.4 Calcul de la semelle droite d'un mur de soutènement                                               | 42 |
| Figure 3.5 Exemples de ferrailage de la partie droite de la semelle de fondation                             | 43 |
| Figure 3.6 Calcul de la semelle droite d'un mur de soutènement                                               | 44 |
| Figure 3.7 Exemples de ferrailage de la partie gauche de la semelle de fondation                             | 44 |
| Figure 3.8 Mur avec contrefort                                                                               | 45 |
| Figure 3.9 Modèle de calcul du rideau de mur avec contreforts                                                | 45 |
| Figure 3.10 Schéma statique de calcul d'une tranche de 1ml du rideau d'un mur de soutènement avec contrefort | 46 |
| Figure 3.11 Ferrailage du rideau d'un mur de soutènement avec contreforts                                    | 46 |
| Figure 3.12 Semelle de mur avec contrefort                                                                   | 47 |

|                                                                                           |    |
|-------------------------------------------------------------------------------------------|----|
| Figure 3.13 Schéma statique de calcul de la bêche d'un mur de soutènement avec contrefort | 48 |
| Figure 3.14 Schéma statique et section de calcul d'un contrefort                          | 48 |
| Figure 3.15 Sollicitation, moment et ferrailage d'un contrefort                           | 49 |
| Figure 3.16 Ferrailage du rideau et du contrefort d'un mur de soutènement                 | 49 |
| Figure 3.17 Sollicitations statiques équivalentes aux sollicitations dynamiques           | 50 |
| Figure 3.18 Dispositifs de drainage derrière un mur de soutènement                        | 53 |

## **Chapitre 4**

|                                                                                                   |    |
|---------------------------------------------------------------------------------------------------|----|
| Figure 4.1 Calcul des poussées actives sur un mur                                                 | 56 |
| Figure 4.2 Calcul de la poussée des terres sur un mur poids                                       | 59 |
| Figure 4.3 Caractéristiques géométriques du mur à étudier                                         | 62 |
| Figure 4.4 Forces exercées sur le mur                                                             | 63 |
| Figure 4.5 Modèle de calcul du rideau d'un mur de soutènement                                     | 67 |
| Figure 4.6 Modèle de calcul de la semelle amont d'un mur de soutènement                           | 68 |
| Figure 4.7 Modèle de calcul de la semelle aval d'un mur de soutènement                            | 70 |
| Figure 4.8 Schéma de ferrailage d'un mur de soutènement en forme de T é renversé sans contreforts | 71 |
| Figure 4.9 Dimensions mur avec contreforts                                                        | 72 |
| Figure 4.10 Modèle de calcul du rideau de mur avec contreforts                                    | 73 |
| Figure 4.11 Semelle de mur avec contrefort                                                        | 74 |

## Liste des tableaux

### Chapitre 1

|                                                       |   |
|-------------------------------------------------------|---|
| Tableau 1.1 Valeurs de $\phi$ et $C$ de quelques sols | 2 |
|-------------------------------------------------------|---|

### Chapitre 2

|                                                                         |    |
|-------------------------------------------------------------------------|----|
| Tableau 2.1 Ordre de grandeur du coefficient de poussée du sol au repos | 17 |
|-------------------------------------------------------------------------|----|

|                                                                                                |    |
|------------------------------------------------------------------------------------------------|----|
| Tableau 2.2 Tables de Caquot-Kerisel du coefficient de poussées $K_a$ de quelques cas courants | 22 |
|------------------------------------------------------------------------------------------------|----|

|                                               |    |
|-----------------------------------------------|----|
| Tableau 2.3 Poids volumiques de sols courants | 23 |
|-----------------------------------------------|----|

|                                                                                                   |    |
|---------------------------------------------------------------------------------------------------|----|
| Tableau 2.4 Valeurs du coefficient de poussées $K_{aq}$ de surcharges verticales ( $\alpha = 0$ ) | 25 |
|---------------------------------------------------------------------------------------------------|----|

|                                                                                                                               |    |
|-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----|
| Tableau 2.5 Valeurs de l'angle ' $\delta$ ' de frottement entre le sol et le mur en fonction de l'état de surface de parement | 34 |
|-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----|

### Chapitre 4

# Table des matières

## Chapitre 1 : Notions générales sur les ouvrages de soutènement

|                                                                            |    |
|----------------------------------------------------------------------------|----|
| 1. Définition                                                              | 1  |
| 2. Classification des ouvrages de soutènement                              | 2  |
| 2.1. Fonctionnement par le poids de l'ouvrage                              | 2  |
| 2.1.1. Les murs poids                                                      | 2  |
| 2.1.1.1. Murs poids en maçonnerie de pierres sèches                        | 3  |
| 2.1.1.2. Murs poids en maçonnerie jointoyée                                | 3  |
| 2.1.1.3. Murs poids en béton non armé                                      | 4  |
| 2.1.1.4. Murs poids en gabions                                             | 5  |
| 2.1.1.5. Murs caisson                                                      | 5  |
| 2.1.2. Murs en terre armée                                                 | 6  |
| 2.2. Fonctionnement par encastrement de l'ouvrage dans le sol de fondation | 8  |
| 2.2.1. Les murs en béton armé                                              | 8  |
| 2.2.2. Les murs en parois moulées                                          | 8  |
| 2.2.3. Les rideaux de palplanche                                           | 9  |
| 2.3. Fonctionnement par ancrage ou clouage                                 | 10 |
| 2.3.1. Les murs ancrés                                                     | 10 |
| 2.3.2. Les parois moulées ancrées                                          | 10 |
| 2.3.3. Les palplanches ancrées                                             | 11 |
| 3. Les murs en béton armé                                                  | 11 |
| 3.1. Les différents types de murs en béton armé                            | 11 |
| 3.1.1. Mur en T renversé                                                   | 12 |
| 3.1.2. Mur à contreforts                                                   | 12 |
| 3.1.3. Murs divers                                                         | 13 |
| 3.1.3.1. Murs à consoles                                                   | 13 |
| 3.1.3.2. Murs à dalle de frottement                                        | 14 |
| 3.1.3.3. Murs à dalle d'ancrage                                            | 14 |
| 3.1.3.4. Murs à échelle                                                    | 14 |
| 3.2. Constitution des murs de soutènement en béton armé                    | 15 |
| 4. Autre type de murs de soutènement                                       | 16 |
| 5. Conclusion                                                              | 16 |

## **Chapitre 2 : Dimensionnement et stabilité des murs de soutènement**

|                                                                         |    |
|-------------------------------------------------------------------------|----|
| 1. Introduction                                                         | 17 |
| 2. Etat des sols au repos                                               | 17 |
| 3. Notions de poussée et de butée                                       | 17 |
| 4. Calcul des pressions sur un écran                                    | 18 |
| 4.1. Théorie de Coulomb (1773)                                          | 18 |
| 4.2. Théorie de Rankine (1857)                                          | 20 |
| 5. Théorie de Boussinesq (1882)                                         | 21 |
| 6. Prise en compte de la poussée hydrostatique                          | 23 |
| 7. Prise en compte de l'effet de surcharges                             | 24 |
| 7.1. Surcharge uniforme                                                 | 24 |
| 7.2. Surcharge concentrée                                               | 25 |
| 7.3. Surcharge distribuée suivant une bande uniforme                    | 25 |
| 8. Dimensionnement des murs de soutènement                              | 26 |
| 8.1. Prédimensionnement d'un mur de soutènement et règles constructives | 27 |
| 8.2. Efforts sollicitant un mur de soutènement                          | 28 |
| 8.2.1. Identification des efforts                                       | 28 |
| 8.2.2. Détermination des valeurs des efforts                            | 29 |
| 8.2.2.1. Efforts dus au sol                                             | 29 |
| 8.2.2.2. Efforts dus à la surcharge                                     | 30 |
| 8.2.2.3. Efforts dus à l'eau                                            | 31 |
| 8.3. Vérification de la stabilité externe d'un mur de soutènement       | 31 |
| 8.3.1. Stabilité au renversement                                        | 31 |
| 8.3.1.1. Cas de mur en béton armé                                       | 31 |
| 8.3.1.2. Cas de mur poids                                               | 32 |
| 8.3.2. Stabilité de glissement de base                                  | 33 |
| 8.3.3. Stabilité au poinçonnement du sol de fondation                   | 34 |
| 8.3.4. Stabilité au grand glissement du sol de fondation                | 36 |
| 8.4. Vérification de la stabilité interne du mur de soutènement         | 37 |
| 9. Conclusion                                                           | 38 |

## **Chapitre 3 : Ferrailage des murs de soutènement et règles de bonne réalisation**

|                                       |    |
|---------------------------------------|----|
| 3.1 Introduction                      | 39 |
| 3.2 Ferrailage de murs de soutènement | 39 |

|                                                                                                   |    |
|---------------------------------------------------------------------------------------------------|----|
| 2.1. Combinaison de calcul                                                                        | 39 |
| 2.2. Calcul des éléments du mur                                                                   | 39 |
| 2.1.1. Le rideau                                                                                  | 39 |
| 2.1.2. La semelle de fondation                                                                    | 42 |
| 2.1.2.1. Semelle de droite                                                                        | 42 |
| 2.1.2.1. Semelle de gauche                                                                        | 43 |
| 3. Ferrailage de murs de soutènement avec contreforts                                             | 45 |
| 3.1. Modèle de calcul du rideau                                                                   | 45 |
| 3.2. Modèle de calcul de la semelle                                                               | 47 |
| 3.3. Modèle de calcul de la bêche                                                                 | 47 |
| 3.4. Modèle de calcul du contrefort                                                               | 48 |
| 4. Sollicitations sismiques                                                                       | 49 |
| 5. Le mur de soutènement dans le Règlement Parasismique Algérien (RPA99v2003)                     | 50 |
| 5.1. Généralités                                                                                  | 50 |
| 5.2. Vérification de la stabilité externe du mur                                                  | 51 |
| 5.2.1. Stabilité au glissement                                                                    | 51 |
| 5.2.2. Stabilité au renversement                                                                  | 51 |
| 5.2.3. Stabilité au poinçonnement de la semelle du mur                                            | 51 |
| 5.3. Vérification de la stabilité interne du mur                                                  | 51 |
| 6. Recommandations et précautions                                                                 | 52 |
| 6.1. Dispositifs de drainage                                                                      | 52 |
| 6.1.1. Les barbacanes                                                                             | 52 |
| 6.1.2. Le drain                                                                                   | 52 |
| 6.1.3. Le remblayage                                                                              | 53 |
| 6.2. Mise en place de joints                                                                      | 53 |
| 7. Effondrements des murs de soutènement                                                          | 53 |
| 8. Règles à respecter pour construire un mur de soutènement                                       | 54 |
| 9. Conclusion                                                                                     | 55 |
| <br>                                                                                              |    |
| <b>Chapitre 4 : Exemples d'application</b>                                                        |    |
| <b>Première partie : Vérification de la stabilité de différents types de murs de soutènements</b> | 56 |
| Exercice N° 1                                                                                     | 56 |

|                                                                                   |    |
|-----------------------------------------------------------------------------------|----|
| Exercice N° 2                                                                     | 59 |
| <b>Deuxième partie : Prédimensionnement et calcul du ferrailage de murs en BA</b> | 62 |
| Exercice N° 1                                                                     | 62 |
| Exercice N° 2                                                                     | 72 |
| Références bibliographiques                                                       | 85 |

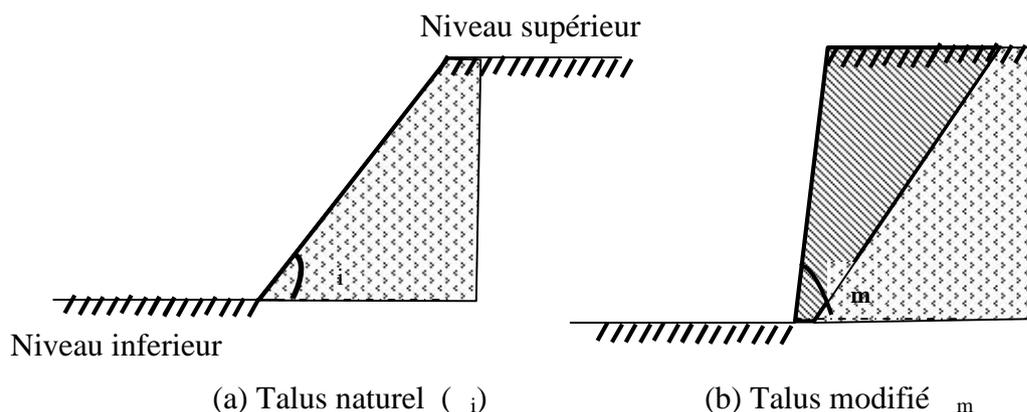
## 1. Définition

Les ouvrages de soutènement sont des structures destinées à prévenir l'éboulement ou le glissement d'un talus raide situé en amont [1]. Ils peuvent également être installés à l'occasion en tant que mesure préventive contre l'érosion des sols. Ainsi, la mise en œuvre de ces ouvrages peut être établie à titre temporaire ou définitif.

Les ouvrages de soutènement ont figuré dans l'histoire de la construction, dès son origine. Ils ont été en pierres sèches, puis en maçonnerie et parfois même en bois ou polymère et enfin en béton armé. Ils sont généralement utilisés :

- En site montagneux pour préserver les routes et chemins contre le risque d'éboulement, au bord d'un cours d'eau ou au passage d'une vallée ;
- En site urbain afin de diminuer l'emprise d'un talus naturel pour la réalisation d'une route, d'une construction ainsi que l'aménagement d'un bord de quai ou d'un ouvrage d'art ;

Lorsqu'il existe une différence de niveau entre deux points a et b d'un terrain, l'angle que fait la droite (AB) avec l'horizontale s'appelle angle de talus naturel ( $\alpha$ ). Il s'agit de l'angle maximal que peut présenter un sol mis simplement en tas sans soutènement. Ce talus n'est plus stable à partir d'une certaine valeur (Figure 1.1). On est alors obligé de prévoir un ouvrage destiné à maintenir le massif de terres et qui est appelé 'mur de soutènement'. A noter que la dénivelée entre les terres situées à l'amont et l'aval de l'ouvrage peut être réalisée en procédant à la mise en place de remblais derrière l'ouvrage ou par extraction des terres devant celui-ci [2]. En pratique, il est aussi fréquent de procéder à la fois à un apport de remblai derrière l'ouvrage et à une extraction de terre devant celui-ci.



**Figure 1.1** Stabilité d'un talus en fonction de son inclinaison.

(a) : talus stable, (b) talus instable.

On définit également la cohésion 'C exprimée en kPa' d'un sol comme sa capacité à s'amalgamer ou se coller. Typiquement, le sable sec ou le gravier n'ont aucune cohésion ( $C=0$ ), ils sont alors dits 'sols pulvérulents'. A l'inverse, les argiles se caractérisent par une cohésion non nulle. Le tableau 1.1 donne quelques exemples de valeurs de ces caractéristiques ( $\alpha$  et C).

**Tableau 1.1** Valeurs de  $c$  et  $\phi$  de quelques sols.

| Nature du sol                     | C (kPa) | $\phi$ (°) |
|-----------------------------------|---------|------------|
| <b>Gravier</b>                    | 0       | 40 à 45    |
| <b>Sable compact</b>              | 0 à 10  | 30 à 40    |
| <b>Sable lâche ou peu compact</b> | 0 à 10  | 25 à 30    |
| <b>Argile</b>                     | 20      | 15 à 25    |

## 2. Classification des ouvrages de soutènement

Il existe une grande variété d'ouvrages de soutènement des sols [2] qui se distinguent principalement par :

- La morphologie (ouvrages massifs armés ou non, rideaux et parois ancrés ou non, ouvrage en béton armé ou non) ;
- Le mode d'exécution et domaine d'emploi ;
- Les matériaux de fabrication ;
- Le mode de fonctionnement ;

Le choix du type d'ouvrage de soutènement dépend de plusieurs facteurs [2] tels que :

- Déblais ou remblai ou mixte ;
- Hauteur de soutènement ;
- Sol de fondation ;
- Disponibilité des matériaux ;
- Aspect extérieur ;

Comme les ouvrages de soutènement ont en commun la force de poussée exercée par le massif de terre retenu, on retiendra ce critère pour une description des différents ouvrages de soutènement. Trois modes de fonctionnement peuvent être distingués [1]:

- Cas où la poussée est reprise par le poids de l'ouvrage ;
- Cas où la poussée est reprise par encastrement de l'ouvrage ;
- Cas où la poussée est reprise par des ancrages ;

### 2.1. Fonctionnement par le poids de l'ouvrage

On retrouve dans cette classe les principaux ouvrages suivants [1]:

#### 2.1.1. Les murs poids

Ce sont des murs en béton non armé, en maçonnerie de pierres sèches, en maçonnerie jointoyée, en gabions ou en éléments empilés préfabriqués en béton.

Il s'agit également d'ouvrages anciens, très rigides mais qui supportent mal des tassements différentiels de plus de quelques ‰. Ils se caractérisent par une base plus large que le haut du mur. Ces murs étanches, sont en général pourvus d'un dispositif de drainage. Le poids du mur

lui-même qui inclut parfois une masse stabilisatrice de remblai permet d'assurer la stabilité mais lui confère un caractère de moindre économie en matière. Les murs poids requièrent moins de précision et de technicité que les murs autostables [2]. Ce type d'ouvrage convient le mieux pour résister par son propre poids à des hauteurs de 2 à 3 m de remblais.

#### 2.1.1.1. Murs poids en maçonnerie de pierres sèches

Constitués de pierres sèches disposées sans aucun mortier ou liant (Figure 1.2 a et b), ces murs poids sont très anciens et se présentent généralement sous forme trapézoïdale et l'absence de joint entre les éléments constitutifs du mur facilite le drainage. La largeur à la base est généralement supérieure au tiers de la hauteur du mur. Ce type de mur ne nécessite pas beaucoup d'entretien, mais quelquefois des végétations parasites peuvent survenir et nécessiter une dévégétalisation. Il arrive également que des pierres se détériorent entraînant un besoin de réparation du parement. A noter que bien que la pierre sèche ne soit plus très utilisée, le bâti existant constitue un enjeu économique important (artisanat, tourisme, environnement, agriculture)



(a)

(b)

**Figure 1.2** Mur en maçonnerie de pierres sèches avec absence de joint entre les pierres [3].

#### 2.1.1.2. Murs poids en maçonnerie jointoyée

Retrouvés particulièrement en sites montagneux, les murs poids en maçonnerie jointoyée sont constitués de blocs de pierres ou de briques liés entre eux par un mortier utilisé pour consolider les matériaux utilisés (Figures 1.3 et 1.4). Ils sont mis en œuvre après réalisation des fondations généralement en béton armé. L'erreur à éviter dans la mise en œuvre de ce type de mur est l'alignement des joints verticaux qui fragilisent le mur. Ces murs s'intègrent bien au paysage.

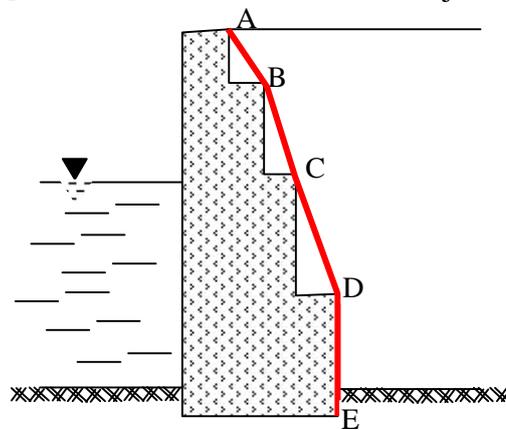
Contrairement aux murs poids en maçonnerie de pierres sèches, le drainage est nécessaire vu que l'eau ne peut plus passer entre les pierres. L'allure trapézoïdale peut être réalisée par des redans. La figure 1.5 illustre le parement fictif utilisé pour la détermination des efforts de poussées appliqués sur un mur poids en redans. Ce type de mur est également très ancien et les plus récents sont essentiellement des remplacements d'ouvrages effondrés.



**Figure 1.3** Parement d'un mur en pierres jointoyées [3].



**Figure 1.4** Parement d'un mur en briques jointoyées [3].



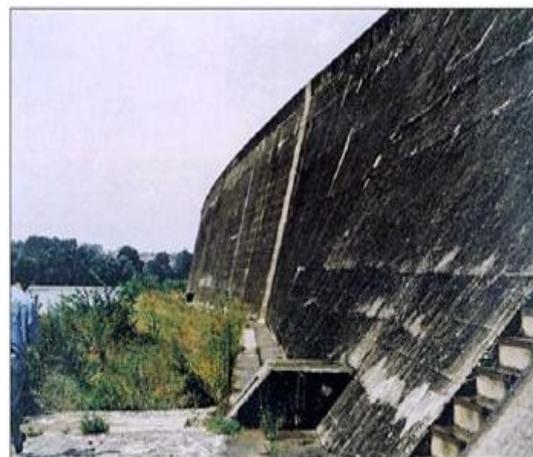
**Figure 1.5** Parement fictif utilisé pour déterminer les efforts de poussées sur un mur poids [1].

*2.1.1.3. Murs poids en béton non armé*

Il s'agit de mur en béton non armé ou en béton cyclopéen (blocs de pierres ou moellons noyés dans le béton) coulé sur place (Figures 1.6 a et b). On y trouve parfois des armatures de peau [1]. Le drainage par barbacanes s'avère nécessaire car l'eau ne peut pas traverser le béton.



(a)

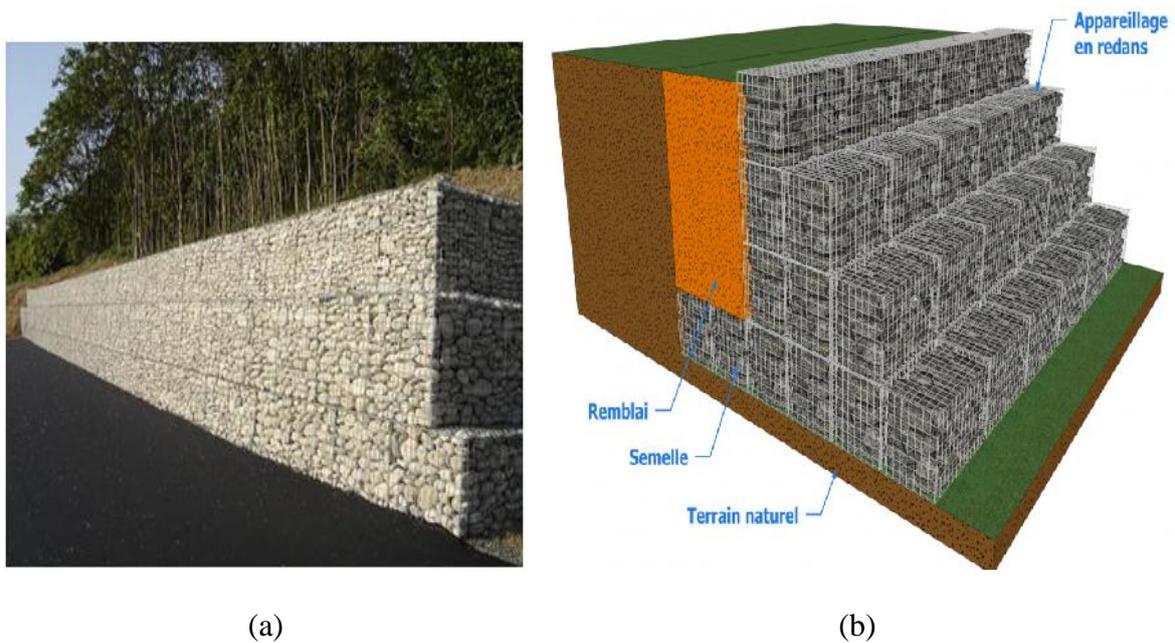


(b)

**Figure 1.6** Murs poids en béton non armé : Ouvrage en construction [4].

#### 2.1.1.4. Murs poids en gabions

Constitués d'éléments parallélépipédiques en grillage métallique remplis de blocs de carrière ou d'alluvions et qui présentent l'avantage de bien laisser passer l'eau ruisselante évitant ainsi toute pression hydrostatique supplémentaire (Figures 1.7 a et b). Les gabions fournissent beaucoup d'autres avantages puisqu'ils sont à la fois moins coûteux, très simple et rapide à faire et présentent une longue durabilité. Néanmoins, les caissons peuvent être atteints par la corrosion, ce qui constituerait une défaillance. De ce fait, il est nécessaire de les entretenir de temps en temps. Ce type de mur, plus récent, est moins rigide que les murs en maçonnerie, convient particulièrement aux cas de terrains compressibles.



**Figure 1.7** Murs poids en gabions [4].

#### 2.1.1.5. Murs caisson

Très anciens, souvent utilisés comme soutènement routier ou piéton, les murs caissons sont constitués d'un empilement d'éléments préfabriqués en béton (armé ou non), en acier et même en bois sans fond et remplis de terre [1].

Ces murs peuvent se présenter sous plusieurs aspects ou figures (fruités, droits ou courbes) ce qui leur confère un joli aspect architectural étant donné que le parement visible n'est pas forcément uniforme (Figures 1.8 a et b). De plus, la présence de terres les rend végétalisables et parfaitement adaptables aux caractéristiques du terrain et du sol tout en garantissant un drainage efficace.

La stabilité des murs caisson est assurée par la largeur des éléments et le poids du matériau de remplissage. Ils présentent l'avantage de rapidité et facilité d'exécution mais sont limités en hauteur et peuvent présenter des déplacements latéraux importants.



(a)

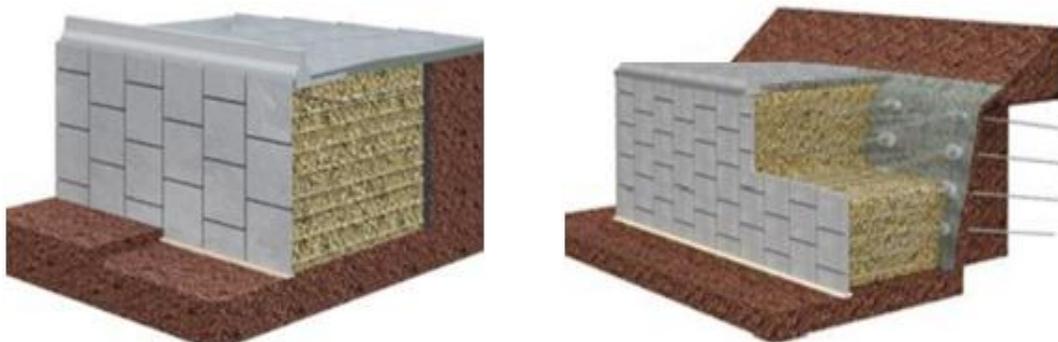
(b)

**Figure 1.8** Murs poids en caisson [5].

Il existe également des ouvrages cellulaires utilisés principalement dans les travaux maritimes tels que les batardeaux cellulaires en palplanches métalliques ou des grands caissons en béton armé utilisés pour la construction des quais. Ce sont des ouvrages souples dans leur ensemble même si la cellule en forme de caisson rempli de sol est rigide.

#### 2.1.2. Murs en terre armée

Tel que le béton armé, il s'agit d'une manière d'améliorer les caractéristiques d'un matériau de base (le sol) en lui incorporant des armatures passives travaillant en traction (Figures 1.9 a et b). La terre armée est ainsi une technique un peu récente (1963) qui repose sur l'utilisation du sol pour garantir la stabilité d'un talus. D'une manière générale, les ouvrages en terre armée sont conçus sans dispositifs particuliers de drainage, le sol constitutif du remblai étant formé d'un matériau drainant.



(a)

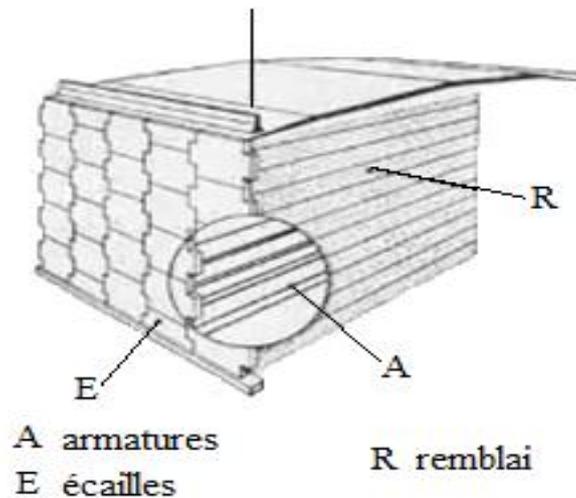
(b)

**Figure 1.9** Murs en terre armée (a) armatures résistantes en acier, (b) armatures en synthétiques [6].

Les murs en terre armée sont formés de trois (3) composants [7]:

1. Un remblai granulaire compacté en couches pas trop épaisses ;
2. D'armatures disposées en lit dans le remblai et qui peuvent être soit :
  - Métalliques : pouvant présenter des problèmes de corrosion ;

- Géo synthétiques réalisées par nappes ou en bandes. Le renforcement par nappe se fait à l'aide de géosynthétiques de grande largeur joint ou non avec des longueurs de bandes ou nappes pas nécessairement constantes sur la hauteur de l'ouvrage. La figure 1.10 montre la disposition des armatures dans un mur.
3. Un parement, faisant le lien entre les armatures et assurant l'esthétique du mur, est généralement réalisé en éléments de béton préfabriqué facile à assembler, en pneus ou autres éléments récupérés.



**Figure 1.10** Disposition des armatures dans un mur en terre armée [1].

Le principe consiste à associer à un massif de remblai mis en place par couches successives compactées des éléments de renforcement (ou armatures) résistant à la traction. L'ouvrage est terminé sur sa face extérieure par un parement destiné à retenir les grains de sol entre les lits d'armatures.

La principale caractéristique de ces ouvrages réside dans le fait que c'est le volume de sol associé aux éléments de renforcement qui participe directement à la stabilité. Les ouvrages en terre armée présentent également les avantages suivants :

- Rapidité d'exécution ;
- Murs souples et déformables pouvant supporter des poussées sans dommage ;
- Murs peu sensibles aux tassements ;
- Constructions ne nécessitant qu'un matériel très léger ;
- Coût compétitif ;

Deux conditions sont nécessaires pour permettre la réalisation de ce type d'ouvrage [7]:

1. Existence d'un frottement entre le sol et les armatures ce qui exclu à priori les sols argileux ;
2. Éviter l'éroulement du front de l'ouvrage par la mise en œuvre d'un parement de l'ouvrage ou peau constitué d'éléments métalliques de section elliptique ;

## 2.2. Fonctionnement par encastrement de l'ouvrage dans le sol de fondation

Le problème des murs poids est que pour des hauteurs de soutènement supérieures à 4 mètres, il faut mettre en œuvre des volumes de matériaux importants, donc des contraintes importantes au sol. On a alors recours au mur de soutènement souple, faisant intervenir les poids des terres à l'arrière de celui-ci pour assurer une part de stabilité. On retrouve dans cette classe les trois principales catégories d'ouvrages suivantes [1]:

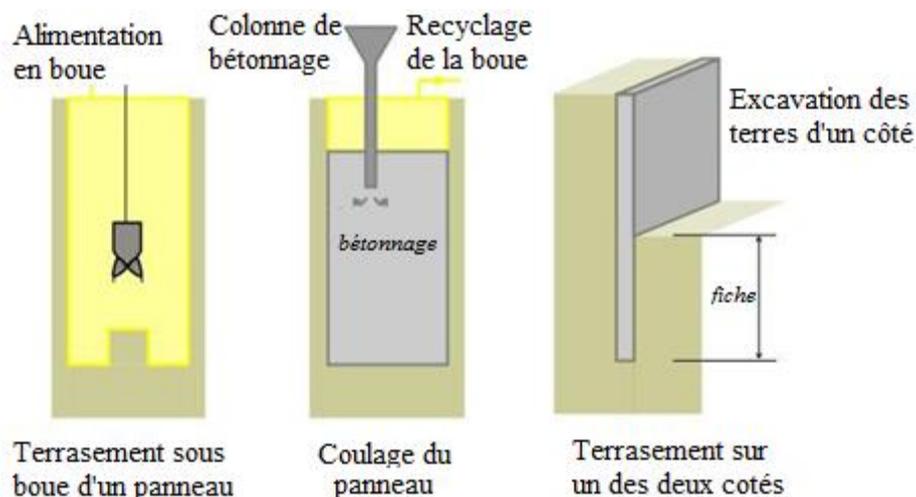
- A. Les murs en béton armé ;
- B. Les murs en parois moulées ;
- C. Les rideaux de palplanches ;

### 2.2.1. Les murs en béton armé

Les murs en béton armé sont probablement le type d'ouvrage de soutènement le plus couramment employé. Il s'agit d'ouvrages en porte à faux relativement minces qui présentent une base élargie encastree au sol de fondation et assurent la stabilité sous l'effet d'une partie du poids de remblai soutenu. A ce titre, ils sont considérés comme des murs poids lorsque le remblai compris entre le mur et la verticale passant par l'extrémité arrière de la semelle est pris en compte. Les murs en béton armé sont généralement rigides et peuvent être de formes diverses et réalisés sous de multiples façons. De plus amples informations sur ce type de murs objet de ce polycopié, seront données dans la fin de ce chapitre.

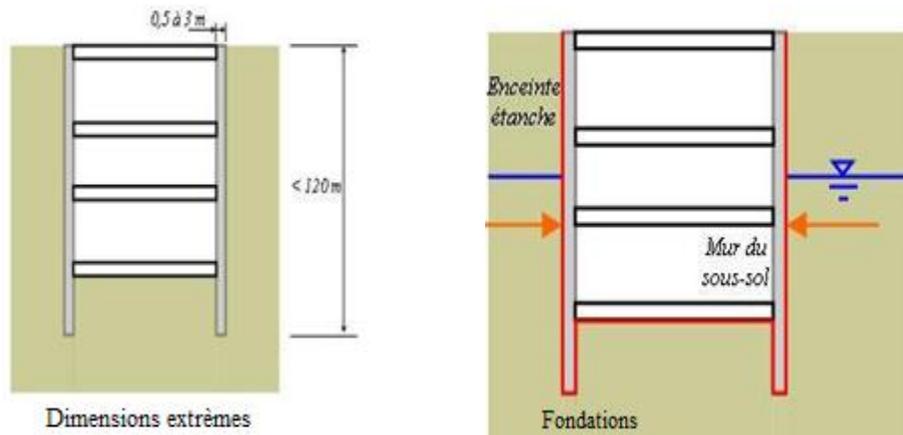
### 2.2.2. Les murs en parois moulées

La paroi moulée est un écran ou mur de soutènement en béton armé moulé dans le sol et réalisé en déblais. Ainsi, une paroi moulée est réalisée sur le terrain en place avant de procéder au creusement sur l'un des côtés du mur [1]. Le principe de la paroi moulée s'apparente aux pieux forés sous boue. Le procédé consiste à réaliser des panneaux de grande hauteur en béton armé coulé dans le sol. La stabilité de l'excavation est garantie, durant le forage, par une boue de type bentonite ciment (mélange d'argile traitée et d'eau). Les différents panneaux bétonnés sont reliés entre eux par des joints de façon à constituer une enceinte continue dans la fouille. La figure 1.11 illustre le principe général de réalisation d'une paroi moulée.



