

Universities Mohammed Seddik Benyahia- Jijel

Faculté des Sciences et de la Technologie

Département d'Architecture



Cours mécanique des sols II

2 eme année licence – option Génie Urbain



Contenu de la matière

- 1- murs de soutènements
- 2- Fondations superficielles
- 3- Fondations profondes
- 4- Talus et digues
- 5- Reconnaissance des sols et essai in situ



Chapitre I:

Mur de soutènement



Introduction

Les murs de soutènement sont des ouvrages courants de génie civil , ils servent à soutenir et à résister aux très fortes pressions d'un terrain, le plus souvent composé de terre ou de sable. Généralement, ils permettent de lutter contre les éboulements et les glissements de terrain quand le sol est en pente



Les ouvrages de soutènement sont des structures liées au Sol pour lesquelles l'action de celui-ci intervient doublement:

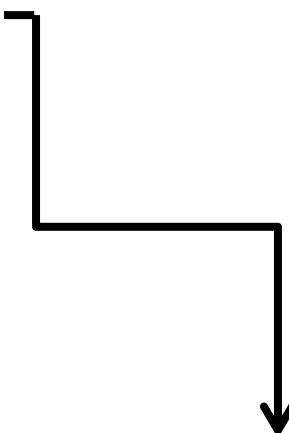
- ❑ Les matériaux derrière le mur (du remblai, du sol en déblai) exerce des poussée sur l'ouvrage.
- ❑ L'ouvrage à son tour sollicite le sol de fondation et y crée des contraintes et éventuellement des tassements

Ces ouvrages demande un soin particulier depuis la conception jusqu'à la réalisation

I. facteurs liés au choix du type d'ouvrage de soutènement

Le choix du type d'ouvrage de soutènement dépend de plusieurs facteurs, tels que

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



Le remblai est l'ajout de terre pour niveler ou élever **le** sol ; **le contraire est le** déblai, qui consiste à enlever de la terre pour niveler ou baisser **le** sol.

II.Types d'ouvrages de soutènement

Il existe de nombreux types d'ouvrages de soutènement , qui ont été conçus pour répondre aux situations les plus diverses, et qui peuvent être classés dans sept familles:

1. Mur poids
2. Mur en béton armé
3. Mur en sol renforcé
4. Massif cloué
5. Voile et poutre ancrés
6. Rideau de Palplanches Métalliques
7. Paroi en béton

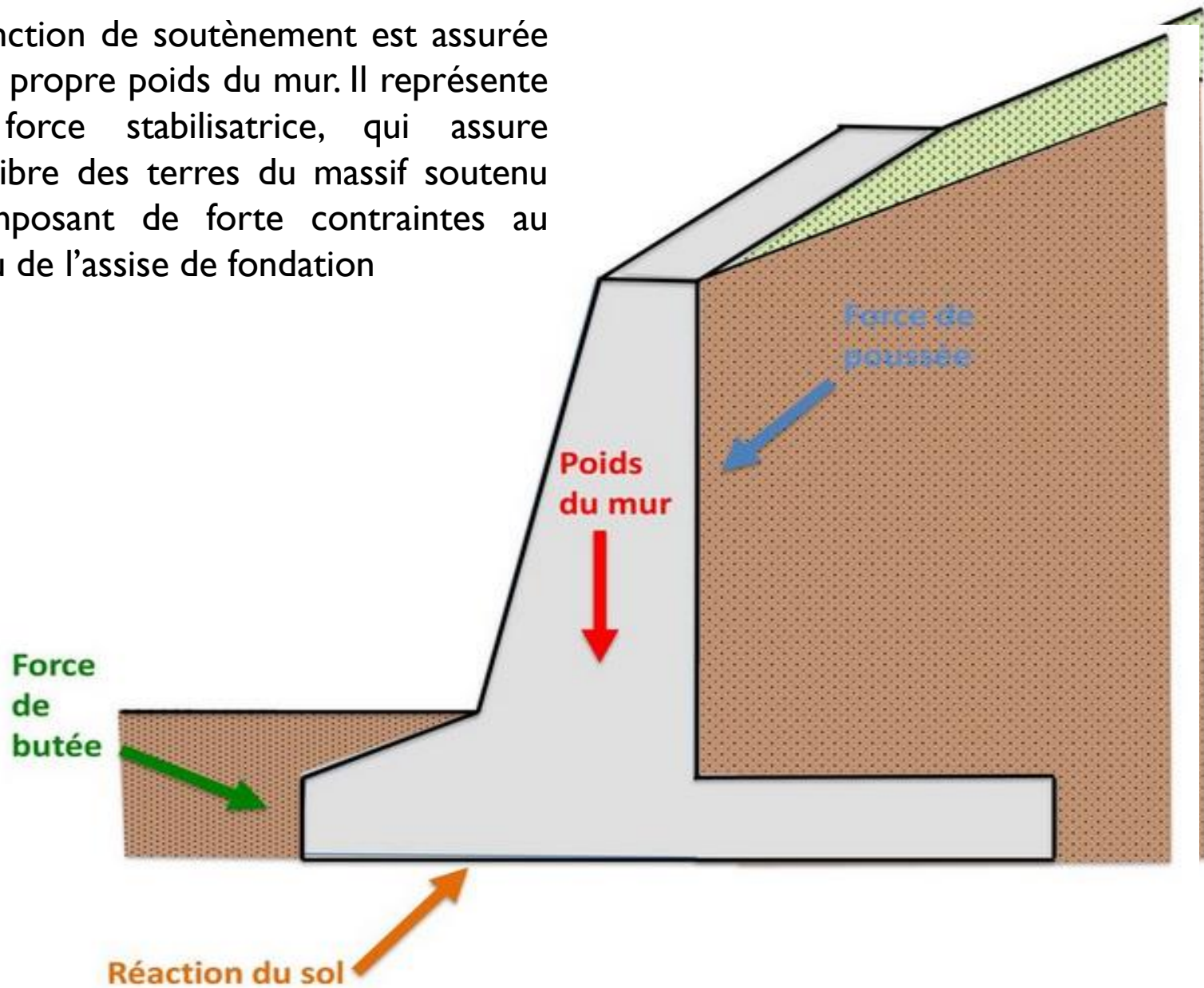
Ces ouvrages se différencient les uns des autres essentiellement Par:

- ❑ Leur morphologie (ouvrages massifs, ouvrages en béton armé, rideaux et parois ancrés ou non.....)
- ❑ Leur mode de fonctionnement et les méthodes de dimensionnement dont ils relèvent
- ❑ Les matériaux qui les constituent (maçonnerie, béton armé ou non , aciers ordinaires ou aciers pour précontrainte, sol rapportés traités ou non.....)
- ❑ Leur domaine d'emploi privilège, qui dépend naturellement de nombreux facteurs (ouvrage en remblai ou en déblai, conditions particulières de site: terrestre, urbain, aquatique, montagneux, instable, conditions particulières de sol, d'environnement.....)

II.1 Mur poids

Les murs poids sont réalisés par différents matériaux (en pierre sèches ou maçonnerie ; en béton ; en gabions qui est le plus souple, en éléments empilés préfabriqués en béton....). Les murs de soutènement de ce type peuvent être réalisés en place, auquel cas ils sont généralement rigides mais supportent mal des tassements différentiels. Ils sont constitués de maçonnerie de pierres jointoyées ou de béton non armé, voire éventuellement de béton cyclopéen (blocs de pierre ou moellons noyés dans du béton), Ces types de murs, relativement étanches, sont en principe pourvus d'un dispositif de drainage. Ils se caractérisent par une base plus large que le haut du mur

La fonction de soutènement est assurée par le propre poids du mur. Il représente une force stabilisatrice, qui assure l'équilibre des terres du massif soutenu en imposant de fortes contraintes au niveau de l'assise de fondation



Représentation des forces d'action sur un mur poids de type T renversé

II.1.1 Murs poids en maçonnerie de pierres sèches

- Constitués de pierres sèches disposées sans aucun mortier ou liant, ils se présentent généralement sous forme trapézoïdale et l'absence de joint entre les éléments constitutifs du mur facilite le processus de 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 avec le temps , ces pierres sont sujettes à des dommages ce qui nécessite une réparation ou restauration



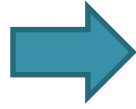
Mur en maçonnerie de pierres sèches avec absence de joint entre les pierres

II.1.2 Murs poids en maçonnerie jointoyée

Retrouvés particulièrement en sites montagneux, ils sont constitués de blocs de pierres ou de briques liés entre eux par un mortier. Ils sont mis en œuvre après réalisation des fondations généralement en béton armé. L'erreur que nous devons éviter est l'alignement des joints verticaux qui fragilisent le mur.

Dans ce type de mur le drainage est nécessaire vu que l'eau ne plus passer entre les pierres

Parement d'un mur en briques
jointoyées



Parement d'un mur en pierres
jointoyées

II.1.3 Mur poids en béton non armé

C'est un mur en béton non armé cyclopéen (contenant des blocs de pierres ou moellons noyés dans le béton) coulé sur place. Le drainage par barbacanes s'avère nécessaire car l'eau ne peut pas traverser le béton



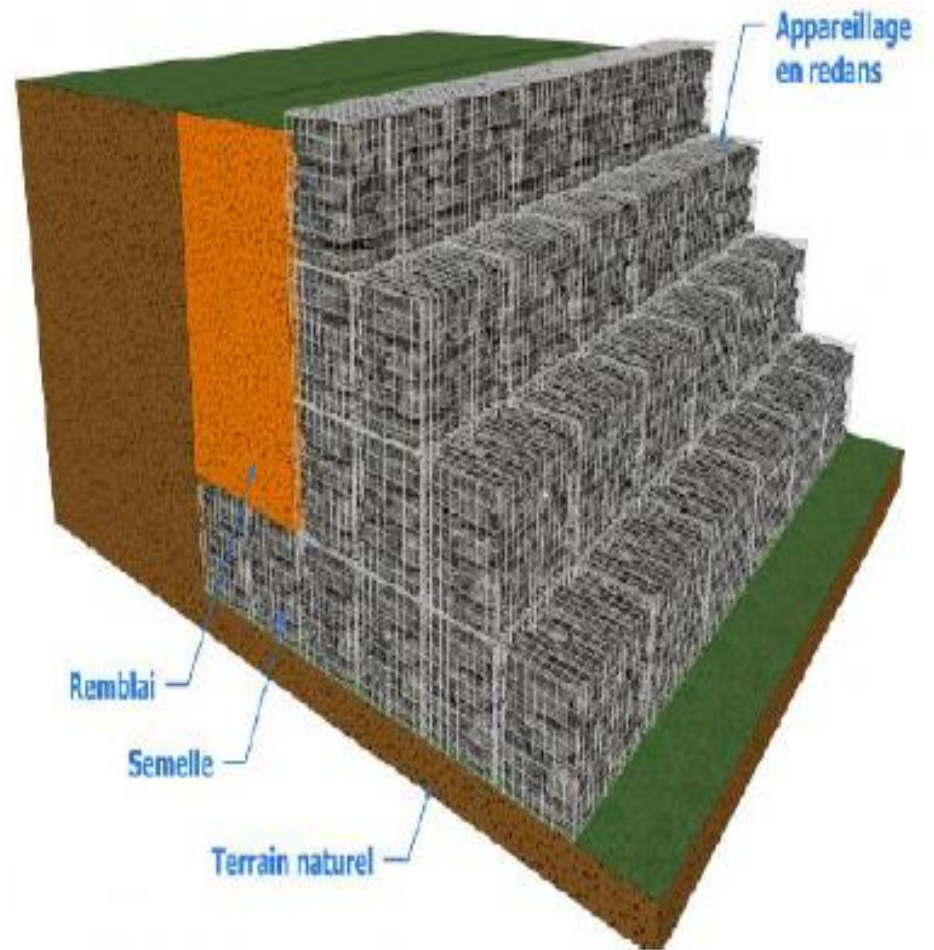
Murs poids en béton non armé: ouvrage en construction

II.1.4 Murs poids en gabions

C'est un mur formé de paniers en treillis (en grillage métallique) remplis de pierres et empilés les uns sur les autres. Ils présentent l'avantage de bien laisser passer l'eau ruisselante évitant ainsi toute pression hydrostatique supplémentaire. Les gabions fournissent beaucoup d'autres avantages puisqu'ils sont à la fois moins coûteux, très simple et rapide à mettre en œuvre et présentent une longue durabilité.

Gabions





Murs poids en gabions

II.1.5 Murs caissons

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, Leur fond et remplis de terre. Ces murs peuvent se présenter sous plusieurs aspects ou figures (fruités, droits ou courbes) ce qui leur confère un joli aspect architectural. Le parement visible n'est pas forcément uniforme. 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 caissons 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



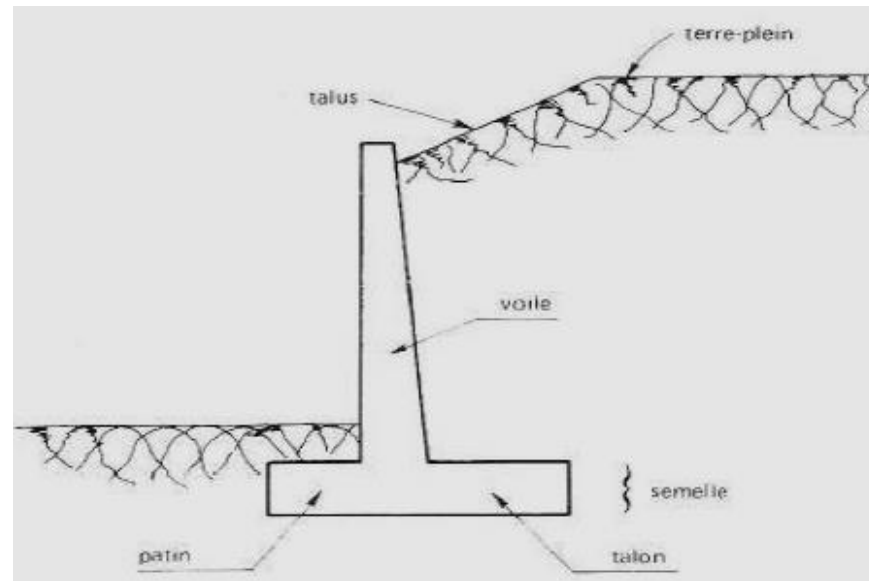
Murs caissons

II.2 Mur en béton armé

Les murs de soutènement en béton armé, également appelés murs cantilever, sont très couramment employés. Ils sont constitués d'un voile en béton armé encasté sur une semelle de fondation, en béton armé généralement horizontale. Ils peuvent avoir des formes plus ou moins compliquées. Les semelles de tels murs comportent un patin ou bec, situé à l'avant du voile, et un talon, situé à l'arrière. La semelle peut être pourvue d'une bêche pour améliorer la stabilité de l'ouvrage au glissement. Il existe différents types de murs en béton armé

II.2.1 Mur en T renversé classique

Le mur en «T renversé» est la forme classique pour un mur en béton armé de treillis soudé. Il est économique sans contreforts, tant que sa hauteur n'excède pas 5 à 6 mètres, et peut-être réalisé sur un sol de qualités mécaniques peu élevées. En effet, par rapport à un mur- poids de même hauteur, il engendre des contraintes sur le sol plus faibles pour une même largeur de semelle.

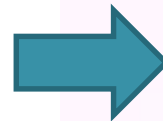


Mur en T renversé



Mur en BA préfabriqué

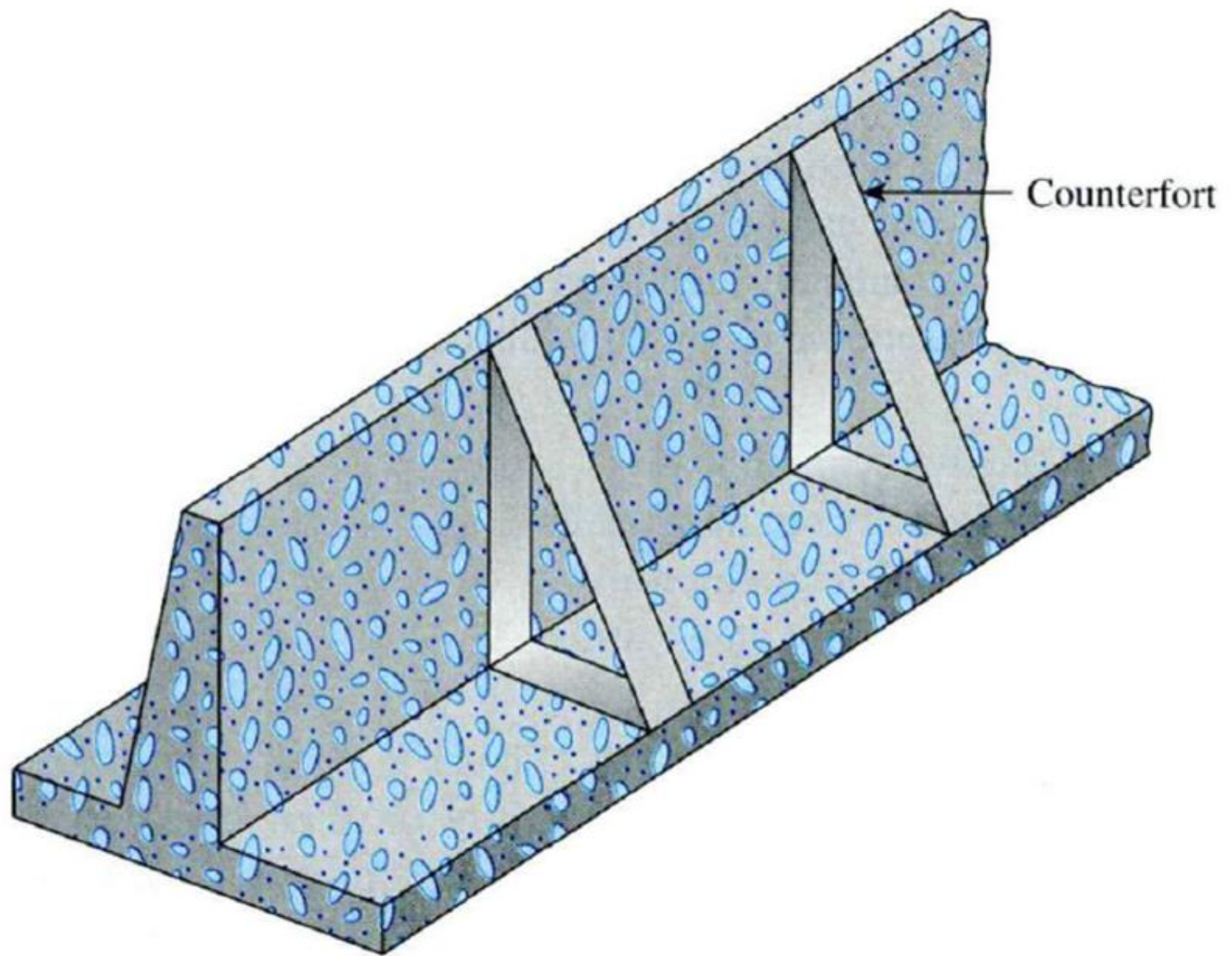
Mur en BA avec encorbellement



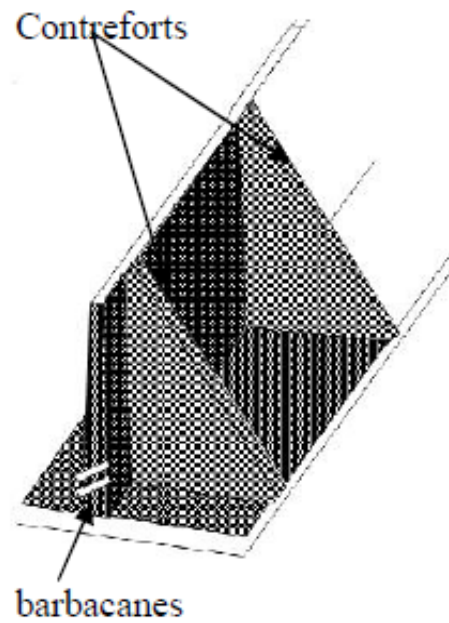
II.2.2 Mur à contreforts:

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.