**Figure 1.11** Principe général de réalisation d'une paroi moulée [8].

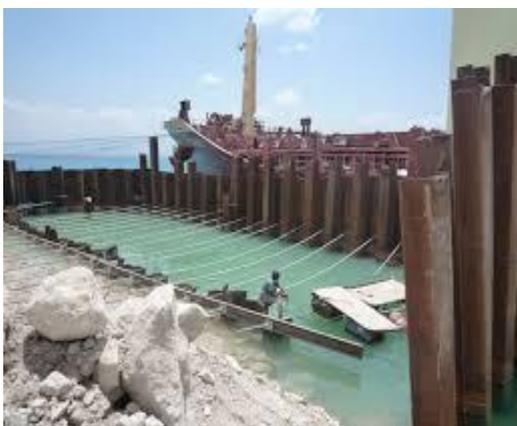
Un panneau standard d'une paroi moulée a une épaisseur allant de 0,5 à 1,5 m, une longueur de 2,8 à 8 m. Il est généralement réalisé jusqu'à une profondeur d'environ 30 m [9]. On peut atteindre des profondeurs maximales de l'ordre de 120 m (selon l'outil de forage employé) mais les parois moulées de profondeur supérieure à 50 m sont rares. En réalisant les panneaux de manière contiguë, on obtient une paroi continue dans le sol. Une paroi moulée est réalisée à l'aide de béton armé de teneur minimale en ciment de 350 à 400 kg/m<sup>3</sup>. De plus, la conception de la cage d'armature de la paroi doit permettre un bon écoulement du béton et garantir un enrobage minimum de 75 mm. Un dimensionnement permet de calculer la fiche nécessaire à la stabilité [1].



**Figure 1.12** Fonctions des parois moulées et dimensions extrêmes [8].

### 2.2.3. Les rideaux de palplanche

Ils sont généralement réalisés par emboîtement de profilés métalliques en U ou en Z et mis en œuvre par battage ou vibrofonçage de palplanches temporaires ou définitives dans le sol de fondation (Figures 1.13 a et b). Les palplanches sont assemblées les unes aux autres au moyen de nervures latérales appelées serrures pour former un écran vertical ou faiblement incliné et le plus souvent rectiligne, servant de retenue d'eau ou de massif de sol [1]. Contrairement aux ouvrages tels que les parois moulées, les rideaux de palplanches sont des ouvrages flexibles, souples (de par leur faible épaisseur) qui admettent des déplacements importants.



a : Rideau de palplanche



b : Profilés métalliques en U

**Figures 1.13** Rideau de palplanche [10].

Le fonctionnement des rideaux de palplanches est celui d'une structure chargée par la poussée des terres et de l'eau soutenue et résistant à la flexion pour mobiliser des appuis constitués, d'une part, par le sol en fiche et, d'autre part, s'il y'a lieu, par des tirants disposés dans la partie libre de l'écran [1]. Dans le cas des rideaux ancrés, la fiche du rideau de palplanche constitue 30 à 50% de sa hauteur totale, alors que pour les rideaux non ancrés, elle peut atteindre une valeur de 70%.

Dans le cas général, l'écran est partiellement encastré dans le sol alors qu'en partie supérieure, des appuis sous forme de tirants sont présents dès que la hauteur libre de l'écran dépasse les 4 m. Ces appuis ont alors pour rôle de limiter les déplacements en tête de l'ouvrage et assurer sa stabilité.

Les rideaux de palplanches offrent plusieurs possibilités d'utilisations telles qu'un usage comme soutènement en remblai ou en déblai, en sites aquatiques. Les limites de leurs emplois sont liées à leur mode de mise en œuvre par fonçage ainsi que leurs caractéristiques mécaniques et dimensionnelles. En effet, du point de vue mécanique, la résistance à la flexion est limitée à celles des profilés métalliques disponibles sur le marché alors que les dimensions sont limitées par rapport au moyen de transport (24 m au plus).

### 2.3. Fonctionnement par ancrage ou clouage

Dans le cas d'ouvrages de soutènement pour lesquels l'effort de poussée des terres est repris par le poids ou l'encastrement de l'ouvrage, il est possible d'associer des tirants ou ancrages pour reprendre une partie des efforts, ce qui donne lieu à des ouvrages de type murs et parois moulées ancrés. Il en est de même pour les rideaux de palplanches, lorsque le sol de fondation est trop résistant et ne permet pas de foncer les palplanches sur une profondeur souhaitée. Les ouvrages ancrés rencontrés sont [1] :

#### 2.3.1. Les murs ancrés

Le principe des murs ancrés consiste à réduire les forces actives de glissement et à accroître les contraintes normales effectives sur la surface de rupture.

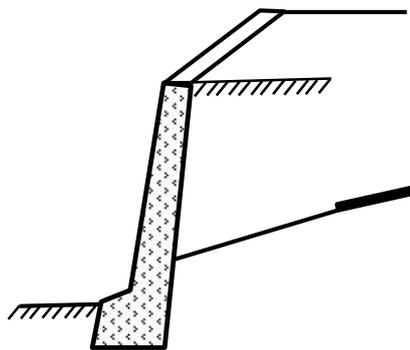


Figure 1.14 Mur ancré [1].

#### 2.3.2. Les parois moulées ancrées

La paroi ancrée est un écran en déblai composé de voile en béton armé et de tirants d'ancrages précontraints (Figures 1.15 a et b).



Figure 1.15 Parois moulées ancrées [8].

### 2.3.3. Les palplanches ancrées

Dans le cas où les pressions exercées par le massif de terre à retenir ne peuvent être équilibrées par les forces de butée mobilisées dans la partie en fiche et si la hauteur hors fiche est importante, alors on a souvent recours à un système d'ancrage en tête au moyen de tirants.

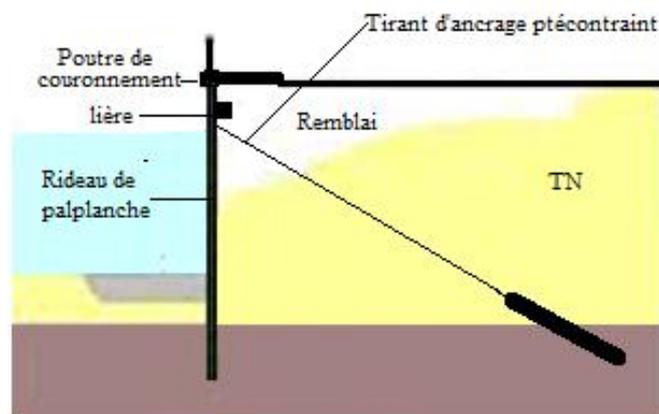


Figure 1.16 Rideau de palplanches ancrées par tirants actifs [11].

## 3. Les murs en béton armés

### 3.1. Les différents types de murs en béton armé

#### 3.1.1. Mur en T renversé

C'est la forme fréquente pour un mur en béton armé (Figure 1.17), dit encore cantilever du fait du voile encastré dans la semelle. Sans contreforts, il est économique pour des hauteurs de moins de 5 à 6 mètres et peut être réalisé sur un sol de qualités mécaniques peu élevées. Par rapport au mur-poids de même hauteur, à largeur égale de semelle, il engendre des contraintes plus faibles sur le sol.

Dans le cas de murs en déblai, c'est-à-dire réalisés en terrassant un talus, les limitations de volume de terrassement et les difficultés de tenue provisoire des fouilles obligent à réduire la longueur du talon et à augmenter celle du patin. Un exemple illustrant quelques phases de réalisation d'un mur de soutènement en béton armé destiné à protéger une voie (mur amont) est illustré sur la figure 1.17. Il s'agit de la phase de coulage sur place du rideau du mur sur la

semelle déjà réalisée avec aciers en attente pour encastrement du voile, du décoffrage du rideau et enfin de l'ouvrage fini et mis en service. Les murs en T peuvent également être préfabriqués (Figure 1.18) et comporter parfois des encorbellements en tête (Figure 1.19).



(a)

(b)

(c)

- a) Ouvrage coulé sur place avec coffrage et acier de la semelle en attente pour réalisation du voile  
 b) Ouvrage après décoffrage et c) : Ouvrage terminé

**Figure 1.17** Murs en béton armé en «T renversé» classique [12].



**Figure 1.18** Mur en BA préfabriqué [12]

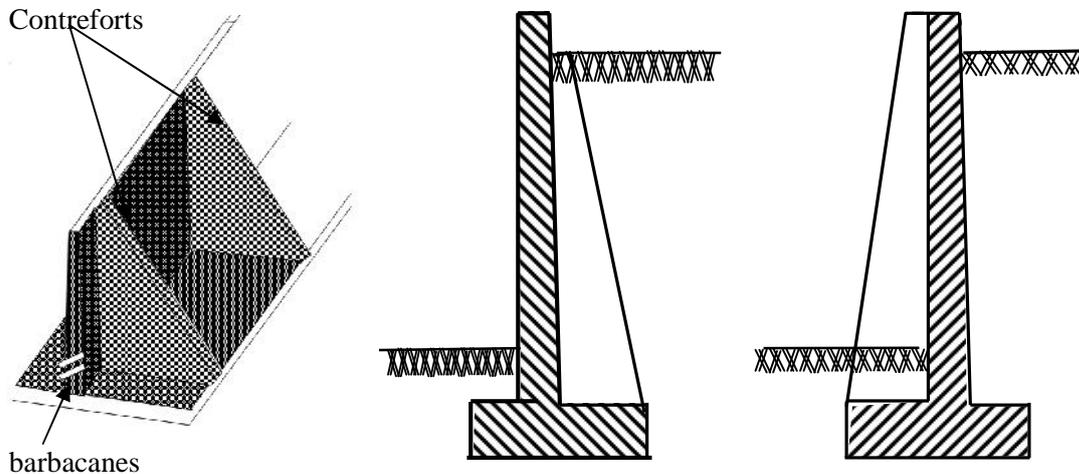


**Figure 1.19** Mur en BA avec encorbellement en tête [12].

### 3.1.2. Mur à contreforts

Lorsque la hauteur du mur devient importante ou que les coefficients de poussée sont élevés, le moment d'encastrement du voile sur la semelle devient grand. Une première solution consiste à disposer des contreforts dont le but est de raidir le voile en le reliant à la semelle (Figure 1.20 a). Généralement, les contreforts sont placés à intervalles réguliers de 2 à 5 m (l'espacement idéal correspond à la demi hauteur du mur) et agissent comme raidisseurs du rideau du mur de soutènement (Figures 1.20 a, b et c). Toutefois, la solution de murs avec

contreforts est assez onéreuse à cause des complications du calcul de ferrailage et d'exécution des travaux. A noter que les contreforts peuvent être disposés du côté des remblais (Figure 1.20 b) ce qui entrainerait des problèmes de remblaiement ou du côté aval du mur (Figure 1.20c) ce qui affecterait l'aspect extérieur du mur (esthétique discutable).



(a) Schéma de principe      (b) contrefort coté amont      (c) contrefort coté aval

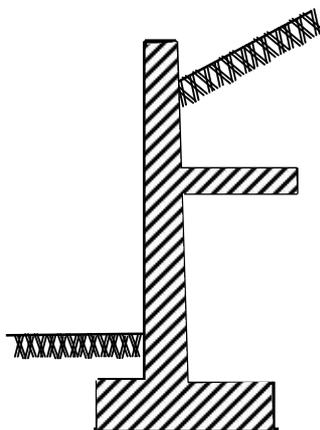
**Figure 1.20** Murs à contreforts en béton armé.

### 3.1.3. Murs divers

Afin de réduire les poussées des terres et par conséquent le moment d'encastrement en pied du rideau d'un mur de soutènement de hauteur importante, plusieurs solutions peuvent être envisagées. Toutefois, même si ces solutions sont attractives et sécurisantes, elles présentent l'inconvénient d'être d'une exécution difficile et de grever le coût du mur, même si l'on économise par ailleurs sur la matière. Nous pouvons relever les murs suivants :

#### 3.1.3.1. Murs à consoles

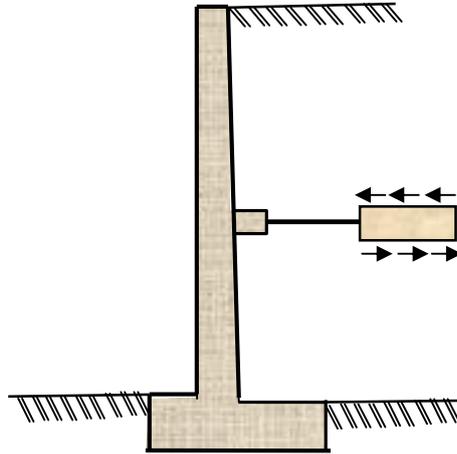
La masse de remblai sur la console joue un rôle stabilisateur. La séparation du massif en deux parties distinctes réduit les efforts de poussée. Mais, le remblaiement et le compactage sont difficiles et l'encastrement de la console constitue un point faible de la structure (Figure 1.21).



**Figure 1.21** Mur en béton armé à console.

### 3.1.3.2. Murs à dalle de frottement

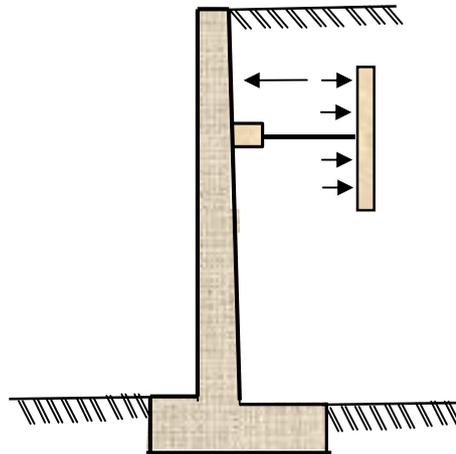
On a recours à cette solution lorsqu'on veut surelever un mur en maçonnerie, déjà existant, par un mur en béton armé sans appliquer sur le premier une charge excessive. Ils sont constitués d'un voile mince en béton armé relié à une dalle horizontale noyée dans le remblai au moyen de tirants. La dalle résiste au mouvement par frottement sur une ou deux facettes (Figure 1.22).



**Figure 1.22** Mur en béton armé à dalle flottante.

### 3.1.3.3. Murs à dalle d'ancrage

Ce type est réalisé dans le cas des murs de quai. Ils sont analogues aux précédents, sauf que la dalle est assez éloignée du mur et mobilise le remblai en butée (Figure 1.23).



**Figure 1.23** Mur à dalle d'ancrage.

### 3.1.3.4. Murs à échelle

Ouvrages constitués d'une suite de tirants courts qui travaillent essentiellement au frottement latéral dans le massif. Ce type de mur devient de plus en plus rare et présente les inconvénients suivants:

- Système fragile car, lors des terrassements les tirants risquent de fissurer par flexion ;
- La valeur du coefficient de frottement tirant-remblai n'est pas très sûre ;

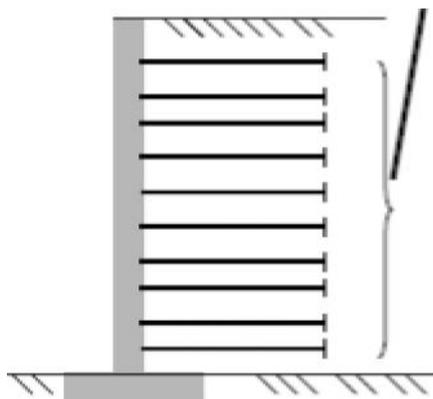


Figure 1.24 Mur à échelle.

### 3.2. Constitution des murs de soutènement en béton armé

Ils se composent généralement de deux parties:

#### 1. La paroi résistante :

Constituée d'un rideau (R) ou écran le plus souvent verticale qui reçoit les poussées des terres et surcharges. Il est encastré à sa base dans la semelle et peut être :

- Terminé ou pas dans sa partie supérieure par une poutre de redressement (PR) dont le rôle est de diminuer les déformations au sommet du rideau (Figure 1.25 a) ;
- Renforcé par des contreforts (éléments perpendiculaires au rideau) qui permettent d'augmenter la rigidité du rideau à la flexion (Figure 1.25 b) ;

#### 2. La semelle de fondation :

C'est la fondation de l'ouvrage dont le débordement avant le rideau assure une bonne répartition des contraintes alors que le celui après le rideau augmente la stabilité du mur au renversement. En présence de contrefort, l'encastrement permet d'améliorer la rigidité de la semelle en faisant travailler le rideau et la semelle en dalle encastrée sur deux (2) ou trois (3) côtés.

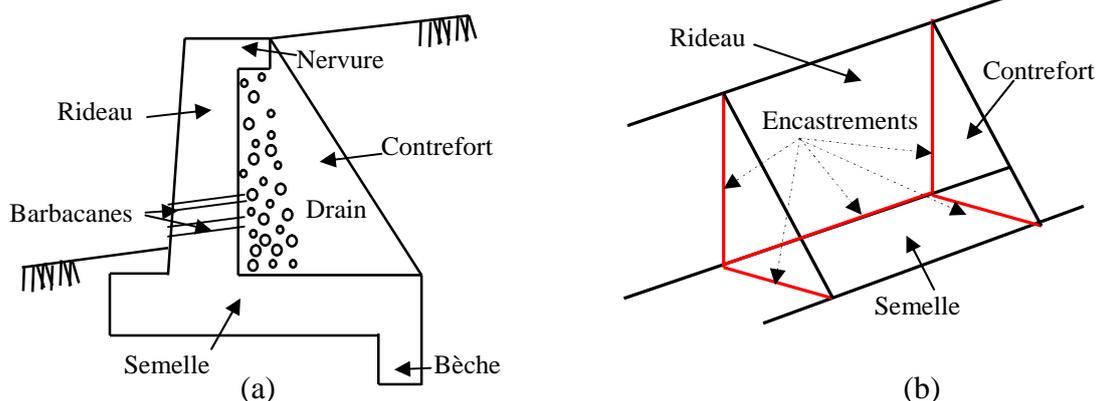
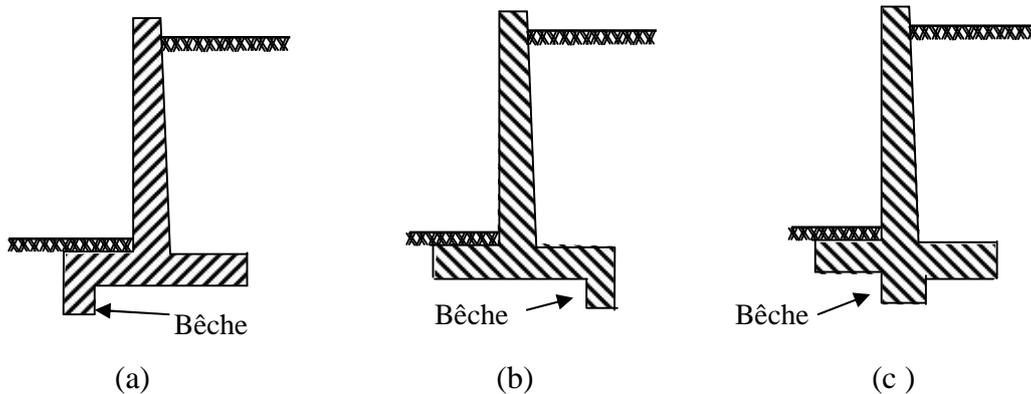


Figure 1.25 Principaux éléments constitutifs d'un mur de soutènement en béton armé.

Parfois, la stabilité au glissement du mur nécessite de disposer sous la semelle une nervure dite 'bèche. Celle-ci peut être mise soit, à l'avant (Figure. 1.26 a) ou à l'arrière de la semelle (Figure. 1.26 b), ou parfois encore en prolongement du voile (Figure. 1.26 c). Le premier cas est intéressant car il permet de mettre la semelle totalement hors gel [13]. Mais à l'ouverture de la fouille de la bèche, 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).



**Figure 1.26** Diverses dispositions de bèches dans un mur de soutènement en béton armé [13].

Le troisième cas (c) est peu employé. Il est néanmoins très intéressant car il permet de réaliser facilement le ferrailage de l'encastrement du voile sur la semelle en prolongeant dans la bêche les treillis soudés formant des armatures en attente.

#### 4. Autre type de murs de soutènement

En plus des divers murs introduits plus haut, on peut également trouver d'autres types de murs tels que les murs pneus. Ces derniers utilisent des pneumatiques linéairement disposés et associés à des remblais qui remplissent les vides et séparent les nappes de pneumatiques (Figures 1.27 a et b).



**Figures 1.27** Mur en pneu sol [14].

#### 5. Conclusion

Dans ce chapitre, on a passé en revue de manière globale, les ouvrages de soutènement destinés à prévenir le glissement d'un talus raide situé en amont du mur tout en mettant en avant, les avantages et les inconvénients des différents types d'ouvrages. Une attention particulière a été donnée aux murs en béton armé étant donné qu'il s'agit des plus utilisés actuellement. Pour cela, une description plus détaillée de ce type de structure du point de vue matériaux et composants est exposée. Par la suite, les efforts appliqués, la stabilité, le dimensionnement et l'entretien de ces ouvrages seront présentés.

## 1. Introduction

Les pressions des terres sur les ouvrages de soutènement sont fortement influencées par le déplacement relatif entre le mur et le sol. Selon ce déplacement, le sol se trouvera au repos, en équilibre de poussée (état actif : mur se déplace loin du sol derrière lui induisant des déformations latérales en extension) ou de butée (état passif : mur se déplace vers le sol produisant ainsi des déformations latérales de compression) [1].

## 2. Etat des sols au repos

A une profondeur « z » sous un remblai indéfini, la contrainte verticale sur une face horizontale est donnée par [15] :

$$\sigma_v = \gamma \cdot z \quad (2-1)$$

L'état des contraintes dans un sol n'est pas hydrostatique. En effet, la contrainte horizontale  $\sigma_h$  est différente de la contrainte verticale  $\sigma_v$ . Ainsi, s'il n'y'a pas de déplacement latéral, la contrainte horizontale sur une face verticale sera exprimée par :

$$\sigma_h = K_0 \cdot \sigma_v = K_0 \cdot \gamma \cdot z \quad (2-2)$$

Où  $K_0$  désigne le coefficient de poussée des terres au repos.

Le diagramme de pression des terres au repos étant linéaire, le résultante  $P_0$  par mètre linéaire du mur est :

$$P_0 = \int_H \sigma_h \cdot dz = \int_H K_0 \cdot \gamma \cdot z \cdot dz$$

$$P_0 = \frac{1}{2} \cdot K_0 \cdot \gamma \cdot H^2 \quad (2-3)$$

Les valeurs du tableau 2.1 ci après peuvent être retenues comme ordre de grandeur du coefficient  $K_0$  de poussée du sol au repos:

**Tableau 2.1** Ordre de grandeur du coefficient de poussée du sol au repos [7].

| Type de sol     | Sable | Argile | Argile très molle et vase | Roche à très grande profondeur |
|-----------------|-------|--------|---------------------------|--------------------------------|
| Valeur de $K_0$ | 0.5   | 0.7    | 1.0                       | 1                              |

Pour les matériaux granulaires,  $K_0$  est souvent estimé en utilisant la formule de JAKY [15] :

$$K_0 = 1 - \sin \phi \quad (2-4)$$

## 3. Notions de poussée et de butée

Selon le déplacement relatif d'un ouvrage de soutènement, le sol se trouvera en équilibre de poussée (état actif : ouvrage se déplace loin du sol derrière, lui induisant des déformations latérales en extension) ou de butée (état passif : l'ouvrage se déplace vers le sol produisant ainsi des déformations latérales de compression) [1].

Pour qu'il y'ait mobilisation des pressions de poussée ou de butée, il faut qu'il y'ait un déplacement évalué à près de  $H/1000$  en cas de poussée et supérieur à  $H/100$  en cas de butée

(Figure 2.1). On relève ainsi, que les déplacements nécessaires pour mobiliser la butée sont 10 fois plus importants que ceux des poussées [2].

Lorsque seuls des déplacements très faibles sont admissibles, une valeur de coefficient de butée  $K_p = 1$  est adoptée.

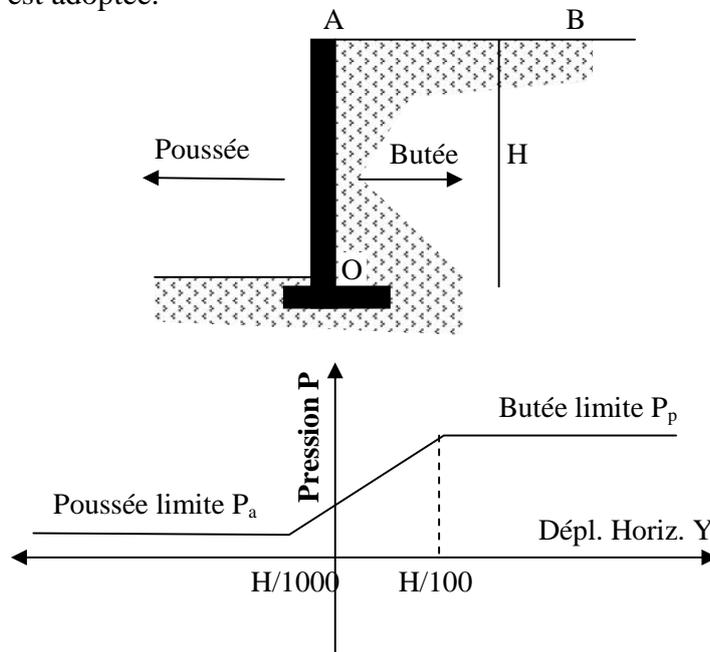


Figure 2.1 Etat de butée et de poussée [1].

#### 4. Calcul des pressions sur un écran

En pratique, il existe plusieurs approches de détermination de la pression qu'exerce un sol sur un écran. C'est d'ailleurs la première étape pour dimensionner ou vérifier la stabilité d'un ouvrage de soutènement. Parfois, les différentes méthodes donnent des résultats qui peuvent diverger. Dans ce qui suit, on propose de rappeler les principes des théories de Coulomb, de Rankine et de l'état d'équilibre de Boussinesq.

##### 4.1. Théorie de Coulomb (1773)

Dans cette méthode, les forces de poussée et de butée s'exerçant derrière un écran sont évaluées à l'état de l'équilibre limite. La méthode est basée sur l'équilibre d'un coin de sol situé entre l'écran et une surface quelconque de glissement (Figure 2.2). Elle s'applique aux milieux pesant et surchargés et repose sur les hypothèses suivantes [2]:

- 1- Surface de rupture plane et passe par le pied de l'écran (coin de Coulomb) ;
- 2- L'angle de frottement entre l'écran et le sol est pris en compte ;
- 3- Le sol est homogène et isotrope ;
- 4- La cohésion n'est pas prise en compte et l'écran est rigide ;

Pour un écran vertical de hauteur  $H$  soutenant un massif de sol horizontal et sans cohésion, l'équilibre des forces qui s'appliquent sur le coin de sol ( $R$ ,  $W$  et  $F = -P$ ) permet de calculer la poussée en prenant le maximum de  $F$ .

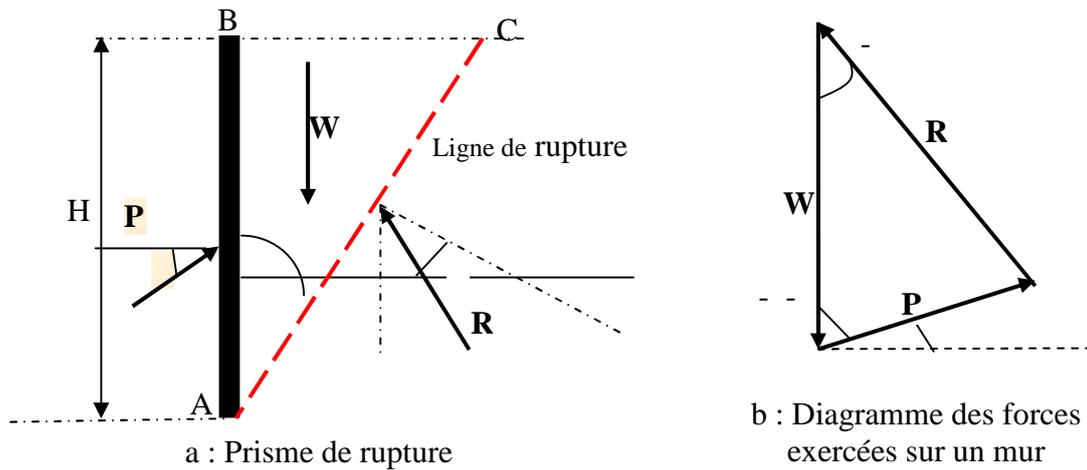


Figure 2.2 Poussée sur un écran selon la méthode de Coulomb [2]

- ✓ W : Poids du prisme de sol (ABC ou écran/ligne de rupture/ surface remblai) ;
- ✓ P : Force exercée par l'écran sur le sol (inclinée de  $\alpha$  par rapport à la normale de l'écran et fonction de l'angle  $\beta$ ) ;
- ✓ R : Réaction totale du sol sur le plan AC (fait un angle  $\phi$  avec la normale au plan de rupture)

La force de poussée des terres s'exprime par :

$$P_a = 1/2 K_a (H)^2 \tag{2-5}$$

La force de butée s'exprime par :

$$P_p = 1/2 K_p (H)^2 \tag{2-6}$$

Avec les coefficients de poussée  $K_a$  et de butée  $K_p$  donnés par :

$$K_{a(p)} = \tan^2(45^\circ - \phi/2) \tag{2-7}$$

$=+1$  en cas de coefficient de poussée et  $=-1$  en cas de coefficient de butée.

En supposant une répartition linéaire des contraintes sur le parement de l'écran, le point d'application de la force de poussée est situé au tiers inférieur de l'écran  $H/3$

Poncelet a généralisé la méthode de Coulomb à un écran incliné de  $\alpha$  et un sol incliné de  $\beta$  par rapport à l'horizontale [2].

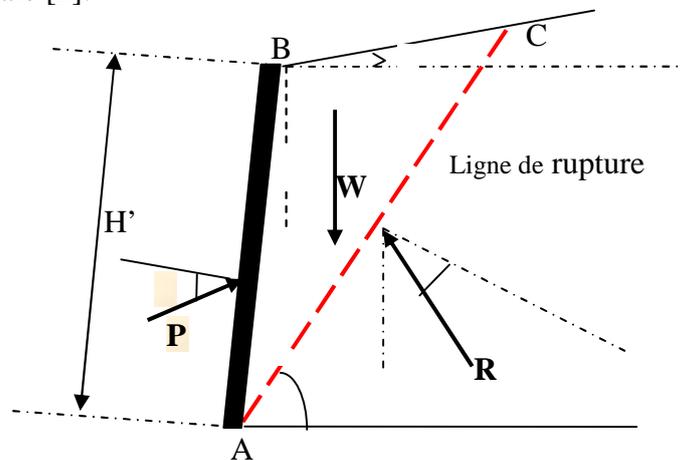


Figure 2.3 Généralisation de la méthode de Coulomb [15]

Dans ce cas, la force de poussée des terres  $P_a$  est donnée par :

$$P_a = 1/2 K_a (H')^2 \tag{2-8}$$

avec :  $H' = H / \cos(\alpha)$

Le point d'application de la force de poussée est à  $H'/3$  de la base.

Et les coefficients de poussée et de butée des terres  $K_a$  et  $K_p$  sont donnés par [16]:

$$K_{a(b)} = \frac{\cos^2(\alpha - \epsilon\lambda)}{\cos^2(\lambda) \cdot \cos(\delta + \epsilon\lambda)} \cdot \frac{1}{\left[ 1 + \epsilon \sqrt{\frac{\sin(\delta + \varphi) \cdot \sin(\varphi - \epsilon\beta)}{\cos(\delta + \epsilon\lambda) \cdot \cos(\beta - \lambda)}} \right]^2} \tag{2-9}$$

$=+1$  en cas de coefficient de poussée et  $=-1$  en cas de coefficient de butée

$\alpha$  : Angle d'inclinaison du parement de l'écran ;

$\lambda$  : Angle que fait la surface du remblai avec l'horizontale ;

$\epsilon$  : Angle de frottement interne du sol ;

Pour un écran lisse ( $\epsilon = 0$ ), avec un talus à surface horizontale ( $\lambda = 0$ ) et un parement vertical ( $\alpha = 0$ ), on retrouve l'expression (2-7) du coefficient de poussée des terres.

$$K_a = \frac{1 - \sin(\varphi)}{1 + \sin(\varphi)} = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$$

#### 4.2. Théorie de Rankine (1857)

Cette méthode permet de déterminer les forces de poussée et de butée s'exerçant derrière un mur à partir de la connaissance de l'état des contraintes ( $\sigma$ ) dans le sol au contact de l'ouvrage [1, 15]. La méthode de Rankine est basée sur les hypothèses suivantes :

- ✓ Sol isotrope ;
- ✓ Continuité des contraintes dans le sol même en présence d'un écran dans le massif de sol.

Selon Rankine, la résultante des contraintes est toujours perpendiculaire à l'écran. Ceci signifie que le frottement entre l'écran et le sol est ignoré ( $\epsilon = 0$  parement de l'écran considéré comme lisse). Autrement dit, le frottement sol-écran n'est jamais mobilisé au niveau de la paroi verticale.

Dans le cas plus général d'un massif pulvérulent à surface libre inclinée d'un angle  $\lambda$  par rapport à l'horizontale et dont le parement de l'écran présente une inclinaison  $\alpha$  par rapport à la verticale tel que représenté par la figure 2.4, en admettant que les contraintes de poussées agissent de manière parallèle à la surface libre, la résultante de poussée s'exerçant sur l'écran est donnée par :

$$P_a = \int_H \sigma_y(z) \cdot dz = \int_{H'} K_a \cdot (\gamma \cdot z) \cos \alpha \cdot dz \tag{2-10}$$

$$P_a = 1/2 \cdot \gamma \cdot K_a \cdot H'^2 \cdot \cos \alpha \tag{2-11}$$

$H'$  : désigne la longueur de la surface de contact écran/sol, liée à la hauteur du parement de l'écran par :  $H' = H / \cos(\alpha)$

$P_a$  s'applique au tiers de  $H'$  à partir de la base de l'écran.

Le même raisonnement est valable pour la pression passive ou de butée.

Les coefficients de poussée active et passive ou de butée sont donnés par [16] :

$$K_{a(p)} = \frac{\cos(\beta) - \sqrt{\cos^2(\beta) - \cos^2(\varphi)}}{\cos(\beta) + \sqrt{\cos^2(\beta) - \cos^2(\varphi)}} \quad (2-12)$$

=+1 en cas de coefficient de poussée  $K_a$  et =-1 en cas de calcul de coefficient de butée  $K_p$

Si le sol de remblai est à surface horizontale ( $\alpha = 0$ ), on aura :

$$K_a = \frac{1 - \sin(\varphi)}{1 + \sin(\varphi)} = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) \text{ et } P_a = \frac{1}{2} \cdot K_a \cdot \gamma \cdot H^2 \quad (2-13)$$

$$K_p = \frac{1 + \sin(\varphi)}{1 - \sin(\varphi)} = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right) \text{ et } P_p = \frac{1}{2} \cdot K_p \cdot \gamma \cdot H^2 \quad (2-14)$$

Ainsi, lorsque l'écran est lisse ( $\delta = 0$ ), vertical ( $\alpha = 0$ ) et que le sol est horizontal ( $\beta = 0$ ), alors les théories de Rankine et de Coulomb donnent la même valeur de coefficients de poussée et de butée.

**Remarque :** Pour le bon choix du coefficient de poussée, une attention particulière doit être apportée aux signes des angles  $\alpha$ ,  $\beta$ ,  $\delta$  illustrés sur la figure 2.4. Ainsi, en cas de poussée, les angles sont positifs lorsqu'ils sont dans le sens trigonométrique (inverse aux aiguilles d'une montre). Pour la butée, les angles sont considérés positifs quand ils ont le sens des aiguilles d'une montre.

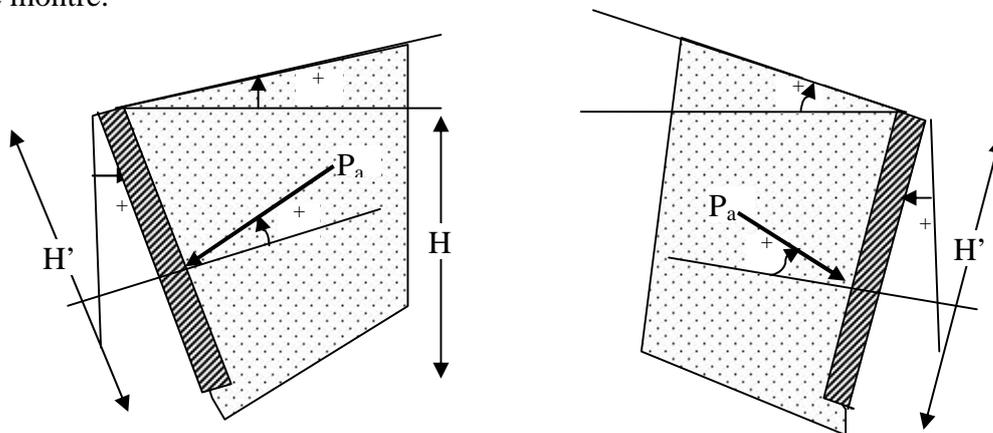


Figure 2.4. Convention de signe des angles [2].

Pour une surface de contact écran/sol dite lisse, donc caractérisée par une absence de contraintes de cisaillement, les pressions sur l'écran sont normales. Autrement l'angle de frottement écran/sol  $\delta = 0$ .

### 5. Theorie de Boussinesq (1882)

Boussinesq a introduit l'effet du frottement sol-écran non pris en compte par Rankine [2]. L'effort de poussée des terres 'P' subsiste mais fait un angle  $\delta$  (angle de frottement sol-écran) avec la normale du mur ou écran. Lorsque la surface de contact est parfaitement rugueuse,

l'écran et le sol sont considérés comme un seul corps et le frottement se fait à l'interface sol/sol et  $=\pm$ .

Dans le cas général,  $K_a$  et  $K_p$  sont fonction de  $\lambda$ ,  $\beta$  et  $\delta$  et leurs valeurs sont données dans des tables dont les plus récentes sont celles de Caquot-Kerisel et Absi [2].

**Tableau 2.2 :** Tables de Caquot-Kerisel du coefficient de poussées  $K_a$  de quelques cas courants [15].

|                      | $\delta / \varphi$ |              | $\lambda$ |       |       |       |       |
|----------------------|--------------------|--------------|-----------|-------|-------|-------|-------|
|                      |                    |              | 0         | 0.4   | 0.6   | 0.8   | 1     |
| $\varphi = 30^\circ$ | 0                  | $= 0^\circ$  | 0,333     | 0,386 | 0,428 | 0,500 | 0,850 |
|                      |                    | $= 10^\circ$ | 0,398     | 0,470 | 0,528 | 0,634 | -     |
|                      | 2/3                | $= 0^\circ$  | 0,300     | 0,352 | 0,395 | 0,469 | 0,822 |
|                      |                    | $= 10^\circ$ | 0,366     | 0,440 | 0,499 | 0,602 | -     |
|                      | 1                  | $= 0^\circ$  | 0,308     | 0,363 | 0,409 | 0,488 | 0,866 |
|                      |                    | $= 10^\circ$ | 0,378     | 0,458 | 0,534 | 0,634 | -     |
| $\varphi = 35^\circ$ | 0                  | $= 0^\circ$  | 0,271     | 0,316 | 0,353 | 0,419 | 0,767 |
|                      |                    | $= 10^\circ$ | 0,336     | 0,403 | 0,456 | 0,548 | -     |
|                      | 2/3                | $= 0^\circ$  | 0,247     | 0,291 | 0,329 | 0,397 | 0,756 |
|                      |                    | $= 10^\circ$ | 0,314     | 0,383 | 0,439 | 0,538 | -     |
|                      | 1                  | $= 0^\circ$  | 0,260     | 0,309 | 0,349 | 0,423 | 0,819 |
|                      |                    | $= 10^\circ$ | 0,333     | 0,409 | 0,472 | 0,583 | -     |
| $\varphi = 40^\circ$ | 0                  | $= 0^\circ$  | 0,218     | 0,254 | 0,286 | 0,342 | 0,676 |
|                      |                    | $= 10^\circ$ | 0,282     | 0,341 | 0,388 | 0,472 | -     |
|                      | 2/3                | $= 0^\circ$  | 0,202     | 0,239 | 0,271 | 0,330 | 0,683 |
|                      |                    | $= 10^\circ$ | 0,269     | 0,331 | 0,382 | 0,475 | -     |
|                      | 1                  | $= 0^\circ$  | 0,219     | 0,261 | 0,297 | 0,364 | 0,766 |
|                      |                    | $= 10^\circ$ | 0,295     | 0,366 | 0,425 | 0,533 | -     |

Avec :

$\varphi$  : Angle de frottement interne du remblai ;

$\beta$  : Inclinaison de la surface libre du talus par rapport à l'horizontale ;

$\lambda$  : Angle de l'écran avec la verticale ;

$\delta$  : Inclinaison de la contrainte de poussée par rapport à la normale à l'écran ;

A noter également que l'hypothèse d'un écran lisse ( $\delta=0$ ) conduit en général à des valeurs pessimistes de  $K_a$  et  $K_p$  et par conséquent, cette hypothèse se trouve du côté de la sécurité vis-à-vis du renversement et glissement de l'écran. En effet, les coefficients  $K_a$  et  $K_p$  diminuent lorsque  $\delta$  augmente. En outre, si l'écran est rugueux,  $K_a$  diminue et  $K_p$  croît, ce qui va encore dans le sens de la sécurité. A l'inverse, la composante tangentielle due à la rugosité entraîne des efforts verticaux supplémentaires pouvant nuire à la stabilité au poinçonnement de la fondation de l'écran et dont il convient de tenir compte.

## 6. Prise en compte de la poussée hydrostatique

En présence d'eau, la contrainte de poussée s'exerçant sur un écran de parement vertical supportant un massif horizontal ( $\phi = 0$ ) (Figure 2.5a) est alors :

$$\sigma_z = \gamma_w z + K_a(\gamma - \gamma_w) \cdot z \quad (2-15)$$

Avec :  $\gamma_w$  : Poids spécifique de l'eau

$$\text{Et } K_a = \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right)$$

Ce qui donne :

$$P_a + P_{aw} = 1/2 \cdot [\gamma_w + K_a \cdot (\gamma - \gamma_w)] \cdot H^2 \quad (2-16)$$

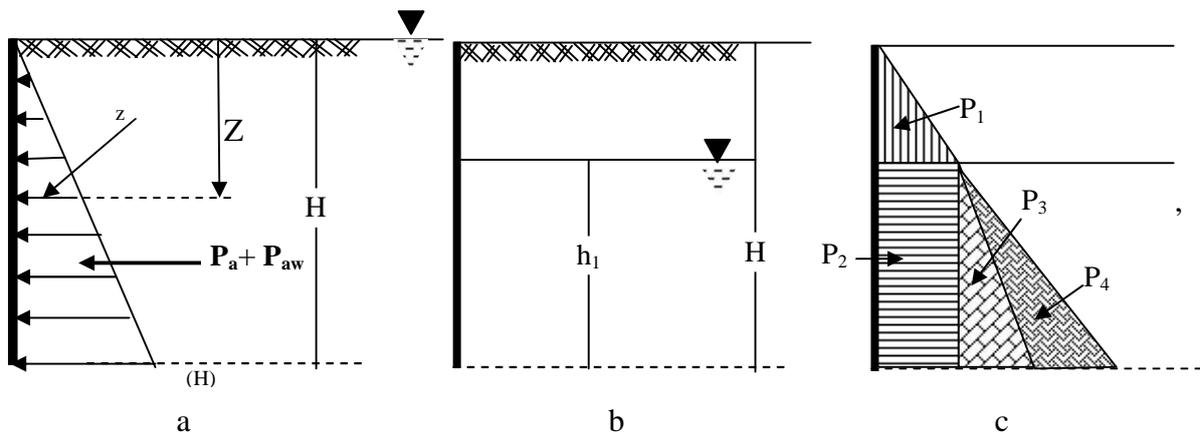
$$\text{Ou bien : } P_a + P_{aw} = 1/2 (\gamma_w + K_a \cdot \gamma) H^2 \quad (2-17)$$

Avec :  $\gamma = \gamma_s - \gamma_w$ .

Si l'eau n'affleure qu'à une hauteur  $h_1$  de la base ( $h_1 < H$ ) (Figure 2.5b) alors, la poussée est donnée par (Figure 2.5c) :

$$P_{a \text{ totale}} = P_1 + P_2 + P_3 + P_4$$

$$P_{a \text{ totale}} = \frac{1}{2} K_a \cdot \gamma \cdot (H - h_1)^2 + K_a \cdot \gamma \cdot h_1 \cdot (H - h_1) + \frac{1}{2} \gamma_w \cdot (H - h_1)^2 + \frac{1}{2} \gamma_w \cdot h_1^2 \quad (2-18)$$



**Figure 2.5.** Détermination des poussées en présence d'eau.

Dans ce qui suit, on donne un exemple de valeur de poids volumiques ( $\gamma$ ) de quelques sols.

**Tableau 2.3** Poids volumiques de sols courants [17].

| Type de sol         | (kN/m <sup>3</sup> ) |
|---------------------|----------------------|
| Terre végétale      | 14.50                |
| Terre argileuse     | 18.00                |
| Marne               | 17.00                |
| Sable fin           | 14.00                |
| Terre sableuse      | 17.00                |
| Cailloux et gravier | 15.00                |

### 7. Prise en compte de l'effet de surcharges

Un écran de soutènement peut être soumis à des surcharges agissant soit directement sur le mur, soit par l'intermédiaire du remblai. Ces surcharges sur le terrain induisent une augmentation de la contrainte verticale et par conséquent la contrainte horizontale.

Trois cas de surcharge peuvent se présenter [16] :

- ✓ Surcharge uniforme ;
- ✓ Surcharge distribuée suivant une bande uniforme ;
- ✓ Surcharge ponctuelle ;

#### 7.1. Surcharge uniforme

La contrainte  $a_q$  due à une surcharge uniforme  $q$  agissant à la surface d'un sol non cohérent ( $C=0$ ) et non pesant ( $\gamma=0$ ) est donnée par :

$$a_q = K_{aq} \cdot q \tag{2-19}$$

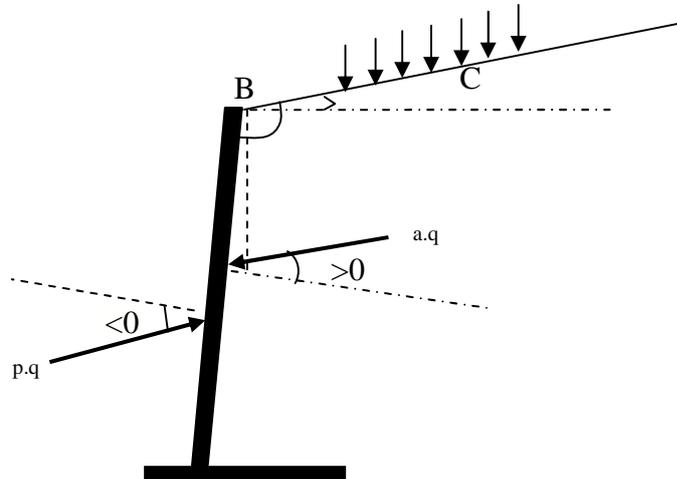


Figure 2.6 Pression de surcharge sur un mur [18].

$K_{aq}$  : Coefficient de poussée (ou de butée) qui dépend de  $\alpha$  (inclinaison de l'écran), de  $\delta$  (angle de frottement), de  $\beta$  (inclinaison de la surface du remblai) et de  $\phi$  (angle de frottement écran/sol).

Avec :  $q$  qui désigne la surcharge uniforme.

Le coefficient de pression  $K_{aq}$  due à la surcharge  $q$  est donné par [18]:

$$K_{aq} = \frac{[\cos(\alpha) - \sin(\alpha) \cdot \cos(\Delta_2)]}{[\cos(\alpha) + \sin(\alpha) \cdot \cos(\Delta_1)]} \cdot e^{(-2 \cdot \epsilon \cdot \gamma \cdot \tan(\phi))}$$

Et :

$$\epsilon = - +1/2(\gamma_1 + \gamma_2 + \dots) \tag{2-20b}$$

$$\sin(\Delta_1) = \sin(\alpha) / \sin(\phi) \tag{2-20c}$$

$$\sin(\Delta_2) = \sin(\beta) / \sin(\phi) \tag{2-20d}$$

$\epsilon$  prend la valeur +1 en cas de calcul de coefficient de poussée active et -1 pour le cas de calcul de coefficient de butée.

Si le sol est homogène, la pression  $q$  est uniforme et sa résultante  $P_{aq}$  est appliquée à mi-hauteur de l'écran. Elle est donnée par :

$$P_{aq} = K_{aq} \cdot q \cdot H' \tag{2-21a}$$

$$H' = H / \cos(\alpha) \tag{2-21b}$$

Le tableau 2.4 donne des valeurs de  $K_{aq}$  pour une surcharge normale en fonction de  $\alpha$ ,  $\delta$  et  $\varphi$ .

**Tableau 2.4** Valeurs du coefficient de poussées  $K_{aq}$  de surcharges verticales ( $\beta = 0$ ) [18].

|                       | $\alpha$ (°) | $\varphi = 10^\circ$ | $\varphi = 20^\circ$ | $\varphi = 30^\circ$ | $\varphi = 40^\circ$ |
|-----------------------|--------------|----------------------|----------------------|----------------------|----------------------|
| $\delta = \varphi$    | +15          | 0.719                | 0.543                | 0.427                | 0.349                |
|                       | +10          | 0.697                | 0.510                | 0.385                | 0.300                |
|                       | +5           | 0.677                | 0.478                | 0.348                | 0.259                |
|                       | 0            | 0.656                | 0.449                | 0.315                | 0.224                |
|                       | -5           | 0.636                | 0.422                | 0.285                | 0.194                |
|                       | -10          | 0.616                | 0.395                | 0.258                | 0.167                |
|                       | -15          | 0.598                | 0.371                | 0.233                | 0.144                |
| $\delta = 2/3\varphi$ | +15          | 0.724                | 0.536                | 0.410                | 0.316                |
|                       | +10          | 0.702                | 0.508                | 0.372                | 0.274                |
|                       | +5           | 0.681                | 0.476                | 0.336                | 0.236                |
|                       | 0            | 0.660                | 0.447                | 0.304                | 0.204                |
|                       | -5           | 0.640                | 0.420                | 0.274                | 0.176                |
|                       | -10          | 0.621                | 0.392                | 0.248                | 0.152                |
|                       | -15          | 0.602                | 0.369                | 0.224                | 0.131                |
| $\delta = 0$          | +15          | 0.772                | 0.592                | 0.448                | 0.334                |
|                       | +10          | 0.749                | 0.555                | 0.407                | 0.290                |
|                       | +5           | 0.726                | 0.521                | 0.368                | 0.251                |
|                       | 0            | 0.704                | 0.490                | 0.333                | 0.217                |
|                       | -5           | 0.682                | 0.460                | 0.301                | 0.188                |
|                       | -10          | 0.662                | 0.431                | 0.272                | 0.162                |
|                       | -15          | 0.642                | 0.405                | 0.246                | 0.140                |

### 7.2. Surcharge concentrée Q

La pression latérale, au point considéré, due à une surcharge ponctuelle (Figure 2.7.a) peut être calculée à travers l'équation empirique suivante [15]:

$$p_h(z) = \frac{3 \cdot Q \cdot z \cdot \cos^2(\alpha)}{2 \cdot R_{-5}} \tag{2-22}$$

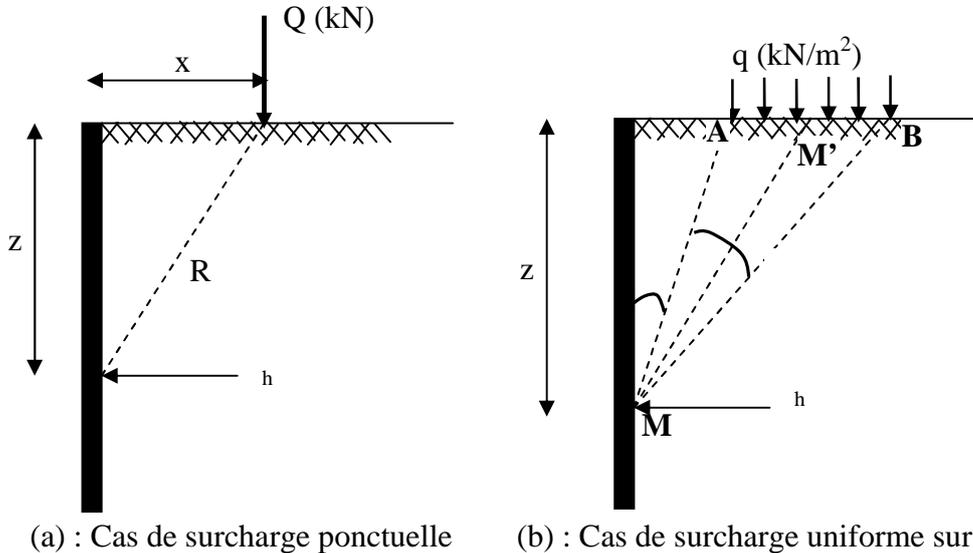
### 7.3. Surcharge distribuée suivant une bande uniforme

C'est généralement le cas d'une route, d'une voie ferrée ou d'une semelle filante, parallèle, au mur de soutènement. La pression latérale (Figure 2.7. b) est donnée par [15]:

$$p_h = 2 \cdot \frac{q}{\cos^2(\alpha)} \cdot [(\cos^2(\alpha) + \sin^2(\alpha)) \cdot \sin^2(\alpha) + (\cos^2(\alpha) - \sin^2(\alpha)) \cdot \cos^2(\alpha)] \tag{2-23}$$

Avec :

- : Angle  $\bar{AMB}$  (en radian) d'un point M situé à une distance « z » de la surface du remblai ;
- : Angle que fait le parement amont vertical de l'écran et la droite MM' (M' situé à mi-distance de la largeur de la bande représentant la surcharge) ;



**Figure 2.7** Calcul des contraintes horizontales dues aux surcharges en surface [15].

Enfin, il est utile de noter que, généralement, les calculs des poussées sur un ouvrage de soutènement, sont menés en considérant un sol sans cohésion. En effet, l'expérience a indiqué que le rôle de la cohésion peut varier dans le temps, qu'il est mal connu et difficilement mesurable. De plus, la non prise en compte de cette cohésion va dans le sens de la sécurité.

Pour plus de détails de calculs relatifs aux configurations non décrites dans ce polycopié tel que le cas de sols multicouches, sols cohérents ...etc, il est recommandé de consulter les ouvrages de mécanique des sols.

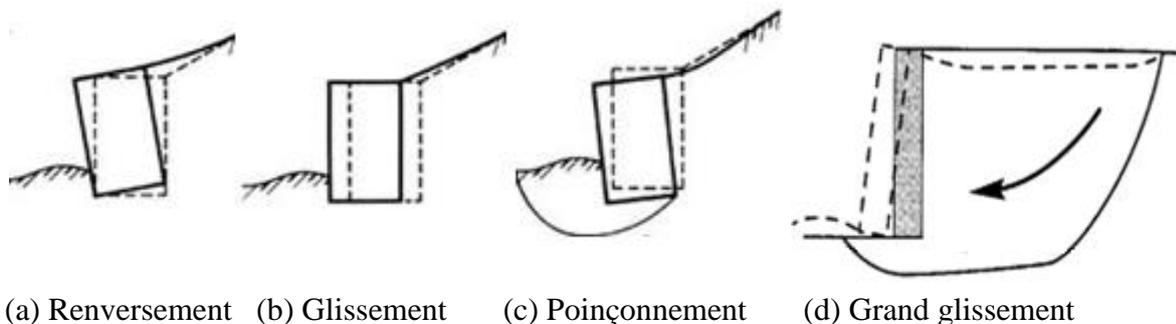
## 8. Dimensionnement des murs de soutènement

Généralement, les méthodes de dimensionnement des ouvrages de soutènement se basent sur des calculs à la rupture avec prise en compte de coefficients de sécurité notamment pour les ouvrages classés comme rigides tels que les murs poids et les murs en béton armé alors que pour les ouvrages flexibles ou semi-flexibles à ancrage comme les parois moulées et les rideaux de palplanches, il est courant de dimensionner l'ouvrage en se basant plutôt sur un calcul en déformation. Ce manuscrit ne s'intéressera qu'aux soutènements rigides de type mur poids et mur en béton armé simple ou avec contreforts.

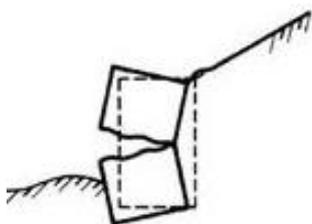
Le dimensionnement se base sur l'hypothèse d'un mur très long et le calcul se fera pour une longueur unité ( $L=1m$ ). La hauteur  $H$  du mur et sa rugosité étant généralement des données du problème, on cherche la largeur du mur en suivant les étapes et vérifiant les critères suivants [1] :

- 1- Prédimensionnement de l'ouvrage ;
- 2- Détermination des efforts sollicitant le mur ;
- 3- Vérification de la stabilité externe du mur vis-à-vis de :

- ✓ Renversement (Figure 2.8 a) ;
  - ✓ Glissement sur la base (Figure 2.8 b) ;
  - ✓ Poinçonnement du sol de fondation (Figure 2.8c) ;
  - ✓ Rupture du mur par grand glissement du sol de fondation (Figure 2.8 d) ;
- 4- Vérification de la stabilité interne du mur vis-à-vis de la rupture des éléments structuraux de l'ouvrage (Figure 2.9) ;



**Figure 2.8** Stabilité externe d'un mur de soutènement [1].



**Figure 2.9** Stabilité interne d'un mur de soutènement [1].

En plus des justifications externes et internes des murs de soutènement citées, l'Eurocode 7 [19] préconise également de vérifier :

- ✓ La rupture combinée dans le terrain et dans les éléments constituant la structure ;
- ✓ La rupture par soulèvement hydraulique ;
- ✓ Les mouvements du mur de soutènement pouvant affecter son apparence, son efficacité ou celle d'ouvrages voisins ;
- ✓ Les fuites inacceptables à travers ou par-dessus le mur ;
- ✓ Le transport intolérable de particules de sol ;
- ✓ Les modifications inadmissibles de l'écoulement de l'eau souterraine ;

En outre, l'Eurocode 7 a établi des cas pour lesquels un calcul de déplacement en état limite de service est recommandé. Il s'agit de :

- ✓ Mur soutenant plus de 6 m de sol cohérent de faible plasticité ;
- ✓ Mur soutenant plus de 3 m de sol de forte plasticité ;
- ✓ Mur reposant ou est en contact avec une argile molle ;

### 8.1. Prédimensionnement d'un mur de soutènement et règles constructives

Le calcul d'un mur de soutènement étant une justification de sa stabilité, il est nécessaire de définir à priori ses dimensions. Les figures 2.10 a et b ci-dessous illustrent les proportions usuelles pour un mur de soutènement poids en béton et un mur cantilever en béton armé.

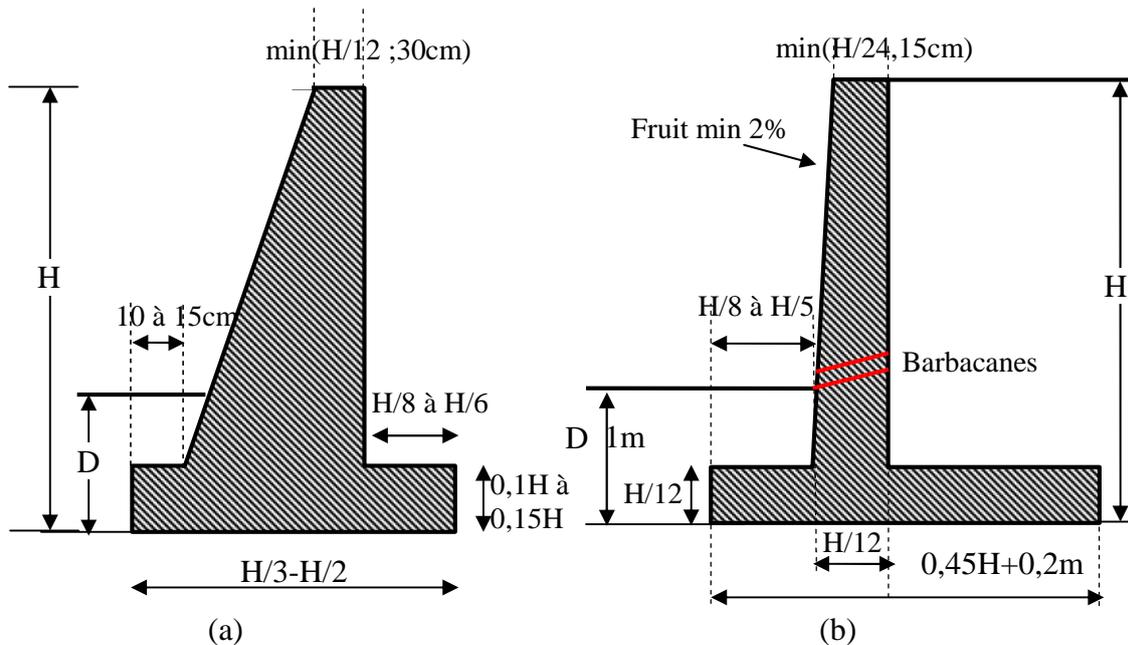


Figure 2.10 Prédimensionnement de murs [20] : (a) poids, (b) en béton armé

Un ancrage D forfaitaire est pris généralement égal à :

$$D=1\text{ m si } H < 4\text{ m et } D=1.5\text{ si } D > 4\text{ m ;}$$

## 8.2. Efforts sollicitant un mur de soutènement

Pour le calcul du ferrailage et donc la stabilité interne du mur de soutènement, la poussée active des terres ou de surcharges d'exploitation sont supposées s'exercer avec un angle d'inclinaison nul sur la normale au parement. Lorsque le parement en amont du rideau est incliné de  $\alpha$ , la composante verticale de la poussée est négligée. Cette simplification va dans le sens de la sécurité.

### 8.2.1. Identification des efforts

Ils sont illustrés sur la figure 2.11 et peuvent être définis comme :

#### A : Les forces verticales

1.  $W$  : Poids propre du mur ( $W_f$  : pour le rideau et  $W_s$  pour la semelle). Dans le cas de murs de soutènement avec contreforts, on peut tenir compte du poids propre des contreforts dans le calcul de la charge verticale qui doit être rapporté à 1mètre linéaire du mur ;
2.  $V$  : Poids des terres surmontant la fondation à l'amont ;
3.  $V_p$  : Poids des terres situé à l'amont de la fondation (généralement négligé) ;
4.  $V_1$  : Poids dû à la charge d'exploitation  $q$  ;

#### B : Les forces horizontales

1.  $P_a$  : Poussée des terres soutenues à l'amont du mur et dépendant des caractéristiques du sol (poids volumique, angle de frottement interne) et de la hauteur des terres à soutenir ;
2.  $P_p$  : Butée du terrain situé à l'aval du mur (généralement négligé) ;
3.  $P_{aq}$  : Poussée due à la charge d'exploitation ;

A ces forces peuvent éventuellement s'ajouter :

1. Des forces concentrées en certains points (tirants d'ancrage par exemple) ;
2. Si le drainage n'est pas assuré, alors la présence d'eau engendrera des pressions hydrostatiques en amont et en aval ainsi que des sous-pressions sous la semelle ;

A titre indicatif, un remblai horizontal saturé en eau, exercera une poussée 2.5 fois plus importante que si le remblai est sec. Pour cela, il convient de rappeler l'intérêt de la prévision de système de drainage vertical et horizontal et d'évacuation par le biais de barbacanes [2].

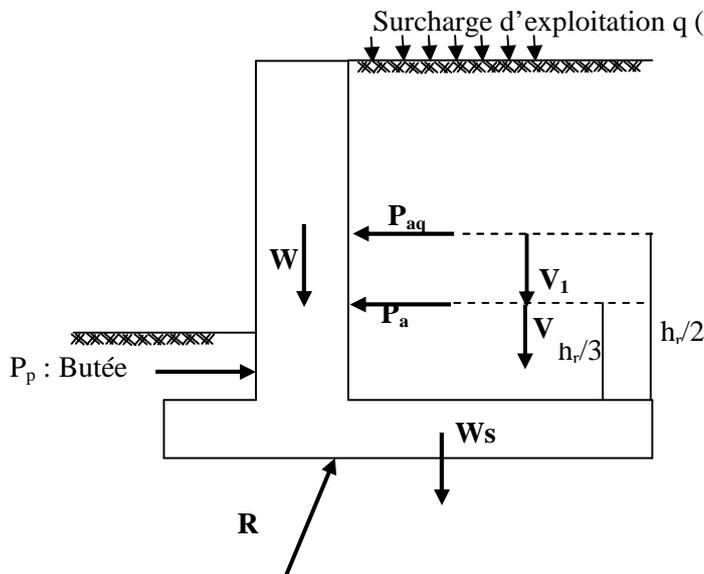


Figure 2.11 Représentation schématique des actions extérieures exercées sur un mur

A noter que par mesure de sécurité, la butée  $P_p$  est généralement négligée. En effet, cette butée peut toujours être supprimée par des travaux de terrassement ultérieurs (pose de canalisations) et les déplacements du pied du mur ne sont généralement pas suffisants pour la mobilisation à l'aval du mur de cette butée. En effet, ce déplacement de l'ordre de  $H/1000$  est non admissible pour cette catégorie d'ouvrages.

### 8.2.2. Détermination des valeurs des efforts

On présente dans ce qui suit un exemple de calcul de ces différents efforts pour le mur de soutènement présenté sur la figure 2.12.

#### 8.2.2.1. Efforts dus au sol

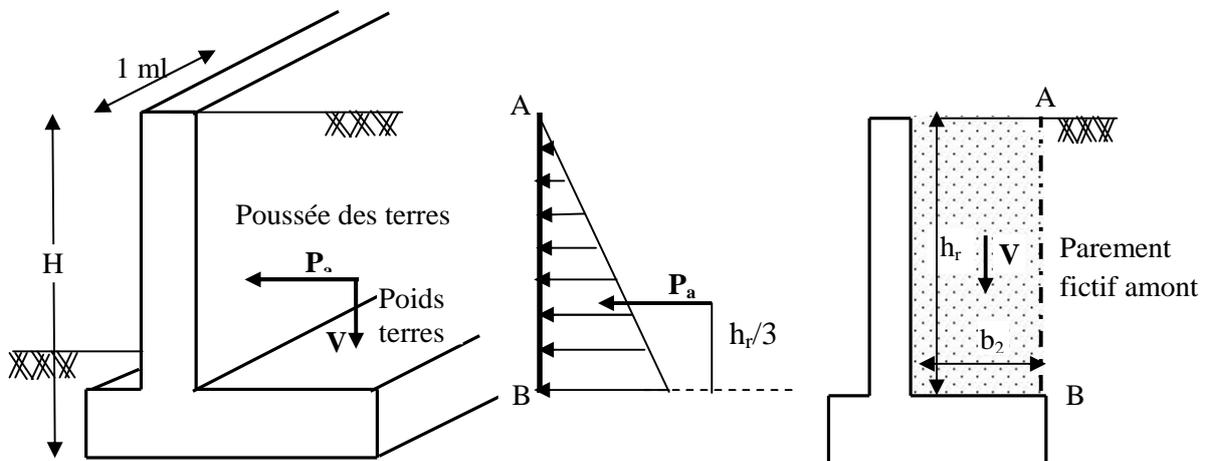


Figure 2.12 Diagramme des poussées des terres

• **Poussée des terres sur le rideau  $P_a$**

Elle est donnée par l'expression (2-5) à savoir :

$$P_a = 1/2 \cdot \gamma \cdot h_r^2 \cdot K_a$$

Avec :

$\gamma$  : Poids spécifique des terres (en  $\text{kN/m}^3$ ).

$K_a$  : Coefficient fonction de l'angle de frottement interne  $\phi$ , de l'inclinaison du mur, de l'inclinaison du talus naturel, de l'inclinaison du remblai.

Comme la distribution des poussées le long du rideau du mur de soutènement est triangulaire, alors la poussée  $P_a$  est appliquée à  $h_r/3$  de la base du rideau.

• **Poids des terres  $V$**

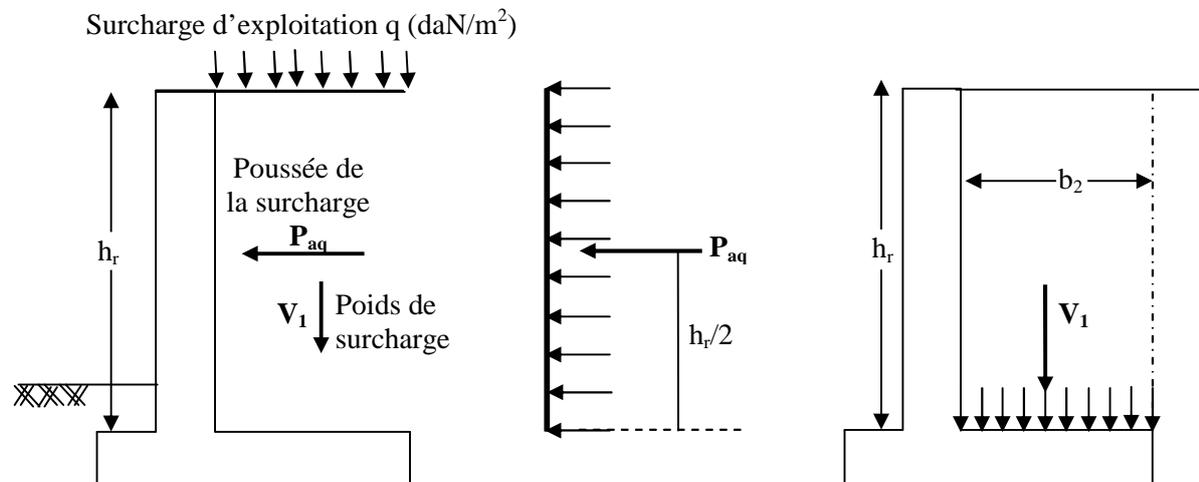
La composante verticale de la poussée due aux terres correspond simplement au poids des terres situées au dessus de la semelle en amont du mur (côté poussée)

$$V = \gamma \cdot v'$$

Avec :  $v'$  qui désigne le volume des terres calculé pour une tranche de 1 ml

$$V = \gamma \cdot h_r \cdot b_2 \cdot (1\text{ml}) \tag{2-24}$$

8.2.2.2. Efforts dus à la surcharge



**Figure 2.13** Diagramme des poussées dues à une surcharge d'exploitation

L'effet de la surcharge d'exploitation sur un mur de soutènement se manifeste par une composante horizontale à répartition rectangulaire uniforme de résultante  $P_{aq}$  et une composante verticale  $V_1$  traduisant le poids de cette surcharge.

• **Poussée de la surcharge sur le rideau  $P_{aq}$**

$P_{aq}(h_i) = K_a \cdot q$  poussée à une hauteur  $h_i$ . La pression totale est alors donnée par :

$$Q_1 = K_a \cdot q \cdot h_r \tag{2-25}$$

Comme la distribution des poussées le long du rideau du mur de soutènement est uniforme, alors la poussée  $P_{aq}$  est appliquée à  $h_r/2$  de la base du rideau.

- Poids de la surcharge  $V_1$

Donné pour une bande de 1 mètre linéaire par :

$$V_1 = q \cdot b_2 \quad (2-26)$$

### 8.2.2.3. Efforts dus à l'eau

En cas de présence d'une nappe d'eau, les poussées dues à cette eau sont illustrées sur la figure 2.14.