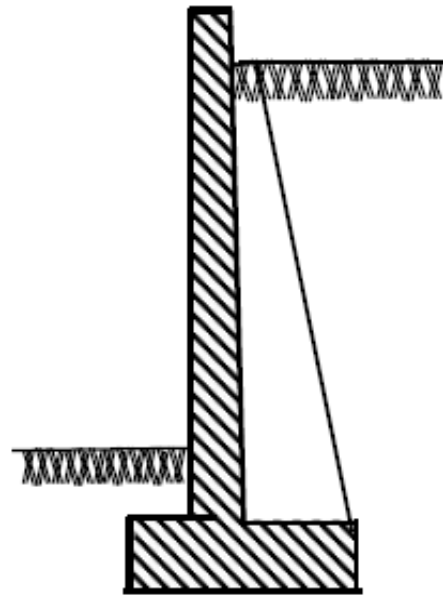
Généralement les contreforts sont placés à intervalles réguliers de 2 à 5 m (l'espacement idéal correspond à la demi-hauteur du mur) et agissent comme raidisseurs du rideau du mur de soutènement. Toutefois, la solution de murs avec contreforts est assez onéreuse à cause des complications du calcul de ferrailage et d'exécution des travaux. À noter que les contreforts peuvent être disposés du côté des remblais ce qui entraînerait des problèmes de remblaiement ou du côté aval du mur ce qui affecterait l'aspect extérieur du mur



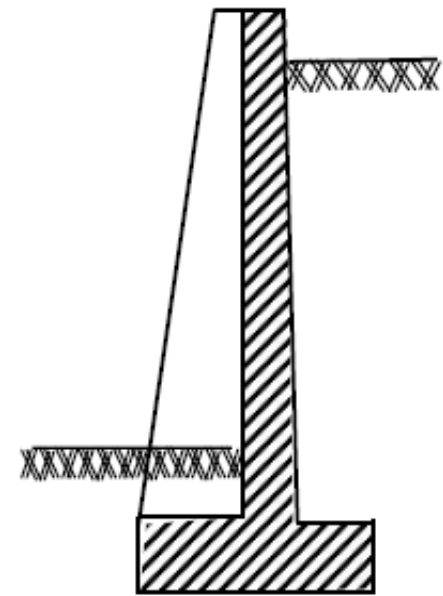
Mur à contreforts



(a) Schéma de principe




(b) contrefort coté amont



(c) contrefort coté aval

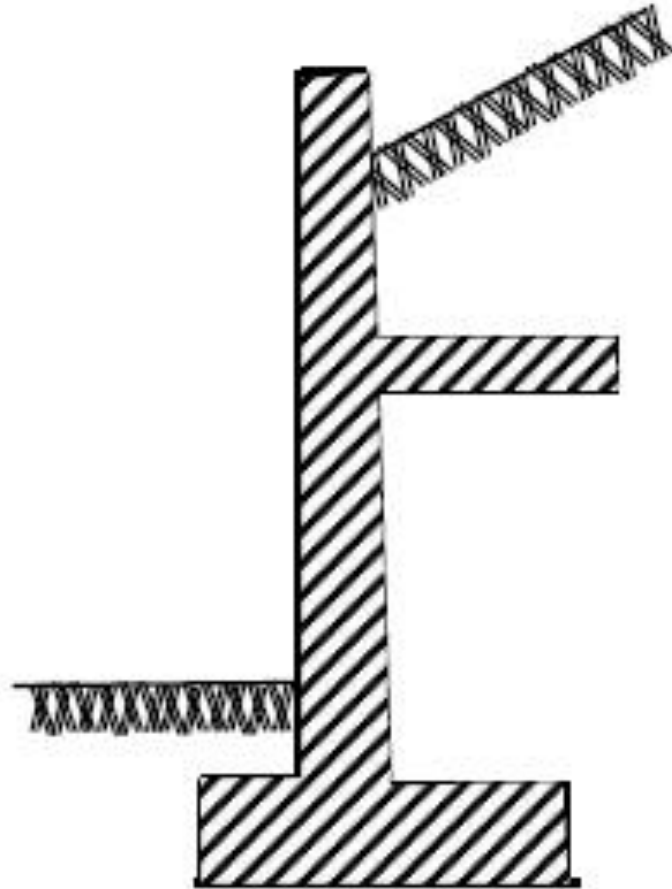
Mur à contreforts



D'autres solutions peuvent être envisagées 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

II.2.3 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



Mur de soutènement à console

II.3 Mur en sol renforcé

Les ouvrages (ou massifs) en remblai armé ou renforcé sont constitués d'un passif de remblai mis en place par couches successives compactées, entre lesquelles sont disposés des éléments de renforcement (ou armatures) souples et résistants, généralement reliés à un parement. Les murs en sol renforcé, dans lesquels le sol est renforcé par des inclusions souples résistant à la traction, sont des ouvrages souples qui supportent les tassements différentiels du sol de fondation.

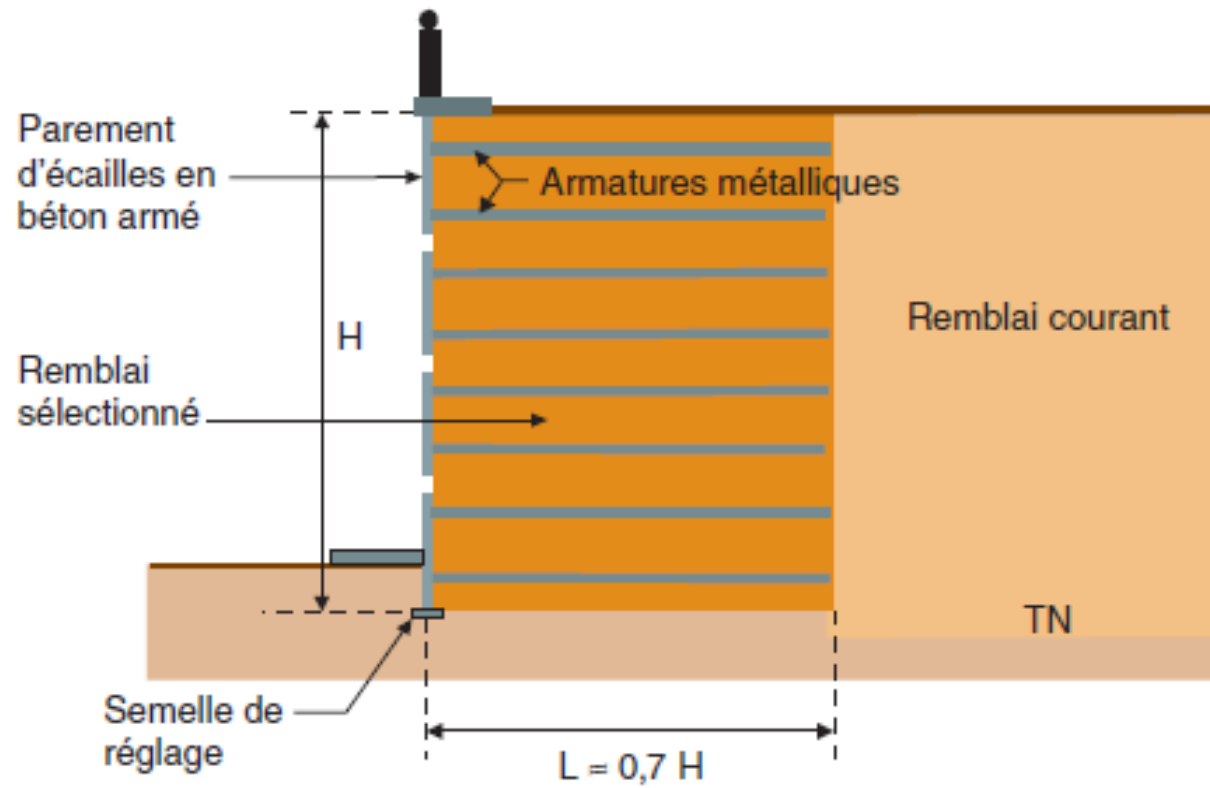
Les murs en sol armée sont formés de trois composants

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

❑ **Geosynthétique** réalisées par nappes ou bandes (textiles tissés ou non, qui sont commercialisés en rouleaux que l'on déroule par nappe sur le remblai en cours de terrassement, pour améliorer la capacité portante) ..


3. Un parement, faisant le lien entre les armatures et assurant l'esthétique du mur et généralement réalisé en éléments de béton préfabriqué facile à assembler, en pneus ou autres éléments



Mur en sol renforcé – coupe transversale



Murs en sol renforcé



Les ouvrages en terre armée (sol renforcé) présentent 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
- ❑ Cout compétitif

II.4 Massif cloué

Le clouage des sols. C'est une technique de renforcement des sols in situ, en y installant dans le terrain à l'aide des inclusions (appelées aussi clous ou armatures) , rigides et passives, éléments linéaires travaillant à la traction et au cisaillement, qui ont pour effet de limiter les déformations du sol , Ces éléments (barres, cornières, tubes, etc.) peuvent être soit mis en place par fonçage ou battage, soit mis en place dans des forages et scellés par un coulis.

Lorsque cette technique est utilisée pour des ouvrages de soutènement, les barres sont généralement horizontales et l'effort principal est la traction. Au contraire, quand cette technique est utilisée pour la stabilisation des pentes, les barres sont généralement verticales et les efforts principaux sont la flexion et le cisaillement.





La constitution d'un mur en sol cloué se fait par phases descendantes:

1. Terrassement de 1 à 2 m
2. Mise en place de clous subhorizontaux dans le sol en place
3. Réalisation d'un parement: béton projeté sur treillis soudé, béton de fibres, éléments préfabriqués

Les barres peuvent être mises en place de deux façons Principales

- ☐ Scellement au coulis de ciment dans un forage préalable
- ☐ Battage ou vibrofonçage

II.5 Murs de soutènement en paroi ancrée

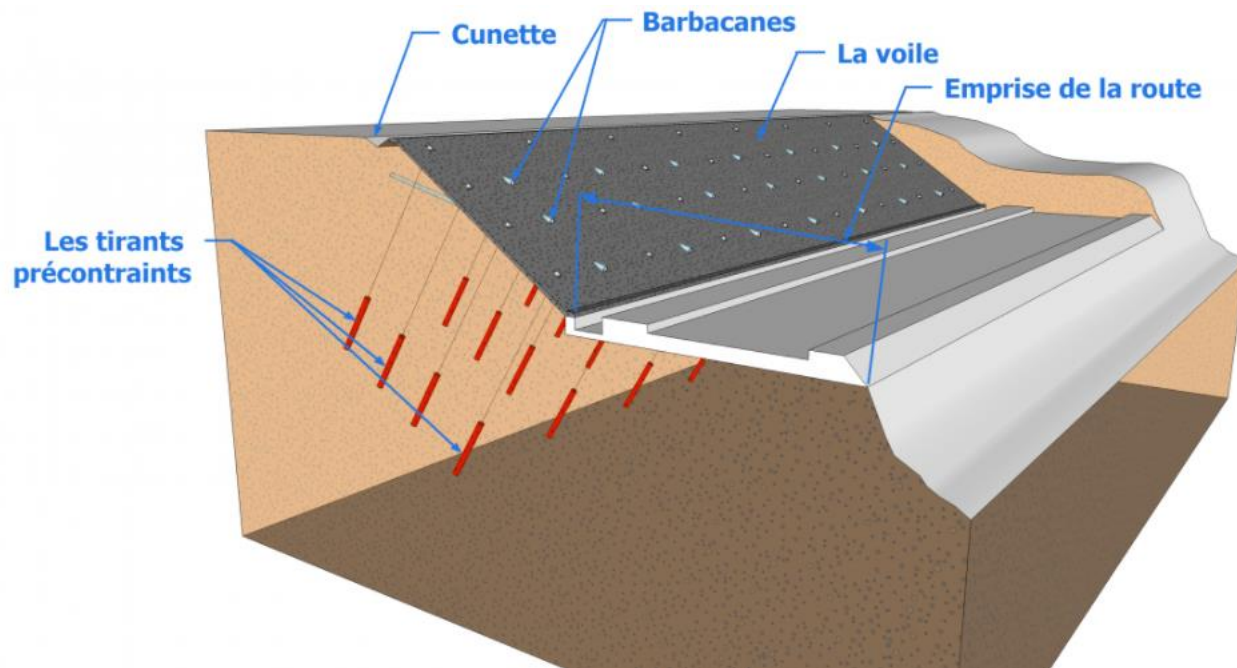
Il existe 2 types de paroi ancrée :

- ❑ Voile ancrée
- ❑ Poutres ancrées

La différence entre les voiles ancrées et les poutres ancrées est leurs dispositions et leurs formes, en effet les poutres sont plus épaisses avec une faible hauteur qui peut être disposée sans inclinaison. Tandis que pour les voiles ancrées, elles sont généralement inclinées.

Généralement , un mur de soutènement en paroi ancrée est composée de :

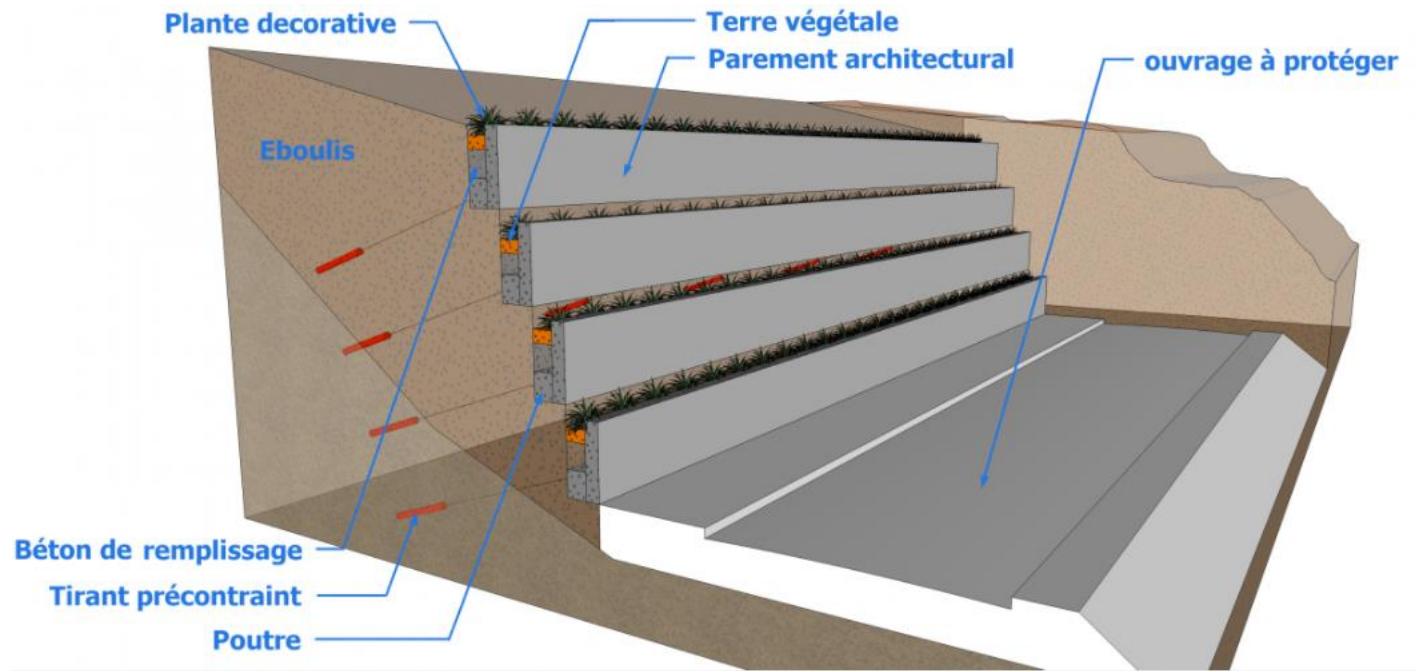
- ❑ La paroi elle-même qui est en béton armé ;
- ❑ Tirant précontraint avec les accessoire de protection du tirant ;
- ❑ Éléments de protections et de drainage (barbacanes, cunette et fossé)



Paroi ancrée

Un mur en poutres ancrées est composé de :

- ❑ Poutres en béton armé ;
- ❑ tirants précontraints ;
- ❑ Béton de remplissage ;
- ❑ Éléments décoratifs (parements, plante, etc...)



poutres ancrées

II.6 Rideaux de palplanches

Ils sont constitués de palplanches (profilés métalliques rectilignes) mises en œuvre par battage (fréquence d'environ 40 à 60 coups/mn, en utilisant un mouton de battage, diesel ou hydraulique, il est bien adapté à tous les types de sols, mais à cause des nuisances sonores, son emploi en site urbain est limité) ou vibro-fonçage (cette technique fait appel à un vibreur transmettant au sol des vibrations de fréquence d'environ 1500 à 3000Hz).