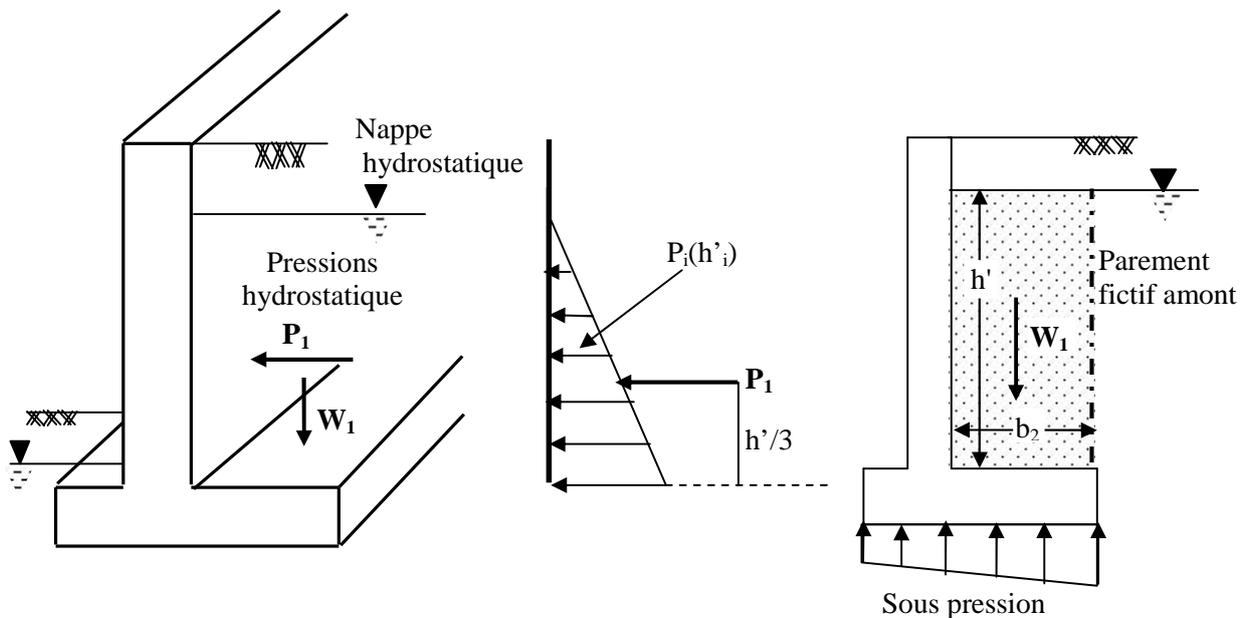


Figure 2.14 Diagramme des poussées dues à l'eau.

#### Remarque :

Les pressions hydrostatiques en aval du mur de soutènement ne sont pas considérées et donc non représentées sur la figure 2.14.

### 8.3. Vérification de la stabilité externe d'un mur de soutènement

La stabilité externe d'un mur de soutènement doit être étudiée à l'état limite ultime [2, 7].

#### 8.3.1. Stabilité au renversement

Cette vérification s'effectue à l'ELU en considérant la combinaison fondamentale et, s'il y'a lieu, la combinaison accidentelle. La combinaison fondamentale s'écrit :

$$1,35 G_{\max} + G_{\min} + 1,5 Q \quad (2-27)$$

Avec :  $G_{\max}$  correspondant aux actions défavorables telles que la pression des terres et  $G_{\min}$  correspondant aux actions favorables telles que le poids de l'ouvrage, poids des terres sur la semelle amont.

##### 8.3.1.1. Cas de mur en béton armé

Cette vérification est basée sur le fait de considérer que le sol sous la semelle de fondation doit rester entièrement comprimé. Il s'agit d'une vérification d'absence de risque d'un renversement ou basculement du mur par rapport au point « A » point extrême de la semelle

à l'aval du mur à travers la définition d'un rapport de moments d'actions stabilisantes / actions déstabilisantes, que l'on compare à un coefficient de sécurité défini en hypothèse. La vérification s'écrit comme suit :

$$F_r \text{ (sans butée)} = M_{st/A} / M_{r/A} \geq 1,5 \quad (2-28)$$

$M_{st/A}$  et  $M_{r/A}$  sont les moments stabilisants et renversants calculés par rapport au point A.

Les moments stabilisants ' $M_{st}$ ' sont induits par :

L'action du poids propre de l'ouvrage et du volume de sol qui charge la fondation. En outre, bien que participant à la résistance au renversement du mur, par mesure de sécurité, l'effet de la butée est négligé.

Les moments renversant ' $M_r$ ' sont induits par :

La poussée des terres, des surcharges ainsi que celle de l'eau si celle-ci est retenue par l'ouvrage.

En l'absence de poussées dues à des forces concentrées supplémentaires et en négligeant l'effet de la butée, Les moments stabilisant  $M_{st}$  et renversant  $M_r$  sont calculés comme suit :

$$M_{st} = M(W_r) + M(W_s) + M(V) + M(V_1)$$

$$M_r = 1.35M(Q) + 1.5 M(Q_1)$$

Soit donc :

$$F_r = \frac{M(w_r) + M(w_s) + M(V_1)}{1.35 M(Q) + 1.5 M(Q_1)} \geq 1.5 \quad (2-29)$$

A noter que cette vérification est effectuée en particulier pour des sols durs. En cas d'un sol mou ou de résistance médiocre, il est conseillé d'éviter le risque de renversement en dimensionnant la semelle de façon à avoir une excentricité  $e = 0$ .

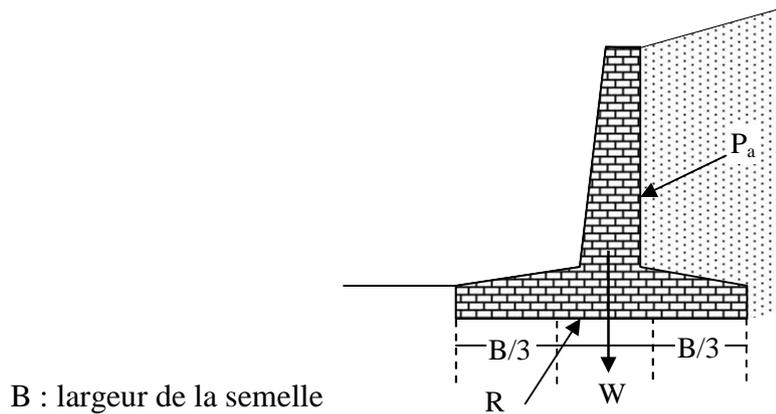
Dans le cas où l'on tient compte de la butée, pour que le mur soit stable, on exige un coefficient de sécurité au moins égal à 2. Donc, on vérifie :

$$F_r \text{ (sans butée)} = M_{st/A} / M_{r/A} \geq 2 \quad (2-30)$$

### 8.3.1.2. Cas de mur poids

Pour les murs poids, une condition suffisante de stabilité au renversement est traduite par une vérification de la résultante des efforts qui doit se situer dans le tiers central du mur (soit une excentricité  $e \leq b/6$ ) [2, 7]. La vérification de cette condition signifie que le sol sous la semelle est entièrement comprimé (Figure 2.15). Cette règle est parfois également utilisée pour la vérification au renversement des murs en béton armé [18].

A noter que cette règle du tiers central est plus sévère que celle du rapport des moments. Généralement, son application aboutie à des valeurs de facteur  $F_r$  voisin de 3. Par ailleurs, si le mur est fondé sur un sol dur, alors on pourra admettre que la réaction sur la base soit en dehors du tiers central.



B : largeur de la semelle

**Figure 2.15** Règle du tiers centrale [1].

En cas de vérification de la stabilité au renversement vis-à-vis d'une situation accidentelle (en tenant compte de l'action d'un séisme par exemple), dans son article 10.4.7, le règlement parasismique algérien (RPA99/V2003) préconise un coefficient de sécurité de 1,3 [21]. La résistance au renversement étant le résultat du poids du mur, de sa fondation et du remblai sus-jacent.

### 8.3.2. Stabilité de glissement de base

Il s'agit de vérifier que le mur ne glisse pas à sa base sur un sol donc qu'il n'y a pas de risque de déplacement horizontal [2, 7]. Autrement, on doit s'assurer que les contraintes de cisaillement mobilisées à la base du mur sont supérieures à la résistance d'adhérence base/sol.

Pour cela, on vérifie que la composante des efforts horizontaux faisant glisser l'ouvrage (T) reste inférieure à la résultante des efforts horizontaux retenant l'ouvrage donnée par :  $R_H + C \cdot b$

$$F_g = \frac{C \cdot b + R_{\text{horizontal}}}{T} \geq 1,5 \quad (2-31)$$

Avec :  $R_H = N \cdot \tan \phi$  ;

N : Composante normale ou verticale de la réaction =  $F_v$  ;

C et  $\phi$  : Caractéristiques d'adhérence et de frottement au contact du terrain de fondation et du mur généralement prises comme étant la cohésion et l'angle de frottement interne du terrain de fondation. En effet, lors de la rupture d'un mur par glissement, il est fréquemment constaté que la partie inférieure de la fondation entraîne avec elle une couche de terre et par conséquent, la rupture se produit au sein du massif et non dans le plan même de la base de la fondation.

b : largeur de la base du mur ;

T =  $F_h$  (efforts horizontaux faisant glisser l'ouvrage) ;

**Remarque :** La valeur de ' $\phi$ ' angle de frottement entre le sol et le mur est liée à l'état de surface du mur (son signe dépend du sens du déplacement relatif entre le sol et le mur). En pratique pour un contact sol/ béton, on prend généralement dans le cas de murs rugueux en

béton ou en maçonnerie la valeur de  $\delta = 2/3$ . . d'autres cas de figure sont donnés au tableau 2.5 suivant.

**Tableau 2.5** Valeurs de l'angle ' ' de frottement entre le sol et le mur en fonction de l'état de surface de parement [1]

| État de surface du parement                                | Angle de frottement sol-mur ' ' $\delta$ |
|------------------------------------------------------------|------------------------------------------|
| 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                                              | $\delta = 1/3 \varphi$                   |
| Parements fictifs inclinés des murs cantilevers            | $\delta = 2/3 \varphi$                   |

A rappeler que la résistance au glissement peut être améliorée par la disposition d'une bêche à la base de la semelle. Le frottement se fait alors sol/sol et on prend  $\delta = \dots$ .

Dans le cas où l'on tient compte de la butée, pour que le mur soit stable, on exige un coefficient de sécurité au moins égal à 2. Donc, on vérifie :

$$F_g = \frac{C \cdot b + R^{ic, on \dots}}{T} \geq 2 \tag{2-32}$$

En cas de vérification de la stabilité au glissement vis-à-vis d'une situation accidentelle (en tenant compte de l'action d'un séisme par exemple), le RPA préconise un coefficient de sécurité de **1,2** (art 10.4.7). La résistance au glissement est calculée en admettant que la rupture se produit dans le sol et non pas à l'interface semelle/sol.

### 8.3.3. Stabilité au poinçonnement du sol de fondation (ELS/Accidentelle)

La stabilité vis-à-vis d'une rupture du sol par poinçonnement est examinée par un calcul de capacité portante de ce sol à travers l'adoption d'un certain coefficient de sécurité sur la capacité portante du terrain de fondation [2]. Autrement, on vérifie que l'on est loin des conditions de rupture du sol de fondation pour lequel, la contrainte normale appliquée reste inférieure à une fraction de la contrainte de rupture de ce sol.

La détermination de la capacité portante du sol se base sur des essais de laboratoire ou in situ. Elle relève du domaine de calcul des fondations et n'est pas traitée dans ce manuscrit.

La vérification de la stabilité au poinçonnement du sol de fondation d'un mur de soutènement est analogue au calcul d'une fondation superficielle. En réalité, la répartition des contraintes sous le sol de la semelle du mur de soutènement dépend des propriétés du sol et de la rigidité de la fondation. Une répartition uniforme des contraintes sous le sol d'une fondation est considérée lorsque cette fondation est souple et génère des tassements différemment répartis. Lorsqu'une fondation est considérée comme rigide, alors le tassement est uniforme mais pas les contraintes. Toutefois, par mesure de simplification des calculs, on admet une distribution linéaire mais pas uniforme des contraintes normales sous la fondation. Ce qui revient à tenir

compte de l'excentricité 'e' de la charge appliquée par rapport à l'axe de la fondation. Cette excentricité est donnée par :

$$e = \frac{b}{2} - \frac{M_{Gst} + M_{tr}}{N} \tag{2-33}$$

Ou bien :

$$e = \frac{M_{Gst}}{N} \tag{2-34}$$

Avec :  $M_{Gst} = M/G_{sst}$  et  $G_s$  : Centre de gravité de la semelle.

Et :  $N = F_v$

Trois cas se présentent alors :

1<sup>ier</sup> cas :  $e=0$

La résultante des forces verticales passe par l'axe de la semelle (Figure 1.16a). On vérifie que :

$$\sigma = \frac{\sum F}{b} < \sigma_{sol} \tag{2-35}$$

2<sup>ieme</sup> cas :  $0 < e < b/6$

La résultante des forces verticales passe dans le tiers central de la semelle et n'engendre pas de contraintes de traction dans le béton sous sa base. Deux approches sont utilisées. Une vérification en utilisant la contrainte maximale (plus défavorable). Figure 2.16 b.

$$\sigma_{max} \leq \sigma_{sol} \tag{2-36}$$

Ou une vérification (dans certains ouvrages) d'une contrainte de référence définie par :

$$\sigma_{ref} = \frac{\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} < \sigma_{sol} \tag{2-37}$$

La contrainte maximale  $\sigma_{max}$  (au droit du talon de la semelle) et minimale  $\sigma_{min}$  (au droit du pied du mur) (Figure 2.16) s'écrivent ainsi :

$$\sigma_{max} = \frac{N}{b} \cdot \left(1 + \frac{6 \cdot e}{b}\right) \tag{2-38a}$$

$$\sigma_{min} = \frac{N}{b} \cdot \left(1 - \frac{6 \cdot e}{b}\right) \tag{2-38b}$$

3<sup>ieme</sup> cas :  $e > b/6$

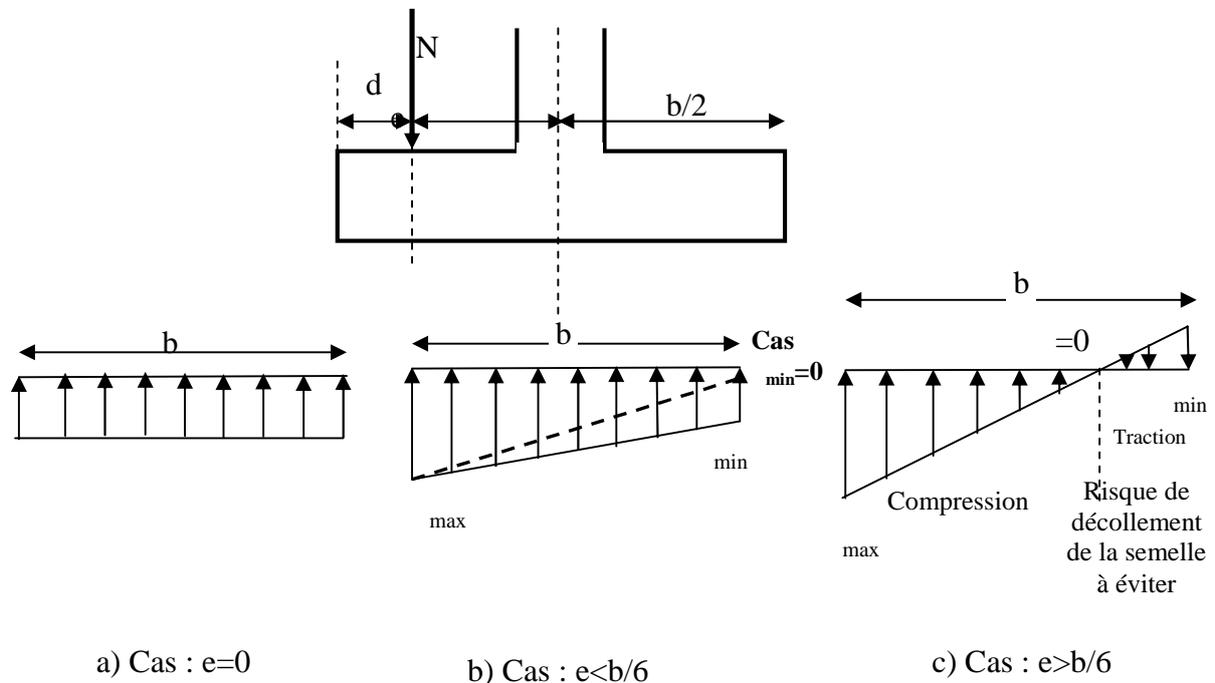
La résultante des forces verticales ne passe pas dans le tiers central de la base du mur. Une partie du béton de la semelle sera tendue et il y'a risque de décollement de cette partie de semelle. Pour la détermination de la contrainte maximale, on applique la méthode de Meyhorf qui calcule la force portante sur une largeur (fictive) réduite  $b'$  de la semelle du mur donnée par :  $b' = b - 2 \cdot e$  (Figure 2.16 c).

Et on vérifie que :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{b'} < \sigma_{\text{sol}} \quad (2-39)$$

Il est également important de noter que :

- 1) En dépit du fait que l'étude de la stabilité externe des murs de soutènement repose sur un calcul à la rupture, les efforts de poussées (et éventuellement de butées) déterminés tiennent compte des déformations de service de l'ouvrage. Ainsi, s'il n'y a pas possibilité de déplacement d'un mur de soutènement (comme pour les murs latéraux d'un pont cadre), la force de poussée doit être calculée en utilisant un coefficient de poussées des terres au repos ( $K_{a0}$ ) et non avec le coefficient de poussée actif  $K_a$ .
- 2) Si le mur est fondé sur un terrain rocheux, alors on admettra une excentricité  $e = b/4$  au lieu de :  $e = b/3$ .



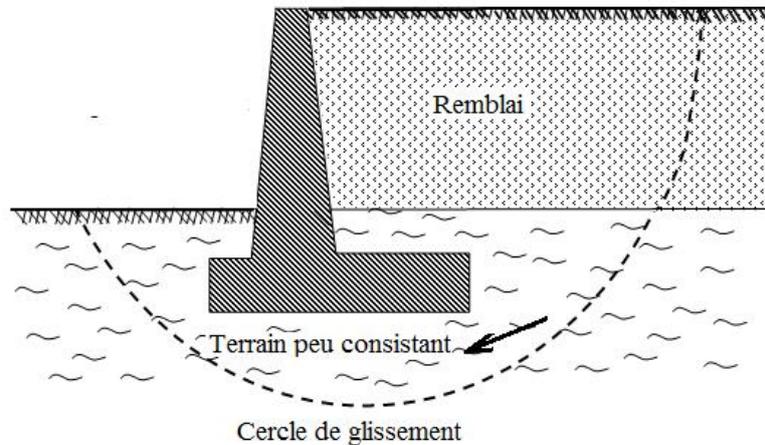
**Figure 2.16** Répartition des contraintes sur le sol de fondation.

#### 8.3.4. Stabilité au grand glissement du sol de fondation

Il s'agit d'une stabilité vis-à-vis d'une rupture par glissement d'ensemble du terrain d'assise englobant le sol et le mur, particulièrement rencontrée dans les sols en pente en l'absence même de toute défaillance de la structure considérée [2]. La surface de rupture passe alors à l'arrière du mur (Figure 2.17). La ligne de rupture a lieu selon un cercle de glissement.

La méthode des tranches de Bishop est fréquemment utilisée pour déterminer la valeur minimale du coefficient de sécurité (qui doit être supérieur à 1,5) ainsi que la position du cercle de rupture correspondant. Les glissements d'ensembles peuvent également être dus à :

- Des fondations insuffisamment ancrées ;
- Des fondations non horizontales ;
- Présence de sols meubles tels que les sols argileux ;



**Figure 2.17** Rupture par grand glissement du sol de fondation [2].

A noter que cette vérification fait appel à des notions de stabilité des pentes qui ne sont pas abordées dans le présent manuscrit (voir cours de mécanique des sols)

#### 8.4. Vérification de la stabilité interne du mur de soutènement

L'étude de la stabilité interne est propre à chaque type d'ouvrage. La ruine par rupture interne du mur, peut être attribuée à une insuffisance de la résistance structurale des éléments qui forment le mur à savoir le rideau ou voile, la semelle et particulièrement leur jonction. Dans le cas des murs poids, la vérification de la stabilité relève des calculs classiques de béton (qui ne doit pas travailler en traction). D'après Costel et Sanglerat [20], on accepte parfois des contraintes de traction allant jusqu'à 50kPa et la section critique est celle de la jonction fut/fondation.

Pour les murs en béton armé, un calcul rigoureux d'armatures (hors ferrailages minimaux) avec choix de la fissuration est indispensable afin de justifier la résistance interne selon le BAEL pour certaines sections prédéfinies telles que :

- L'encastrement rideau- semelle ;
- L'encastrement du talon semelle-rideau ;
- L'encastrement du patin semelle-rideau ;
- Toute section dangereuse définie par l'utilisateur après analyses de l'ouvrage ;

Généralement, la traction maximale est identifiée à la surface d'encastrement du rideau (soumis à une flexion) dans la semelle. La contrainte de traction correspondante est alors donnée par :

$$\sigma_{\max} = \frac{M_{\text{enc}}}{I/V} \quad (2-40)$$

Où :

$M_{enc}$  : Désigne le moment à la section dangereuse ;

I : Moment d'inertie d'une section droite du rideau ou de la semelle ou toute autre section dangereuse :

V : Distance de l'axe neutre à la fibre la plus tendue de la section droite de l'élément vérifiant du mur ;

## **9. Conclusion**

Ce chapitre a traité les méthodes de dimensionnement et les critères de stabilité des murs de soutènement. Les différents états limites correspondants au comportement du système sol/mur ont été passés en revue à travers un rappel des théories de Coulomb, Rankine et Boussinesq pour la détermination des efforts appliqués à un mur de soutènement.

Le prédimensionnement des murs de soutènement en béton ou en béton armé a également été exposé. Il s'agit alors de déterminer les dimensions géométriques du mur pour qu'il soit stable vis-à-vis du renversement, du glissement et du poinçonnement sous l'action des forces qui lui sont appliquées en particulier la poussée des terres et de surcharges d'exploitation. L'effet d'une poussée supplémentaire due à la présence d'eau a aussi été exposé. Cependant, il est recommandé de prévoir des systèmes de drainage pour éviter ce type de force de poussées pouvant survenir sur un ouvrage de soutènement.

## 1. Introduction

Après avoir décrit dans le chapitre 2 la méthode de justification de la stabilité externe des murs de soutènement beaucoup plus liée à la mécanique des sols (MDS), on abordera dans ce qui suit, le problème de justification de la stabilité interne des murs de soutènement dont les vérifications relèvent de la résistance des matériaux et de calculs de structures en béton armé. Pour déterminer le ferrailage d'un mur de soutènement en béton armé, deux cas peuvent être distingués :

- Mur sans contrefort ;
- Mur avec contrefort ;

## 2. Ferrailage des murs de soutènement sans contreforts

Selon les hypothèses de calcul, trois principaux éléments constituant un mur de soutènement sans contrefort seront calculés. Il s'agit de :

- Rideau ou voile vertical ;
- De la partie de semelle située en amont du rideau, c'est-à-dire du côté remblai et qui sera identifiée dans ce manuscrit comme semelle de droite ;
- De la partie de semelle située en aval du rideau, c'est-à-dire du côté vide et qui sera identifiée dans ce manuscrit comme semelle de gauche ;

Des éléments supplémentaires tels que la bêche, la poutre de raidissement (en tête du rideau d'un mur de soutènement sans contrefort) peuvent également faire l'objet d'un calcul de ferrailage.

### 2.1. Combinaisons de calcul

L'état limite de résistance d'un mur de soutènement est vérifié en appliquant les règles du BAEL. L'état limite déterminant est arrêté en fonction du type de fissuration considéré :

ELU : Si la fissuration est peu nuisible ;

ELS : Si fissuration est préjudiciable ou très préjudiciable (cas de la majorité des murs de soutènement) ;

### 2.2. Calcul des éléments du mur

#### 2.2.1. Le rideau

Le rideau est supposé encastré à sa base dans la semelle et libre au sommet. Il est ainsi, calculé comme une console soumise aux composantes horizontales des poussées des terres et de surcharges d'exploitation. Peuvent s'ajouter, les composantes horizontales de l'eau si cette dernière est prise en compte dans les calculs et de charges dynamiques résultant d'un séisme.

La section de calcul de ferrailage (ou section dangereuse) est située à l'encastrement du rideau à la semelle. Elle est calculée à la flexion simple si le poids propre du rideau est négligé. Dans le cas où l'on est obligé de tenir compte de toute force verticale agissant sur le rideau, alors celui-ci sera calculé comme console travaillant en flexion composée. Le ferrailage du rideau est déterminé pour une section d'un mètre linéaire de largeur et une épaisseur 'e' qui peut être constante ou variable selon la configuration géométrique du rideau. Le ferrailage trouvé pour une bande de 1m, est généralisé à tout le mur de soutènement.

Pour le cas de vérification de la stabilité interne du mur, il est plus sécurisant de négliger l'effet des poussées des terres et de surcharge d'exploitation sur la semelle de fondation comme l'illustre les équations (3-1) à (3-6).

*Cas de la poussée des terres*

Si on néglige la poussée sur la semelle du mur, on aura comme valeur de moment sollicitant le rideau à la section d'encastrement :

$$M_0 = \frac{1}{2} K_a \cdot \gamma \cdot h_r \cdot \frac{h_r}{3} = \frac{1}{6} K_a \cdot \gamma \cdot h_r^2 \quad (3-1)$$

Avec  $h_r = H - e$  (épaisseur de la semelle)

Si on tient compte par exemple de la poussée des terres s'exerçant sur toute la hauteur du mur, on aura comme valeur de moment sollicitant le rideau à la section d'encastrement :

$$M_1 = \frac{1}{2} K_a \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot (H/3 - e) = \frac{1}{2} K_a \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot (h_r - H/3) \quad (3-2)$$

En général, on adopte  $e = H/12$  soit :  $h_r = 11/12H$ , on aura donc :

$$\frac{M_0}{M_1} = \frac{\frac{1}{6} K_a \cdot \gamma \cdot h_r^2}{\frac{1}{2} K_a \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot (h_r - H/3)} = 1,027 \quad (3-3)$$

*Cas de la poussée de surcharge d'exploitation*

Si on néglige la poussée sur la semelle du mur, on aura comme valeur de moment sollicitant le rideau à la section d'encastrement :

$$M_0 = \frac{1}{2} K_a \cdot q \cdot h_r^2 \quad (3-4)$$

Si on tient compte par exemple de la poussée des terres s'exerçant sur toute la hauteur du mur, on aura comme valeur de moment sollicitant le rideau à la section d'encastrement :

$$M_1 = K_a \cdot q \cdot H \cdot (H/2 - e) = K_a \cdot q \cdot H \cdot (h_r - H/2) \quad (3-5)$$

$$\frac{M_0}{M_1} = \frac{\frac{1}{2} K_a \cdot q \cdot h_r^2}{K_a \cdot q \cdot H \cdot (h_r - H/2)} = 1,028 \quad (3-6)$$

On voit bien que le moment à la section d'encastrement du rideau est plus important lorsqu'on néglige les poussées de terre ou de surcharge d'exploitation qui s'exercent sur la semelle. C'est cette hypothèse (légèrement plus défavorable) qu'on retiendra dans nos calculs de stabilité interne du mur.

De plus, dans le cas de mur de soutènement dont le parement amont du rideau est incliné d'un angle  $\alpha$ , alors la composante verticale de la poussée est négligée. Ceci va également dans le sens de la sécurité.

Pour le cas du mur représenté sur la figure 3.1, le moment de calcul du rideau à ELU sera donné par :

$$M_{enc} = 1.35 P_a \cdot \frac{h_r}{3} + 1.5 P_{aq} \cdot \frac{h_r}{2} \tag{3-7}$$

La figure 3.1 illustre le modèle de calcul et les charges appliquées au rideau d'un mur de soutènement de parement lisse, vertical et soutenant un remblai à surface horizontale et une charge d'exploitation q.

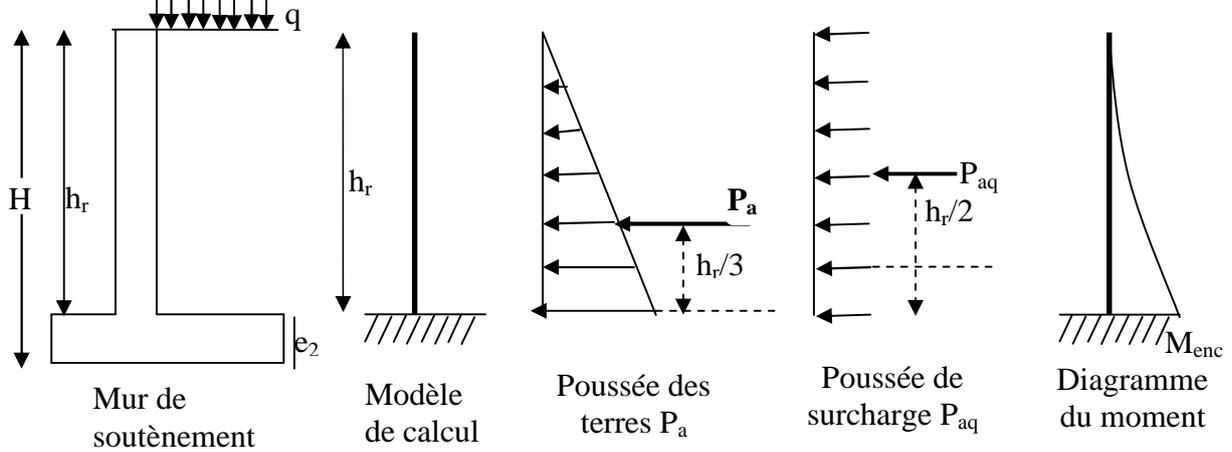


Figure 3.1 Modèle de calcul et charges appliquées au rideau d'un mur de soutènement.

A noter que les armatures (principale et de répartition) déterminées suite au calcul, seront disposées dans la partie tendue du rideau qui correspond au coté en amont donc en contact du remblai et qu'un ferrailage constructif peut être également réalisé sur la face en aval du mur. La figure 3.2 illustre une disposition correcte du ferrailage du rideau alors que les figures 3.3 (a, b, c et d) montrent des exemples de configurations de ferrailage du rideau erronées.

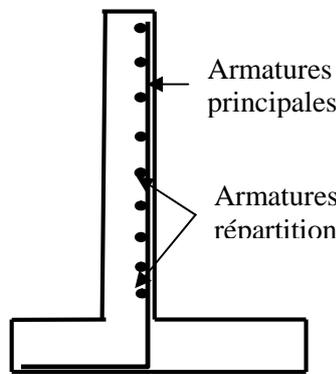


Figure 3.2 Exemple de schéma de ferrailage de rideau

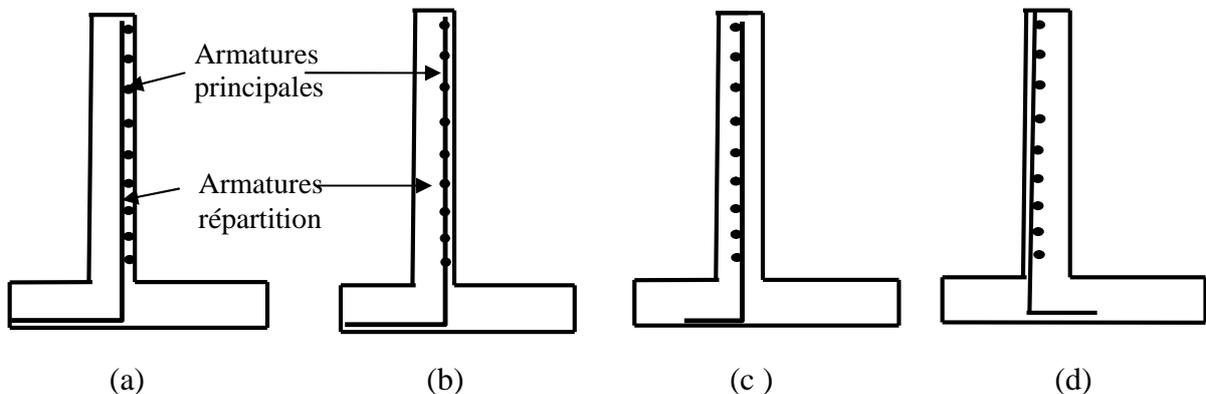


Figure 3.3 Exemples de configurations de ferrailage erronées

- a : Armatures principales placées loin de la face derrière les armatures de répartition ;
- b : Armatures principales et de répartition placées en système de treillis soudé ;
- c : Armatures principales placées au milieu du rideau du mur ;
- d : Armatures principales placées sur la face aval du mur alors que la zone tendue du rideau est situé du coté en contact avec le remblai :

2.2.2. La semelle de fondation

2.2.2.1. Semelle de droite

Cette partie de semelle est calculée comme console encadrée en une extrémité au rideau du mur et libre à l'autre. Elle est soumise aux efforts dus, d'une part :

- ✓ Aux contraintes du sol (  $\sigma$  ) dirigées du bas vers le haut dont la résultante est appliquée au centre de gravité de cette partie de semelle ;

et d'autre part, aux efforts appliqués de haut en bas dus :

- ✓ Poids propre de la semelle (  $s$  ) ;
- ✓ Poids des terres (  $t$  )
- ✓ Poids de la surcharge d'exploitation (  $q$  ).

La figure 3.4 illustre le modèle de calcul, les charges appliquées et le schéma statique équivalent de calcul.

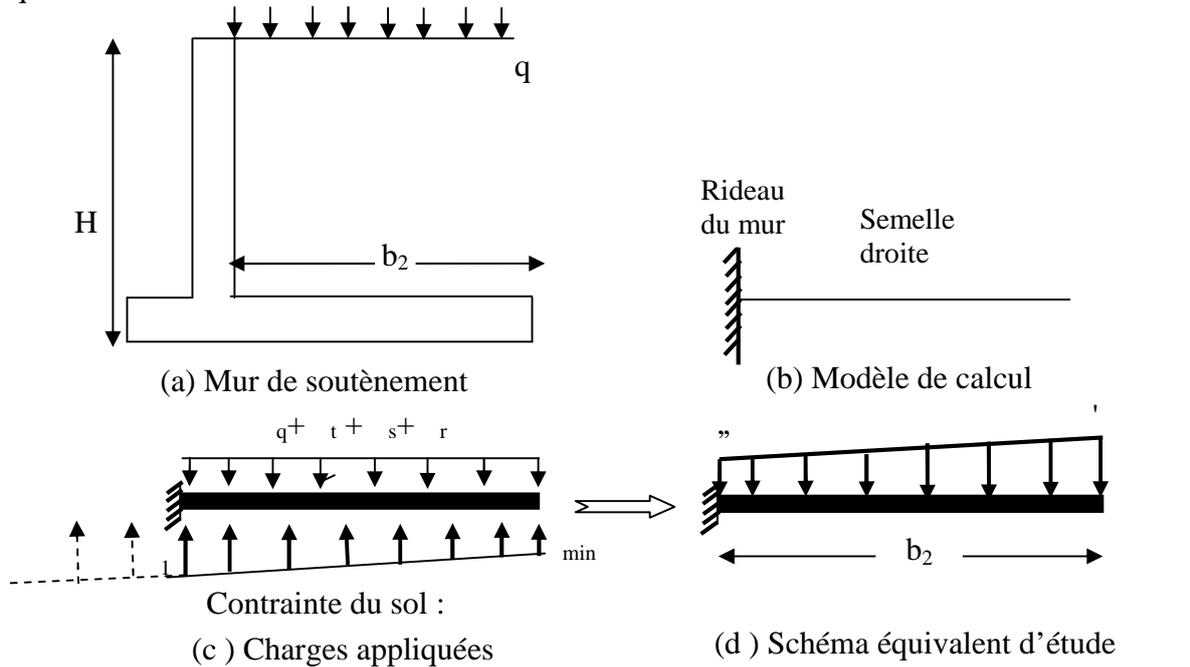


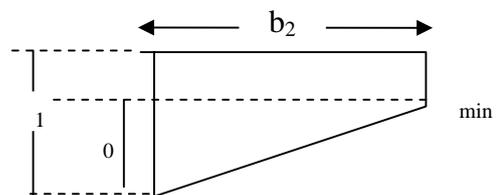
Figure 3.4 Calcul de la semelle droite d'un mur de soutènement.

Les valeurs des contraintes  $\sigma'$  et  $\sigma''$  sont déterminées selon les expressions suivantes :

$$\left\{ \begin{aligned} \sigma' &= s + t + q - \min & (3-8a) \\ \sigma'' &= s + t + q - \sigma_1 & (3-8b) \end{aligned} \right.$$

Avec  $\sigma_1$  donnée par :  $\sigma_1 = \min + \sigma_0$

$$\sigma_0 = [(\sigma_{\max} - \sigma_{\min}) \times b_2/b]$$



donc :

$$\sigma_x = \sigma_{min} + (\sigma_{max} - \sigma_{min}) \cdot b_z / l \tag{3-9}$$

A noter que selon les situations de calcul, les contraintes ' et '' seront déterminées après pondération des contraintes s, t, q et min. Toutefois, pour une meilleure sécurité, seules les composantes de contraintes ayant un effet défavorable sont majorées. Les contraintes qui présentent un effet favorables (en générale avec un signe - dans les expressions) restent sans pondération. A titre d'exemple, si le calcul est fait pour un état limite ultime de résistance 'ELU', alors les équations précédentes deviennent :

$$\left\{ \begin{aligned} ' &= 1.35x_s + 1.35x_t + 1.5x_q - min & (3-10a) \\ '' &= 1.35x_s + 1.35x_t + 1.5x_q - 1 & (3-10b) \end{aligned} \right.$$

Une pondération de 1.35 est affectée aux contraintes dues à des charges permanentes, une pondération de 1.5 est affectée aux contraintes dues à des charges d'exploitations alors que les min et 1 sont déjà calculées avec pondération.

La figure 3.5 suivante illustre un exemple de schéma de ferraillage de la semelle de droite dont la zone tendue est située en sa partie supérieure.

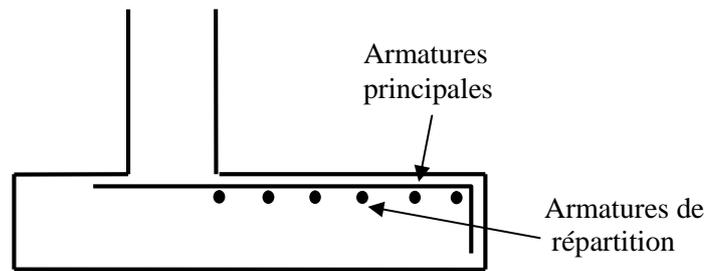


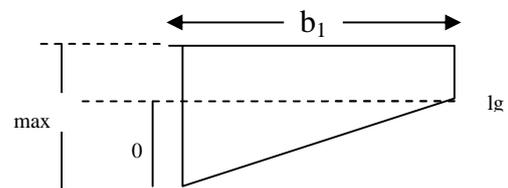
Figure 3.5 Exemple de ferraillage de la partie droite de la semelle de fondation

2.2.2.2. Semelle de gauche

Comme pour la partie de droite d'une semelle de fondation d'un mur de soutènement en béton armé, la partie gauche de la semelle est également calculée comme console encastrée en une extrémité au rideau du mur et libre à l'autre. Cependant, cette semelle gauche n'est sollicitée que par les efforts dus aux contraintes du sol dirigées du bas vers le haut ( ) et les contraintes ' s' liées à son poids propres. Dans le cas où l'es efforts de butées sont pris en compte dans les calculs, alors il faut ajouter des contraintes dues au poids du sol situé en aval du mur et d'une éventuelle charge d'exploitation.

La figure 3.6 illustre le modèle de calcul, les charges appliquées à cette partie gauche de la semelle ainsi que le schéma statique équivalent avec la résultante des différentes contraintes. Les valeurs de ' g et '' g (Figure 3.6) sont déterminées selon les expressions suivantes :

$$\left\{ \begin{aligned} ' g &= max - s & (3-11a) \\ '' g &= lg - s & (3-11b) \end{aligned} \right.$$



Avec  $\sigma_{1g}$  donnée par :  $\sigma_{1g} = \sigma_{max} - 0$   
 $0 = [(\sigma_{max} - \sigma_{mi}) \times b_1/b]$

$$\sigma_{1g} = \sigma_{max} - (\sigma_{max} - \sigma_{min}) \cdot b_1/k \tag{3-12}$$

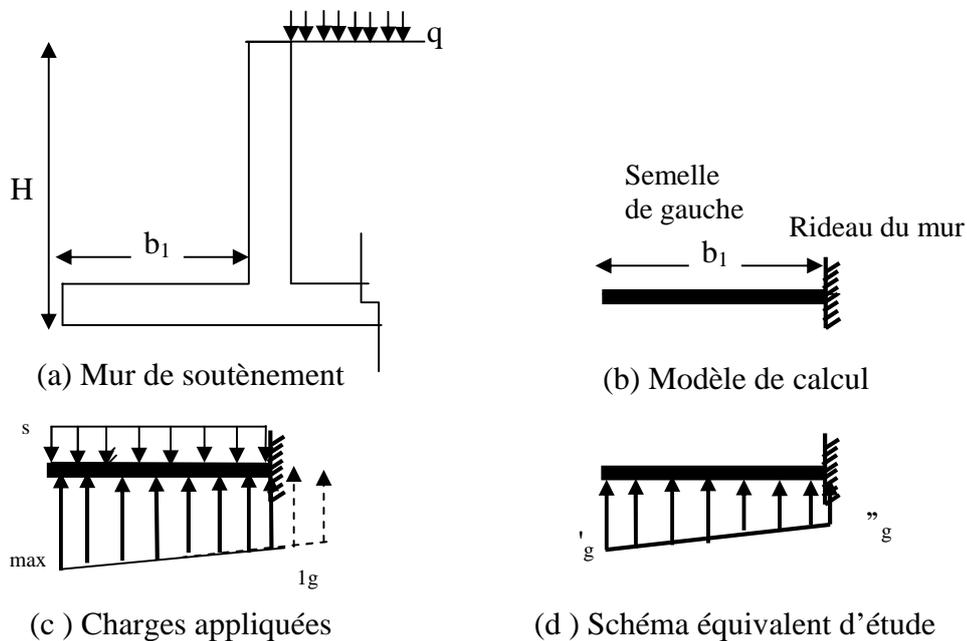


Figure 3.6 Calcul de la semelle droite d'un mur de soutènement.

Les valeurs des contraintes  $\sigma'_{1g}$  et  $\sigma''_{1g}$  (Figure 3.6) sont déterminées selon les expressions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma'_{1g} = \sigma_{max} - s \\ \sigma''_{1g} = \sigma_{max} - [(\sigma_{max} - \sigma_{mi}) \times b_1/b] - s \end{array} \right. \tag{3-13a}$$

$$\tag{3-13b}$$

La figure 3.7 illustre un exemple de schéma de ferraillage de la semelle gauche dont la zone tendue est située en sa partie inférieure.

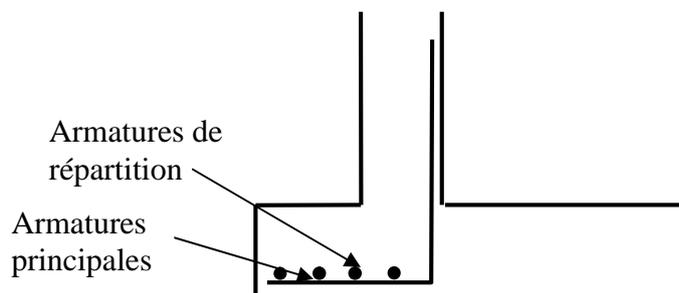


Figure 3.7 Exemple de ferraillage de la partie gauche de la semelle de fondation.

Comme le montre la figure ci dessus, la partie gauche de la semelle (patin) est fréquemment ferraillée avec l'acier du rideau retourné horizontalement. Les aciers de la partie droite de la semelle (talon) étant situés en haut, on pose en général une nappe d'armature en bas de la

semelle et le ferrailage est ainsi disposé sous forme de cadre sur toute la semelle. Pour compléter le ferrailage, il est nécessaire de disposer longitudinalement un ferrailage de répartition.

### 3. Ferrailage de murs de soutènement avec contreforts

#### 3.1. Modèle de calcul du rideau

En présence de contrefort, le rideau est encasturé sur trois cotés (Figure 3.8), donc il est plus rigide et plus stable. Pour les calculs et par mesure de simplification, ne sont considérés que les encastremets du rideau au niveau des contreforts. Toutefois, et contrairement aux murs sans contreforts dans lesquels le rideau travaille en flexion verticale, le rideau des murs avec contreforts travaille en flexion horizontale. Ainsi, comme le montre la figure 3.9, le calcul de ferrailage se ramène à l'étude de tranches horizontales de 1m de largeur dont les sollicitations sont variables sur la hauteur du mur.

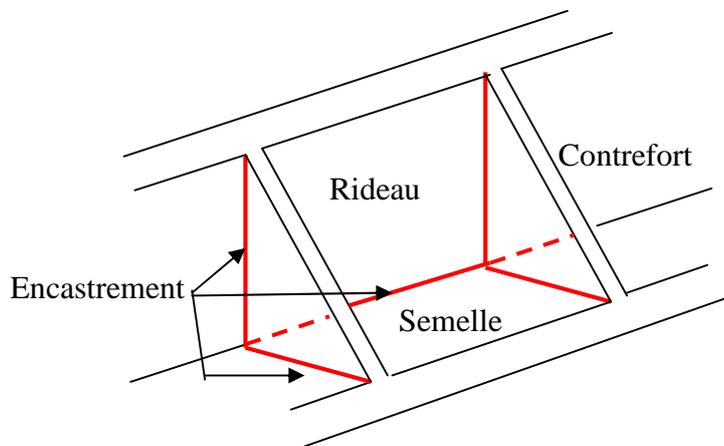


Figure 3.8 Mur avec contrefort.

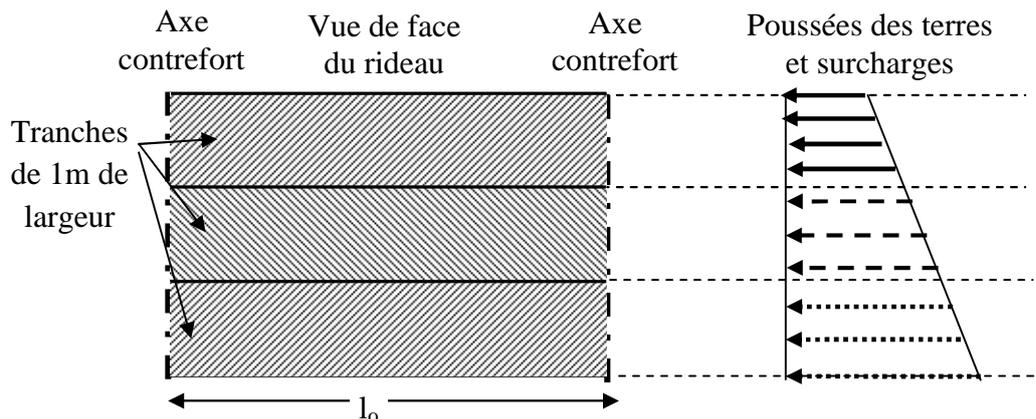
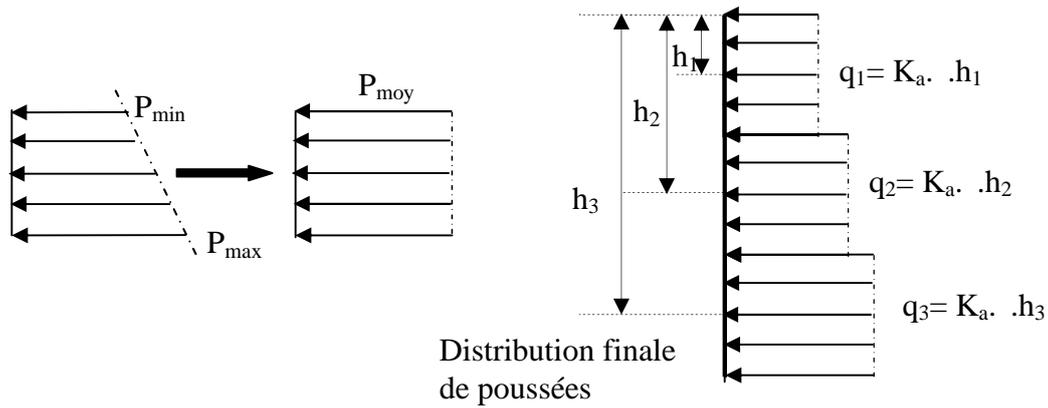


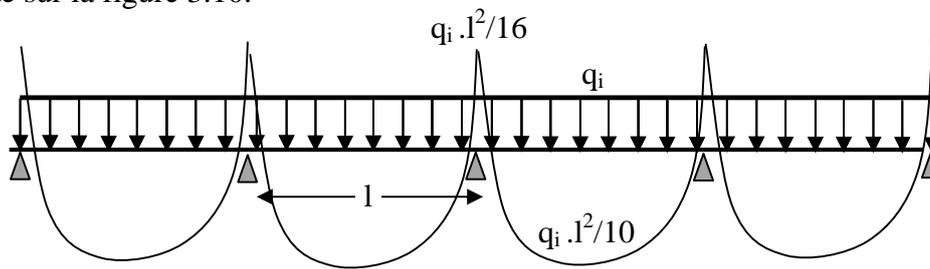
Figure 3.9 Modèle de calcul du rideau de mur avec contreforts.

Chaque tranche est sollicitée par un diagramme trapézoïdal de distribution de poussées non uniforme sur l'ensemble des tranches le long de la hauteur du rideau. Chaque diagramme trapézoïdal est transformé en un diagramme rectangulaire simplifié pour lequel la poussée est calculée à mi-hauteur de la bande étudiée (voir schéma ci-après).



La poussée à mi-hauteur est donnée alors par :  $q_i = K_a K_a \cdot h_i$

Le ferraillage du rideau par mètre linéaire est ainsi calculé à partir du schéma statique représenté sur la figure 3.10.



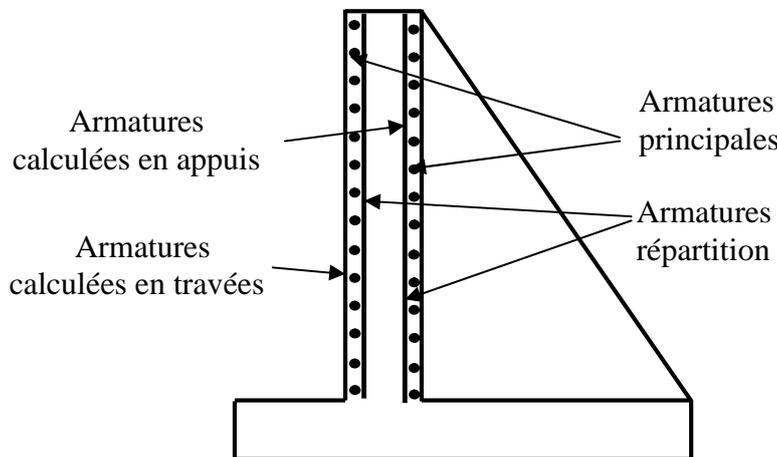
**Figure 10** Schéma statique de calcul d'une tranche de 1ml du rideau d'un mur de soutènement avec contrefort.

Pour chaque tranche, le ferraillage principal sera disposé horizontalement en travée (zone médiane de la bande) et en appui (zone d'encastrement du rideau au niveau des contreforts) pour des moments de calcul donnés par :

$$\text{En travée : } M_t = 0.8 \times M_o = 0.8 \times q_i \times \left\{ \frac{l^2}{8} \right\} = q_i \times \frac{l^2}{10} \tag{3-14a}$$

$$\text{En appui : } M_a = 0.5 \times M_o = 0.5 \times q_i \times \left\{ \frac{l^2}{8} \right\} = q_i \times \frac{l^2}{16} \tag{3-14b}$$

Dans la direction verticale, seront placées les armatures de répartition comme l'illustre la coupe transversale d'un mur représentée sur la figure 3.11.



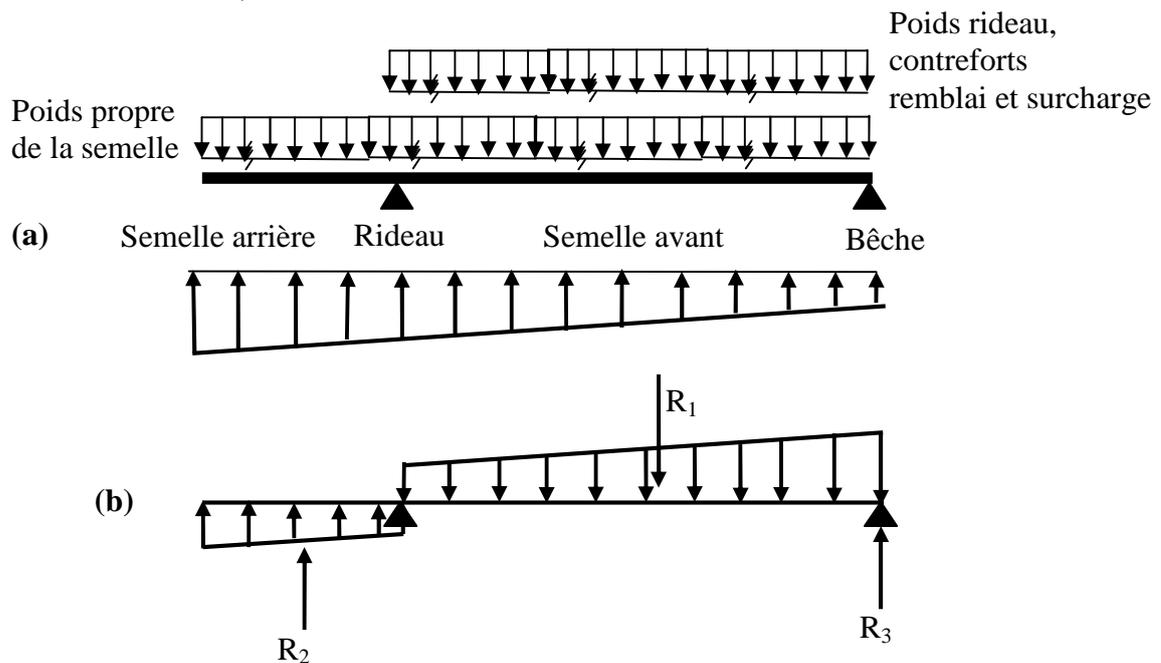
**Figure 3.11** Ferraillage du rideau d'un mur de soutènement avec contreforts.

### 3.2. Modèle de calcul de la semelle

Dans le cas de murs de soutènement avec contrefort, la bêche est généralement présente pour renforcer le mur. La partie de la semelle située du côté amont (côté plein) ou semelle de droite est alors modélisée comme une dalle encastrée le long des ses 4 cotés sur : le rideau, deux contreforts et la bêche. Toutefois, le calcul d'une telle dalle soumise à un chargement non uniforme est complexe, alors, on suppose en général que la dalle repose uniquement sur le rideau et la bêche tel qu'illustré sur la figure 3.12a.

Pour sa part, la partie arrière de la semelle située du côté de non présence de remblai (ou semelle gauche) est modélisée comme élément encastré à son extrémité au rideau du mur et libre à l'autre extrémité. Le schéma statique simple suivant est généralement adopté pour le calcul de la semelle d'un mur de soutènement avec contrefort (Figure 3.12 a). Les contraintes de sollicitations sont représentées sur la figure 3.12b et elles résultent de :

- Poids propre de la semelle ;
- Poids du rideau et des contreforts ;
- Poids propre des terres ;
- Poids de la surcharge sur le remblai ;
- Réaction du sol ;



**Figure 3.12** Semelle de mur avec contrefort :

(a) Modèle de calcul, (b) : Diagramme de sollicitations équivalent

- $R_1$  et  $R_2$  sont les résultantes des diagrammes de contraintes appliquées ;
- $R_3$  est la réaction de la bêche ;

### 3.3. Modèle de calcul de la bêche

La bêche est considérée comme une poutre continue encastrée aux contreforts et soumise aux réactions de la semelle droite. Le ferrailage est déterminé selon le modèle du schéma statique de la figure 3.13.

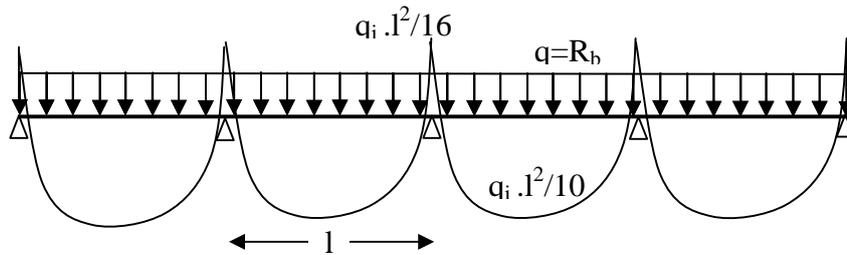


Figure 3.13 Schéma statique de calcul de la bêche d'un mur de soutènement avec contrefort

### 3.4. Modèle de calcul du contrefort

Les contreforts constituent des appuis pour le rideau, ils sont calculés comme des consoles verticales de hauteur variables, encastées à leur base dans la semelle et soumis latéralement aux efforts transmis par le rideau. La section de calcul est en forme de T dont la table de compression est représentée par le rideau. La figure 3.14 illustre le schéma statique de calcul des contreforts. La figure 3.15 montre la section, la sollicitation de calcul et le ferrailage correspondant.

Pour un espacement 'l' de contreforts, les pressions P<sub>a</sub>' et Q<sub>a</sub>' des terres et de surcharges agissant sur un contrefort sont données par :

$$P_{a'} = \frac{1}{2} \cdot K_a \cdot \gamma \cdot h_r^2 \cdot (1) \tag{3-15a}$$

$$Q_{a'} = K_a \cdot q \cdot h_r \cdot (l) \tag{3-15b}$$

Le moment maximal, à la section d'encastrement sera donc :

$$M_{enc} = h_r/3 \cdot P_{a'} + h_r/2 \cdot Q_{a'} \tag{3-16}$$

Les armatures principales sont placées près de la paroi inclinée (zone tendue) et ancrées dans la bêche. Des armatures de répartition sont en général également ajoutées de manière verticale mais peuvent aussi être placées parallèlement à la face inclinée du contrefort.

Les armatures horizontales ont pour rôle d'assurer l'ancrage du rideau dans le contrefort. Elles peuvent être soit :

- Les armatures du rideau calculées en travées et retournées dans le contrefort ;
- Les cadres et étriers calculés pour résister à l'effort tranchant ;

La figure 3.16 illustre le ferrailage du rideau et du contrefort d'un mur de soutènement

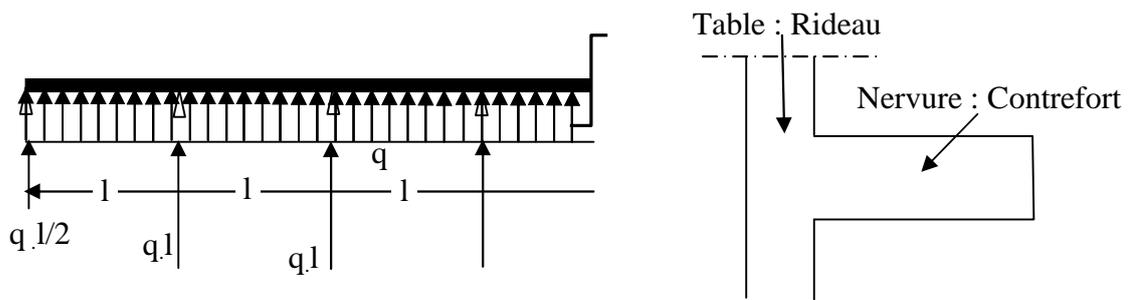


Figure 3.14 Schéma statique et section de calcul d'un contrefort

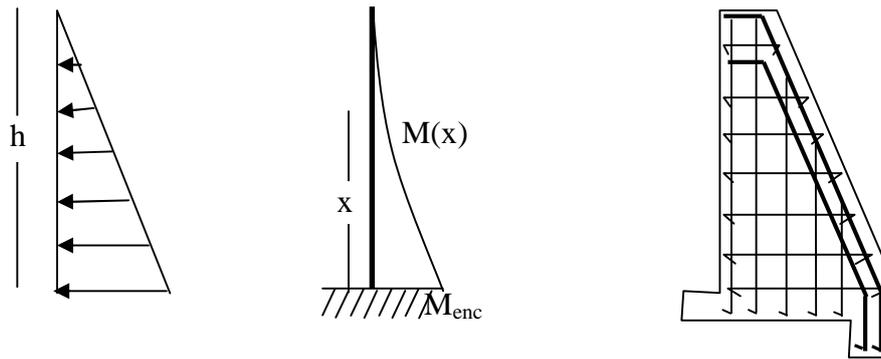


Figure 3.15 Sollicitation, moment et ferraillage d'un contrefort.

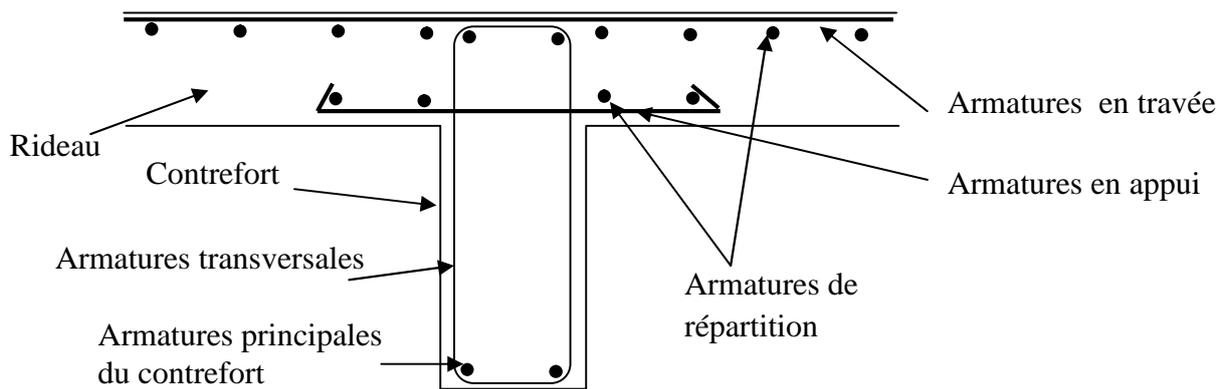


Figure 3.16 Ferraillage du rideau et du contrefort d'un mur de soutènement.

#### 4. Sollicitations sismiques

Les sollicitations sismiques se traduisent par des vibrations, donc des accélérations dans le sens vertical et dans le sens horizontal. La méthode généralement utilisée pour modéliser l'action sismique est celle du modèle statique équivalent [7]. L'effet de la sollicitation sismique est traduit par :

- Soit une force volumique verticale (ascendante ou descendante) ;
- Soit une force volumique horizontale ;

L'effet de la sollicitation sismique est ajouté au poids du massif et des surcharges par le biais de deux coefficients sismiques  $\pm \sigma_v$  et  $\sigma_h$  fonction de l'accélération nominale du site. Ces sollicitations s'appliquent au mur de soutènement ainsi qu'au massif de terre.

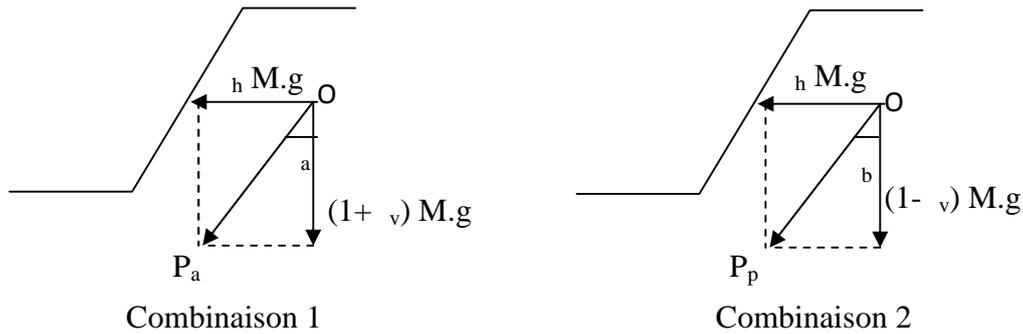
Deux combinaisons sont étudiées :

1) Application de  $\sigma_h$  associée à  $+\sigma_v$

$$F_a \equiv \frac{1 + \sigma_v}{\cos \theta_a} \cdot M \cdot g \quad \text{avec :} \quad \theta_a \equiv \arctan \frac{\sigma_h}{1 + \sigma_v} \quad (3-17)$$

2) Application de  $\sigma_h$  associée à  $-\sigma_v$

$$F_p \equiv \frac{1 - \sigma_v}{\cos \theta_b} \cdot M \cdot g \quad \text{avec :} \quad \theta_b \equiv \arctan \frac{\sigma_h}{1 - \sigma_v} \quad (3-18)$$



**Figure 3.17** Sollicitations statiques équivalentes aux sollicitations dynamiques [7].

Pour le massif de terre soutenu, une poussée dynamique supplémentaire  $P_{a,dyn}$  est ajoutée à la résultante de la poussée sous sollicitation statique ( $P_a$ ). Tel que rapporté par Schlosser [15], selon Seed et Whitman, le point d'application de cette sollicitation dynamique se situe à  $0.6H$  à partir de la base.

## 5. Le mur de soutènement dans le Règlement Parasismique Algérien (RPA99v2003)

### 5.1. Généralités

Le Règlement Parasismique Algérien, dans sa version 2003, traite uniquement le cas de murs de soutènement dont la hauteur ne dépasse pas les 6 mètres. Dans ce cas de figure, la justification de ce type d'ouvrage sous sollicitations sismiques est justifiée en utilisant la méthode statique équivalente. Pour la vérification de la stabilité des murs, le RPA propose [21] :

1. Application de deux coefficients sismiques  $K_h$  et  $K_v$  (qui sont fonction du coefficient d'accélération de zone 'A') au mur, au remblai ainsi qu'aux charges d'exploitation selon les combinaisons  $(K_h, K_v)$  et  $(K_h, -K_v)$ . Ces coefficients sont donnés par :

$$K_h = A \cdot (\% g) \text{ et } K_v = \pm 0.3 K_h \quad (3-19)$$

2. Détermination des efforts dus aux poussées des terres en remplaçant le coefficient de poussée  $K_a$  par un coefficient de poussée dynamique noté  $K_{ad}$ . La poussée dynamique derrière est alors donnée par :

$$P_{ad} = \frac{1}{2} \cdot K_{ad} \cdot (1 \mp K_v) \cdot \gamma \cdot H_z \quad (3-20)$$

A la différence de la poussée des terres appliquée à  $h_r/3$  (répartition triangulaire), le RPA, indique que la poussée active dynamique  $P_{ad}$  est appliquée à  $H/2$  de la base de la semelle du mur (ce qui correspond à une répartition uniforme de contraintes).

Le coefficient  $K_{ad}$  peut être calculé en notant que l'introduction des coefficients sismiques peut se ramener à considérer que le soutènement est soumis à une accélération inclinée sur la verticale. Il suffit donc d'effectuer une rotation d'angle  $\alpha = \arctan[K_h/(1 \pm K_v)]$  pour se ramener à un calcul classique de mur de soutènement.

Si l'on adopte l'expression de la formule de Coulomb pour le coefficient de poussée, on obtient le coefficient  $K_{ad}$  par la formule de Mononobe-Okabe [7], adoptée par l'Eurocode 8 ainsi que le RPA, et qui est :

$$K_{ad} = \frac{\cos^2(\varphi - \Theta)}{\cos^2\Theta \left[ 1 + \frac{\sin(\varphi) \sin(\varphi - \beta - \Theta)}{\cos(\Theta) \cos(\beta)} \right]^2} \quad (3-21)$$

Avec :

$\gamma$  : Poids volumique du sol de remblai ;

$\varphi$  : Angle de frottement interne du remblai sans cohésion ;

$\beta$  : Angle que fait la surface du remblai avec l'horizontale ;

$\Theta = \arctg [K_h / (1 \pm K_v)]$  ;

H : hauteur de la paroi verticale à l'arrière du mur sur laquelle s'exerce  $P_{ad}$  ;

Si pour un calcul donné, on veut tenir compte de la butée dynamique  $P_{pd}$  des terres situées à l'aval du mur, le RPA préconise la valeur suivante :

$$F_{pd} = 1/2 \cdot \gamma \cdot D_z \quad (3-22)$$

Cet effort est appliqué horizontalement à  $D/3$  à partir de la base de la semelle de fondation du mur. En outre, le RPA précise que pour les murs conçus en infrastructure de bâtiments, seule l'expression de l'effort de butée est modifiée et pour laquelle on introduit un  $K_0$ . Cette butée dynamique est calculée ainsi :

$$F_{pd} = 1/2 \cdot K_0 \cdot \gamma \cdot D_z \quad (3-23)$$

Avec :  $K_0 = 1 - \sin(\varphi)$

Pour l'effort de poussée dû à une charge d'exploitation 'q', la poussée dynamique est :

$$F_{ad}(q) = K_{ad} \cdot (1 \mp K_v) \cdot q \cdot (H / \cos\beta) \quad (3-24)$$

Cette poussée dynamique est appliquée horizontalement à  $H/2$  au dessus de la base de la semelle du mur.

## 5.2. Vérification de la stabilité externe du mur

### 5.2.1. Stabilité au glissement

La stabilité au glissement est vérifiée en admettant que la rupture se produit dans le sol (et non plus à l'interface : semelle/sol). On applique alors à la résistance ultime au glissement un coefficient de sécurité de 1,2.

### 5.2.2. Stabilité au renversement

La stabilité au renversement est vérifiée en tenant compte d'un coefficient de sécurité de 1,3.

### 5.2.3. Stabilité au poinçonnement de la semelle du mur

La vérification de la stabilité au poinçonnement de la semelle d'un mur de soutènement est identique à celle d'une semelle de fondation.

## 5.3. Vérification de la stabilité interne du mur

Il s'agit de vérifier la résistance des différents éléments constituant le mur de soutènement selon les règles de calcul du BAEL [22].

## 6. Recommandations et précautions

### 6.1. Dispositifs de drainage

La plupart des sinistres affectant les murs de soutènement, proviennent essentiellement d'une sous estimation des effets dus à la présence d'eau. Tel qu'il a été déjà signalé, il faut bien penser au drainage du mur pour éliminer toute action supplémentaire d'eau et que ce mur ne forme un barrage. Ce drainage est naturel dans le cas de l'enrochement, des pierres sèches, du mur végétalisé ou des gabions mais ne l'est plus dans le cas de murs en béton armé ou en parpaings qui ne présentent pas cette spécificité. On doit alors assurer l'évacuation des eaux en concevant un drainage vertical puis horizontal par le biais des dispositifs suivants :

#### 6.1.1. Les barbacanes

Il s'agit de tubes qui traversent le mur et qui sont légèrement inclinés vers l'aval des parois verticales et placés à hauteur du niveau d'eau bas pour permettre l'évacuation naturelle de l'eau se trouvant derrière le mur. Les barbacanes sont très efficaces pour évacuer rapidement les eaux, et éviter la montée en charge du mur lors des pluies torrentielles.

Généralement, le diamètre des barbacanes est de 5 à 20 cm et sont mises à intervalles réguliers d'environ 1.5 à 2m en longueur et en hauteur. L'application de produits bitumineux contre la paroi et la pose de films de géotextile contre le mur et sur les barbacanes sont importants.