Les rideaux de palplanches peuvent être :

- ❑ **Non ancrés** : les palplanches sont simplement fichées dans le sol,
- ❑ **Ancrés** par l'ajout de tirants passifs ou actifs (précontraints)
- ❑ **Butonnés** par l'installation de poutres ou traverses en partie supérieure.



Profile en U



Profile en Z



Profile en caissons



Battage

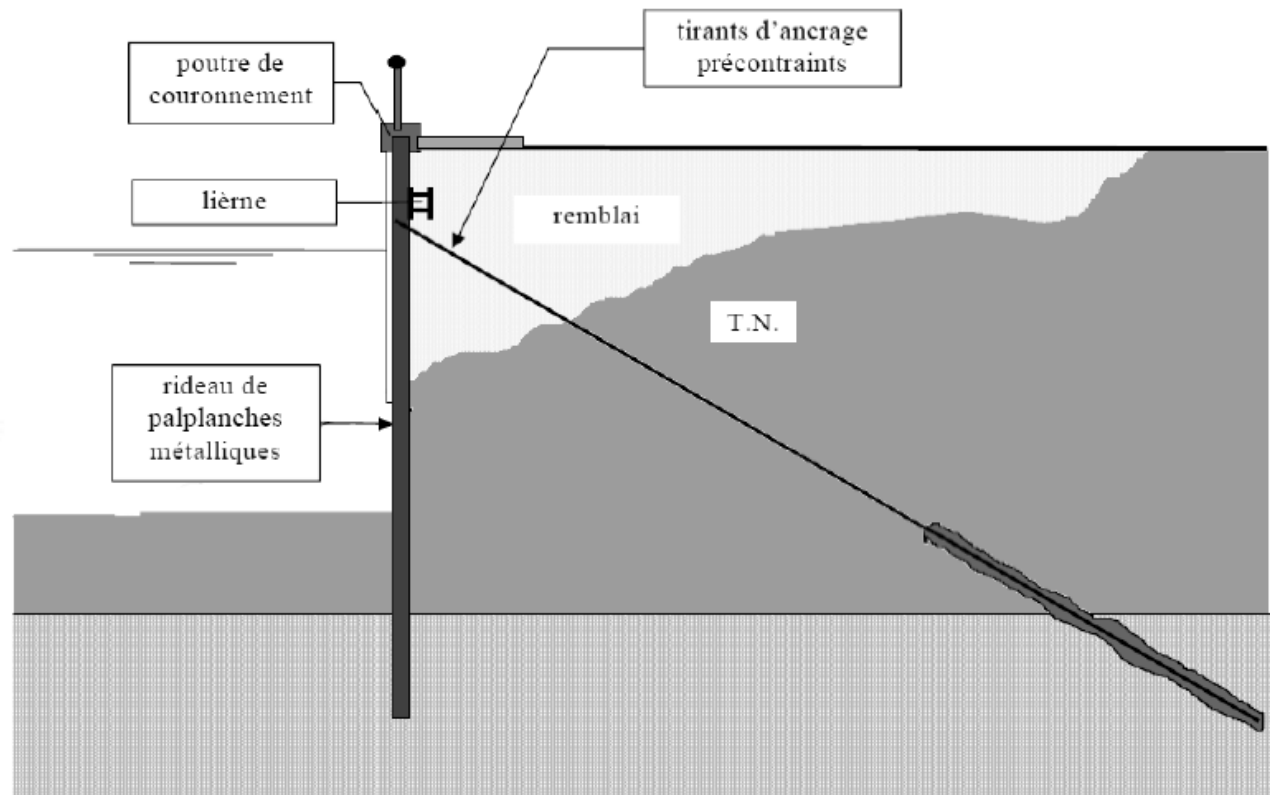


vibro-fonçage



Rideaux de
palplanches ancrés
par tirants passifs.

Passif: Ce type de **tirant** n'a généralement pas de partie libre. L'armature est le plus souvent une barre en acier, voire en matériau composite. Il n'est généralement pas précontraint et n'est sollicité que lorsque l'ouvrage se déforme. **Actif:** Ce type de **tirant** présente toujours une partie libre et une partie scellée.



Coupe schématisique d'un rideau de palplanches
ancré par tirants actifs




II.7 Paroi en béton

Ils existe différentes types

- ❑ Simplement encastré
- ❑ Butonné ou ancré
- ❑ Paroi moulée
- ❑ Paroi préfabriquée

❑ La paroi moulée

La paroi moulée est un voile enterré dont la réalisation se fait avant le déblayage de la terre. L'objectif principal de ce procédé est d'éviter les éboulements de terre. Il est difficile voir impossible pour les particuliers de faire soi-même ce type de mur de soutènement dans la mesure où sa réalisation requiert la compétence d'entreprises de fondations spéciales très spécialisées. Néanmoins, dans cet article, nous vous exposons la technique de mise en œuvre ainsi que ses caractéristiques.



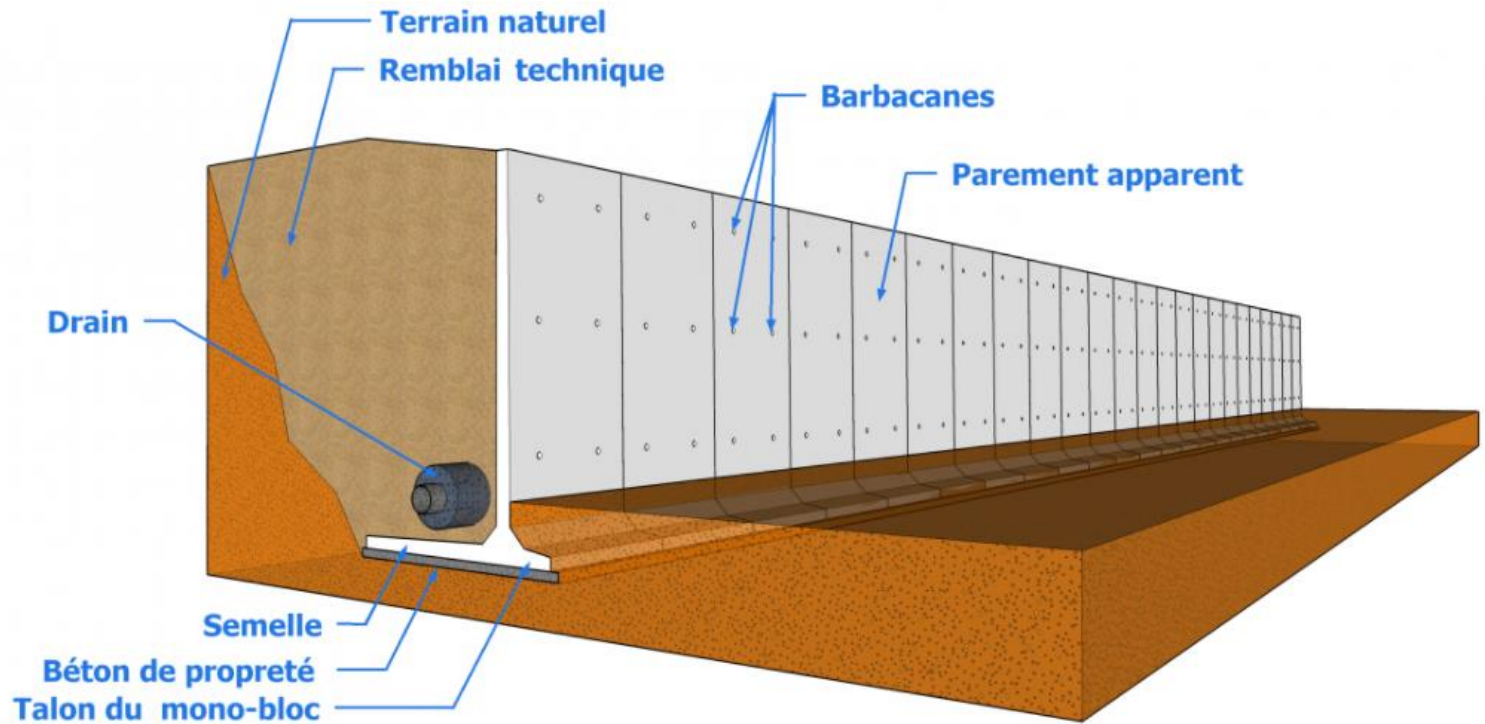
Comme tout procédé, il présente d'une part des avantages et d'autre part des inconvénients. En effet, l'exécution de la paroi moulée nécessite l'usage d'engin de forage comme l'hydrofraise et la benne preneuse. Ce sont des matériels à la fois très coûteux et difficiles à utiliser sans une formation approfondie préalable. Par contre, son utilisation peut maximiser les surfaces habitables en cas de bâtiment souterrain ou de sous-sol. Du point de vue technique, elle minimise les risques de tassement différentielle pour la mitoyenneté même dans le cas où elle serait destinée à recevoir un gros ouvrage.

❑ Les murs en parois préfabriquées

On emploie souvent les éléments préfabriqués pour la réalisation des murs de soutènement. Ces éléments sont confectionnés dans des usines spécialisées. Ils peuvent être faits en béton armé ou non. Ils peuvent prendre différentes formes selon le besoin et le désir du client (caissons, poutrelles, ou parois).

La réalisation de ce type de mur de soutènement présente plusieurs avantages. En effet, son exécution est rapide et très économique car sa réalisation ne nécessite pas beaucoup de matériaux. De plus, les murs en paroi préfabriquée sont bien soignés architecturalement. Néanmoins, sa réalisation exige l'utilisation d'engins lourds et une vaste emprise du chantier

Les éléments préfabriqués sont de diverses formes soit en T renversé comme sur l'image, soit en L. Ils peuvent également prendre la forme de caissons empilés.



murs en parois préfabriquées

III. Stabilité des murs poids et des murs cantilever

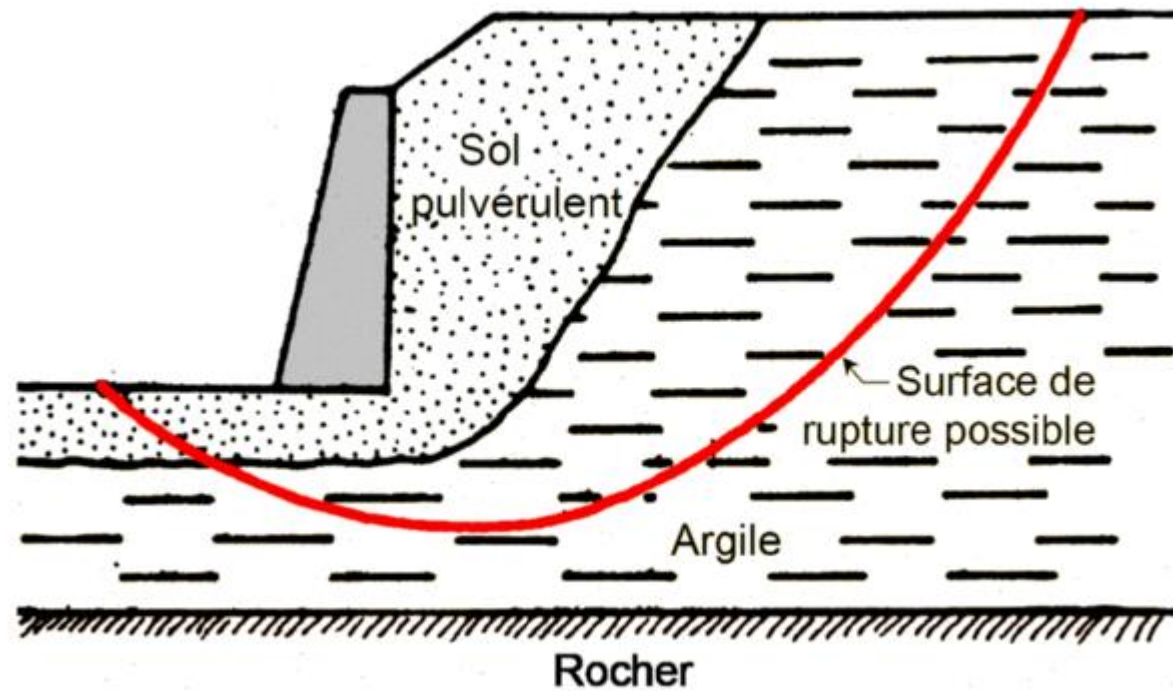
Dans ce chapitre ne s'intéressera qu'aux soutènements rigides de type mur poids et mur cantilever. La capacité d'un mur de soutènement à reprendre les charges qui lui sont appliquées se décline sous 2 aspects :

- ❑ **la résistance intrinsèque du mur** : il faut vérifier la résistance propre du matériau constituant la structure du mur, par exemple en béton armé
- ❑ **la stabilité du mur** : un mur est stable si le terrain environnant est capable de maintenir celui-ci, compte tenu des charges qui lui sont appliquées

Les critères de stabilité du mur sont :

- ❑ le non **glissement** du mur,
- ❑ le non **renversement** du mur,
- ❑ le non **poinçonnement** du sol sous la fondation du mur.
- ❑ la **stabilité d'ensemble** (glissement de terrain).

La stabilité d'ensemble => La rupture d'ensemble ne concerne pas le sol de fondation directement en-dessous de la fondation du mur de soutènement, mais l'ensemble du massif de sol environnant le mur.



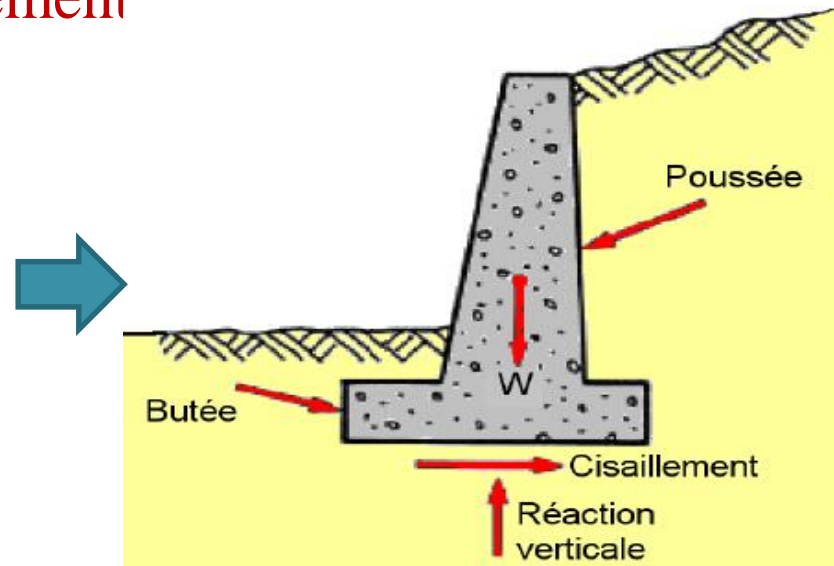
Surface de rupture circulaire dans un massif de sol intégrant un mur de soutènement.

III.1 Stabilité au glissement, renversement et poinçonnement

Un mur poids est soumis aux actions extérieures suivantes :

- ❑ **Son poids propre** W généralement facile à déterminer,
- ❑ **La poussée** : forces exercées par le sol soutenu sur le mur,
- ❑ **La butée** : force exercées par le sol en aval du mur,
- ❑ **La réaction verticale** du sol de fondation sur le mur,
- ❑ **La réaction horizontale** du sol de fondation sur le mur, se traduisant pas un **cisaillement**

Représentation schématique des actions extérieures exercées sur un mur poids.



La stabilité du mur de soutènement est assurée si les équations d'équilibre ci-dessous sont vérifiées :

$$\sum \vec{F}_{verticales}^{ext} = 0 \quad \text{et} \quad \sum \vec{F}_{horizontales}^{ext} = 0 \quad \text{et} \quad \sum \vec{M}^{ext} = 0$$

Dans la pratique, on vérifie de manière équivalente :

- ❑ la **stabilité au glissement** du mur (en basant sur les *$F_{ext-horizontales}$*),
- ❑ La **stabilité au poinçonnement** du mur (en basant sur *$F_{ext-verticales}$*),
- ❑ La **stabilité au renversement** du mur (en basant sur les *M_{ext}*).

Afin d'effectuer ces bilans sur les efforts extérieurs il est indispensable d'être en mesure d'estimer les **forces de poussée et de butée**

III.2 Forces de poussée et de butée

Les sols exercent des pressions verticales sur les couches sous-jacentes, ce qui engendre des pressions latérales dites poussée des terres.

L'analyse de ces pressions horizontales des terres est un mot clé très important en MDS. Les hypothèses généralement admises sont : un état de déformation plane, un comportement rigide-parfaitement plastique.

Ses applications sont diverses tel que l'analyse de stabilité versants et le dimensionnement des différents ouvrages comme les digues et les ouvrages de soutènement, etc..