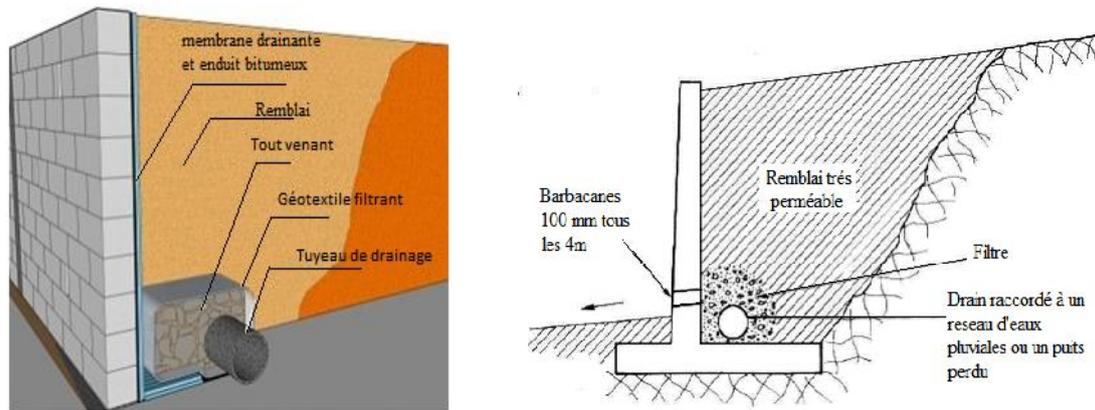
La pose de géotextile sur barbacanes permet de filtrer les eaux et de leur éviter toute possibilité de se boucher à la longue par des particules de terre. Cette option nécessite un entretien permanent et peut conduire à des parements de murs peu esthétiques en relation avec l'existence de couleurs d'eau et de terre.

#### 6.1.2. Le drain

Il s'agit d'un élément pouvant assurer la pérennité du mur de soutènement. Il est posé en partie inférieure du mur, exécuté du côté remblai et réalisé avec une pente d'environ 1% et un diamètre de plus de 100 mm pour permettre l'évacuation de l'eau dans la terre retenue à l'arrière du mur.

Pour réaliser le drain, on commence d'abord par l'application d'un enduit bitumeux sur toute la surface du mur. Le but de cette étape est de rendre étanche le mur, sauf au niveau des barbacanes où s'évacueront les eaux. Ceci permettra d'éviter toute dégradation du béton et du ferrailage du mur. Par la suite, on place un feutre géotextile filtrant à la fois sur le sol, sur la semelle de fondation et contre la paroi. Ensuite, le tuyau de drainage est mis en place. Il sera enveloppé de blocs de pierres et de gravier, qui seront à leur tour entourés par la nappe de géotextile (Figure 3.18a). Le tuyau de drainage devrait aboutir à un réseau d'évacuation d'eau.

Comme indiqué sur la figure 3.18b, les barbacanes doivent être placées plus haut que le drain horizontal pour avertir lorsque ce dernier est inopérant.



**Figure 3.18** Dispositifs de drainage derrière un mur de soutènement

(a) Conception du drain [23], (b) position des barbacanes et drain horizontal [24].

### 6.1.3. Le remblayage

La barbacane n'est pas un système de drainage suffisant, elle doit être associée à un massif drainant. Le remblai du massif drainant doit se faire par des matériaux de granulométrie croissante dans le sens de l'écoulement de l'eau. Avant la mise en œuvre du remblai, il convient de s'assurer que ses caractéristiques géotechniques sont conformes à celles prises en compte dans l'élaboration du projet. La mise en œuvre se fait par couches successives n'excédant pas 50 cm, avec des engins de compactage légers. Le remblaiement en grande masse ou avec un engin de compactage lourd passant près du mur est à proscrire car l'ouvrage serait, dans ce cas, soumis à des conditions plus défavorables que celles pour lesquelles il a été calculé.

### 6.2. Mise en place de joints

Pour éviter un développement anarchique de la fissuration et dégradation des murs de soutènement, il est utile d'introduire des discontinuités dans la structure de l'ouvrage sous forme de joints d'environ 15 mm, mis à intervalles réguliers d'environ 25 m lorsque le mur est posé sur une fondation horizontale et environ tous les 10 m lorsque le mur est fondé sur une semelle en pente avec des joints pouvant atteindre 30 à 40 mm d'ouverture.

## 7. Effondrements des murs de soutènement

Sur terrain, on constate que les sinistres sur les murs de soutènement sont parmi les plus courants. Les désordres affectant les murs de soutènements en béton armé se traduisent généralement par :

- Des fissures légères à énormes,
- Des tassements de sol de fondation provoquant un mouvement du mur.
- Des poinçonnements ;
- Déversement ou gonflement au 1/3 inférieur
- Basculement par la tête
- Glissements sur la base
- Rupture de ferrailage et basculement
- Déjointement des panneaux

Des études ont permis de constater que :

**35 %** des sinistres sont causés par l'eau et liés à la mauvaise conception ou mauvais fonctionnement des systèmes de drainage et d'évacuation des eaux de ruissellement. Les eaux de ruissellement accumulées derrière la paroi, exercent sur celle-ci une poussée hydrostatique, qui vient s'ajouter à celle déjà exercée par le terrain sec. Les murs de soutènement, prévus pour être autostables et calculés pour résister à la seule poussée des terres, ne seront pas capables de résister à ces pressions hydrostatiques supplémentaires.

**25 %** des sinistres sont causés par un mauvais dimensionnement en relation avec une sous-estimation des poussées. Le renversement de l'ouvrage étant la manifestation la plus courante.

**25 %** des sinistres sont causés par un défaut d'exécution de l'ouvrage en relation avec les défauts de continuité de chaînage.

**10 %** des sinistres sont causés par une faute dans le déroulement des travaux en particulier la réalisation de fouilles raides qui s'éboulent ou le compactage excessif du remblai.

D'autres causes de sinistres peuvent également être identifiées à l'instar des fissures internes préjudiciables aux ouvrages, l'agressivité des eaux pour les matériaux constitutifs de ces ouvrages ainsi que les modifications non prévues telles qu'une surélévation même de faible hauteur pouvant compromettre la stabilité de l'ouvrage par l'ajout de surcharges de remblais ou de nouvelles structures.

## **8. Règles à respecter pour construire un mur de soutènement**

Pour faire face à l'effondrement de murs de soutènement, il est primordial de respecter les règles de construction suivantes :

- ✓ Étude de sol

Nécessaire pour déterminer sa capacité portante.

- ✓ Conception du mur

Il s'agit de bien dimensionner l'ouvrage, y compris la vérification des surcharges même non permanentes. Une bonne disposition du ferrailage selon les plans établis. La quantité de ferrailage et sa bonne disposition sont des paramètres importants pour éviter la fissuration du mur.

- ✓ Réalisation des fondations

Un soin particulier doit être apporté aux semelles de fondations qui doivent être bien ancrées pour les mettre 'hors gel', et assurer une action positive de butée qui pourra éventuellement contribuer à sa stabilité au glissement et renversement. En outre, la liaison fondation-mur est un point crucial et les attentes-ferrailage du mur ne doivent pas être négligées.

- ✓ Système de drainage efficace

L'absence, la mauvaise conception ou le mauvais fonctionnement des systèmes de drainage et d'évacuation des eaux de ruissellement sont une cause fréquente de sinistre. Ainsi, il faut apporter un soin particulier à la réalisation du drainage constitué de drains verticaux (Qualité drainante du remblai) et horizontaux (en pied de mur) associés à des barbacanes très efficaces

pour évacuer rapidement les eaux, et éviter la montée en charge du mur lors des pluies torrentielles. Enfin, faire attention à ne pas utiliser un sol non drainant pour remblayer derrière le mur de soutènement.

✓ Qualité des matériaux

Il faut bien examiner la qualité des matériaux de réalisation : béton bien dosé, armatures bien disposées et sections réalisées conformément aux plans et en quantité suffisante.

✓ Etanchéité de la paroi contre terre

Pour protéger les armatures en acier d'un mur en béton armé, une couche d'étanchéité sur la paroi arrière du mur est réalisée, en contact avec les terres et l'eau.

✓ Entretien régulier

Il s'agit particulièrement de vérifier périodiquement le bon fonctionnement du drainage et des barbacanes, d'éliminer les végétations parasites sur l'ouvrage et de respecter les charges d'exploitation pour lesquelles le mur a été dimensionné.

## **9. Conclusion**

Ce chapitre a été consacré à la présentation détaillée du calcul du ferraillage des différents composants d'un mur de soutènement en béton armé. Les modèles de calculs et les vérifications à faire pour assurer la stabilité interne de l'ouvrage ont été exposés et élucidés. La prise en compte des effets dynamiques selon la réglementation en vigueur a été également abordée. Une partie importante relative aux dispositifs de drainage, aux précautions à prendre pour éviter les effondrements de ce type d'ouvrage de soutènement ainsi que les règles à respecter ont été présentées et discutées. A partir de ces éléments, il s'avère qu'une bonne conception et un calcul détaillé de l'ouvrage sont certes nécessaires mais ils doivent être accompagnés par un suivi et entretien de ces ouvrages.

## Exemples d'application avec correction

L'objectif recherché dans cette partie est l'application des différentes notions citées dans les chapitres précédents pour un mur de soutènement en béton ou en béton armé avec ou sans contrefort.

**PREMIERE PARTIE**: Vérification de la stabilité de différents types de murs de soutènements

### Exercice N° 1

On souhaite remblayer un mur de soutènement en béton de 6 m de hauteur avec une terre sableuse de poids volumique de  $17 \text{ kN/m}^3$  et d'angle de frottement interne de  $30^\circ$ . La paroi amont du mur est verticale. On suppose qu'il n'y a pas de frottement entre le mur et le sol. Calculer la **poussée active** sur le mur pour les cas suivants :

- Le profil du sol est horizontal ;
- Le sol supporte une surcharge de 40 kPa en amont du mur ;
- En tenant compte d'un frottement de  $20^\circ$  entre le mur et le sol ;
- Que peut-on conclure ?

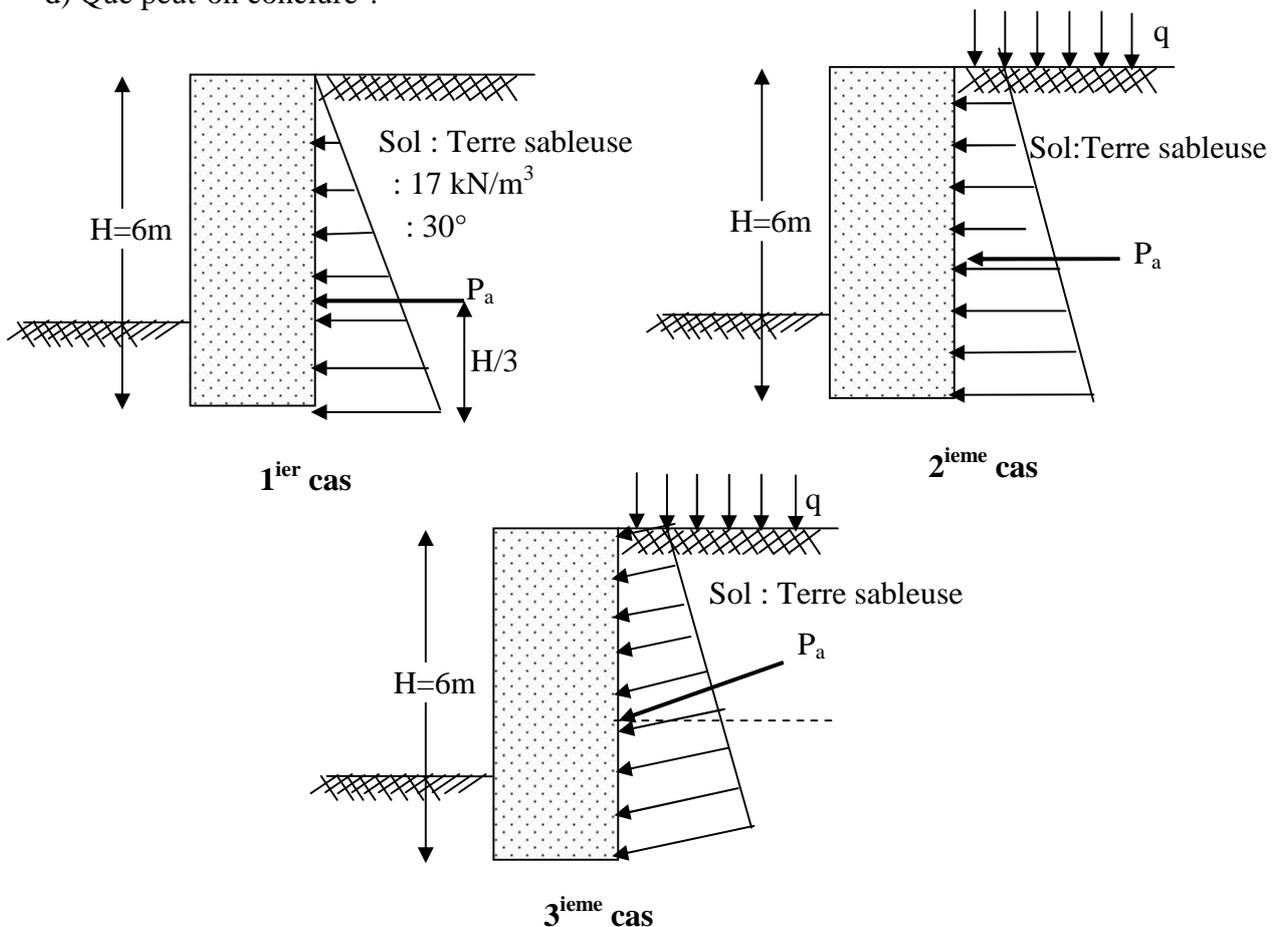


Figure 4.1 Calcul des poussées actives sur un mur.

**Réponse :** L'ensemble des efforts est calculé pour une bande de 1 m

### 1<sup>er</sup> Cas : Pas de surcharge

#### 1) Théorie de Rankine

Le coefficient de poussée des terres est donné par :

$$K_a = \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right) = \tan^2(45 - 30/2) = 0,333$$

La poussée active pour une largeur b de 1m est donnée par :

$$P_a = 1/2 \cdot K_a \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot x(1) = 1/2 \times 0,333 \times 17 \times 1 \times (6^2) = \mathbf{101,89 \text{ kN}}$$

#### 2) Théorie de Coulomb (généralisée par Poncelet)

Le coefficient de poussée  $K_a$  des terres est donné par l'expression (2-9), à savoir:

$$K_a = \frac{\cos^2(\phi - \lambda)}{\cos^2(\lambda) \cdot \cos(\alpha + \lambda)} \frac{1}{\left[ 1 + \frac{\sin(\alpha + \delta) \cdot \sin(\alpha - \beta)}{\cos(\alpha + \lambda) \cdot \cos(\alpha - \lambda)} \right]^2}$$

Avec :  $\alpha = 0$  (remblai horizontal) ;

$\delta = 0$  (Pas de frottement entre le mur et le sol) ;

$\beta = 30^\circ$  (donnée) ;  $\lambda = 0$  (parement amont du mur vertical)

On obtient :

$$K_a = \frac{\cos^2(\phi)}{[1 + \sin(\alpha)]^2} = \frac{1 - \sin(\alpha)}{1 + \sin(\alpha)} = \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right) = \tan^2(45 - 30/2) = 0,333$$

$$P_a = 1/2 \cdot K_a \cdot H^2 \cdot x(1) = 1/2 \times 0,333 \times 17 \times 1 \times (6^2) = \mathbf{101,89 \text{ kN}}$$

Dans cette configuration de cas ( $\alpha = 0$ ,  $\delta = 0$  et  $\lambda = 0$ ), le coefficient de poussée  $K_a$  est le même, qu'il soit calculé à partir de la théorie de Rankine ou celle de Coulomb. Il en est de même pour le coefficient de butée.

### 2<sup>ème</sup> cas: Surcharge $q=40 \text{ kPa}$

La poussée sur le mur exercée par la surcharge q est donnée par :

$$P_{aq} = K_{aq} \cdot q \cdot H \cdot x(1) = 0,333 \times 40 \times 6 \times (1) = \mathbf{79,92 \text{ kN}}$$

La poussée totale 'P<sub>at</sub>' due aux terres et à la surcharge :

$$P_{at} = 101,89 + 79,92 = \mathbf{181,81 \text{ kN}}$$

### 3<sup>ème</sup> cas : Frottement entre le mur et le sol non négligé

On aura :

$\alpha = 0$  (Remblai horizontal) ;

$\lambda = 0$  (parement amont du mur vertical)

$\delta = 20^\circ$  (frottement entre le mur et le sol : donnée) ;

$\beta = 30^\circ$  (donnée) ;

=0 (surcharge verticale)

Le coefficient de poussée des terres  $K_a$  donné par l'expression (2-9) devient alors :

$$K_a = \frac{\cos^2(\varphi)}{\cos(\delta)} \frac{1}{\left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\alpha + \delta) \cdot \sin(\beta - \delta)}{\cos(\delta)}} \right]^2} = 0,297$$

Le tableau 2.4 des valeurs du coefficient de poussée des surcharges verticales ( $\delta = 0$ ), donne pour  $\alpha = 0$ ,  $\beta = 0$ ,  $\delta = 2/3$  avec  $\varphi = 30^\circ$  une valeur de :  $K_{aq} = 0,304$

La poussée totale  $P_{at}$  sur le mur est alors pour 1 mètre linéaire :

$$P_{at} = P_a + P_{aq}$$

$$P_{at} = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot K_a \cdot H^2 \cdot (1) + K_{aq} \cdot q \cdot H \cdot (1) = \frac{1}{2} \times 17 \times 0,297 \times 6^2 \times (1) + 0,304 \times 40 \times 6 \times (1)$$

$$= 90,88 + 72,96 = \mathbf{163,84 \text{ kN}}$$

#### 4. Conclusion :

Cette pression est inférieure à celle calculée pour le deuxième cas. En effet, le frottement qui se produit entre le sol et le mur réduit la pression exercée sur le mur. C'est pour cette raison d'ailleurs qu'on se retrouve en cas plus défavorable lorsque le calcul des poussées actives néglige ce frottement dans le calcul du coefficient de poussée

## Exercice N°2

On veut vérifier la stabilité du mur poids représenté sur la figure 4.2. Le mur de parement vertical lisse et de poids volumique  $\gamma_b$  de  $22 \text{ kN/m}^3$  retient un sol sableux de poids volumique de  $17,50 \text{ kN/m}^3$  et d'angle de frottement interne  $\phi = 35^\circ$  à surface libre horizontale.

Le frottement entre le béton et le sol sous la fondation est de  $25^\circ$ .

En négligeant la force de butée exercée sur le mur, vérifier sa stabilité en indiquant la valeur de la contrainte admissible que doit avoir le sol sous le mur poids.

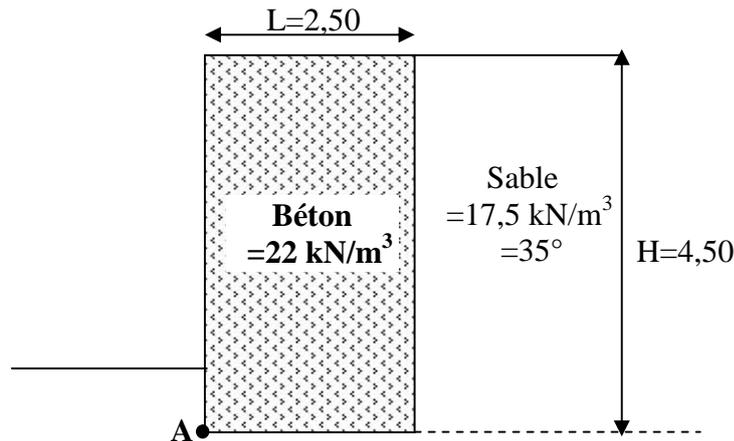


Figure 4.2 Calcul de la poussée des terres sur un mur poids.

### Réponse :

On a les données suivantes :

- Paroi du mur verticale :  $\alpha = 0^\circ$
- Paroi du mur lisse :  $\delta = 0^\circ$
- Sol horizontal :  $\beta = 0^\circ$ ,  $\phi = 35^\circ$  et  $\gamma = 17,50 \text{ kN/m}^3$
- Sol fondation  $\phi = 25^\circ$

### 1. Bilan des efforts s'exerçant sur le mur :

Pour une bande de 1 mètre de longueur :

#### 1-1 Force de poussée des terres $P_a$

$$P_a = \frac{1}{2} K_a \gamma x^2 \quad (1)$$

$$K_a = \tan^2\left(45^\circ - \frac{\phi}{2}\right) = 0,271$$

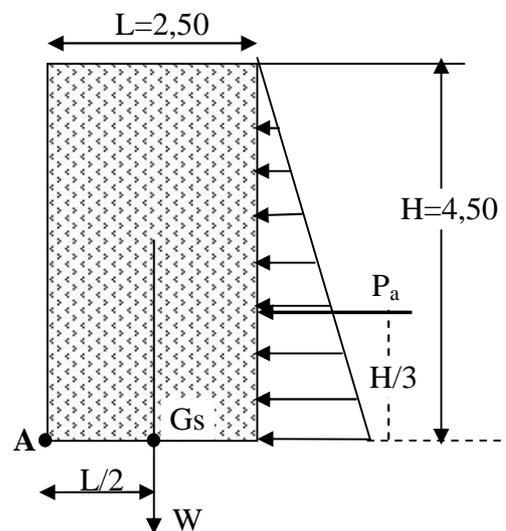
$$P_a = \frac{1}{2} \times 0,271 \times 17,50 \times (4,50)^2 \times 1,00 \\ = 48,02 \text{ kN}$$

$P_a$  est appliquée à  $H/3 = 4,50/3 = 1,5 \text{ m}$  de la base du mur

#### 1-2 Poids du mur : $W$

$$W = \gamma_b \times H \times L \times 1 = 22 \times 4,5 \times 2,5 \times 1 = 247,50 \text{ kN}$$

$W$  est appliqué à  $L/2 = 2,50/2 = 1,25 \text{ m}$  du point A



## 2. Vérification de la stabilité du mur

### 2-1 Stabilité au renversement

Pour assurer la stabilité du mur de soutènement au renversement, il suffit de vérifier que la résultante R de la réaction du sol est située au tiers central de la semelle de fondation. Sinon vérifier le coefficient de renversement 'F<sub>r</sub>' selon l'expression (2-28) :

$$F_r \text{ (sans butée)} = M_{st/A} / M_{r/A} \geq 1,5$$

#### 2-1-1 Vérification de l'excentricité 'e' (par rapport au centre de gravité du mur) sous combinaison ELU (la plus défavorable)

$$e = \frac{M}{N} = \frac{M(P_a) + M(W)}{N = W} = \frac{1,35 \cdot P_a \cdot \frac{H}{3} - W \cdot 0}{W}$$

$$e = \frac{1,35 \times 48,02 \times 1,50}{247,50} = 0,39 \text{ m} < \frac{b}{6} = \frac{2,50}{6} = 0,42 \text{ m}$$

Donc la résultante des efforts passe par le tiers central de la semelle et le mur est stable vis-à-vis du renversement.

**2-1-2 A titre indicatif**, on va vérifier cette stabilité au renversement également à travers le coefficient de sécurité F<sub>r</sub>.

$$M_{st/A} = W \cdot L/2 = 247,50 \times 1,25 = 309,37 \text{ kN.m (Favorable : pas de pondération)}$$

$$M_{r/A} = 1,35 \times P_a \times H/3 = 1,35 \times 48,02 \times 1,5 = 97,24 \text{ kN.m}$$

$$F_r = 309,37 / 97,24 = \mathbf{3,18} > \mathbf{1,5}.$$

Donc le mur est stable vis-à-vis du renversement.

### 2-2 Stabilité au glissement de la semelle

On doit vérifier que :

$$F_g = \frac{C \cdot b + N \cdot \tan \delta}{T} \geq 1,5$$

On a : Frottement semelle /sol = = 25°

C=0 (sol pulvérulent),

N= F<sub>v</sub> (efforts verticaux) = W (sans pondération cas de force favorable)

T = F<sub>h</sub> (efforts horizontaux) = 1,35x P<sub>a</sub> (pondération de 1,35 : cas de force permanente défavorable)

$$F_g = \frac{247,50 \times \tan 25}{1,35 \times 48,02} = \mathbf{1,78} \geq \mathbf{1,5}$$

Donc la fondation du mur est stable vis-à-vis du glissement.

### 2- 3 Stabilité au poinçonnement : Vérification ELS/ accidentelle

Pour une tranche de 1ml

$$\begin{aligned} \text{ne tranche } N & \text{ -----} \\ \sigma_{\max} &= \frac{N}{b \cdot (1\text{ml})} \cdot \left(1 + \frac{6 \cdot e}{b}\right) \\ \sigma_{\min} &= \frac{N}{b \cdot (1\text{ml})} \cdot \left(1 - \frac{6 \cdot e}{b}\right) \end{aligned}$$

Avec :  $N = F_v = W = 247,50 \text{ kN}$

$$M_{GS} = M/GS = P_a \times H/3 = 48,02 \times 1,5 = 72,03 \text{ kN.m}$$

$$e = M_{GS} / N = 72,03 / 247,50 = 0,29 \text{ m et } b = 2,50 \text{ m}$$

Soit:

$$\sigma_{\max} = \frac{247,50}{2,50 \times 1} \cdot \left(1 + \frac{6 \times 0,29}{2,50}\right) = 168,15 \text{ kN/m}^2 = 0,168 \text{ MPa} = \mathbf{1,68 \text{ bars}}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{247,50}{2,50 \times 1} \cdot \left(1 - \frac{6 \times 0,29}{2,50}\right) = 29,85 \text{ kN/m}^2 = 0,029 \text{ MPa} = \mathbf{0,298 \text{ bars}}$$

Pour assurer la stabilité du mur, la portance du sol sous le mur doit être supérieure à 1,68 bars.

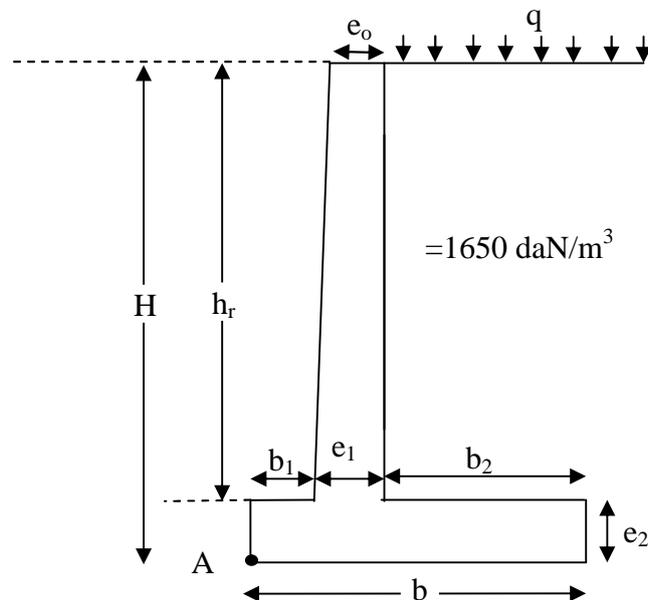
**DEUXIEME PARTIE : Prédimensionnement et calcul du ferrailage de murs en BA****Exercice N°1 :**

On veut dimensionner un mur en béton armé de hauteur  $H= 4,00$  m ayant une forme de T inversé. Le mur présente un parement amont (en contact avec le remblai) vertical lisse et retient un sol sableux de poids volumique de  $16,50 \text{ kN/m}^3$  et d'angle de frottement interne  $=40^\circ$  à surface libre horizontale.

L'angle de frottement entre le béton et le sol sous fondation est de  $35^\circ$ . Le sol sous fondation à une capacité portante de 2 bars.

Le mur en béton armé de poids volumique  $\gamma_{ba}=25 \text{ kN/m}^3$  prévu, sera réalisé avec un béton dont la contrainte caractéristique de compression  $f_{c28}$  est de 25 MPa avec des aciers longitudinaux de nuances Fe E 400 MPa et transversaux de nuances Fe E 235 MPa. Le mur devrait également supporter une surcharge d'exploitation sur remblai 'q' de  $600 \text{ kg/m}^2$

On néglige les forces de poussée et de butée exercées sur la semelle, et on admet qu'un système de drainage des eaux derrière le mur est prévu.



**Figure 4.3** Caractéristiques géométriques du mur à étudier.

**Réponse :****1. Prédimensionnement du mur**

$$e_o > \min (H/24 ; 15\text{cm})$$

$$\text{Soit } e_o \geq \min (400/24 ; 15) = \min (16,67 ; 15)$$

$$\text{On prend: } e_o = 20 \text{ cm}$$

$$b = 0,45.H + 0,2 = 0,45 \times 4,00 + 0,2 = 2,00 \text{ m}$$

$$\text{On prend: } b = 2,00 \text{ m}$$

$$H/8 \leq b_1 \leq H/5 \text{ Soit } 400/8 \leq b_1 \leq 400/5 \text{ soit : } 50 \leq b_1 \leq 80$$

$$\text{On prend : } b_1 = 50 \text{ cm}$$

$$e_1 = e_2 = H/12 = 400/12 = 33,33 \text{ cm}$$

$$\text{On prend: } e_1 = e_2 = 35 \text{ cm}$$

$$b = b_1 + e_o + b_2 \text{ donc : } b_2 = b - b_1 - e_1 = 200 - 50 - 35 = 115 \text{ cm}$$

$$\text{On prend } b_2 = 1,15 \text{ m}$$

## 2. Bilan des efforts appliqués :

Les efforts calculés pour une bande de 1 ml sont représentés sur la figure 4.4

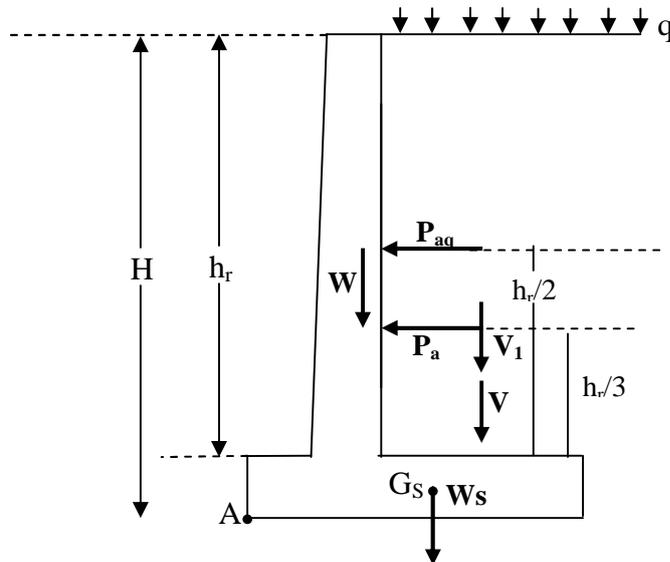


Figure 4.4 Forces exercées sur le mur.

### 2-1 Poussée des terres : $P_a$

$$P_a = \frac{1}{2} \times \gamma \times K_a \times h_r^2$$

Parement du mur : Vertical ( $\alpha = 0$ ) et lisse ( $\mu = 0$ ) ;

Surface de remblai horizontale, donc :  $\beta = 0$

Par conséquent, le coefficient de poussée active du sol  $K_a$  est donné par ;

$$K_a = \tan^2 \left( 45^\circ - \frac{\phi}{2} \right) = \tan^2 \left( 45^\circ - \frac{40}{2} \right) = 0,217$$

$$\text{Avec : } h_r = H - e_2 = 4,00 - 0,35 = 3,65 \text{ m}$$

$$P_a = \frac{1}{2} \times 0,217 \times 16,50 \times (3,65)^2 \times 1 = \mathbf{23,85 \text{ kN}}$$

### 2-2 Poids des terres sur la semelle amont : $V$

$$V = \gamma \times h_r \times b_2 \times 1 = 16,50 \times 3,65 \times 1,15 = \mathbf{69,26 \text{ kN}}$$

### 2-3 Poussée due à la surcharge : $P_{aq}$

$$P_{aq} = K_a \times q \times h_r \times 1 = 0,217 \times 6 \times 3,65 = \mathbf{4,75 \text{ kN}}$$

### 2-4 Poids de la surcharge sur semelle amont : $V_1$

$$V_1 = q \times b_2 \times 1 = 6 \times 1,15 \times 1 = \mathbf{6,90 \text{ kN}}$$

### 2-5 Poids du mur

#### 2-5-1 Poids de semelle

$$P_s = \gamma_{ba} \times b \times e_2 \times 1 = 25 \times 2 \times 0,35 \times 1 = \mathbf{17,50 \text{ kN}}$$

#### 2-5-2 Poids du rideau :

Pour faciliter les calculs, le rideau est décomposé en 02 parties : Rectangulaire :  $(e_o, h_r)$  et Triangulaire :  $[(e_1 - e_o) \cdot h_r]$

$$P_r = P_{r1} + P_{r2}$$

$$P_{r1} = b_a \times e_0 \times h_r \times (1) = 25 \times 0,20 \times 3,65 \times (1) = \mathbf{18,25 \text{ kN}}$$

$$P_{r2} = b_a \times [1/2 \times (e_1 - e_0) \times h_r] \times (1) = 25 \times [1/2 \times (0,35 - 0,20) \times 3,65] \times 1 = \mathbf{6,84 \text{ kN}}$$

$$P_r = P_{r1} + P_{r2} = 18,25 + 6,84 = \mathbf{25,09 \text{ kN}}$$

### 3. Vérification de la stabilité du mur

#### 3-1 Stabilité au renversement

Pour assurer la stabilité du mur de soutènement au renversement, il suffit de vérifier que la résultante R de la réaction du sol est située au tiers central de la semelle de fondation. Sinon vérifier la valeur du coefficient de renversement 'F<sub>r</sub>' selon l'expression suivante :

$$F_r = M_{st/A} / M_{r/A} \geq 1,5$$

Le tableau 4.1 résume les valeurs des efforts et de leur bras de leviers par rapport au point A (Figure 4.4).

**Tableau 4.1** Valeurs des efforts et de leur bras de leviers pour la vérification de la stabilité du mur au renversement.

|                                                             |                        |                |                                    |               |
|-------------------------------------------------------------|------------------------|----------------|------------------------------------|---------------|
| Composantes :<br>Moment stabilisant<br>(M <sub>st/A</sub> ) | Effort (kN)            | Bras de levier | Pondération                        | Moment (kN.m) |
|                                                             | V= 69,26               | 1,425          | Pas de pondération : cas favorable | 98,69         |
|                                                             | V <sub>1</sub> = 6,90  | 1,425          | Pas de pondération : cas favorable | 9,83          |
|                                                             | Ps= 17,50              | b/2=1,00       | Pas de pondération : cas favorable | 17,5          |
|                                                             | P <sub>r</sub> = 25,09 | 0,709          | Pas de pondération : cas favorable | 17,79         |
| Valeur de M <sub>st/A</sub>                                 | <b>143,81 kN.m</b>     |                |                                    |               |
| Composantes :<br>Moment renversement<br>(M <sub>r/A</sub> ) | Effort (kN)            | Bras de levier | Pondération                        | Moment (kN.m) |
|                                                             | P <sub>a</sub> =23,85  | 1,567          | Charge permanente <b>1,35</b>      | 50,45         |
|                                                             | P <sub>aq</sub> =4,75  | 2,175          | Charge d'exploitation <b>1,5</b>   | 15,50         |
| Valeur de M <sub>r/A</sub>                                  | <b>65,95 kN.m</b>      |                |                                    |               |

#### Détail de calcul des bras de levier

1) Poids du rideau (divisé en partie rectangulaire (h<sub>r</sub> x e<sub>0</sub>) et triangulaire (1/2(h<sub>r</sub>)x(e<sub>1</sub>-e<sub>0</sub>))

$$X_G = b_1 + \frac{\left[ \frac{2}{3} (e_1 - e_0) \cdot \frac{1}{2} h_r \cdot (e_1 - e_0) \right] + \left[ \left( (e_1 - e_0) + \frac{e_0}{2} \right) \cdot h_r \cdot e_0 \right]}{\left[ \frac{1}{2} h_r \cdot (e_1 - e_0) + h_r \cdot e_0 \right]}$$

$$= 0,50 + [0,10 \times 0,274 + 0,25 \times 0,73] / [0,274 + 0,73] = 0,709 \text{ m}$$

2) Poids de la semelle

$$X_p = b_2/2 = 2,00/2 = 1,00 \text{ m}$$

3) Poussée des terres

$$Y_p = e_2 + 1/3 h_r = 0,35 + 1/3 \times 3,65 = 1,567 \text{ m}$$

4) Poids des terres

$$X_p = b - b_2/2 = 2,00 - 1,15/2 = 1,425 \text{ m}$$

5) Poussée de surcharge

$$Y_q = e_2 + 1/2 h_r = 0,35 + 1/2 \times 3,65 = 2,175 \text{ m}$$

6) Poids de surcharge

$$X_p = b - b_2/2 = 2,00 - 1,15/2 = 1,425 \text{ m}$$

$$F_r = 143,81 / 65,95 = 2,18 > 1,5 \text{ Le mur est stable vis-à-vis du renversement.}$$

### 3-2 Stabilité au glissement de la semelle

$$F_g = [C \cdot b + N \cdot \tan \phi] / T > 1,5$$

Avec :

C=0 (sol pulvérulent) ;

N=  $F_v$  (efforts verticaux)

$$N = V + V_1 + P_s + P_r = 69,26 + 6,90 + 17,50 + 25,09 = 118,75 \text{ kN}$$

$\phi$  : Frottement semelle /sol = 35°

T =  $F_h$  (efforts horizontaux)

$$T = 1,35 \times P_a + 1,5 \times P_{aq} = 23,85 + 4,75 = 39,32 \text{ kN}$$

$$F_g = 118,75 \times \tan(35) / (39,32) = 2,11 > 1,5 \text{ La fondation du mur est stable vis-à-vis du glissement.}$$

### 3-3 Stabilité au poinçonnement : Vérification ELS/ accidentelle

Pour une tranche de 1ml, on

$$\begin{aligned} \max &= \frac{N}{b} \cdot (1ml) \cdot \left(1 + \frac{6 \cdot e}{b}\right) \\ \min &= \frac{N}{b} \cdot (1ml) \cdot \left(1 - \frac{6 \cdot e}{b}\right) \end{aligned}$$

Avec : N=  $F_v$  = 118,75 kN ,

$$M_{GS} = M/GS = M(P_a) + M(P_{aq}) + M(P_r) + M(P_{rs}) - M(V) - M(V_1)$$

$$e = M_G / N$$

Le tableau 4.2 résume les valeurs des efforts et de leur bras de leviers par rapport au point  $G_S$  (Figure 4.4).

**Tableau 4.2** Valeurs des efforts et de leur bras de leviers pour la vérification du poinçonnement du sol de fondation.

| Effort (kN)            | Bras de levier (m)/G <sub>S</sub>        | Moment M/G <sub>S</sub> (kN.m) | Valeur de M <sub>GS</sub> |
|------------------------|------------------------------------------|--------------------------------|---------------------------|
| P <sub>a</sub> =23,85  | h <sub>r</sub> /3+e <sub>2</sub> = 1,567 | 37,36                          | 22,63                     |
| P <sub>aq</sub> = 4,75 | h <sub>r</sub> /2+e <sub>2</sub> =2,175  | 10,33                          |                           |
| P <sub>s</sub> =17,50  | 0                                        | 0                              |                           |
| P <sub>r</sub> = 25,09 | X=0,291                                  | 7,30                           |                           |
| V = 69,26              | b/2-(b <sub>2</sub> )/2=0,425            | 29,44                          |                           |
| V <sub>1</sub> = 6,90  | b/2-(b <sub>2</sub> )/2=0,425            | 2,93                           |                           |

Détail de calcul de bras de levier « X » du rideau du mur divisé en partie rectangulaire (h<sub>r</sub> x e<sub>0</sub>) et triangulaire (1/2(h<sub>r</sub>)x(e<sub>1</sub>-e<sub>0</sub>)) par rapport au centre de gravité de la semelle.

$$X_{GS} = \frac{\left[ \frac{b}{2} - \left( b_1 + \frac{2}{3}(e_1 - e_0) \right) \cdot \frac{1}{2} h_r \cdot (e_1 - e_0) \right] + \left[ \left( \frac{b}{2} - \left( b_1 + (e_1 - e_0) + \frac{e_0}{2} \right) \right) \cdot h_r \cdot e_0 \right]}{\left[ \frac{1}{2} h_r \cdot (e_1 - e_0) + h_r \cdot (e_1 - e_0) \right]}$$

$$= [0,40 \times 0,274 + 0,25 \times 0,73] / [0,274 + 0,73] = 0,291 \text{ m}$$

$$e = M_G/N = 22,63/118,75 = 0,191 \text{ m}$$

On a :  $e = 0,191 < b/6 = 2,00/6 = 0,333 \text{ m}$

#### Calcul des contraintes

$$\begin{aligned} \max &= \frac{N}{b \cdot (1\text{ml})} \cdot \left( 1 + \frac{6 \cdot e}{b} \right) \\ \min &= \frac{N}{b \cdot (1\text{ml})} \cdot \left( 1 - \frac{6 \cdot e}{b} \right) \end{aligned}$$

$$\max = \frac{118,75}{2,00 \times 1} \times \left( 1 + \frac{6 \times 0,191}{2,00} \right) = 93,40 \text{ kN/m}^2 = 0,93 \text{ bars}$$

$$\min = \frac{118,75}{2,00 \times 1} \times \left( 1 - \frac{6 \times 0,191}{2,00} \right) = 25,35 \text{ kN/m}^2 = 0,25 \text{ bars}$$

On a :  $\max = 0,93 \text{ bars} < (\text{adm}) = 2,00 \text{ bars}$

**Le sol de fondation résiste au poinçonnement.**

**4. Calcul du ferrailage :** Tous les calculs seront faits pour une bande de 1 ml.

Comme la fissuration est peu nuisible, le calcul des armatures sera fait uniquement à l'ELU.

## 4-1 Ferrailage du rideau

### 4-1-1 Efforts agissants sur le rideau

Poussées des terres :  $P_a=23,85 \text{ kN}$  et Poussée de surcharge :  $P_{aq} = 4,75 \text{ kN}$

### 4-1-2 Modèle statique de calcul et présentation des charges

Le rideau est supposé encasté dans la semelle. Il est donc calculé comme console soumise à une flexion simple (le poids propre du rideau est négligé)

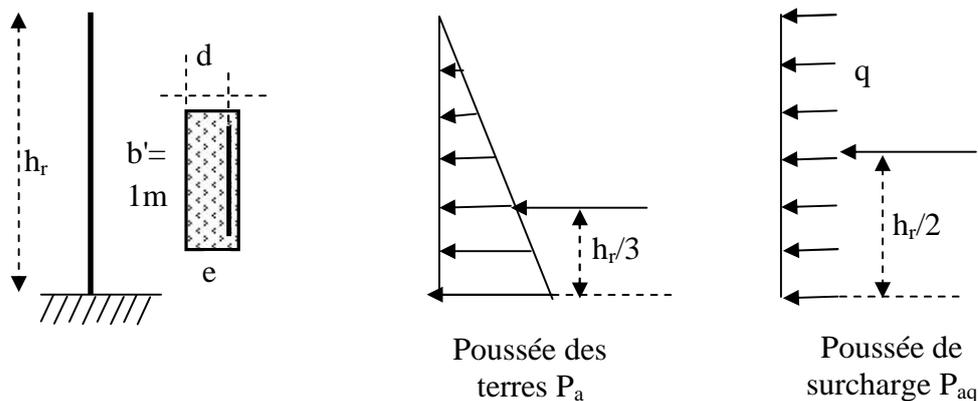


Figure 4.5 Modèle de calcul du rideau d'un mur de soutènement.

### 4-1-3 Calcul du moment maximal : à l'encastrement

$$M_{\max} = 1,35 \times P_a \times (h_r/3) + 1,5 \times P_{aq} \times (h_r/2) = 1,35 \times 23,85 \times (3,65/3) + 1,5 \times 4,75 \times (3,65/2)$$

$$M_{\max} = 52,17 \text{ kN.m}$$

Flexion simple : la section de calcul la plus défavorable est un rectangle de dimensions  $(e_1 \times 100) \text{ cm}^2$

Situation ultime donc :  $b = 1,5$   $s = 1,15$

$$f_{bu} = 0,85 \times f_{c28} / b = 0,85 \times 25 / 1,5 = 14,16 \text{ MPa} \quad , \quad f_{su} = Fe / s = 400 / 1,15 = 348 \text{ MPa}$$

On suppose  $d = 0,9 \times e_1 = 0,9 \times 350 = 315 \text{ mm}$  ,  $b' = 1 \text{ m} = 1000 \text{ mm}$

### 4-1-4 Ferrailage longitudinal :

$$\mu = M_{\max} / [b' \times d^2 \times f_{bu}] = 52,17 \times 10^6 \text{ (N.mm)} / [1000 \times (315)^2 \times 14,16] = 0,037$$

On est en pivot A et donc pas d'armatures comprimées  $A' = 0$

$$A_{st} = M_{\max} / [Z \times f_{su}] \quad \text{Avec } Z = d(1 - 0,5 \mu) \text{ et } \mu = 1 - \sqrt{1 - 2\mu} = 0,037$$

Ce qui donne ;  $Z = 315 \times (1 - 0,5 \times 0,036) = 309,06 \text{ mm}$

$$\text{Ainsi : } A_{st} = 52,17 \times 10^6 / [309,06 \times 348] = 485,09 \text{ mm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Soit } A_{st} \text{ (calculée)} = 4,85 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

### Armatures minimales

$$A_{\min} = 0,23 \times b' \times d \times f_t / Fe = 3,81 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

La section 'A<sub>f</sub>' retenue est  $A_f = \max(A_{st}, A_{\min}) = \max(4,85 ; 3,81) = 4,85 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Soit :  $A_f = 4,85 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Choix des armatures : **5 T12** /ml section qui correspond à  $A_a$ (adoptées) = **5,65** cm<sup>2</sup>/ml

Espacement des armatures :  $S_t=100/n_b$  (nombre de barres) =  $100/5=20$  cm

4-1-5 Armatures de répartition : Elles sont données par :

$$A_r = A_a/4 = 5,65/4 = 1,42 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Choix des armatures : **4 T8** /ml section qui correspond à 2,01 cm<sup>2</sup>/ml

Espacement des armatures :  $S_t=100/n_b = 100/4 = 25$  cm

4-1-6 Vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifier que :

$$= V_u/(bxd) \leq 0,07 \times f_{c28}/b$$

$$V_u = 1,35 \times P_a + 1,5 \times P_{aq} = 1,35 \times 23,85 + 1,5 \times 4,75 = 39,32 \text{ kN}$$

$$= 39,32 \times 10^3 / (1000 \times 315) = 0,12 \text{ MPa}$$

$$0,07 \times f_{c28}/b = 0,07 \times f_{c28}/b = 0,07 \times 25/1,5 = 1,17 \text{ MPa}$$

On a la condition qui est vérifiée donc, on n'a pas besoin d'armatures d'effort tranchant.

**4-2 Ferrailage de la semelle en amont du rideau (côté remblai) :** Semelle de droite (1 ml).

4-2-1 Efforts agissants sur la semelle de droite de section  $S_d=b_2 \times 1\text{ml}$

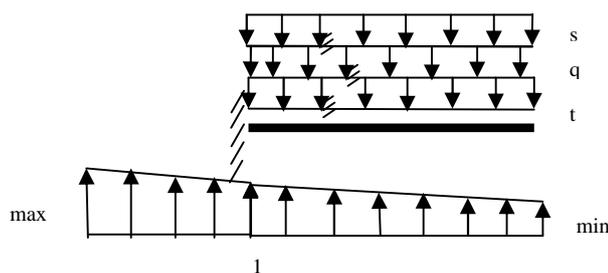
Du haut vers le bas :

$$\text{Le poids des terres : } t = 1,35 \times V / S_d = 1,35 \times 69,26 / (1,15) = 81,30 \text{ kN/m}$$

$$\text{Le poids de la surcharge : } q = 1,5 \times V_1 / S_d = 1,5 \times 6,90 / (1,15) = 9,00 \text{ kN/m}$$

$$\text{Le poids de la semelle : } s = 1,35 \times P_s / S_d = 1,35 \times (25 \times 0,35 \times 1,15 \times 1) / (1,15) = 11,81 \text{ kN/m}$$

Du bas vers le haut : La réaction du sol : répartition trapézoïdale ( $t_1$  et  $t_{\min}$ )



**Figure 4.6** Modèle de calcul de la semelle amont d'un mur de soutènement.

Calcul de  $t_{\max}$ ,  $t_{\min}$  et  $t_1$  (à partir de l'ELU)

$$\begin{aligned} M_{GS} = M/GS &= 1,35 \times M(P_a) + 1,5 \times M(P_{aq}) + 1,35 \times M(P_r) + 1,35 \times M(P_s) - M(V) - M(V_1) \\ &= 1,35 \times 37,36 + 1,5 \times 10,33 + 1,35 \times 7,30 + 1,35 \times 0 - 29,44 - 2,93 = 43,42 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

$$N = 1,35 \times [P_r + P_s + V] + 1,5 \times V_1 = 1,35 \times [25,09 + 17,50 + 69,26] + 1,5 \times 6,90 = 161,35 \text{ kN}$$

$$e = M_{GS} / N = 43,42 / 161,34 = 0,269 \text{ m}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{b} \cdot \left(1 + \frac{6 \cdot e}{b}\right) \quad \sigma_{\max} = \frac{61,34}{2,00} \times \left(1 + \frac{6 \times 0,269}{2,00}\right) = 145,77 \text{ kN/m}^2$$

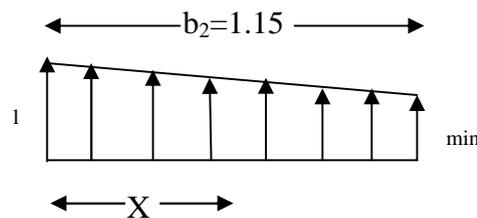
$$\sigma_{\min} = \frac{N}{b} \cdot \left(1 - \frac{6 \cdot e}{b}\right) \quad \sigma_{\min} = \frac{16,00}{2,00} \times \left(1 - \frac{6 \times 0,269}{2,00}\right) = 15,57 \text{ kN/m}^2$$

$$I = \sigma_{\min} + (b_2/b) \times (\sigma_{\max} - \sigma_{\min}) = 90,44 \text{ kN/m}^2$$

Calcul du moment d'encastrement :

$$M_{\text{enc}} = M(s) + M(q) + M(t) - M(\text{Réaction du sol} : \sigma_{\min}, I)$$

Le bras de levier 'X' de la réaction du sol de forme trapézoïdale est donné par :



$$X = \left\{ \left[ (b_2 \times \sigma_{\min}) \times (b_2/2) \right] + \left[ 1/2 \times b_2 \times (\sigma_{\max} - \sigma_{\min}) \times 1/3 \times b_2 \right] \right\} / \left[ 1/2 \times b_2 \times (\sigma_{\max} + \sigma_{\min}) \right]$$

$$= \left\{ \left[ (1,15 \times 15,57) \times (1,15/2) \right] + \left[ 1/2 \times 1,15 \times (90,44 - 15,57) \times 1/3 \times 1,15 \right] \right\} / \left[ 1/2 \times 1,15 \times (90,44 + 15,57) \right]$$

$$X = 0,439 \text{ m}$$

$$\text{Alors : } M = \left[ (81,30 + 9,00 + 11,81) \times (1/2 \times (1,15)^2) \right] - \left[ 0,439 \times (1/2 \times 1,15 \times (90,44 + 15,57)) \right]$$

$$= 40,76 \text{ kN.m}$$

4-2-2 Ferrailage longitudinal :

Section de calcul :  $(b' \times e_2) = (1,00 \times 0,35) \text{ m}^2$  soumise à une flexion simple. Le moment maximal est situé à l'encastrement de la semelle dans le rideau et vaut : 40,76 kN.m

Situation ultime donc :  $b = 1,5 \text{ m}$  ;  $s = 1,15 \text{ m}$

$$f_{bu} = 0,85 \times f_{c28} / b = 0,85 \times 25 / 1,5 = 14,16 \text{ MPa} \quad , \quad f_{su} = Fe / s = 400 / 1,15 = 348 \text{ MPa}$$

$$\text{On suppose } d = 0,9 \times e_2 = 0,9 \times 350 = 315 \text{ mm} \quad , \quad b' = 1 \text{ m} = 1000 \text{ mm}$$

$$\mu = M_{\max} / [b' \times d^2 \times f_{bu}] = 0,029$$

On est en pivot A et donc pas d'armatures comprimées  $A' = 0$

$$= 1 - \sqrt{1 - 2\mu} = 0,029 \text{ et } Z = d(1 - 0,5 \mu) = 310,36 \text{ mm}$$

$$A_{st} = M_{\max} / [Z \times f_{su}] = 40,76 \times 10^6 \text{ (N.mm)} / [310,36 \times 348] = 377,38 \text{ mm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Soit } A_{st} \text{ (calculée)} = 3,77 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Armatures minimales

$$A_{\min} = 0,23 \times b' \times d \times f_t / Fe = 3,81 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

La section 'A<sub>f</sub>' retenue est  $A_f = \max(A_{st}, A_{\min}) = \max(3,77 ; 3,81) = 3,81 \text{ cm}^2/\text{ml}$ .

$$\text{Soit : } A_f = 3,81 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Choix des armatures : **5 T12** /ml section qui correspond à  $A_a$ (adoptée) = 5,65 cm<sup>2</sup>/ml

Espacement des armatures :  $St=100/n_b$  (nombre de barres)=100/5=20 cm

4-2-3 Armatures de répartition : Elles sont données par :  $A_r = A_a/4 = 5,65/4 = 1,42$  cm<sup>2</sup>/ml

Choix des armatures : **4 T8** /ml section qui correspond à 2,01 cm<sup>2</sup>/ml

Espacement des armatures :  $St=100/n_b = 100/4 = 25$  cm.

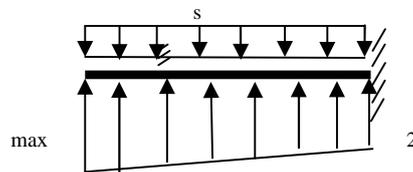
#### 4-3 Ferrailage de la semelle en aval du rideau (côté vide) : semelle de gauche

4-3-1 Efforts agissants sur la semelle de droite de section  $S_d=b_2 \times 1$  ml

Du haut vers le bas : Le poids de la semelle :  $s = 1,35 \times P_s / S_d$

$$= 1,35 \times (25 \times 0,35 \times 0,50 \times 1) / (0,50) = 11,81 \text{ kN/m}$$

Du bas vers le haut : La réaction du sol : répartition trapézoïdale ( $\sigma_2$  et  $\sigma_{\max}$ )



**Figure 4.7** Modèle de calcul de la semelle aval d'un mur de soutènement.

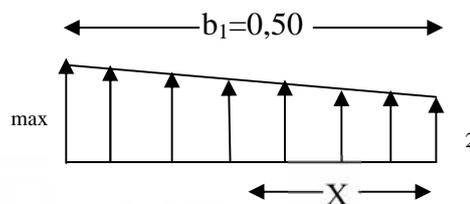
Recherche des contraintes

On a :  $\sigma_{\max} = 145,77$  kN/m et  $\sigma_{\min} = 15,57$  kN/m

$$\sigma_2 = \sigma_{\max} - (b_1/b) \times (\sigma_{\max} - \sigma_{\min}) = 113,22 \text{ kN/m}$$

Calcul du moment d'encastrement :  $M_{\text{enc}} = M$  (Réaction du sol :  $\sigma_{\max}$ ,  $\sigma_2$ ) -  $M(s)$

Le bras de levier 'X' de la réaction du sol de forme trapézoïdale est donné par :



$$X = \frac{\left[ (b_1 \times \sigma_2) \times \frac{b_1}{2} \right] + \left[ \frac{b_1}{2} \times (\sigma_{\max} - \sigma_2) \times \frac{2}{3} b_1 \right]}{\frac{b_1}{2} \times (\sigma_{\max} + \sigma_2)}$$

$$= \frac{\left[ (0,5 \times 113,22) \times \frac{0,50}{2} \right] + \left[ \frac{0,50}{2} \times (145,77 - 113,22) \times \frac{2}{3} \times 0,50 \right]}{\frac{0,50}{2} \times (145,77 + 113,22)} = 0,261 \text{ m}$$

Alors :  $M = [0,261 \times (1/2 \times 0,50 \times (145,77 + 113,22))] - [(11,81) \times (1/2 \times (0,50)^2)] = 15,39 \text{ kN.m}$

4-3-2 Ferrailage longitudinal :

Section de calcul :  $(b' \times e_2) = (1,00 \times 0,35) \text{ m}^2$  soumise à une flexion simple. Le moment maximal est situé à l'encastrement de la semelle dans le rideau et vaut : 15,39 kN.m

Situation ultime donc :  $\beta = 1,5$   $\gamma_s = 1,15$

$$f_{bu} = 0,85 \times f_{c28} / \beta = 0,85 \times 25 / 1,5 = 14,16 \text{ MPa} \quad , \quad f_{su} = f_e / \gamma_s = 400 / 1,15 = 348 \text{ MPa}$$

On suppose  $d = 0,9 \times e_2 = 0,9 \times 350 = 315 \text{ mm}$  ,  $b' = 1 \text{ m} = 1000 \text{ mm}$

$$\mu = M_{\max} / [b' \times d^2 \times f_{bu}] = 0,011$$

On est en pivot A et donc pas d'armatures comprimées  $A' = 0$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\mu} = 0,011 \text{ et } Z = d \cdot (1 - 0,5 \xi) = 313,26 \text{ mm}$$

$$A_{st} = M_{\max} / [Z \times f_{su}] = 15,39 \times 10^6 \text{ (N.mm)} / [313,26 \times 348] = 141,17 \text{ mm}^2/\text{ml}$$

Soit  $A_{st}$  (calculée) = **1,41 cm<sup>2</sup>/ml**

Armatures minimales :  $A_{\min} = 0,23 \times b' \times d \times f_t / f_e = 3,81 \text{ cm}^2/\text{ml}$

La section ' $A_f$ ' retenue est  $A_f = \max(A_{st}, A_{\min}) = \max(1,41 ; 3,81) = 3,81 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Soit :  $A_f$  **3,81 cm<sup>2</sup>/ml**

Choix des armatures : **5T 12** /ml section qui correspond à  $A_a$  (adoptée) = 5,65 cm<sup>2</sup>/ml

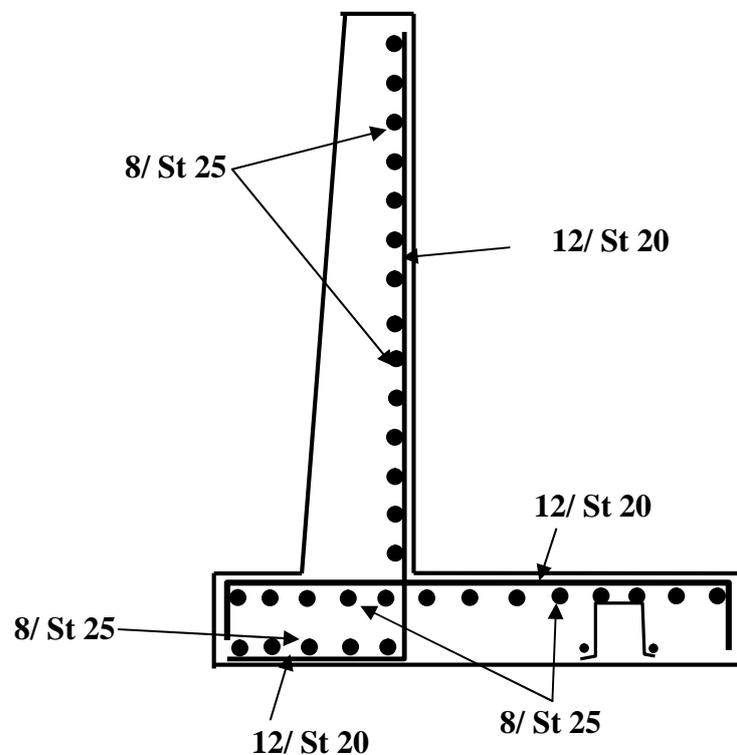
Espacement des armatures :  $St = 100/n_b$  (nombre de barres) = 100/5 = 20 cm

4-3-3 Armatures de répartition : Elles sont données par :  $A_r = A_a/4 = 5,65/4 = 1,42 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Choix des armatures : **4T 8** /ml section qui correspond à 2,01 cm<sup>2</sup>/ml

Espacement des armatures :  $St = 100/n_b = 100/4 = 25 \text{ cm}$

## 5. Schéma de ferrailage



**Figure 4.8** Schéma de ferrailage d'un mur de soutènement en forme de T inversé sans contreforts.

**Exercice N°2 :**

On désire déterminer le ferrailage du mur de soutènement avec contreforts de 20 cm d'épaisseur ' $e_c$ ' espacés de 2,80 m représenté sur la figure 4.9.

**On considère les données suivantes :**

Remblai

- Poids volumique  $\gamma = 16 \text{ kN/m}^3$  ;
- Angle de frottement interne  $\phi = 35^\circ$  et surface horizontale  $\delta = 0$  ;

Sol de fondation :

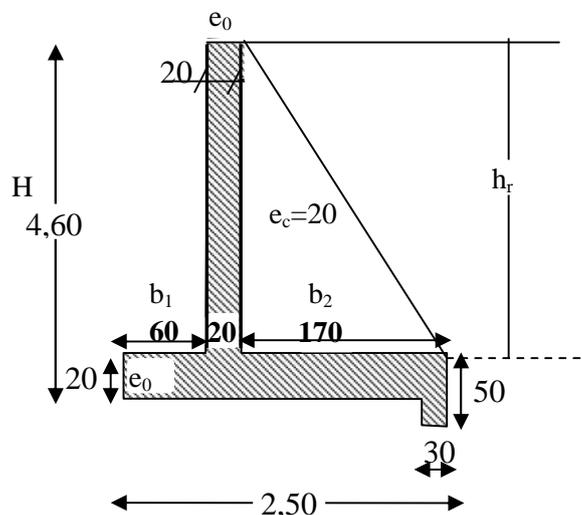
- Contrainte admissible  $\sigma_{adm} = 0,25 \text{ MPa}$  ;
- Angle de frottement interne  $\phi = 45^\circ$  ;

Mur en béton armé:

- Poids volumique :  $\gamma_{ba} = 25 \text{ kN/m}^3$  ;
- Parement (remblai) vertical ( $\delta = 0$ ) et lisse ( $\phi = 0$ ) ;
- $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$  et  $f_e = 400 \text{ MPa}$  ;
- Fissuration peu nuisible ;

**Hypothèses :**

- On néglige la différence entre le poids volumique du contrefort et celui du remblai ;
- Dans cet exercice, la stabilité extérieure du mur est supposée vérifiée ;



**Figure 4.9** Dimensions du mur avec contreforts.

**Réponse :**

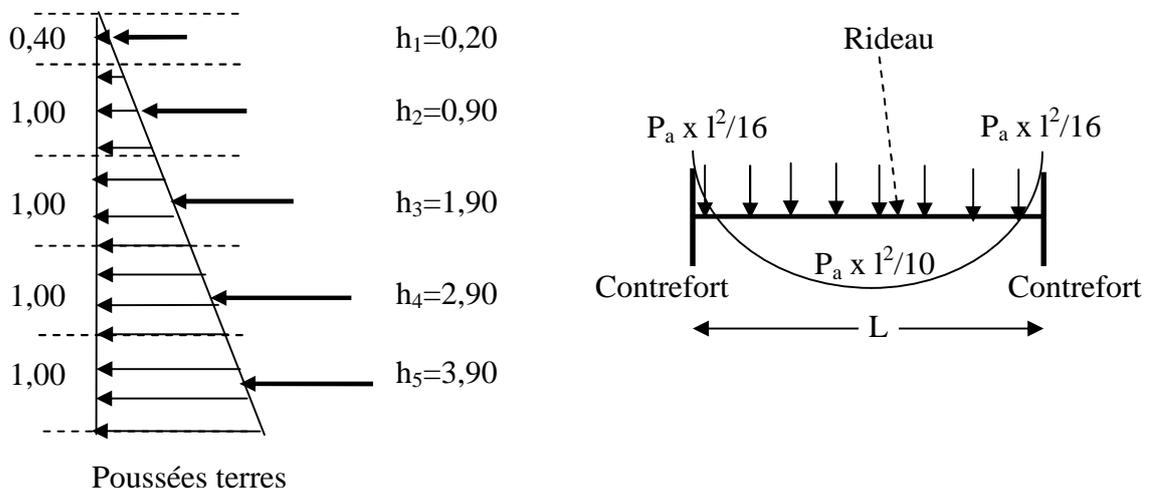
### 1- Ferrailage du rideau

#### 1-1 Modèle statique de calcul et présentation des charges

Hauteur du rideau :  $h_r = 4,60 - 0,20 = 4,40 \text{ m}$

Le rideau est décomposé en tranches horizontales de 1m de hauteur. On considère la pression à mi-hauteur de la bande.

Dans cet exemple, on développera uniquement les calculs de la tranche la plus sollicitée c'est-à-dire la 5<sup>ème</sup> tranche.



**Figure 4.10** Modèle de calcul du rideau de mur avec contreforts.

## 1-2 Efforts agissants sur le rideau

La poussée des terres sur la 5<sup>ème</sup> tranche est donnée par :  $P_a = \gamma \times K_a \times h_5 \times l$

Parement du mur vertical lisse et surface de remblai horizontale, donc :

$$K_a = \tan^2\left(\frac{\phi}{4} - \frac{35}{2}\right) = 0,271$$

$$P_a = 0,271 \times (16) \times (3,90) \times 1 = 16,91 \text{ kN/ml}$$

Comme on a une fissuration peu nuisible, le calcul de ferrailage se fera à ELU. La poussée des terres sera alors :  $P_a = 1,35 \times 16,91 = 22,82 \text{ kN/ml}$

## 1-3 Calcul des moments et efforts tranchants ultimes

1-3-1 Moment en travée :  $M_t = 0,8 P_a \times l^2/8 = P_a \times l^2/10 = 22,82 \times 2,8^2/10 = 17,89 \text{ kN.m}$

1-3-2 Moment en appui :  $M_a = P_a \times l^2/16 = 22,82 \times 2,8^2/16 = 11,18 \text{ kN.m}$

1-3-3 Effort tranchant :  $V_u = P_a \times l/2 = 22,82 \times 2,8/2 = 31,95 \text{ kN}$

## 1-4 Calcul de ferrailage longitudinal

Situation ultime donc :  $\gamma_b = 1,5$   $\gamma_s = 1,15$

$$f_{bu} = 0,85 \times f_{c28} / \gamma_b = 0,85 \times 25 / 1,5 = 14,16 \text{ MPa} \quad , \quad f_{su} = F_{e} / \gamma_s = 400 / 1,15 = 348 \text{ MPa}$$

On suppose  $d = 0,9 \times e_1 = 0,9 \times 200 = 180 \text{ mm}$  ,  $b' = 1 \text{ m} = 1000 \text{ mm}$

### 1-4-1 Armatures en travées

$$\mu = M_t / [b' \times d^2 \times F_{bu}] = 17,89 \times 10^6 \text{ (N.mm)} / [1000 \times (180)^2 \times 14,16] = 0,0389$$

On est en pivot A et donc pas d'armatures comprimées  $A' = 0$

$$A_{st} = M_t / [Z \times f_{su}]$$

Avec  $Z = d(1-0,5 \mu)$  et  $\mu = 1 - \sqrt{1 - 2\mu} = 0,039$

Ce qui donne ;  $Z = 180 \times (1 - 0,5 \times 0,037) = 176,41 \text{ mm}$

Ainsi :  $A_{st} = 17,89 \times 10^6 \text{ (N.mm)} / [176,61 \times 348] = 291,08 \text{ mm}^2/\text{ml}$

Soit  $A_{st}$  (calculée) = **2,91 cm<sup>2</sup>/ml**

#### Armatures minimales

$$A_{min} = 0,23 \times b' \times d \times f_{t28} / Fe = 0,23 \times 100 \times 18 \times 2,1 / 25 = 2,17 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

La section 'A<sub>f</sub>' retenue est  $A_f = \max(A_{st}, A_{min}) = \max(2,91 ; 2,17) = 2,91 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Soit : **A<sub>f</sub> 2,91 cm<sup>2</sup>/ml**

Choix des armatures : **5T 10** /ml section qui correspond à A<sub>a</sub> (adoptée) = 3,92 cm<sup>2</sup>/ml

#### Espacement des armatures :

$$St = 100 / n_b \text{ (nombre de barres)} = 100 / 5 = 20 \text{ cm}$$

4-1-5 Armatures de répartition : Elles sont données par

$$A_r = A_a / 4 = 3,92 / 4 = 0,98 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Choix des armatures : **4 6** /ml section qui correspond à 1,13 cm<sup>2</sup>/ml

Espacement des armatures :  $St = 100 / n_b = 100 / 4 = \mathbf{25 \text{ cm}}$

1-4-2 Armatures en appui

$$\mu = M_a / [b' \times d^2 \times f_{bu}] = 11,18 \times 10^6 \text{ (N.mm)} / [1000 \times (180)^2 \times 14,16] = 0,024$$

On est en pivot A et donc pas d'armatures comprimées A' = 0

$$A_{st} = M_a / [Z \times f_{su}]$$

Avec  $Z = d(1-0,5 \mu)$  et  $\mu = 1 - \sqrt{1 - 2\mu} = 0,024$

Ce qui donne ;  $Z = 180 \times (1 - 0,5 \times 0,023) = 177,81 \text{ mm}$

Ainsi :  $A_{st} = 11,18 \times 10^6 \text{ (N.mm)} / [177,81 \times 348] = 180,68 \text{ mm}^2/\text{ml}$

Soit :  $A_{st}$  (calculée) = **1,81 cm<sup>2</sup>/ml**

#### Armatures minimales

$$A_{min} = 0,23 \times b' \times d \times f_{t28} / Fe = 0,23 \times 100 \times 18 \times 2,1 / 25 = 2,17 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

La section 'A<sub>f</sub>' retenue est  $A_f = \max(A_{st}, A_{min}) = \max(1,81 ; 2,17) = 2,17 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Soit : **A<sub>f</sub> 2,17 cm<sup>2</sup>/ml**

Choix des armatures : **5T 10** /ml section qui correspond à A<sub>a</sub> (adoptée) = 3,92 cm<sup>2</sup>/ml

Espacement des armatures :  $St = 100 / n_b$  (nombre de barres) = 100 / 5 = 20 cm

1-4-5 Armatures de répartition : Elles sont données par

$$A_r = A_a / 4 = 3,92 / 4 = 0,98 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Choix des armatures : **4 6** /ml section qui correspond à  $1,13 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Espacement des armatures :  $St=100/n_b = 100/4 = 25 \text{ cm}$

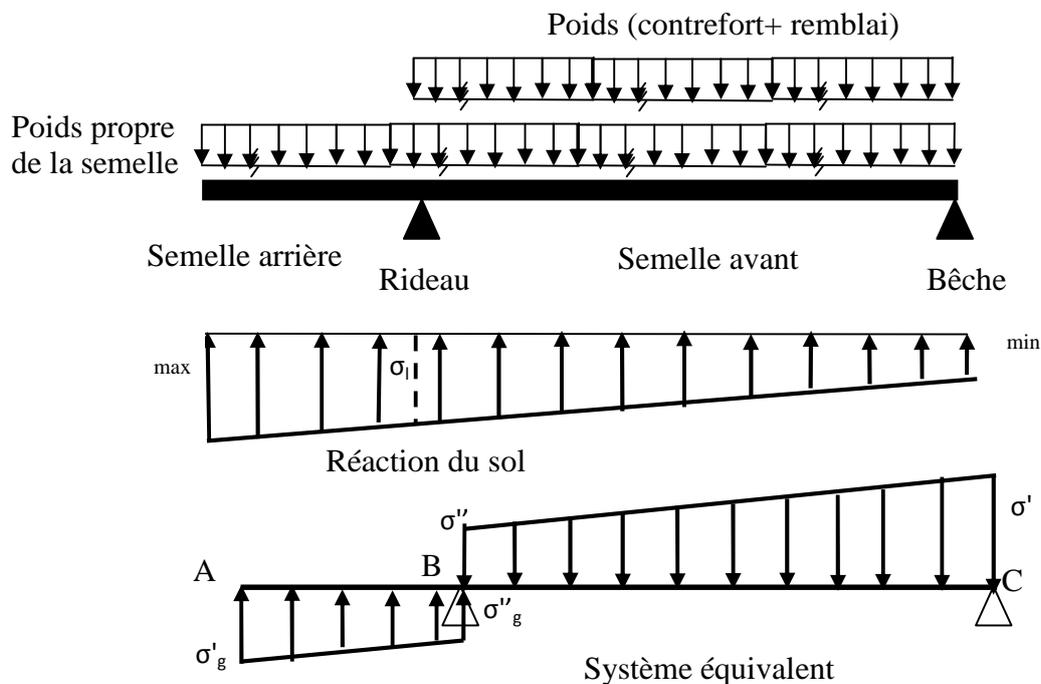
Remarque : Les mêmes calculs seront refaits pour le reste des tranches avec la pression des terres  $P_a$  correspondante et donc les moments en travée et en appui correspondants. Le tableau 4.3 résume les valeurs des pressions des terres et des moments ainsi que le ferrailage adopté. Pour les armatures de répartition, on prendra celles qui sont adoptées pour le cas le plus défavorable, à savoir des **6** avec un espacement de 20 cm.