Ces derniers doivent être conçus de manière à résister à cette poussée

Pour un massif de sol, on distingue trois états d'équilibre :

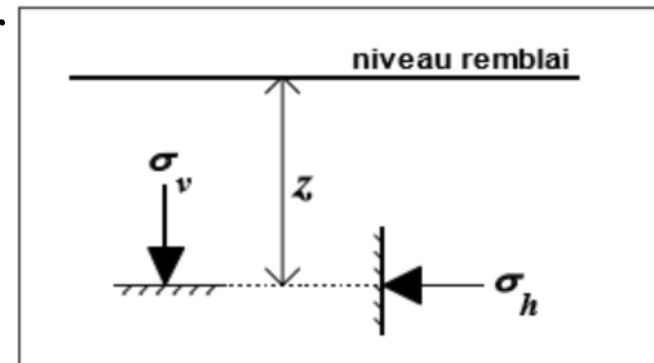
- ❑ un état au repos
- ❑ un état actif ou de poussée (qui correspond à l'action du sol sur l'ouvrage)
- ❑ un état passif ou de butée (qui correspond à l'action de l'ouvrage sur le sol)

III.2.1 État des sols au repos

En mécanique des sols, la contrainte horizontale dans le sol n'est pas égale à la contrainte verticale. A une profondeur z sous un remblai indéfini, la contrainte verticale effective (sur une facette horizontale) est définie par

$$\sigma_v = \gamma \cdot z$$

γ : est le poids volumique apparent



S'il n'y a pas de déplacement latéral, le rapport entre la contrainte horizontale effective (sur une facette verticale) et la contrainte verticale effective s'exprime au moyen du coefficient de poussée des terres au repos K_0

$$\sigma_h = K_0 \cdot \sigma_v = K_0 \cdot \gamma \cdot z$$

on peut trouver des relations analytiques donnant K_0 en fonction des propriétés du sol tel que l'angle de frottement interne, l'indice de plasticité,,etc

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

Ordre de grandeur du coefficient de poussée du sol au repos

Pour les matériaux granulaires, K_0 est souvent estimé en utilisant la formule de JACKY

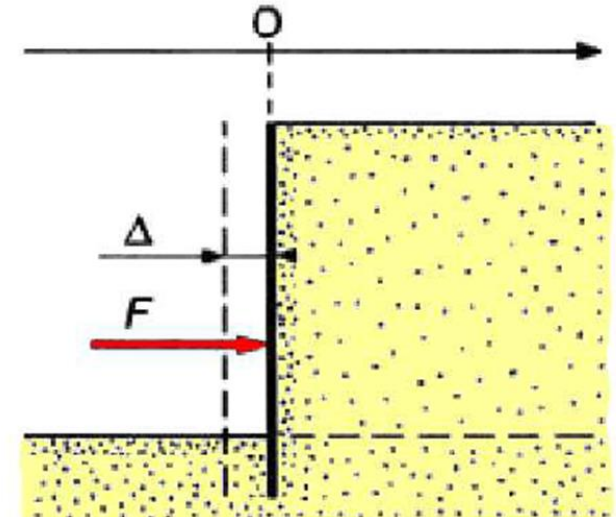
$$K_0 = 1 - \sin \varphi$$

III.2.2 Notions de poussée et de butée

On considère les hypothèses suivantes

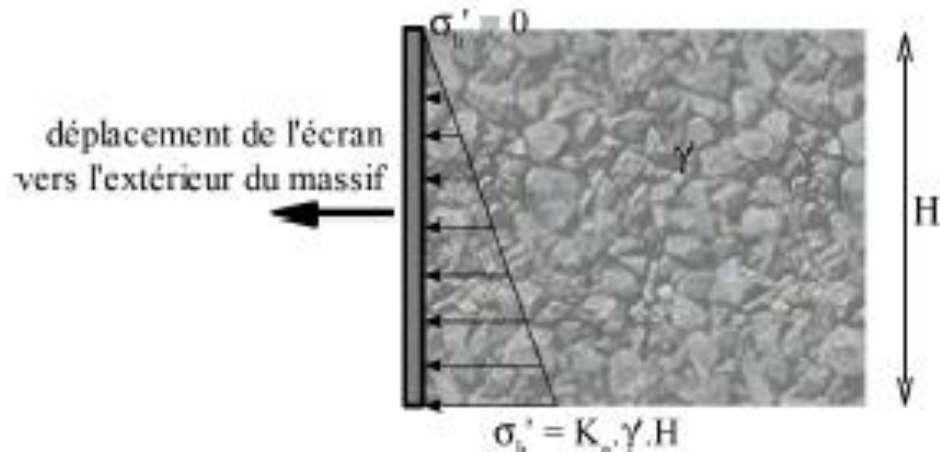
- ❑ massif de sol homogène à surface horizontale, maintenu par un écran.
- ❑ déplacement latéral ($\epsilon_h \neq 0$).
- ❑ F : effort pour maintenir l'écran immobile.

Schéma représentatif



Cas actif :

Si F est l'effort qui maintient l'écran immobile, une fois cet effort est relâché, il y aura un léger déplacement de l'écran. Si le déplacement devient important, il y aura rupture du sol derrière l'écran (éboulement), et des surfaces de glissement se forment, c'est la rupture correspondant à l'équilibre de poussée, donc le terme actif signifie que le sol agit sur l'écran



le coefficient de poussée des terres K_a est défini comme

$$K_a = \frac{\sigma_h}{\sigma_v}$$

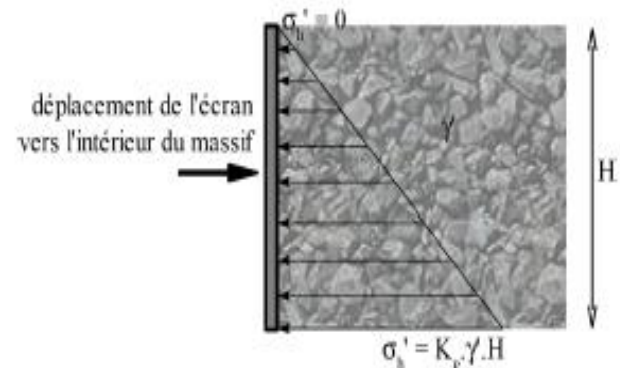
Cas passif:

- S'il l'effort F qui maintient l'écran immobile subit une augmentation (c'est-à-dire, on force l'écran à se déplacer vers le massif). Les contraintes horizontales sur l'écran vont croître jusqu'à ce que se produise la rupture du massif de terre. La résistance maximale atteinte avant rupture correspond à un état d'équilibre limite : c'est l'état d'équilibre passif, butée. La contrainte prend alors la valeur donnée par la formule suivante :

$$\sigma_h = K_p \sigma_v$$

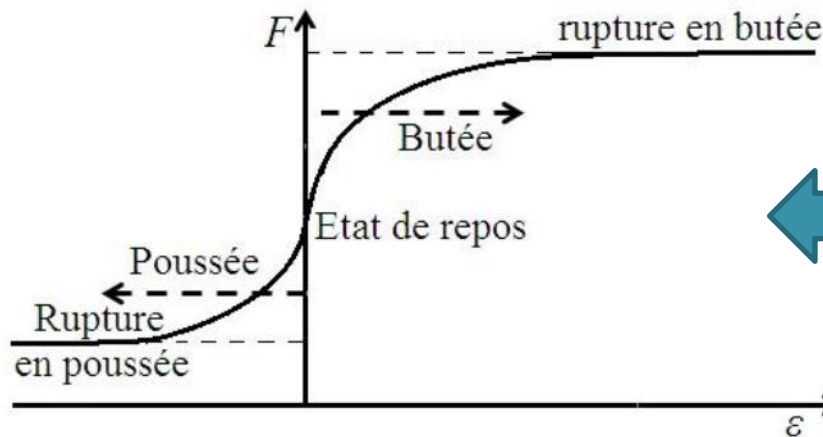
K_a Coefficient de poussée des terres.

K_p Coefficient de butée des terres.



II.2.3 Bilan sur la Poussée et la Butée

L'évolution de la contrainte horizontale en fonction du déplacement horizontal du mur est synthétisée comme suit:



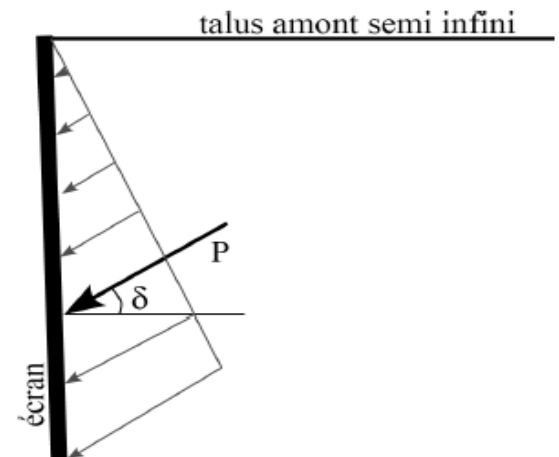
Evolution de la contrainte horizontale en fonction du déplacement de l'écran.

- ❑ La poussée est mobilisée pour un faible déplacement de l'écran d'environ $H/1000$ (faible déformation du sol).
- ❑ La butée représente un bon blocage du sol (contraintes horizontales importantes) toutefois un déplacement important de l'écran est nécessaire $H/100$ à $H/10$ (déformations importantes du sol) pas toujours vérifié sur le terrain.

III.2.3.1 Obliquité des contraintes de poussée

Il existe toujours un déplacement relatif tangentiel (dans la direction verticale) entre **le mur de soutènement et le sol**, il se développe alors des contraintes de cisaillement dues au frottement à l'interface mur/sol. Par conséquent, les contraintes exercées par le sol sur le mur ne sont pas horizontales mais comportent une composante verticale constituée par les contraintes de cisaillement. Les contraintes exercées par le sol sur le mur sont alors inclinées d'un angle δ par rapport à l'horizontale tel que montré sur la figure

Obliquité des contraintes de
poussée sur un écran



III.3 Calcul des forces de poussée et de butée

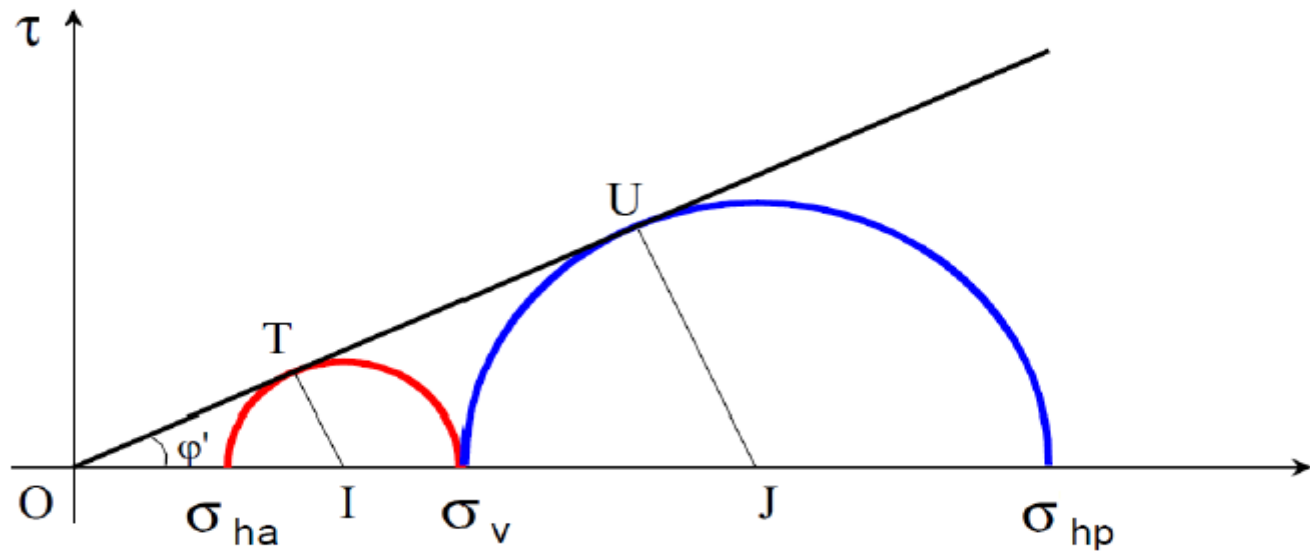
III.3 .1 Théorie de Rankine

Cette théorie est basée principalement sur l'hypothèse de

- ❑ la négligence du frottement entre le sol et le mur ($\delta = 0$), donc aucune force de cisaillement n'est développée sur les particules du sol.
- ❑ De plus on supposera que le talus amont soutenu par le mur est horizontal (facilite le calcul des contraintes verticales et horizontales).

III.3 .1.1 Calcul de K_a et K_p

K_a le facteur de transformation de la pression verticale en pression horizontale



Cercles de Mohr à la rupture dans le cas de la poussée et de la butée

□ Cas de la Poussée=>petit cercle de Mohr

Dans le triangle OIT on a : $\sin \varphi' = IT/OI$

avec :

$$IT = \text{rayon du cercle} = (\sigma_v - \sigma_{ha})/2,$$

$$OI = \text{centre du cercle} = (\sigma_v + \sigma_{ha})/2$$

En isolant σ_{ha} :

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

Donc

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

□ **Cas de la butée=>grand cercle de Mohr**

Dans le triangle OJU on a : $\sin \varphi' = UJ/OJ$

avec :

$UJ = \text{rayon du cercle} = (\sigma_{hp} - \sigma_v)/2,$

$OJ = \text{centre du cercle} = (\sigma_v + \sigma_{hp})/2$

En isolant σ_{hp} :

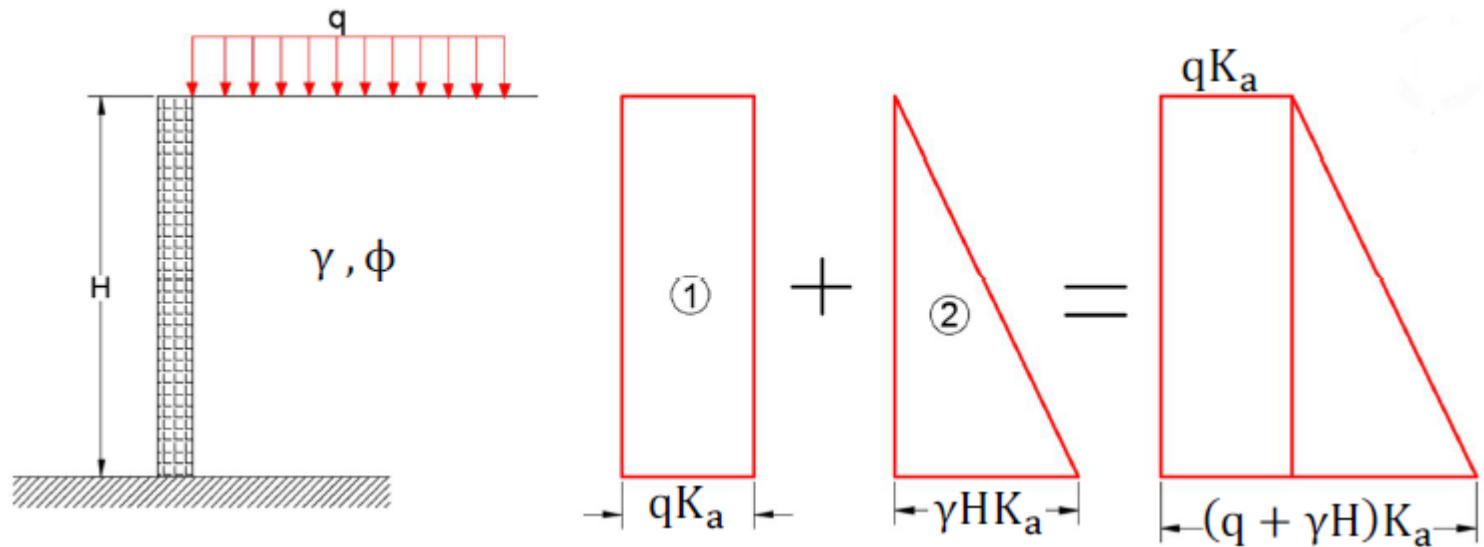
$$\sigma_{ha} = \sigma_v \frac{1 - \sin \varphi'}{1 + \sin \varphi'} = \sigma_v \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi'}{2} \right)$$

Donc

$$K_p = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi'}{2} \right)$$

Il existe différents cas :

Poussée active - cas de sol granuleux (sable pur)



La résultante

$$P = P_1 + P_2$$

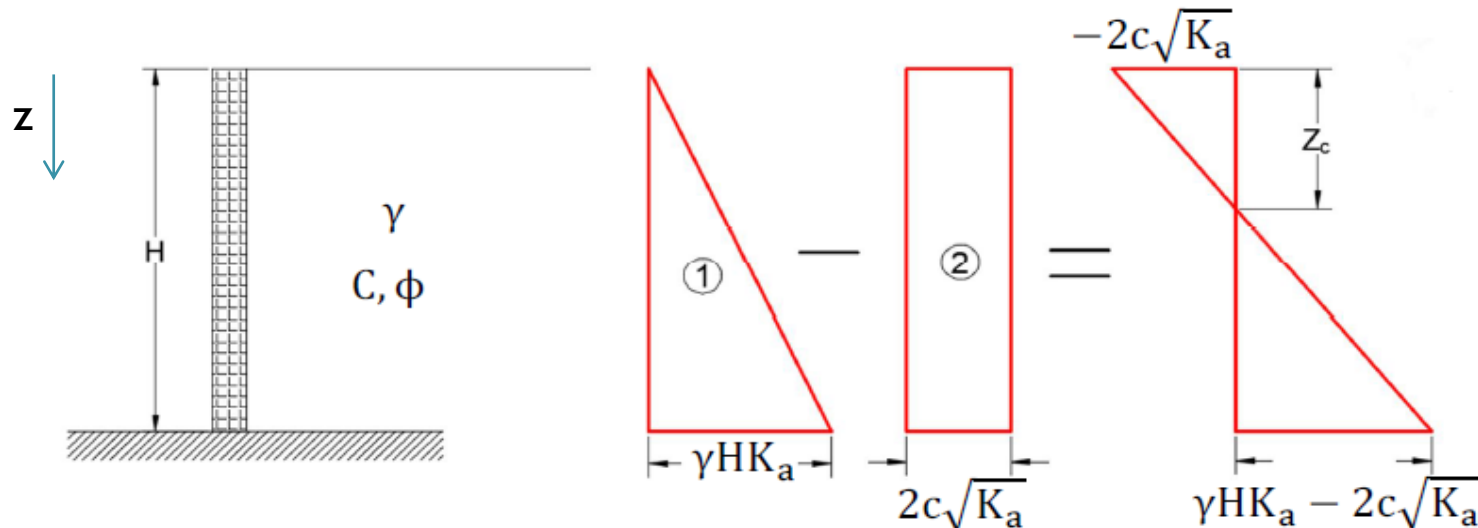
2. Poussée active - cas de sol cohérent:

$$\sigma_h = K_a \sigma_v - 2c\sqrt{K_a}$$

(avec la valeur de K_a obtenue pour un sol pulvérulent)

$2c\sqrt{K_a}$: la pression latérale exercée par l'argile

Quand le mur s'éloigne du sol, les particules du sol seront perturbées et la cohésion du sol diminuera, donc en cas de la poussée active nous soustrayons la pression latérale de la terre de l'argile parce que la cohésion de l'argile a diminué



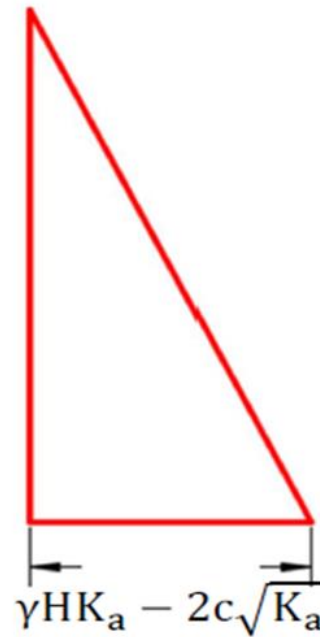
- ❑ La valeur de $2c\sqrt{K_a}$ est constante le long de la couche et diffère lorsque la valeur de C ou φ' change (c'est-à-dire constante pour chaque couche)
- ❑ à la profondeur $z=0$, la contrainte latérale du sol est de $-2c\sqrt{K_a}$ cette valeur négative (c. -à-d. que le sol exerce une contrainte de traction sur le mur) et cette contrainte de traction provoque des fissures sur la paroi de la profondeur $z=0$ à la profondeur z_c .