**Tableau 4.2** Valeurs des pressions des terres, des moments et efforts tranchants et du ferrailage adopté.

| Tranche N° | Efforts (a ELU) |               |               | Ferrailage/Espacement |                    |
|------------|-----------------|---------------|---------------|-----------------------|--------------------|
|            | $P_a$ (kN/ml)   | $M_t$ (kN.ml) | $M_a$ (kN.ml) | En travée             | En appui           |
| 1          | <b>22,82</b>    | <b>17,89</b>  | <b>11,18</b>  | <b>5T10/ St=20</b>    | <b>5T10/ St=20</b> |
| 2          | <b>16,97</b>    | <b>13,30</b>  | <b>8,31</b>   | <b>5T10/ St=20</b>    | <b>5T10/ St=20</b> |
| 3          | <b>11,12</b>    | <b>8,72</b>   | <b>5,45</b>   | <b>4T10/ St=25</b>    | <b>4T10/ St=25</b> |
| 4          | <b>5,27</b>     | <b>4,13</b>   | <b>2,58</b>   | <b>4T10/ St=25</b>    | <b>4T10/ St=25</b> |
| 5          | <b>1,17</b>     | <b>0,92</b>   | <b>0,57</b>   | <b>3T10/ St=16</b>    | <b>3T10/ St=16</b> |

## 2- Ferrailage de la semelle

On suppose que la semelle repose uniquement sur le rideau et la bêche. Elle est soumise aux efforts indiqués sur la figure 4.11 qui illustre également le modèle de calcul.



**Figure 4.11** Semelle de mur avec contrefort.

## 2-1 Calcul des efforts appliqués sur la semelle

### 2-1-1 Poids propre du rideau

$$P_r = 25 \times (0,20 \times 4,40) \times 1 = \mathbf{22,00 \text{ kN}}$$

### 2-1-2 Poids propre du contrefort (forme triangulaire) :

$$P_c = 25 \times [1/2 \times (1,70) \times 0,20 \times 4,40] = \mathbf{18,70 \text{ kN}}$$

Transformation de la charge concentrée du contrefort en charge équivalente répartie par mètre

$$P_{ce} = 18,70 / 2,80 \times 1 = \mathbf{6,68 \text{ kN}}$$

### 2-1-3 Poids propre du remblai

$$V = \gamma \times h_r \times b_2 \times 1 = 16 \times 4,40 \times 1,70 \times 1 = \mathbf{119,68 \text{ kN}}$$

### 2-1-4 Poids propre de la semelle

$$P_s = 25 \times 0,2 \times 2,50 \times 1 = \mathbf{12,50 \text{ kN}}$$

## 2-2 Calcul des contraintes $\sigma_{max}$ et $\sigma_{min}$

On calcul au préalable la poussée des terres et le poids propre de la bêche

### 2-2-1 Poussées des terres : Pour une tranche de 1ml

$$P_a = 1/2 \times \gamma \times K_a \times h_r^2 \times 1$$

Parement du mur vertical lisse et surface de remblai horizontale, donc :

$$K_a = \tan^2(45^\circ - \phi/2) = \tan^2(45^\circ - 35/2) = \mathbf{0,271}$$

$$P_a = 1/2 \times 16 \times 0,271 \times 4,40^2 \times 1 = \mathbf{41,97 \text{ kN}}$$

### 2-2-2 Poids propre de bêche :

$$P_b = 25 \times 0,3 \times 0,3 \times 1 = \mathbf{2,25 \text{ kN}}$$

### 2-2-3 Calcul de l'excentricité : $e = M_{GS} / N$

Détermination de  $M_{GS}$  (Moment de tous les efforts par rapport au centre de gravité de la semelle) et  $N$  (somme de tous les efforts verticaux)

$$M_{GS} = \sum M_{GS} = 1,35 \times M(P_a) + 1,35 \times M(P_r) + 1,35 \times M(P_s) - M(V) - M(P_b) - M(P_{ce})$$

Le tableau suivant résume les valeurs des efforts et de leur bras de leviers

| Effort (kN)     | Bras de levier (m)                                  | Moment $M_{GS}$ (kN.m) |
|-----------------|-----------------------------------------------------|------------------------|
| $P_a = 41,97$   | $h_r/3 + e_2 = 4,40/3 + 0,2 = 1,667$                | 69,96                  |
| $P_s = 12,50$   | 0                                                   | 0                      |
| $P_r = 22,00$   | $b/2 - b_1 - e_0/2 = 2,50/2 - 0,60 - 0,20/2 = 0,55$ | 12,10                  |
| $P_b = 2,25$    | $b/2 - e_b/2 = 2,50/2 - 0,30/2 = 1,10$              | 2,47                   |
| $P_{ce} = 6,68$ | $b/2 - 2/3 b_2 = 2,50/2 - 2/3 \times 1,70 = 0,117$  | 0,78                   |
| $V = 119,68$    | $b/2 - b_2/2 = 2,50/2 - 1,70/2 = 0,40$              | 47,87                  |

$$M_{GS} = 1,35 \times 69,96 + 1,35 \times 12,10 - 47,87 - 2,47 - 0,78 = 59,66 \text{ kN.m}$$

$$N = 1,35 \times (P_s + P_r + P_b + P_{ce} + V) = 1,35 \times (12,50 + 22,00 + 2,47 + 6,68 + 119,68) = 220,49 \text{ kN}$$

$$e = 59,66 / 220,49 = \mathbf{0,271 \text{ m}}$$

$$\max = \frac{220,49}{2,50} \times \left(1 + \frac{6 \times 0,271}{2,50}\right) \quad \min = \frac{220,49}{2,50} \times \left(1 - \frac{6 \times 0,271}{2,50}\right)$$

$$\max = 145,55 \text{ kN/m}$$

$$\min = 30,83 \text{ kN/m}$$

### 2-3 Calcul des contraintes 'g, ''g, 'et ''

On a :

$$\begin{cases} ' = 1,35 \times (P_{ce} + P_s + V) - \min \\ '' = 1,35 \times (P_{ce} + P_s + V) - 1 \end{cases}$$

Avec  $1$  donnée par :  $1 = \min + 0$

$$0 = [( \max - \min) \times b_2/b] = [(145,55 - 30,83) \times 1,70/2,50] = 78,01 \text{ kN/m}$$

donc :  $1 = 30,83 + 78,01 = 108,84 \text{ kN/m}$

$$\begin{cases} ' = 1,35 \times (P_{ce} + P_s + V) - \min = 1,35 \times (6,68 + 12,50 + 119,68) - 30,83 = 156,63 \text{ kN/m} \\ '' = 1,35 \times (P_{ce} + P_s + V) - 1 = 1,35 \times (6,68 + 12,50 + 119,68) - 108,84 = 78,62 \text{ kN/m} \end{cases}$$

et :

$$\begin{cases} 'g = \max - P_s = 145,55 - 12,50 = 133,05 \text{ kN/m} \\ ''g = \max - [( \max - \min) \times b_1/b] - P_s = 145,55 - [(145,55 - 30,83) \times 0,60/2,50] - 12,5 \\ = 105,52 \text{ kN/m} \end{cases}$$

Ainsi, on a :

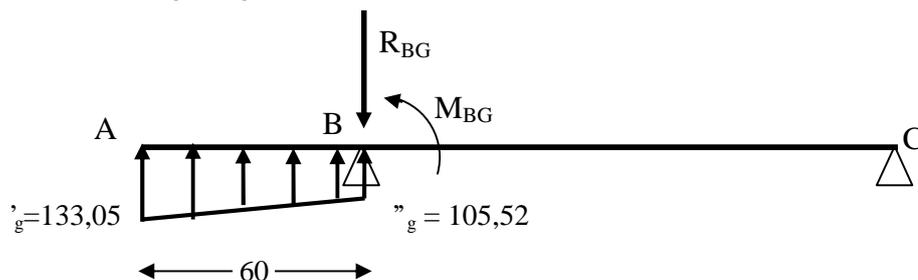
$$\begin{cases} ' = 156,63 \text{ kN/m} \\ '' = 78,62 \text{ kN/m} \\ 'g = 133,05 \text{ kN} \\ ''g = 105,52 \text{ kN} \end{cases}$$

### 2.3 Semelle gauche

#### 2.3.1 Calcul du moment d'encastrement ( $M_{\max}$ au point B)

$$R_{BG} = 1/2 (b_1) \times ('g + ''g) = 1/2 (0,60) \times (133,05 + 105,52) = 71,57 \text{ kN}$$

$$M_{BG} = b_1^2/6 \times (2 \times ''g + 'g) = 0,60^2/6 \times (2 \times 105,52 + 133,05) = 20,65 \text{ kN.m}$$



## 2.3.2 Ferrailage longitudinal :

Section de calcul :  $(b' \times e_2) = (1,00 \times 0,20) \text{ m}^2$  soumise à une flexion simple. Le moment maximal est situé à l'encastrement de la semelle dans le rideau et vaut : 20,65 kN.m

Situation ultime donc :  $\beta_b = 1,5$   $\beta_s = 1,15$

$$F_{bu} = 0,85 \times f_{c28} / \beta_b = 0,85 \times 25 / 1,5 = 14,16 \text{ MPa} \quad , \quad f_{su} = F_e / \beta_s = 400 / 1,15 = 348 \text{ MPa}$$

On suppose  $d = 0,9 \times e_2 = 0,9 \times 200 = 180 \text{ mm}$  ,  $b' = 1 \text{ m} = 1000 \text{ mm}$

$$\mu = M_{\max} / [b' \times d^2 \times F_{bu}] = 0,045$$

On est en pivot A et donc pas d'armatures comprimées  $A' = 0$

$$\gamma = 1 - \sqrt{1 - 2\mu} = 0,046 \text{ et } Z = d(1 - 0,5 \gamma) = 175,86 \text{ mm}$$

$$A_{st} = M_{\max} / [Z \times f_{su}] = 20,65 \times 10^6 / [175,86 \times 348] = 337,42 \text{ mm}^2/\text{ml}$$

Soit  $A_{st}$  (calculée) = **3,37 cm<sup>2</sup>/ml**

Armatures minimales

$$A_{\min} = 0,23 \times b' \times d \times f_t / F_e = 2,17 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

La section ' $A_f$ ' retenue est  $A_f = \max(A_{st}, A_{\min}) = \max(3,37 ; 2,17) = 3,37 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Soit :  $A_f = \mathbf{2,69 \text{ cm}^2/\text{ml}}$

Choix des armatures : **5 T10** /ml section qui correspond à  $A_a$  (adoptées) = 3,93 cm<sup>2</sup>/ml

Espacement des armatures :  $S_t = 100/n_b$  (nombre de barres) = 100/5 = 20 cm

## 2.3.3 Armatures de répartition : Elles sont données par

$$A_r = A_a / 4 = 3,93 / 4 = 0,98 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

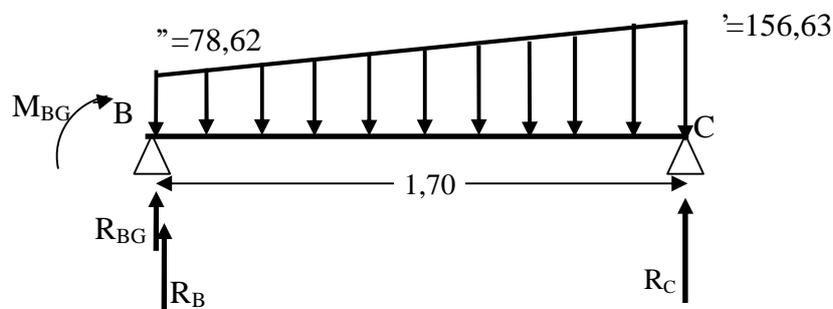
Choix des armatures : **4T 8** /ml section qui correspond à 2,01 cm<sup>2</sup>/ml

Espacement des armatures :  $S_t = 100/n_b = 100/4 = \mathbf{25 \text{ cm}}$

**2.4 Semelle droite**

## 2.4.1 Calcul du moment maximal :

La valeur du moment maximal sollicitant la semelle de droite est déterminée en étudiant le système isostatique représenté sur le schéma suivant :



$M_{\max} = 52,81 \text{ kN.m}$  et  $R_C = 123,18 \text{ kN}$

#### 2.4.2 Ferrailage longitudinal

Section de calcul :  $(b' \times e_2) = (1,00 \times 0,20) \text{ m}^2$  soumise à une flexion simple. Le moment maximal vaut :  $52,81 \text{ kN.m}$

Situation ultime donc :  $\beta_b = 1,5$   $\beta_s = 1,15$

$F_{bu} = 0,85 \times f_{c28} / \beta_b = 0,85 \times 25 / 1,5 = 14,16 \text{ MPa}$  ,  $f_{su} = F_e / \beta_s = 400 / 1,15 = 348 \text{ MPa}$

On suppose  $d = 0,9 \times e_2 = 0,9 \times 200 = 180 \text{ mm}$  ,  $b' = 1 \text{ m} = 1000 \text{ mm}$

$$\mu = M_{\max} / [b' \times d^2 \times F_{bu}] = 0,115$$

On est en pivot A et donc pas d'armatures comprimées  $A' = 0$

$$= 1 - \sqrt{1 - 2\mu} = 0,122 \text{ et } Z = d(1 - 0,5 \mu) = 169,02 \text{ mm}$$

$$A_{st} = M_{\max} / [Z \times f_{su}] = 52,81 \times 10^6 / [167,67 \times 348] = 897,84 \text{ mm}^2/\text{ml}$$

Soit  $A_{st}$  (calculée) = **8,97 cm<sup>2</sup>/ml**

#### Armatures minimales

$$A_{\min} = 0,23 \times b' \times d \times f_t / F_e = 2,17 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

La section 'A<sub>f</sub>' retenue est  $A_f = \max(A_{st}, A_{\min}) = \max(8,97; 2,17) = 8,97 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Soit : **A<sub>f</sub> = 8,97 cm<sup>2</sup>/ml**

Choix des armatures : **6T 14** /ml section qui correspond à  $A_a$  (adoptées) =  $9,23 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Espacement des armatures :  $S_t = 100/n_b$  (nombre de barres) =  $100/6 = 16,66 \text{ cm}$

Choix final : **T 14 avec S<sub>t</sub> = 16 cm**

#### 2.4.3 Armatures de répartition : Elles sont données par

$$A_r = A_a / 4 = 9,23 / 4 = 2,31 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Choix des armatures : **6T 8** /ml section qui correspond à  $3,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Espacement des armatures :  $S_t = 100/n_b = 100/6 = 16,66 \text{ cm}$

Choix final : **T 8 avec S<sub>t</sub> = 16 cm**

### 3. Ferrailage de la bêche

#### 3.1 Modèle de calcul

Consiste en une poutre encastree à ses extrémités aux contreforts et soumise à une charge q linéaire égale à la réaction de la semelle de droite ( $R_C = 123,18 \text{ kN/ml}$ )

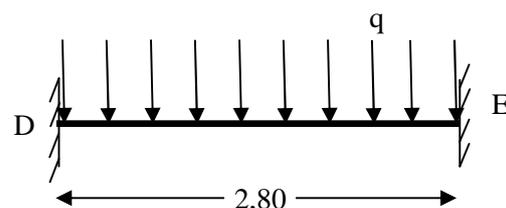
#### 3.2 Calcul des moments et réactions

Les moments sont donnés par :

**En travée**  $M_t = 0,8 M_0$

**En appui**  $M_a = 0,5 M_0$

Avec :  $M_0 = q \cdot L^2 / 8 = 123,18 \times 2,80^2 / 8 = 120,71 \text{ kN.m}$



Alors :  $M_t = 0,8 M_0 = \mathbf{96,57 \text{ kN.m}}$

En appui  $M_a = 0,5 M_0 = \mathbf{60,35 \text{ kN.m}}$

En raison de la symétrie, les réactions  $R_D$  et  $R_E$  sont données par :

$$R_D = R_E = q \times l / 2 = 123,18 \times 2,8 / 2 = \mathbf{172,45 \text{ kN}}$$

### 3.3 Calcul du ferrailage de la bêche

#### 3.3.1 Ferrailage en travée

Section de calcul :  $(b \times h) = (30 \times 50) \text{ cm}^2$  soumise à une flexion simple.

$$d = 0,9 \times h = 0,9 \times 500 = 450 \text{ mm},$$

$$\mu = M_t / [b \times d^2 \times F_{bu}] = 0,112$$

$$= 1 - \sqrt{1 - 2\mu} = 0,119 \quad \text{et } Z = d(1 - 0,5 \mu) = 423,20 \text{ mm}$$

$$A_{st} = M_t / [Z \times f_{su}] = 104,05 \times 10^6 / [423,20 \times 348] = 655,71 \text{ mm}^2$$

$$\text{Soit } A_{st} \text{ (calculée)} = \mathbf{6,56 \text{ cm}^2}$$

#### Armatures minimales

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times f_t / F_e = 1,63 \text{ cm}^2$$

La section 'A<sub>f</sub>' retenue est  $A_f = \max(A_{st}, A_{\min}) = \max(6,56; 1,63) = 6,56 \text{ cm}^2$

Soit :  $A_f = \mathbf{6,56 \text{ cm}^2}$

Choix des armatures : **6T12** section qui correspond à  $A_a$  (adoptées) = 6,78 cm<sup>2</sup>

#### 3.3.2 Ferrailage en appui

Section de calcul :  $(b \times h) = (30 \times 50) \text{ cm}^2$  soumise à une flexion simple.

$$d = 0,9 \times h = 0,9 \times 500 = 450 \text{ mm} \quad ,$$

$$\mu = M_a / [b \times d^2 \times F_{bu}] = 0,070$$

$$= 1 - \sqrt{1 - 2\mu} = 0,073 \quad \text{et } Z = d(1 - 0,5 \mu) = 433,61 \text{ mm}$$

$$A_{st} = M_a / [Z \times f_{su}] = 60,35 \times 10^6 \text{ (N.mm)} / [433,61 \times 348] = 399,93 \text{ mm}^2$$

$$\text{Soit } A_{st} \text{ (calculée)} = \mathbf{3,99 \text{ cm}^2}$$

#### Armatures minimales

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times f_t / F_e = 1,63 \text{ cm}^2$$

La section 'A<sub>f</sub>' retenue est  $A_f = \max(A_{st}, A_{\min}) = \max(3,99; 1,63) = 3,99 \text{ cm}^2$

Soit :  $A_f = \mathbf{3,99 \text{ cm}^2}$

Choix des armatures : **3T12** section qui correspond à  $A_a$  (adoptées) = 4,36 cm<sup>2</sup>

#### 3.3.3 Vérification de l'effort tranchant

$$= V_D / (b \times d) = 172,45 \times 10^3 / (500 \times 450) = 0,77 \text{ MPa}$$

Fissuration non préjudiciable, donc :

$$a_{\text{adm}} = \min(0,2 \cdot f_{c28} / b ; 5 \text{ MPa}) = \min(0,2 \cdot 25 / 1,5 ; 5 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MPa}$$

< adm les cadres et étriers droits

Diamètre des armatures transversales :

$$w_t \leq \min \left( \frac{h}{35} ; w_{l \min} ; \frac{b}{10} \right) = \min \left( \frac{500}{35} ; 12 ; \frac{300}{10} \right) = 12 \text{ mm}$$

On prend t = 8 mm

Espacement des armatures : il doit respecter les 3 conditions suivantes :

$$S_{t1} \leq \min (0,9d ; 40 \text{ cm} ; 15 \text{ }_{l \min}) = \min (40,5 ; 40 ; 18) = 18 \text{ cm}$$

$$S_{t2} \leq A_t \times f_e / (0,4xb) = 1,51 \times 235 / (0,4 \times 30) = 29,57 \text{ cm}$$

$$S_{t3} \leq \frac{0,9 \cdot A_t \cdot f_e}{b \cdot (\dagger_u - 0,3 \cdot f_{ij}^* \cdot k)}$$

Avec:

$$K=1 \begin{cases} \text{Flexion simple} \\ \text{Fissuration peu nuisible} \\ \text{Pas de reprise de bétonnage} \end{cases}$$

$$A_t = 4 \times 8 = 2,01 \text{ cm}^2, \quad Fe = 235 \text{ MPa (nuance des aciers des cadres et épingles)}$$

$$f_{ij}^* = \min (f_{t28} ; 3,3 \text{ MPa}) = \min (2,1 ; 3,3 \text{ MPa}) = 2,1 \text{ MPa}$$

$$\text{Ainsi: } S_{t3} \leq (0,9 \times 2,01 \times 235) / [30 \times (1,45 - 0,3 \times 2,1 \times 1)] = 17,15 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \min (S_{t1} ; S_{t2} ; S_{t3}) = 17,15 \text{ cm.}$$

On prend  $S_t = 15 \text{ cm.}$

### 4. Ferrailage du contrefort

#### 4.1 Modèle, section, charge de calcul et moment d'encastrement

Le contrefort est calculé comme une console verticale encastrée à sa base dans la semelle et soumise latéralement aux efforts transmis par le rideau sur une largeur l correspondant à la distance entre axes des contreforts.

La section de calcul est en forme de T dont la table de compression est représentée par le rideau.

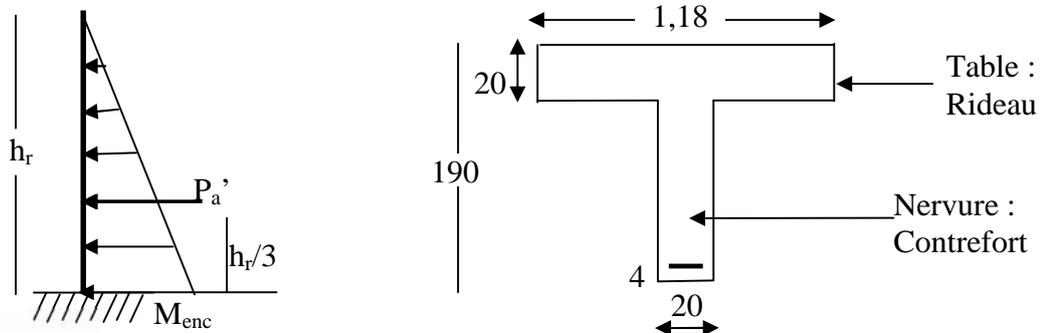


Schéma statique et charges appliquées

Section de calcul

$$P_a' = 1/2 \cdot K_a \cdot \gamma \cdot h_r^2 \cdot (l) \quad \text{et} \quad K_a = \tan^2 ( \angle 2 - \angle 2 ) = 0,271.$$

A l'état limite ultime

$$M_{enc} = 1,35 \times (h_f / 3 \cdot P_a')$$

$$M_{enc} = 1,35 \times [4,40 / 3 \times (1/2 \times 0,271 \times 16 \times 4,40^2) \times 2,80] = 232,70 \text{ kN.m}$$

#### 4.2 Calcul du ferrailage longitudinal du contrefort

Moment de la table  $M_{tb}$

$$M_{tb} = \sigma_{bc} \cdot b \cdot h_0 \cdot \left( d - \frac{h_0}{2} \right)$$

Avec :

$$d = 190 - 4 = 186 \text{ cm}$$

$$b = 1,18 \text{ m}$$

$$h_0 = 20 \text{ cm}$$

$$M_{tb} = 14,16 \times 10^3 \times 1,18 \times 0,20 \times (1,86 - 0,2/2) = 5881,49 \text{ kN.m}$$

$M_{tb} > M_{enc}$  Axe neutre dans la table, calcul d'une section rectangulaire (bxh)

$$\mu = M_{enc} / [b \cdot d^2 \cdot f_{bu}] = 0,004$$

On est en pivot A et donc pas d'armatures comprimées  $A' = 0$

$$= 1 - \sqrt{1 - 2\mu} = 0,004 \text{ et } Z = d(1 - 0,5 \cdot ) = 185,63 \text{ cm}$$

$$A_{st} = M_{max} / [Z \cdot f_{su}] = 232,70 \times 10^3 \text{ (N.m)} / [1,8563 \times 348 \times 10^6] = 3,60 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } \mathbf{2T16} = 4,02 \text{ cm}^2$$

Armatures de répartition

$$A_r > 4,02 / 4 = 1,00 \text{ cm}^2 \text{ on choisi } 4T8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

#### 4.3 Calcul du ferrailage transversal du contrefort

##### 4.3.1 Détermination de l'effort tranchant (ELU)

$$T_u = 1,35 P_a' = 1,35 \times 117,52 = 158,66 \text{ kN}$$

La contrainte tangentielle est alors :

$$\tau_u = T_u / (b_0 \cdot x d) = 158,66 \cdot 10^3 / (200 \times 1860) = 0,43 \text{ MPa}$$

$$\tau_{lim} = \min (0,2 f_{c28} / 1,5 ; 5 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MPa}$$

On a bien :  $\tau_u < \tau_{lim}$

Espacement des armatures transversales : On prend un espacement constant de  $S_t = 15 \text{ cm}$

Section des armatures transversales

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{(\tau_u - 0,3 f_{t28}) \cdot b \cdot \gamma_s}{0,9 f_e} = \frac{(0,43 - 0,3 \cdot 2,1) \times 20 \times 1,15}{0,9 \times 235} = -0,021 \text{ cm}^2 / \text{cm}$$

Soit:  $A_t = 0$

Pourcentage minimal des armatures transversales

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{0,4 \cdot b \cdot \gamma_s}{f_e} = \frac{0,4 \times 20 \times 1,15}{235} = 0,039 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

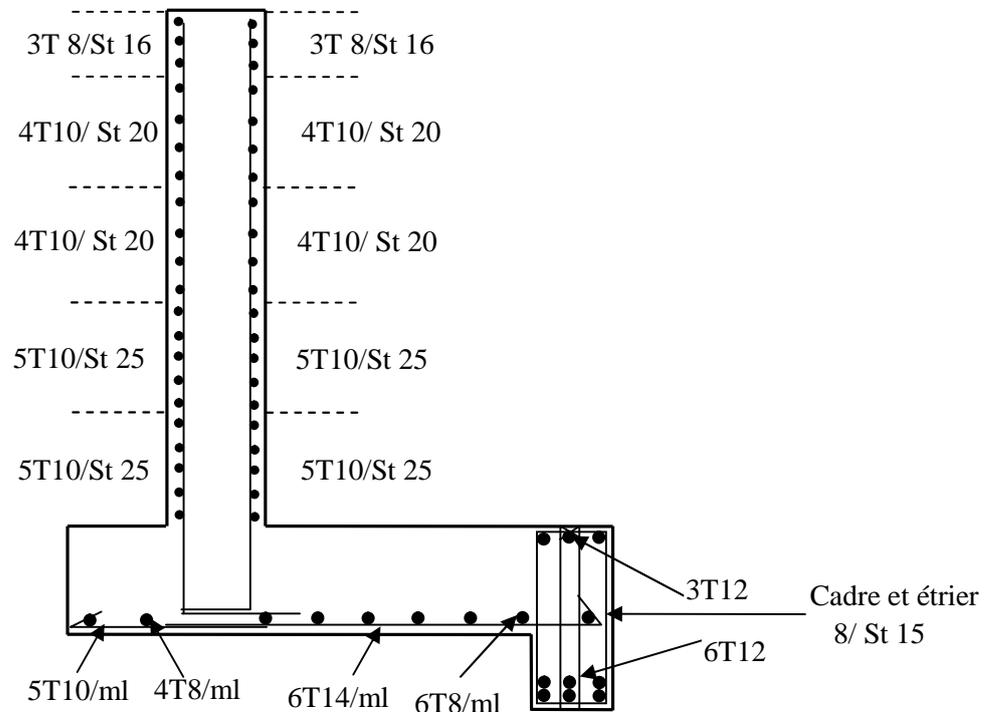
Soit :  $A_t = 0,039 \times 15 = 0,58 \text{ cm}^2$

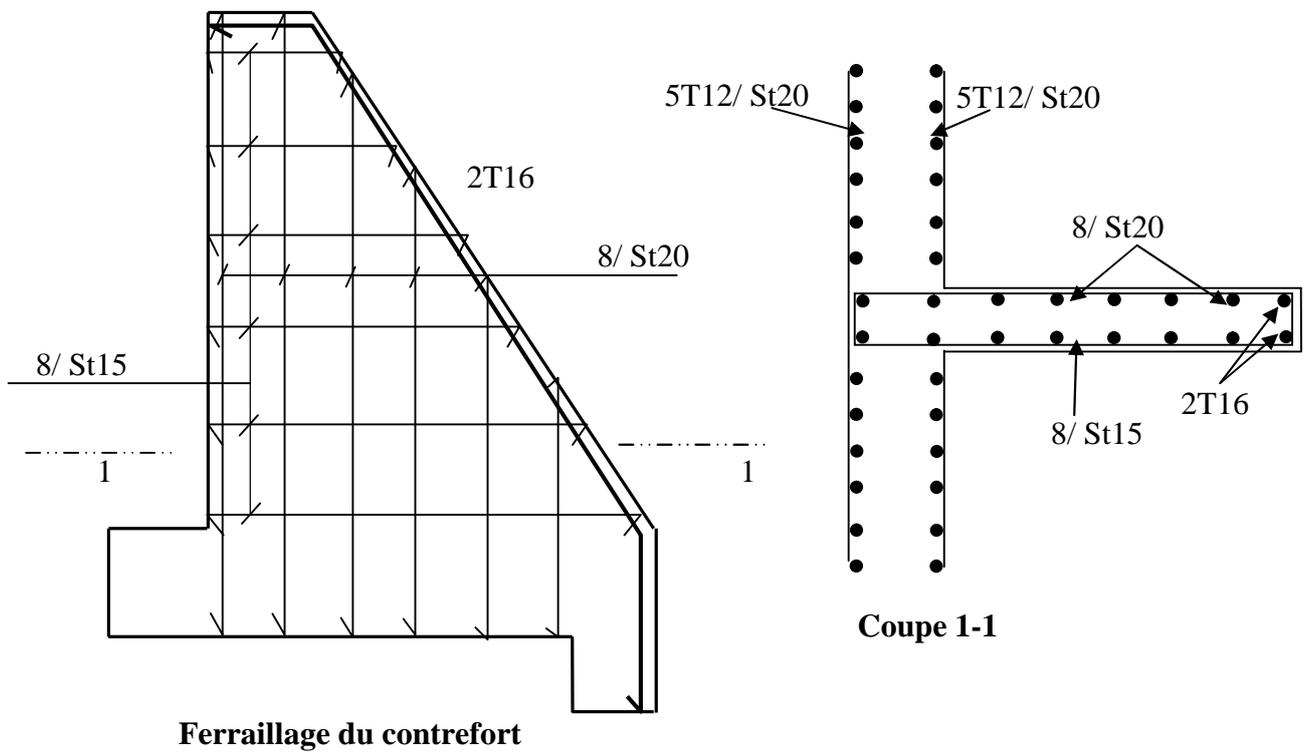
Au final:  $A_t = \max(0 ; 0,58) = 0,58 \text{ cm}^2$

Diamètre maximal des armatures transversales :

$$\min(\phi_1 ; h/35 ; b_0/10) = \min(12 ; 5,42 ; 20) \text{ on considérera un cadre de } \phi = 8 \text{ mm}$$

Ainsi :  $A_t = 2 \times 8 = 1,05 \text{ cm}^2 > 0,58 \text{ cm}^2$





## Références bibliographiques

- [1] Schlosser, F. Techniques de l'Ingénieur : Murs de soutènement. Traité construction Volume C 244-2. P23, Paris.
- [2] Bieth Emmanuel, M. Murs de soutènement : Cours de Mécanique des sols appliqués. ENTPE année 2009/2010
- [3] <http://www.dunepierrelautre.com/la-pierre-seche.html>
- [4] <https://maconnerie.bilp.fr/guide-mur-soutenement/part-1-generalite/typologie>.
- [5] <https://www.batirama.com/article/1878-mur-de-soutenement-pas-d-improvisation.html>.
- [6] <http://www.terre-armee.fr/TA/wtafr.nsf/sb/techniques.terre-armee>.
- [7] G. Philipponnat et B. Hubert. Fondations et ouvrages en terre Edition Deuxième tirage 2000 Eyrolles. 61, boulevard Saint-Germain, 75005 Paris 1987 [www.GCAlgerie.com](http://www.GCAlgerie.com).
- [8] [http://public.iutenligne.net/genie-civil/geotechnique/fauqueux/parois\\_moulees/14.html](http://public.iutenligne.net/genie-civil/geotechnique/fauqueux/parois_moulees/14.html).
- [9] A. Bouafia. Conception et calcul des ouvrages géotechniques, éditions SAB Alger, 2009, 367p
- [10] <http://www.eccomarhaiti.com/2013/01/quai-palplanches-lmh-2008.html>.
- [11] [http://lycee-cherioux.fr/Mooc/soutenements/enterre/~gen/publi/enterre\\_25.html](http://lycee-cherioux.fr/Mooc/soutenements/enterre/~gen/publi/enterre_25.html)
- [12] <https://monmacon.pro/construire-mur-en-beton-arme/>.
- [13] A. ANNANE. Mur de soutènement en zone sismique. Mémoire de Magister, Université Hadj Lakhdar-Batna 2013
- [14] <https://fr.twiza.org/article/129/le-pneu-materiau-de-construction>.
- [15] F. Schlosser. Techniques de l'Ingénieur : Ouvrages de soutènement - Poussée et butée. Traité Construction Volume C 242-2. 17p, Paris.
- [16] A. Bouafia. Introduction à la réglementation géotechnique. Tome 2 : Murs et écrans de soutènement. Calcul parasismique. Office des Publications Universitaires Alger 2015, 66p.
- [17] H. Khelafi Cours de projet en béton armé. Master 2, Département de Génie Civil, Université des Sciences et de la Technologie Mohamed Boudiaf d'Oran, 2014/2015
- [18] A. Bouafia. Calcul des ouvrages géotechniques Problèmes résolus. Polycopié, Université Saâd Dahleb de Blida 2018, 59 pages.
- [19] Eurocode 7 (NF EN 1997) : Calcul géotechnique (Juin 2005) ;
- [20] J. Costet et G. Sanglerat. Cours pratique de mécanique des sols, Paris, 1982. Dunod
- [21] RPA : Règlement parasismique algérien. 1999/V2003.
- [22] Règles BAEL 91 révisées 99 : (DTU P18-702) : Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites.
- [23] <https://maconnerie.bilp.fr/guide-mur-soutenement/types/bloc-bancher/drainage>
- [24] <http://lycee-cherioux.fr/Mooc/soutenements/apparent/~gen/apparent.publi/20.html>.