Calcul de la valeur z_c

La pression latérale sera nulle à la profondeur z_c

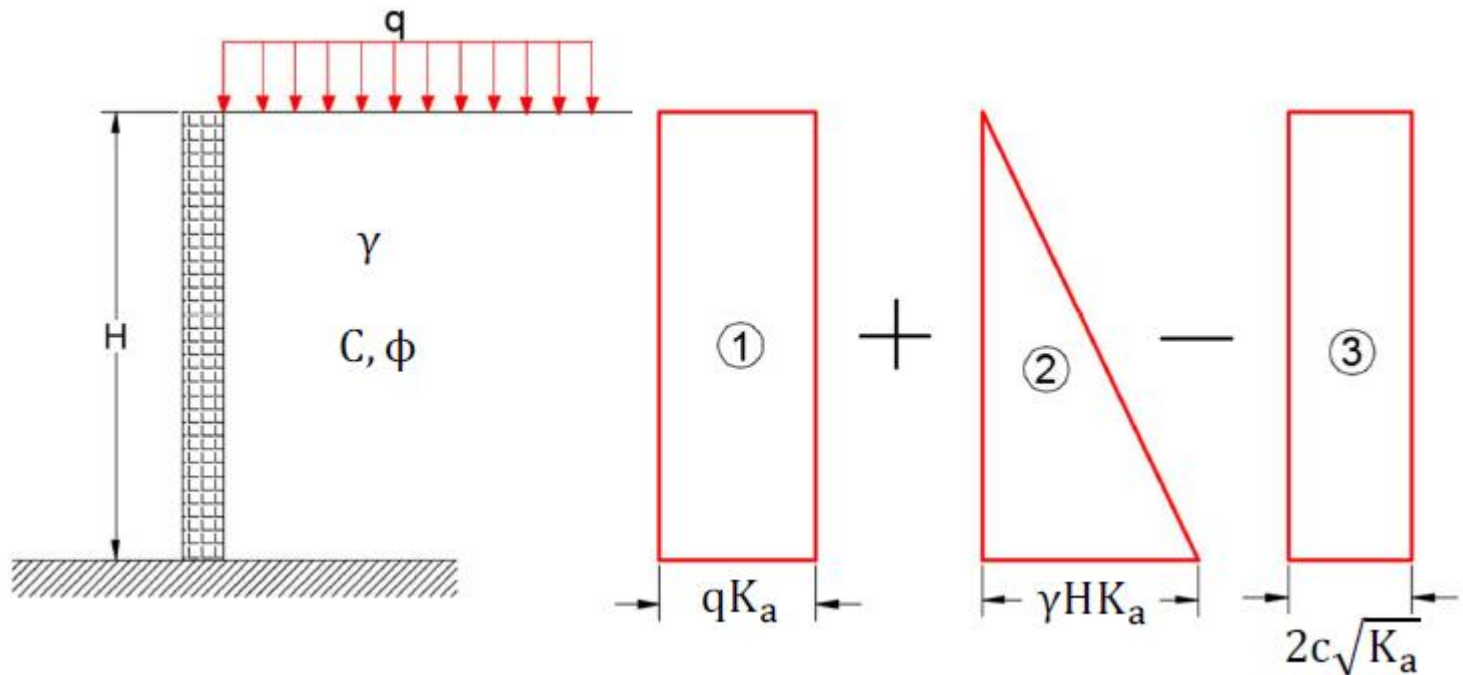
$$\gamma z_c K_a - 2c\sqrt{K_a} = 0.0 \rightarrow z_c = \frac{2c\sqrt{K_a}}{\gamma K_a} = \frac{2c\sqrt{K_a}}{\gamma \sqrt{K_a} \times \sqrt{K_a}} = \frac{2c}{\gamma \sqrt{K_a}}$$

Mais, nous savons que le sol ne peut développer aucune tension, donc dans la conception (en pratique), nous modifions la pression négative pour qu'elle soit nulle



S'il existe une surcharge q :

$$\sigma_v = \gamma \cdot Z$$



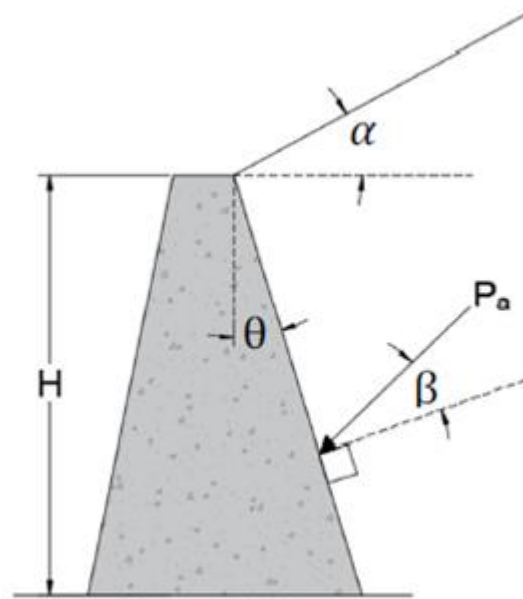
L'équation pour la poussée active des terres à la profondeur H peut être calculée comme suit

$$\sigma_h = (q + \gamma H)K_a - 2c\sqrt{K_a}$$

NB : S'il existe une nappe phréatique, calculez la force latérale due à l'eau seule, puis ajoutez-la à la force latérale due au sol pour obtenir la force active totale

III.3 .2 Cas généralisé de la pression active de Rankine

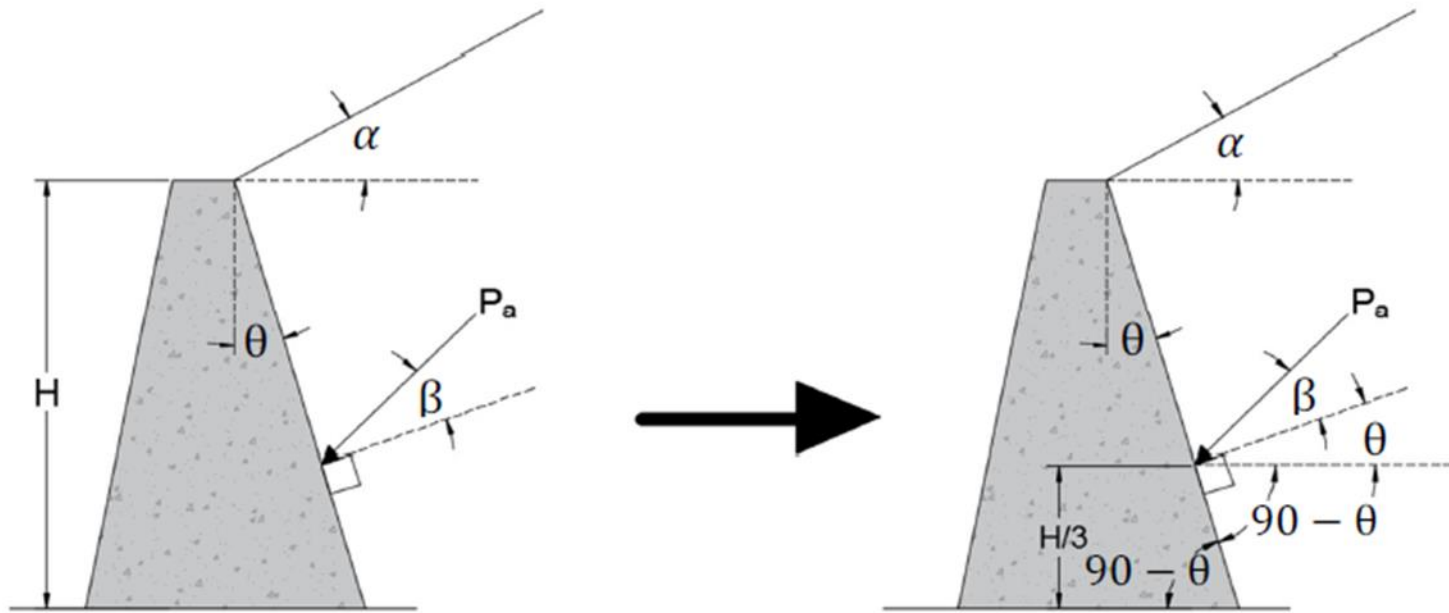
Dans la section précédente, nous avons calculé la pression latérale active de Rankine pour un mur verticale et un remblai horizontal, mais ici nous allons calculer la poussée de la terre pour le cas général (paroi inclinée et remblai incliné) :



α = inclinaison du remblai avec horizontal

θ = inclinaison du mur avec la verticale

β = inclinaison de P_a avec la normale au mur



De la trigonométrie, l'angle entre la normale à la paroi et l'horizontale est θ .

III.3 .2 .1 Calcul de P_a (Lorsque le mur est incliné et le remblai est incliné),

P_a = force Verticale $\times K_a$

Force verticale = surface du digramme de contrainte verticale

$$P_a = \frac{1}{2} \gamma H^2$$

La valeur de K_a dans ce cas est calculée à partir de l'équation suivante :

$$K_a = \frac{\cos(\alpha - \theta) \sqrt{1 + \sin^2 \phi - 2 \sin \phi \cos \psi_a}}{\cos^2 \theta (\cos \alpha + \sqrt{\sin^2 \phi - \sin^2 \alpha})}$$

Avec

$$\psi_a = \sin^{-1} \left(\frac{\sin \alpha}{\sin \phi} \right) - \alpha + 2\theta$$

$$\beta = \tan^{-1} \left(\frac{\sin \phi \sin \psi_a}{1 - \sin \phi \cos \psi_a} \right)$$

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

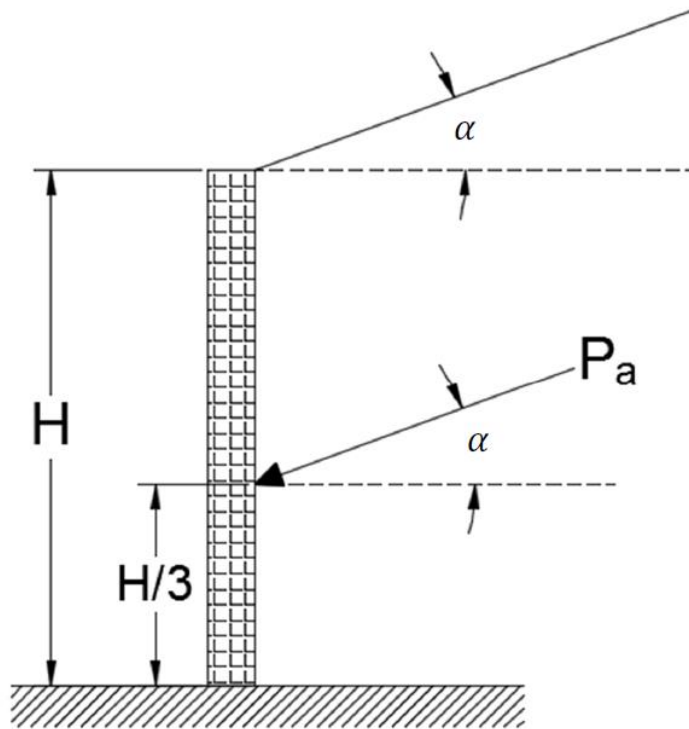
P_a est située à une distance de $H/3$ par rapport à la base
Si l'on a besoin des composantes horizontales et verticales
de P_a

$$P_{a,h} = P_a \cos(\beta + \theta)$$

$$P_{a,v} = P_a \sin(\beta + \theta)$$

III.3 .2 .2 Calcul de P_a (Lorsque le mur est vertical et le remblai est incliné)

□ Cas de sable pur



Et

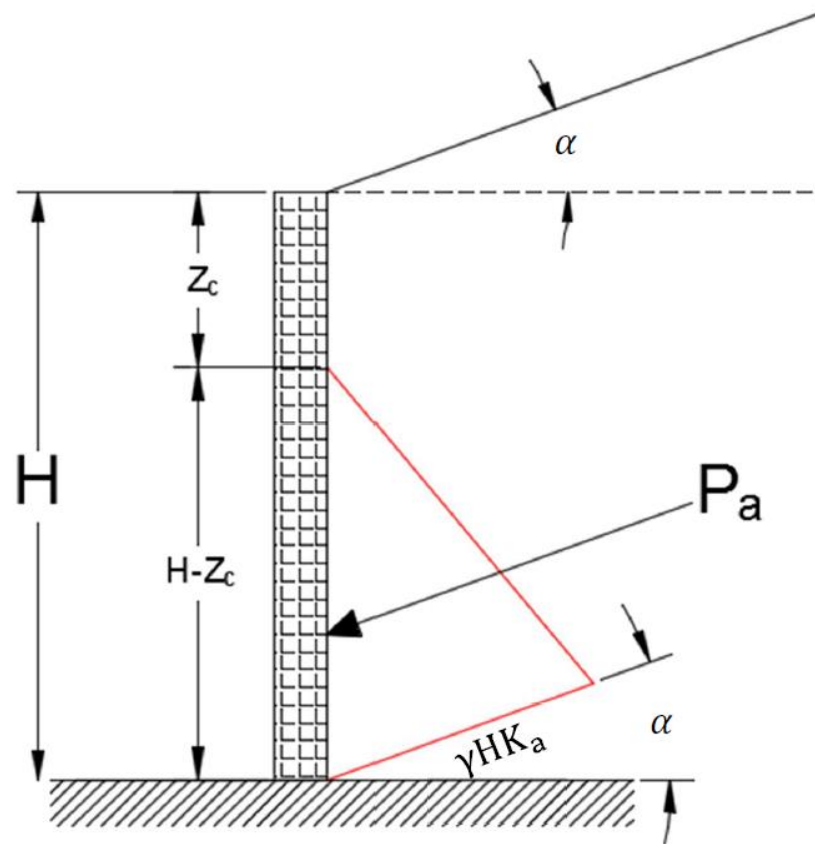
P_a est incliné avec l'angle α avec l'horizontale

Dans ce cas, K_a est calculé à partir de l'équation suivante:

$$K_a = \cos \alpha \frac{\cos \alpha - \sqrt{\cos^2 \alpha - \cos^2 \phi}}{\cos \alpha + \sqrt{\cos^2 \alpha - \cos^2 \phi}}$$

$$\underline{P_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_a}$$

□ Cas de sol : C- ϕ sol



Ici la force P_a est inclinée avec l'angle β avec l'horizontale, mais le calcul de P_a sera différent parce qu'il existe de l'argile et il y a une contrainte de traction de l'argile à la profondeur Z_c ,

Dans ce cas, la valeur de Z_c est calculée comme suit:

$$Z_c = \frac{2c}{\gamma} \sqrt{\frac{1 + \sin\phi}{1 - \sin\phi}}$$

Calcul de P_a

Pression verticale = γH

Pression horizontale = $\gamma H K_a$

$K_a = K'_a \cos \alpha \rightarrow$ contrainte horizontale = $\gamma H K'_a \cos \alpha$

$$P_a = \frac{1}{2} (\gamma H K'_a \cos \alpha) (H - Z_c)$$

Certaines valeurs de K'_a sont données par le tableau suivant

Table 7.2 Values of K'_a

ϕ' (deg)	α (deg)	$\frac{c'}{\gamma z}$			
		0.025	0.05	0.1	0.5
15	0	0.550	0.512	0.435	-0.179
	5	0.566	0.525	0.445	-0.184
	10	0.621	0.571	0.477	-0.186
	15	0.776	0.683	0.546	-0.196
20	0	0.455	0.420	0.350	-0.210
	5	0.465	0.429	0.357	-0.212
	10	0.497	0.456	0.377	-0.218
	15	0.567	0.514	0.417	-0.229
25	0	0.374	0.342	0.278	-0.231
	5	0.381	0.348	0.283	-0.233
	10	0.402	0.366	0.296	-0.239
	15	0.443	0.401	0.321	-0.250
30	0	0.305	0.276	0.218	-0.244
	5	0.309	0.280	0.221	-0.246
	10	0.323	0.292	0.230	-0.252
	15	0.350	0.315	0.246	-0.263

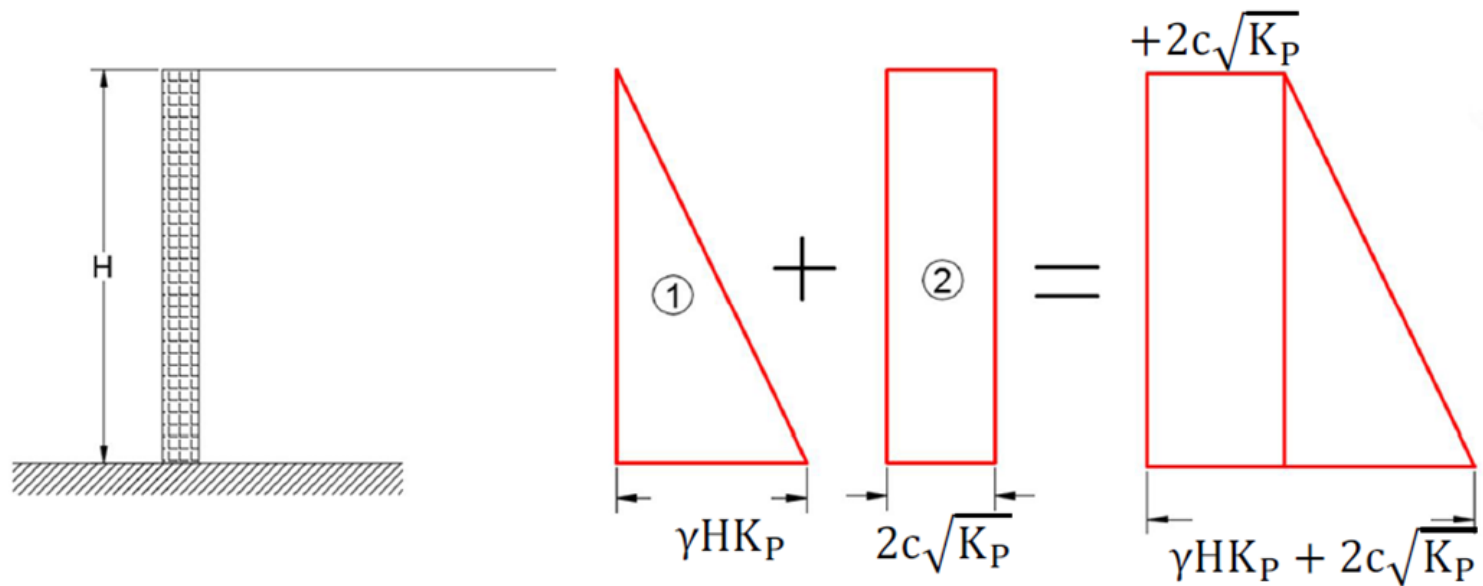
Calcul de la poussée passive (butée) P_b selon Rankine (cas de C- ϕ sol)

$$\sigma_h = K_p \sigma_v + 2c\sqrt{K_p}$$

avec la valeur de K_p obtenue pour un sol pulvérulent

$$K_p = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi'}{2} \right)$$

Lorsque le mur se déplace dans le sol, les particules du sol convergent et la cohésion du sol sera augmentée, donc en cas de pression de terre passive (butée) on ajoute la contrainte de terre latérale de l'argile (car la cohésion de l'argile a augmenté)



La valeur de $2c\sqrt{K}$ est constante le long de la couche, et diffère lorsque la valeur de C ou ϕ changent (c'est-à-dire qu'elle est constante pour chaque couche).

III.3 .2 .2 Calcul de P_p (Lorsque le mur est vertical et le remblai est incliné)

□ Cas de sable

Pour un mur de soutènement vertical sans friction avec un remblai granulaire (comme le sable), la contrainte passive de Rankine à n'importe quelle profondeur peut être déterminée de la même façon que pour la pression active.

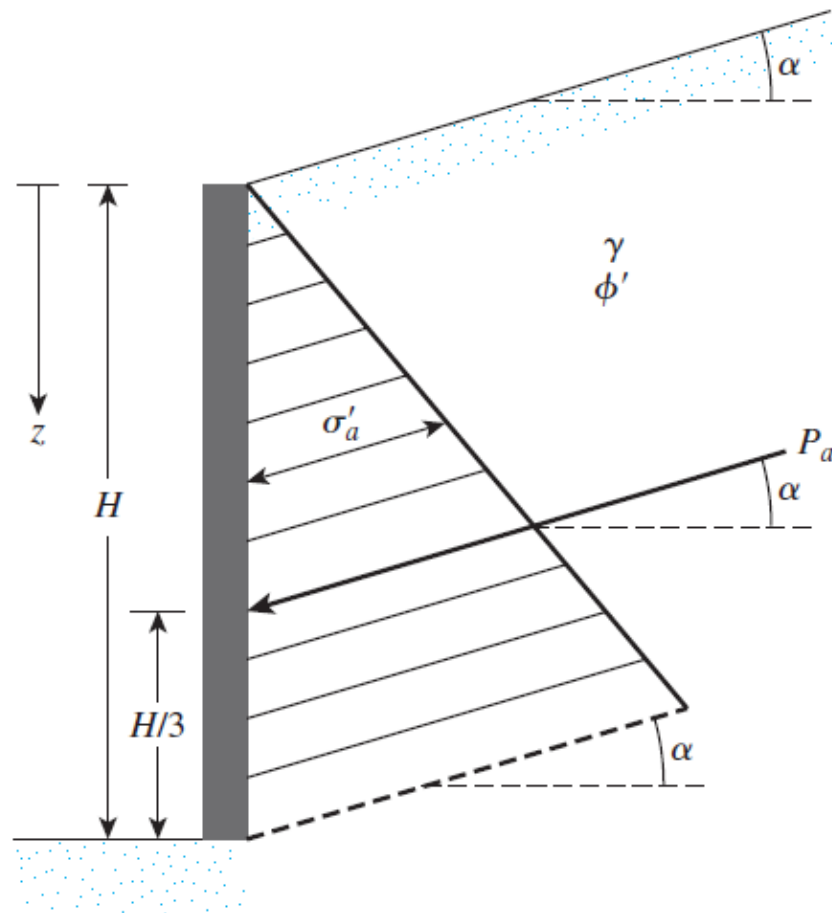
$$\sigma_{hp} = \gamma z K_p$$

La force passive(la butée) est donnée par

$$P_p = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_p$$

Ou

$$K_p = \cos \alpha \frac{\cos \alpha + \sqrt{\cos^2 \alpha - \cos^2 \phi'}}{\cos \alpha - \sqrt{\cos^2 \alpha - \cos^2 \phi'}}$$



Comme dans le cas de la force active, la force résultante P_b , est inclinée d'un angle α avec l'horizontale et coupe le mur à une distance $H/3$ du bas du mur. Les valeurs de coefficient de pression passive des terres pour différentes valeurs de ϕ' et sont données par le tableau suivant:

Table 7.8 Passive Earth Pressure Coefficient K_p [from Eq. (7.67)]

$\downarrow \alpha$ (deg)	ϕ' (deg) \rightarrow						
	28	30	32	34	36	38	40
0	2.770	3.000	3.255	3.537	3.852	4.204	4.599
5	2.715	2.943	3.196	3.476	3.788	4.136	4.527
10	2.551	2.775	3.022	3.295	3.598	3.937	4.316
15	2.284	2.502	2.740	3.003	3.293	3.615	3.977
20	1.918	2.132	2.362	2.612	2.886	3.189	3.526
25	1.434	1.664	1.894	2.135	2.394	2.676	2.987

□ Cas de sol C- ϕ'

$$\sigma_{hP} = \gamma z K_p = \gamma z K'_p \cos \alpha$$

Avec

$$K'_p = \frac{1}{\cos^2 \phi'} \left\{ \frac{2 \cos^2 \alpha + 2 \left(\frac{c}{\gamma z} \right) \cos \phi' \sin \phi'}{\sqrt{4 \cos^2 \alpha (\cos^2 \alpha - \cos^2 \phi') + 4 \left(\frac{c}{\gamma z} \right)^2 \cos^2 \phi' + 8 \left(\frac{c}{\gamma z} \right) \cos^2 \alpha \sin \phi' \cos \phi'}} \right\} - 1$$

La variation de K'_p avec ϕ' , α et $c/\gamma z$ est donnée par le tableau suivant

Table 7.9 Values of K'_p

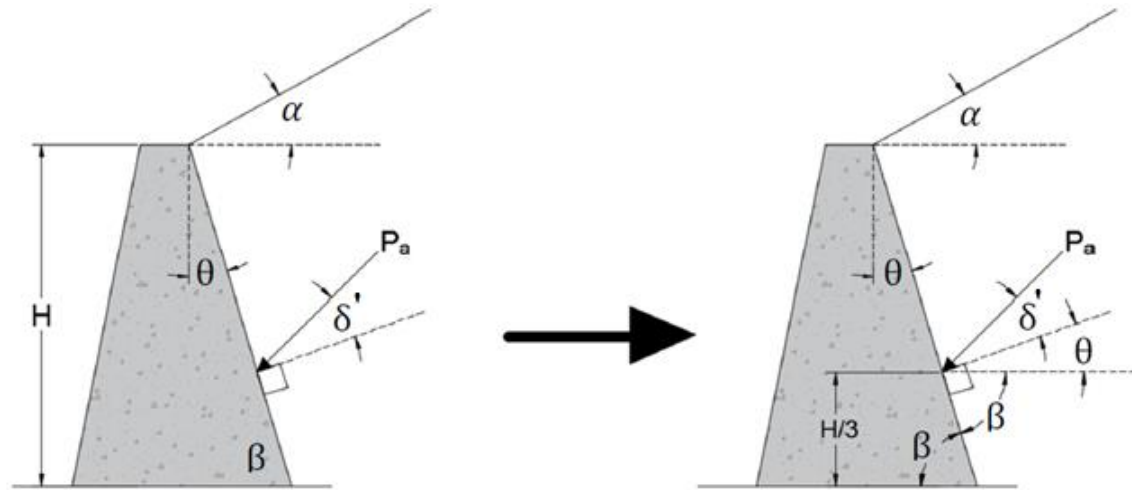
ϕ' (deg)	α (deg)	$c / \gamma z$			
		0.025	0.050	0.100	0.500
15	0	1.764	1.829	1.959	3.002
	5	1.716	1.783	1.917	2.971
	10	1.564	1.641	1.788	2.880
	15	1.251	1.370	1.561	2.732
20	0	2.111	2.182	2.325	3.468
	5	2.067	2.140	2.285	3.435
	10	1.932	2.010	2.162	3.339
	15	1.696	1.786	1.956	3.183
25	0	2.542	2.621	2.778	4.034
	5	2.499	2.578	2.737	3.999
	10	2.368	2.450	2.614	3.895
	15	2.147	2.236	2.409	3.726
30	0	3.087	3.173	3.346	4.732
	5	3.042	3.129	3.303	4.674
	10	2.907	2.996	3.174	4.579
	15	2.684	2.777	2.961	4.394

Théorie de Coulomb de la poussée latérale des terres

L'hypothèse principale de cette théorie est de considérer le frottement entre le mur et le sol, cet angle de frottement est (δ'). Il existe donc des contraintes de cisaillement **sur** les particules du sol et les équations pour calculer le coefficient latéral passif diffèrent des équations du coefficient latéral actif.

Cette théorie ne concerne que les sols granuleux (sable pur).

❑ Cas de la poussée active (Cas général (mur incliné et remblai incliné))



α = inclinaison du remblai avec horizontal

θ = inclinaison du mur avec la verticale

β = inclinaison du mur avec l'horizontale

δ' = angle de frottement entre le sol et le mur

De la trigonométrie, l'angle entre la normale au mur et l'horizontale est θ .

Calcul de P_a :

P_a = force verticale x K_a

force verticale = surface du digramme de contrainte verticale =
 $\frac{1}{2} \gamma H^2$

La valeur de K_a est calculée comme suit:

K_a = Coulomb's active earth pressure coefficient

$$= \frac{\sin^2 (\beta + \phi')}{\sin^2 \beta \sin (\beta - \delta') \left[1 + \sqrt{\frac{\sin (\phi' + \delta') \sin (\phi' - \alpha)}{\sin (\beta - \delta') \sin (\alpha + \beta)}} \right]^2}$$

Les valeurs du coefficient de poussée active des terres K_a , pour un mur de soutènement vertical ($\beta = 90^\circ$) avec un remblai horizontal ($\alpha = 0^\circ$), sont données par le tableau suivant:

Table 7.3 Values of K_a [Eq. (7.26)] for $\beta = 90^\circ$ and $\alpha = 0^\circ$

ϕ' (deg)	δ' (deg)					
	0	5	10	15	20	25
28	0.3610	0.3448	0.3330	0.3251	0.3203	0.3186
30	0.3333	0.3189	0.3085	0.3014	0.2973	0.2956
32	0.3073	0.2945	0.2853	0.2791	0.2755	0.2745
34	0.2827	0.2714	0.2633	0.2579	0.2549	0.2542
In general, the value of $\delta = \left(\frac{1}{2} \rightarrow \frac{2}{3}\right) \phi$ so there are tables for calculating K_a						350
for $\delta = \frac{2}{3} \phi$ and for $\delta = \frac{1}{2} \phi$						167
42	0.1982	0.1916	0.1870	0.1841	0.1828	0.1831

La valeur de δ' est inférieure à ϕ' puisque δ' est l'angle de friction entre le mur et le sol, mais ϕ est l'angle de frottement entre le sol lui-même.

Généralement, la valeur de $\delta' \rightarrow \left(\frac{1}{2} \rightarrow \frac{2}{3}\right) \phi'$

Il existe donc des tableaux pour calculer le K_a

Table 7.4 Values of K_a [from Eq. (7.26)] for $\delta' = \frac{2}{3} \phi'$

α (deg)	ϕ' (deg)	β (deg)					
		90	85	80	75	70	65
0	28	0.3213	0.3588	0.4007	0.4481	0.5026	0.5662
	29	0.3091	0.3467	0.3886	0.4362	0.4908	0.5547
	30	0.2973	0.3349	0.3769	0.4245	0.4794	0.5435
	31	0.2860	0.3235	0.3655	0.4133	0.4682	0.5326
	32	0.2750	0.3125	0.3545	0.4023	0.4574	0.5220
	33	0.2645	0.3019	0.3439	0.3917	0.4469	0.5117
	34	0.2543	0.2916	0.3335	0.3813	0.4367	0.5017
	35	0.2444	0.2816	0.3235	0.3713	0.4267	0.4919
	36	0.2349	0.2719	0.3137	0.3615	0.4170	0.4824
	37	0.2257	0.2626	0.3042	0.3520	0.4075	0.4732
	38	0.2168	0.2535	0.2950	0.3427	0.3983	0.4641
	39	0.2082	0.2447	0.2861	0.3337	0.3894	0.4553
	40	0.1998	0.2361	0.2774	0.3249	0.3806	0.4468
	41	0.1918	0.2278	0.2689	0.3164	0.3721	0.4384
	42	0.1840	0.2197	0.2606	0.3080	0.3637	0.4302
5	28	0.3431	0.3845	0.4311	0.4843	0.5461	0.6190
	29	0.3295	0.3709	0.4175	0.4707	0.5325	0.6056
	30	0.3165	0.3578	0.4043	0.4575	0.5194	0.5926
	31	0.3039	0.3451	0.3916	0.4447	0.5067	0.5800
	32	0.2919	0.3329	0.3792	0.4324	0.4943	0.5677
	33	0.2803	0.3211	0.3673	0.4204	0.4823	0.5558
	34	0.2691	0.3097	0.3558	0.4088	0.4707	0.5443
	35	0.2583	0.2987	0.3446	0.3975	0.4594	0.5330
	36	0.2479	0.2881	0.3338	0.3866	0.4484	0.5221
	37	0.2379	0.2778	0.3233	0.3759	0.4377	0.5115
	38	0.2282	0.2679	0.3131	0.3656	0.4273	0.5012
	39	0.2188	0.2582	0.3033	0.3556	0.4172	0.4911

10

40	0.2098	0.2489	0.2937	0.3458	0.4074	0.4813
41	0.2011	0.2398	0.2844	0.3363	0.3978	0.4718
42	0.1927	0.2311	0.2753	0.3271	0.3884	0.4625
28	0.3702	0.4164	0.4686	0.5287	0.5992	0.6834
29	0.3548	0.4007	0.4528	0.5128	0.5831	0.6672
30	0.3400	0.3857	0.4376	0.4974	0.5676	0.6516
31	0.3259	0.3713	0.4230	0.4826	0.5526	0.6365
32	0.3123	0.3575	0.4089	0.4683	0.5382	0.6219
33	0.2993	0.3442	0.3953	0.4545	0.5242	0.6078
34	0.2868	0.3314	0.3822	0.4412	0.5107	0.5942
35	0.2748	0.3190	0.3696	0.4283	0.4976	0.5810
36	0.2633	0.3072	0.3574	0.4158	0.4849	0.5682
37	0.2522	0.2957	0.3456	0.4037	0.4726	0.5558
38	0.2415	0.2846	0.3342	0.3920	0.4607	0.5437
39	0.2313	0.2740	0.3231	0.3807	0.4491	0.5321
40	0.2214	0.2636	0.3125	0.3697	0.4379	0.5207
41	0.2119	0.2537	0.3021	0.3590	0.4270	0.5097
42	0.2027	0.2441	0.2921	0.3487	0.4164	0.4990
15	28	0.4065	0.4585	0.5179	0.5868	0.6685
					0.7670	

(continued)

Table 7.4 (Continued)

α (deg)	ϕ' (deg)	β (deg)					
		90	85	80	75	70	65
20	29	0.3881	0.4397	0.4987	0.5672	0.6483	0.7463
	30	0.3707	0.4219	0.4804	0.5484	0.6291	0.7265
	31	0.3541	0.4049	0.4629	0.5305	0.6106	0.7076
	32	0.3384	0.3887	0.4462	0.5133	0.5930	0.6895
	33	0.3234	0.3732	0.4303	0.4969	0.5761	0.6721
	34	0.3091	0.3583	0.4150	0.4811	0.5598	0.6554
	35	0.2954	0.3442	0.4003	0.4659	0.5442	0.6393
	36	0.2823	0.3306	0.3862	0.4513	0.5291	0.6238
	37	0.2698	0.3175	0.3726	0.4373	0.5146	0.6089
	38	0.2578	0.3050	0.3595	0.4237	0.5006	0.5945
	39	0.2463	0.2929	0.3470	0.4106	0.4871	0.5805
	40	0.2353	0.2813	0.3348	0.3980	0.4740	0.5671
	41	0.2247	0.2702	0.3231	0.3858	0.4613	0.5541
	42	0.2146	0.2594	0.3118	0.3740	0.4491	0.5415
	28	0.4602	0.5205	0.5900	0.6714	0.7689	0.8880
	29	0.4364	0.4958	0.5642	0.6445	0.7406	0.8581
	30	0.4142	0.4728	0.5403	0.6195	0.7144	0.8303
	31	0.3935	0.4513	0.5179	0.5961	0.6898	0.8043
	32	0.3742	0.4311	0.4968	0.5741	0.6666	0.7799
	33	0.3559	0.4121	0.4769	0.5532	0.6448	0.7569
	34	0.3388	0.3941	0.4581	0.5335	0.6241	0.7351
	35	0.3225	0.3771	0.4402	0.5148	0.6044	0.7144
	36	0.3071	0.3609	0.4233	0.4969	0.5856	0.6947
	37	0.2925	0.3455	0.4071	0.4799	0.5677	0.6759
	38	0.2787	0.3308	0.3916	0.4636	0.5506	0.6579
	39	0.2654	0.3168	0.3768	0.4480	0.5342	0.6407
	40	0.2529	0.3034	0.3626	0.4331	0.5185	0.6242
	41	0.2408	0.2906	0.3490	0.4187	0.5033	0.6083
	42	0.2294	0.2784	0.3360	0.4049	0.4888	0.5930

Table 7.5 Values of K_a [from Eq. (7.26)] for $\delta' = \phi'/2$

α (deg)	ϕ' (deg)	β (deg)					
		90	85	80	75	70	65
0	28	0.3264	0.3629	0.4034	0.4490	0.5011	0.5616
	29	0.3137	0.3502	0.3907	0.4363	0.4886	0.5492
	30	0.3014	0.3379	0.3784	0.4241	0.4764	0.5371
	31	0.2896	0.3260	0.3665	0.4121	0.4645	0.5253
	32	0.2782	0.3145	0.3549	0.4005	0.4529	0.5137
	33	0.2671	0.3033	0.3436	0.3892	0.4415	0.5025
	34	0.2564	0.2925	0.3327	0.3782	0.4305	0.4915
	35	0.2461	0.2820	0.3221	0.3675	0.4197	0.4807
	36	0.2362	0.2718	0.3118	0.3571	0.4092	0.4702

Table 7.5 (Continued)

α (deg)	ϕ' (deg)	β (deg)					
		90	85	80	75	70	65
5	37	0.2265	0.2620	0.3017	0.3469	0.3990	0.4599
	38	0.2172	0.2524	0.2920	0.3370	0.3890	0.4498
	39	0.2081	0.2431	0.2825	0.3273	0.3792	0.4400
	40	0.1994	0.2341	0.2732	0.3179	0.3696	0.4304
	41	0.1909	0.2253	0.2642	0.3087	0.3602	0.4209
	42	0.1828	0.2168	0.2554	0.2997	0.3511	0.4177
	28	0.3477	0.3879	0.4327	0.4837	0.5425	0.6115
	29	0.3337	0.3737	0.4185	0.4694	0.5282	0.5972
	30	0.3202	0.3601	0.4048	0.4556	0.5144	0.5833
	31	0.3072	0.3470	0.3915	0.4422	0.5009	0.5698
	32	0.2946	0.3342	0.3787	0.4292	0.4878	0.5566
	33	0.2825	0.3219	0.3662	0.4166	0.4750	0.5437
	34	0.2709	0.3101	0.3541	0.4043	0.4626	0.5312
	35	0.2596	0.2986	0.3424	0.3924	0.4505	0.5190
	36	0.2488	0.2874	0.3310	0.3808	0.4387	0.5070
10	37	0.2383	0.2767	0.3199	0.3695	0.4272	0.4954
	38	0.2282	0.2662	0.3092	0.3585	0.4160	0.4840
	39	0.2185	0.2561	0.2988	0.3478	0.4050	0.4729
	40	0.2090	0.2463	0.2887	0.3374	0.3944	0.4620
	41	0.1999	0.2368	0.2788	0.3273	0.3840	0.4514
	42	0.1911	0.2276	0.2693	0.3174	0.3738	0.4410
	28	0.3743	0.4187	0.4688	0.5261	0.5928	0.6719
	29	0.3584	0.4026	0.4525	0.5096	0.5761	0.6549
	30	0.3432	0.3872	0.4368	0.4936	0.5599	0.6385
	31	0.3286	0.3723	0.4217	0.4782	0.5442	0.6225
	32	0.3145	0.3580	0.4071	0.4633	0.5290	0.6071

33	0.3011	0.3442	0.3930	0.4489	0.5143	0.5920
34	0.2881	0.3309	0.3793	0.4350	0.5000	0.5775
35	0.2757	0.3181	0.3662	0.4215	0.4862	0.5633
36	0.2637	0.3058	0.3534	0.4084	0.4727	0.5495
37	0.2522	0.2938	0.3411	0.3957	0.4597	0.5361
38	0.2412	0.2823	0.3292	0.3833	0.4470	0.5230
39	0.2305	0.2712	0.3176	0.3714	0.4346	0.5103
40	0.2202	0.2604	0.3064	0.3597	0.4226	0.4979
41	0.2103	0.2500	0.2956	0.3484	0.4109	0.4858
42	0.2007	0.2400	0.2850	0.3375	0.3995	0.4740
28	0.4095	0.4594	0.5159	0.5812	0.6579	0.7498
29	0.3908	0.4402	0.4964	0.5611	0.6373	0.7284
30	0.3730	0.4220	0.4777	0.5419	0.6175	0.7080
31	0.3560	0.4046	0.4598	0.5235	0.5985	0.6884
32	0.3398	0.3880	0.4427	0.5059	0.5803	0.6695
33	0.3244	0.3721	0.4262	0.4889	0.5627	0.6513
34	0.3097	0.3568	0.4105	0.4726	0.5458	0.6338
35	0.2956	0.3422	0.3953	0.4569	0.5295	0.6168

(continued)

Table 7.5 (Continued)

α (deg)	ϕ' (deg)	β (deg)					
		90	85	80	75	70	65
20	36	0.2821	0.3282	0.3807	0.4417	0.5138	0.6004
	37	0.2692	0.3147	0.3667	0.4271	0.4985	0.5846
	38	0.2569	0.3017	0.3531	0.4130	0.4838	0.5692
	39	0.2450	0.2893	0.3401	0.3993	0.4695	0.5543
	40	0.2336	0.2773	0.3275	0.3861	0.4557	0.5399
	41	0.2227	0.2657	0.3153	0.3733	0.4423	0.5258
	42	0.2122	0.2546	0.3035	0.3609	0.4293	0.5122
	28	0.4614	0.5188	0.5844	0.6608	0.7514	0.8613
	29	0.4374	0.4940	0.5586	0.6339	0.7232	0.8313
	30	0.4150	0.4708	0.5345	0.6087	0.6968	0.8034
	31	0.3941	0.4491	0.5119	0.5851	0.6720	0.7772
	32	0.3744	0.4286	0.4906	0.5628	0.6486	0.7524
	33	0.3559	0.4093	0.4704	0.5417	0.6264	0.7289
	34	0.3384	0.3910	0.4513	0.5216	0.6052	0.7066
	35	0.3218	0.3736	0.4331	0.5025	0.5851	0.6853
	36	0.3061	0.3571	0.4157	0.4842	0.5658	0.6649
	37	0.2911	0.3413	0.3991	0.4668	0.5474	0.6453
	38	0.2769	0.3263	0.3833	0.4500	0.5297	0.6266
	39	0.2633	0.3120	0.3681	0.4340	0.5127	0.6085
	40	0.2504	0.2982	0.3535	0.4185	0.4963	0.5912
	41	0.2381	0.2851	0.3395	0.4037	0.4805	0.5744
	42	0.2263	0.2725	0.3261	0.3894	0.4653	0.5582

❑ Cas de la poussée passive (butée)

$$P_p = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_p$$

K_p = Coulomb's passive pressure coefficient

$$= \frac{\sin^2(\beta - \phi')}{\sin^2 \beta \sin(\beta + \delta') \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi' + \delta') \sin(\phi' + \alpha)}{\sin(\beta + \delta') \sin(\beta + \alpha)}} \right]^2}$$

Les valeurs du coefficient de poussée passive des terres K_p , pour un mur de soutènement vertical ($\beta = 90^\circ$) avec un remblai horizontal ($\alpha = 0^\circ$), sont données par le tableau suivant:

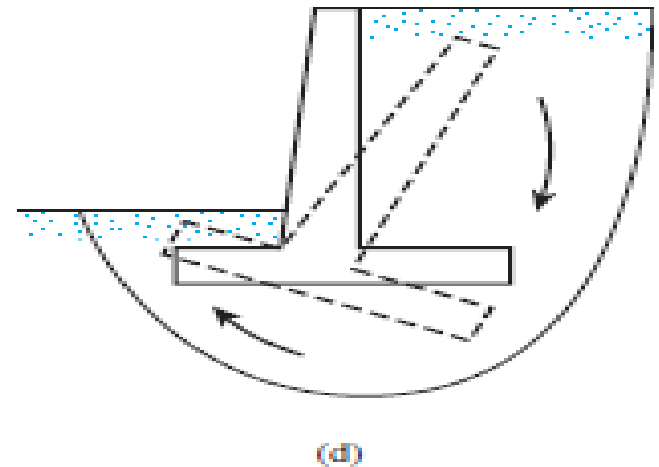
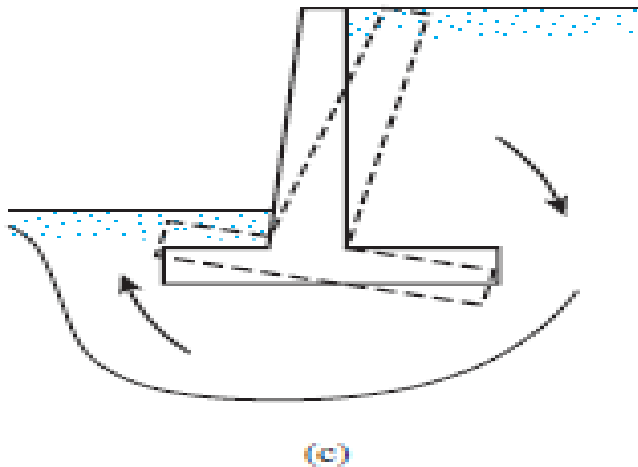
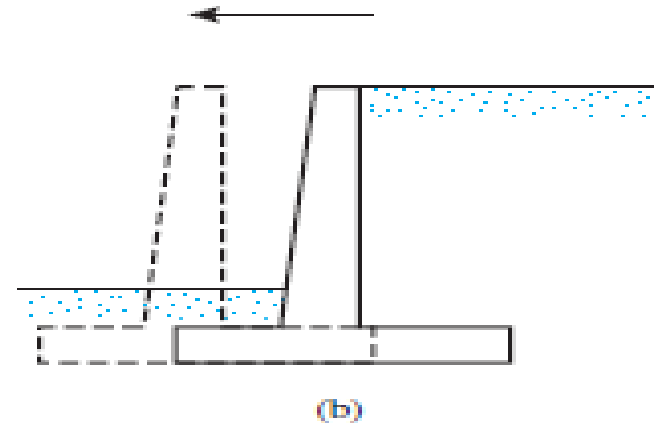
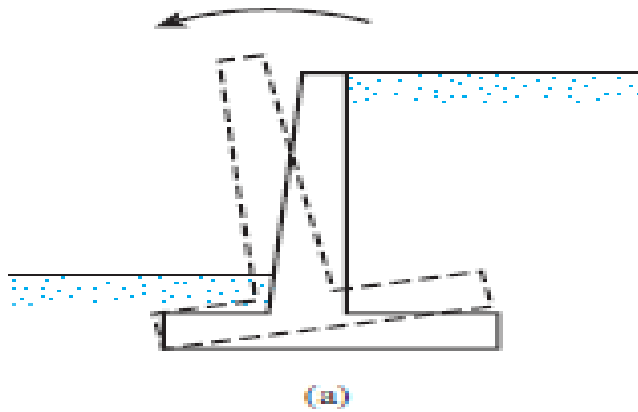
Table 7.10 Values of K_p [from Eq. (7.71)] for $\beta = 90^\circ$ and $\alpha = 0^\circ$

ϕ' (deg)	δ' (deg)				
	0	5	10	15	20
15	1.698	1.900	2.130	2.405	2.735
20	2.040	2.313	2.636	3.030	3.525
25	2.464	2.830	3.286	3.855	4.597
30	3.000	3.506	4.143	4.977	6.105
35	3.690	4.390	5.310	6.854	8.324
40	4.600	5.590	6.946	8.870	11.772

Vérification de la stabilité des murs de soutènement

Comme déjà mentionné en-dessus le mur de soutènement peut se rompre de l'une des manières suivantes:

- ❑ Il peut se renverser autour de sa pointe.
- ❑ Il peut glisser le long de sa base.
- ❑ Il peut se rompre en raison de la perte de capacité portante du sol qui supporte la base.
- ❑ Il peut subir une rupture par cisaillement en profondeur.
- ❑ Il peut subir un tassement excessif



Rupture d'un mur de soutènement : (a) par renversement ; (b) par glissement
(c) Par rupture en raison de la perte de capacité portante du sol de la capacité portante ; (d) par rupture profonde en cisaillement.

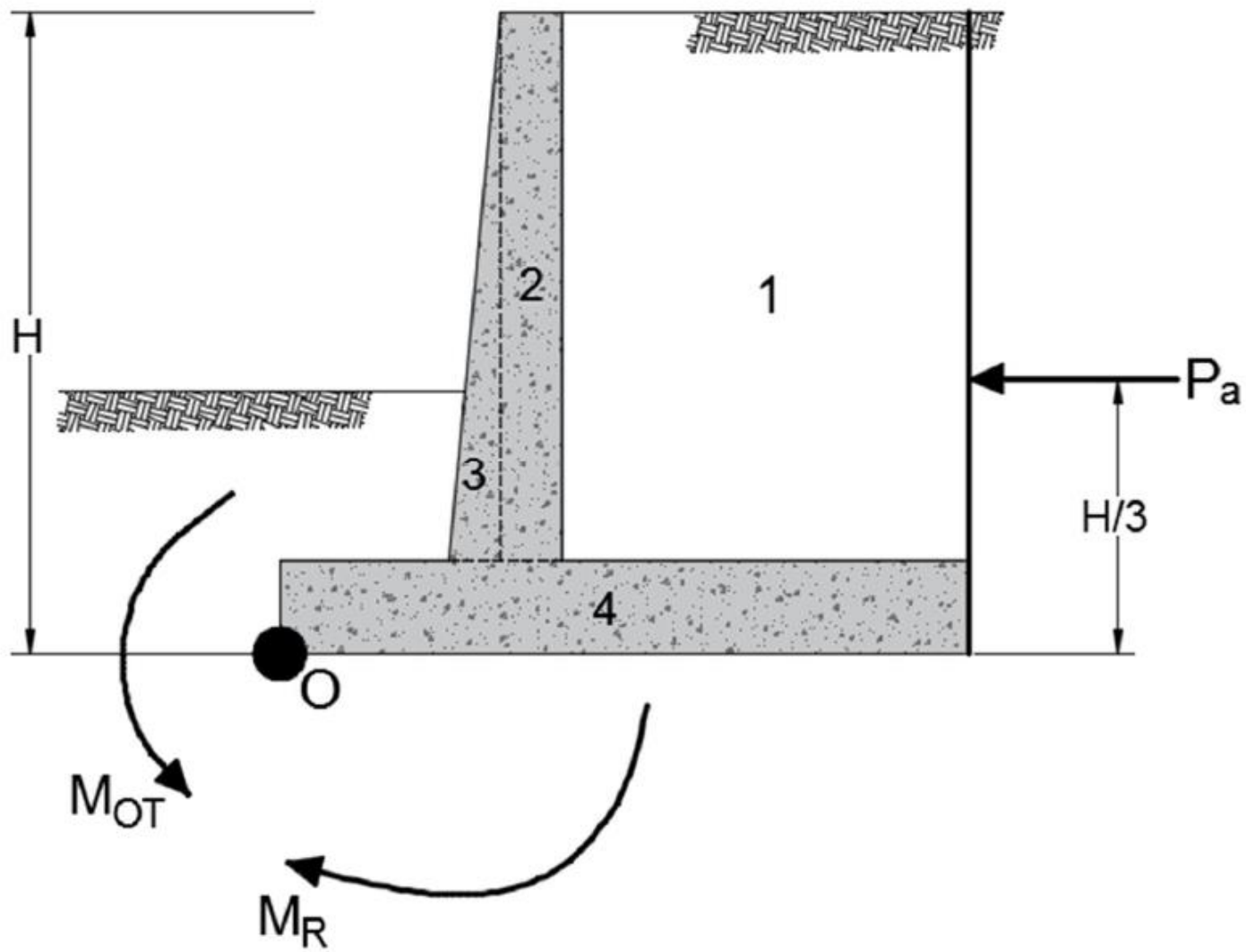
Vérification du renversement

La composante horizontale de la force active provoque le renversement du mur de soutènement autour du point O par un moment appelé "moment de renversement«

$$M_{OT} = P_{a,h} \times \frac{H}{3}$$

Ce moment de renversement résistera à toutes les forces verticales appliquées sur la base du mur de soutènement :

1. Composante verticale de la Poussée active P, (si elle existe).
2. Poids de tout le sol au-dessus du talon du mur de soutènement.
3. Poids de chaque élément du mur de soutènement.
4. Force passive (nous la négligeons dans cette vérification pour plus de sécurité).



Maintenant, pour calculer le moment de ces forces (moment résistant), nous devons préparons le tableau suivant :

Section	Surface	Poids/unité de longueur du mur	Bras de levier d'une force /O	Moment /O
1	A_1	$W_1 = A_1 \times \gamma_1$	X_1	M_1
2	A_2	$W_2 = A_2 \times \gamma_c$	X_2	M_2
3	A_3	$W_3 = A_3 \times \gamma_c$	X_3	M_3
4	A_4	$W_4 = A_4 \times \gamma_c$	X_4	M_4
		$P_{a,v}(\text{if exist}).$	B	M_V
Σ		Σv		$\Sigma M = M_R$

Avec

γ_1 = poids unitaire du sol au-dessus du talon du mur de soutènement

$$FS_{OT} = \frac{M_R}{M_{OT}} \geq 2$$

Vérification de glissement le long de la base

De même, la composante horizontale de la force active peut provoquer un déplacement du mur dans le sens horizontal (c -à-d provoquer un glissement du mur), cette force est appelée force motrice ($F_d = P_{a,h}$)

Cette force motrice sera résistée par les forces suivantes :

1- Adhérence entre le sol (sous la base) et à la base du mur de soutènement :

❖ c_a = adhérence le long de la base du mur de soutènement (kN/m)

❖ $C_a = c_a \times B$ = force d'adhérence sous la base du mur de soutènement (kN)

c_a peut être calculé à partir de la relation suivante :

$$c_a = K_2 c_2$$

c_2 : cohésion du sol sous la base

Donc la force d'adhérence est :

$$C_a = K_2 c_2 B$$

2- Force de frottement due au frottement entre le sol et la base du mur (F_{fr}):

Avec
$$F_{fr} = \mu_s N$$

N est la somme des forces verticales calculées dans le tableau de la première vérification (renversement)

$N = \Sigma V$ (y compris la composante verticale de la poussée active)

μ_s = coefficient de frottement (lié au frottement entre le sol et la base du mur)

$$\mu_s = \tan(\delta_2) \quad \delta_2 = K_1 \phi_2 \rightarrow \mu_s = \tan(K_1 \phi_2)$$

ϕ_2 = angle de frottement du sol sous la base.

$$\rightarrow F_{fr} = \sum V \times \tan(K_1 \phi_2)$$

NB

$$K_1 = K_2 = \left(\frac{1}{2} \rightarrow \frac{2}{3} \right)$$

Si vous ne les donnez pas \rightarrow prenez $K_1 = K_2 = \frac{2}{3}$

3- poussée passive P_p (calculée en utilisant la théorie de Rankine).

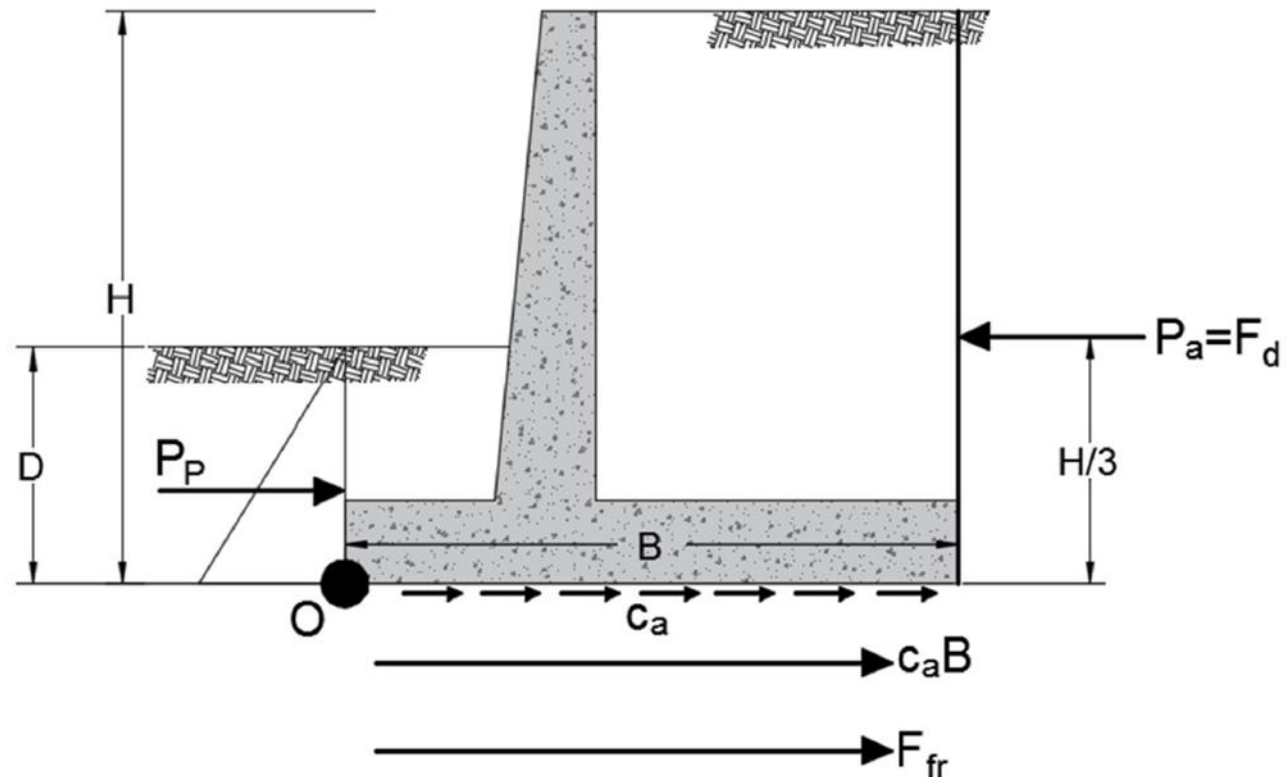
La force résistante totale F_R peut donc être calculée comme suit:

$$F_R = \sum V \times \tan(K_1 \phi_2) + K_2 c_2 B + P_p$$

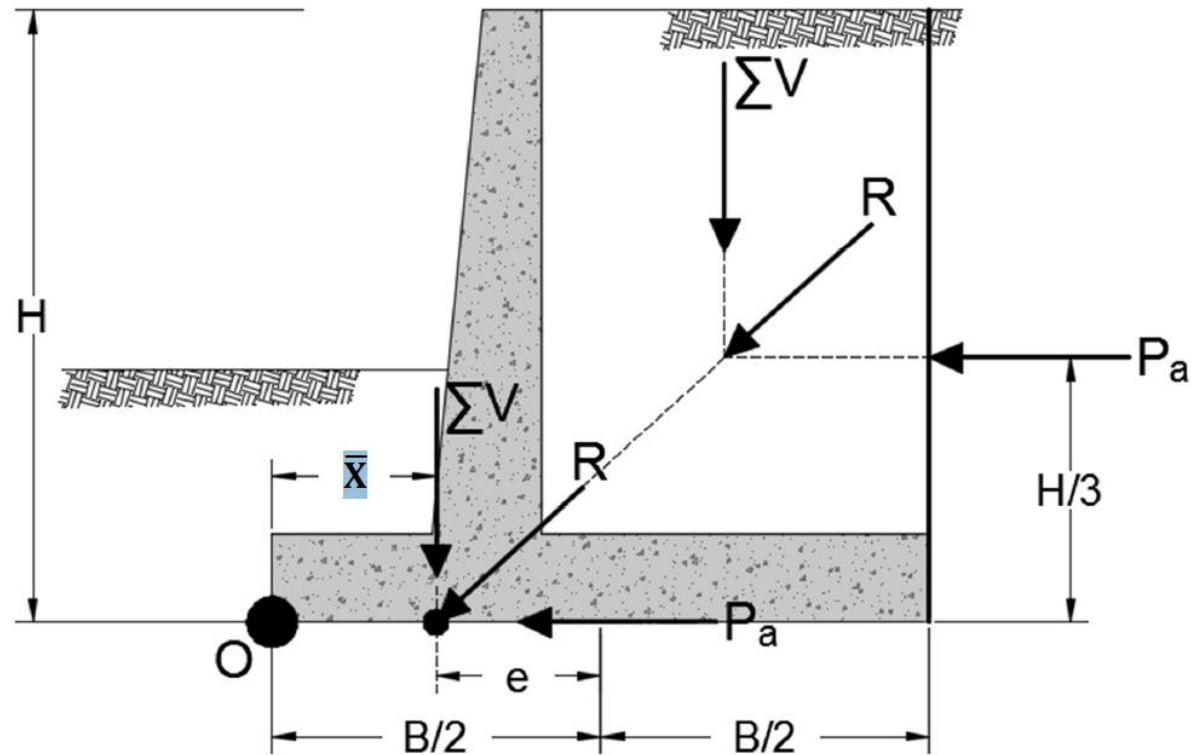
Facteur de sécurité contre le glissement:

$$FS_S = \frac{F_R}{F_d} \geq 2 \rightarrow \text{(si on considère } P_P \text{ dans } F_R)$$

$$FS_S = \frac{F_R}{F_d} \geq 1.5 \rightarrow \text{(si on ne considère pas } P_P \text{ dans } F_R)$$



❑ Vérification en cas de la perte de la capacité portante



on peut voir que la force résultante (R) n'est pas appliquée au centre de la base du mur de soutènement, il existe donc une excentricité entre la position de la force résultante et le centre de la base, cette excentricité peut être calculée comme suit :

À partir de la figure ci-dessus, prenez la somme des moments par rapport au point O:

$$M_O = \sum V \times \bar{X}$$

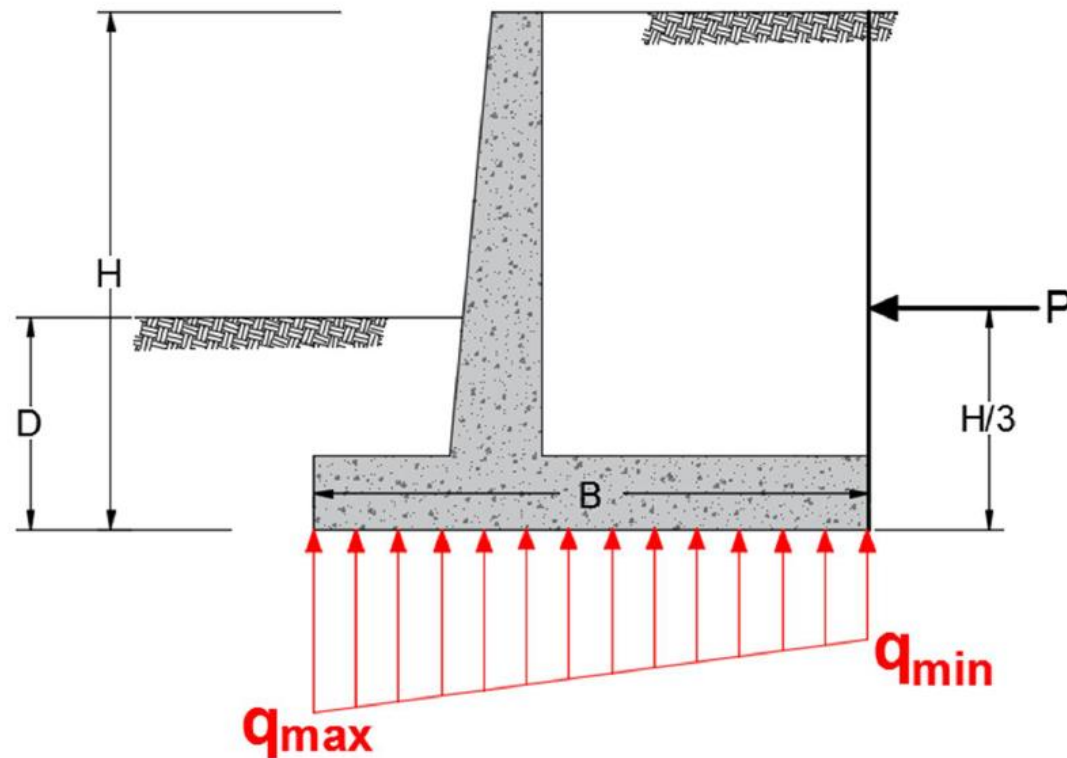
A partir de la première vérification (renversement) nous avons calculé le moment de renversement et le moment résistant autour du point O, ainsi la différence entre ces deux moments donne

$$M_O = M_R - M_{OT}$$

$$\rightarrow M_R - M_{OT} = \sum V \times \bar{X} \rightarrow \bar{X} = \frac{M_R - M_{OT}}{\sum V}$$

$$e = \frac{B}{2} - \bar{X} =$$

En raison de l'excentricité, la contrainte sous la base du mur de soutènement n'est pas uniforme (il existe des valeurs maximales et minimales).



En calculant q_{\max} et q_{\min} comme suit:

Si $e < \frac{B}{6}$

$$q_{\max} = \frac{\sum V}{B \times 1} \left(1 + \frac{6e}{B} \right)$$

$$q_{\min} = \frac{\sum V}{B \times 1} \left(1 - \frac{6e}{B} \right)$$

Si $e > \frac{B}{6}$

$$q_{\max, \text{new}} = \frac{4 \sum V}{3 \times 1 \times (B - 2e)}$$

Maintenant, nous devons vérifier **q_{\max}**

$$q_{\max} \leq q_{\text{all}} \rightarrow q_{\max} = q_{\text{all}} \quad (\text{cas critique})$$

$$FS_{B.C} = \frac{q_u}{q_{\max}} \geq 3$$

Pour calculer q_u , on utilise l'équation de Meyerhof

$$q_u = cN_c F_{cs} F_{cd} F_{ci} + qN_q F_{qs} F_{qd} F_{qi} + 0.5B\gamma N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d} F_{\gamma i}$$

c : la cohésion de sol sur la base

q : Contrainte effective au niveau de la base du mur de soutènement

$$q = \gamma_2 \times D_f \rightarrow q = \gamma_2 \times D$$

D_f : la profondeur du sol au-dessus du pied = D (voir la figure ci-dessus)

γ_2 : Poids unitaire du sol sous la base du mur de soutènement

NB : il faut faire attention et n'oubliez pas que la position de la nappe phréatique peut être

- sous la base,
- à la base
- au dessus de la base,

$$B = B' = B - 2e$$

$F_{cs} = F_{qs} = F_{\gamma s} = 1$ (puisque le mur de soutènement est considéré comme une semelle filante)

Lorsque $\frac{D}{B} \leq 1$

1. For $\phi = 0.0$

$$F_{cd} = 1 + 0.4 \left(\frac{D_f}{B} \right)$$

$$F_{qd} = 1$$

$$F_{\gamma d} = 1$$

2. For $\phi > 0.0$

$$F_{cd} = F_{qd} - \frac{1 - F_{qd}}{N_c \tan \phi}$$

$$F_{qd} = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 \left(\frac{D_f}{B} \right)$$

$$F_{\gamma d} = 1$$

Notez que la force résultante appliquée sur la base de la fondation n'est pas verticale, mais elle est inclinée avec un angle $\beta = \Psi$ (avec la verticale), cet angle peut être calculé comme suit

$$\beta = \Psi = \tan^{-1} \left(\frac{P_{a,h}}{\sum V} \right)$$

$$F_{ci} = F_{qi} = \left(1 - \frac{\beta^\circ}{90} \right)^2$$

$$F_{\gamma i} = \left(1 - \frac{\beta^\circ}{\phi^\circ} \right)$$

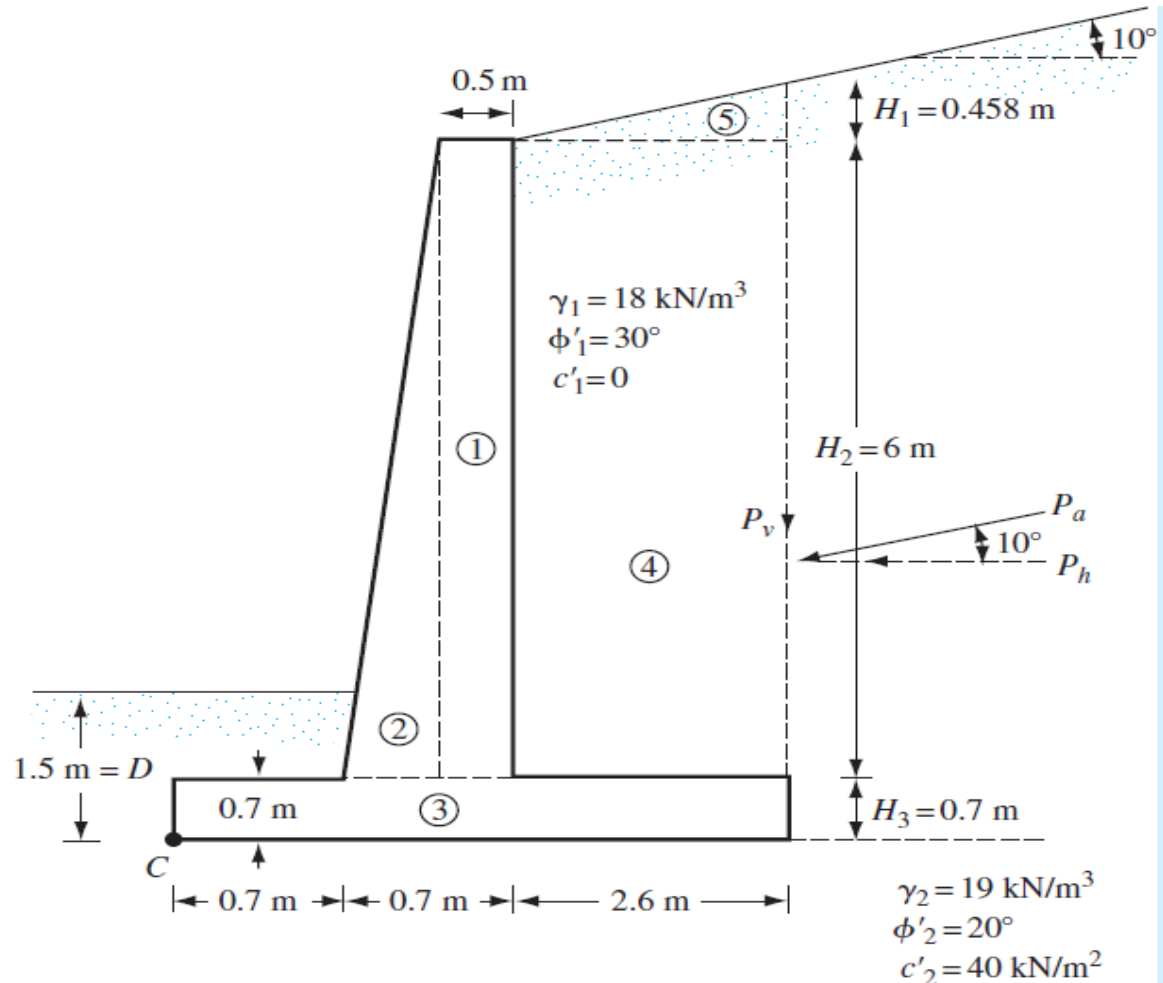
N_c , N_q , N_γ = facteurs de capacité portante de Meyerhof sont donnés en fonction de l'angle de frottement du sol sous la base par le tableau suivant

Table 3.3 Bearing Capacity Factors

ϕ'	N_c	N_q	N_γ	ϕ'	N_c	N_q	N_γ
0	5.14	1.00	0.00	26	22.25	11.85	12.54
1	5.38	1.09	0.07	27	23.94	13.20	14.47
2	5.63	1.20	0.15	28	25.80	14.72	16.72
3	5.90	1.31	0.24	29	27.86	16.44	19.34
4	6.19	1.43	0.34	30	30.14	18.40	22.40
5	6.49	1.57	0.45	31	32.67	20.63	25.99
6	6.81	1.72	0.57	32	35.49	23.18	30.22
7	7.16	1.88	0.71	33	38.64	26.09	35.19
8	7.53	2.06	0.86	34	42.16	29.44	41.06
9	7.92	2.25	1.03	35	46.12	33.30	48.03
10	8.35	2.47	1.22	36	50.59	37.75	56.31
11	8.80	2.71	1.44	37	55.63	42.92	66.19
12	9.28	2.97	1.69	38	61.35	48.93	78.03
13	9.81	3.26	1.97	39	67.87	55.96	92.25
14	10.37	3.59	2.29	40	75.31	64.20	109.41
15	10.98	3.94	2.65	41	83.86	73.90	130.22
16	11.63	4.34	3.06	42	93.71	85.38	155.55
17	12.34	4.77	3.53	43	105.11	99.02	186.54
18	13.10	5.26	4.07	44	118.37	115.31	224.64
19	13.93	5.80	4.68	45	133.88	134.88	271.76
20	14.83	6.40	5.39	46	152.10	158.51	330.35
21	15.82	7.07	6.20	47	173.64	187.21	403.67
22	16.88	7.82	7.13	48	199.26	222.31	496.01
23	18.05	8.66	8.20	49	229.93	265.51	613.16
24	19.32	9.60	9.44	50	266.89	319.07	762.89
25	20.72	10.66	10.88				

• Exemple

La figure ci-dessous montre la section transversale d'un mur de soutènement en cantilever, calculez les facteurs de sécurité relatifs au renversement, au glissement et à la capacité portante





Solution