

Faculté de Technologie
Département de Génie civil
Option Géotechnique

Mohamed Boudiaf University - M'Sila

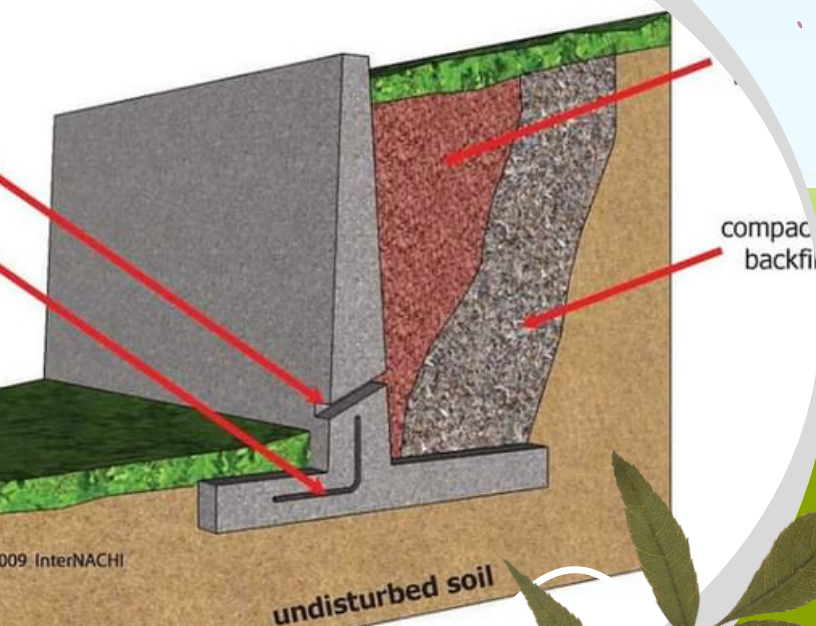


Polycopié

Talus et Soutènement

Cours et exercices

Reinforced Concrete Retaining



0561576626

@univ-msila.dz

Dr SEDDIKI ahmed



2024/2025

*Université Mohamed Boudiaf à Msila
Faculté de Technologie
Département de Génie Civil
Option Géotechnique*

Ce polycopié, destiné aux étudiants de Master 1 en géotechnique, a été élaboré par le Docteur Ahmed SEDDIKI, maître de conférences au département de génie civil de la faculté de technologie de l'Université Mohamed Boudiaf de Msila.

Matière : Talus et soutènements

Première partie : Stabilité des pentes et talus

Chapitre 1. *Stabilité des pentes en rupture plane*

Chapitre 2. *Stabilité des pentes en rupture circulaire*

Chapitre 3. *Stabilité des pentes en rupture quelconque*

Deuxième partie : Ouvrages de soutènement

Chapitre 4. *Classification des ouvrages de soutènement*

Chapitre 5. *Actions et sollicitations*

Chapitre 6. *Dimensionnement et justifications*

Avant-propos

La conception d'ouvrages de génie civil, qu'il s'agisse de routes, de bâtiments ou d'aménagements urbains, nécessite une évaluation rigoureuse des risques liés à l'instabilité des terrains.

Ce cours aborde les fondamentaux de la stabilité des pentes et de la conception des ouvrages de soutènement, deux domaines clés pour garantir la sécurité et la durabilité des ouvrages.

Ce polycopié est conçu pour accompagner les étudiants de Master 1 en géotechnique dans l'approfondissement de leurs connaissances sur la stabilité des pentes et les ouvrages de soutènement.

Il s'appuie sur les acquis de cours fondamentaux en mécanique des sols pour développer une approche rigoureuse de l'analyse et du dimensionnement de ces structures.

Les premiers chapitres sont consacrés à l'étude de la stabilité des pentes, en abordant les différents modes de rupture et les méthodes de calcul associées.

Les chapitres suivants portent sur les ouvrages de soutènement, incluant leur classification, les sollicitations auxquelles ils sont soumis et les méthodes de calcul adéquates

Une attention particulière sera portée à la **modélisation numérique** des problèmes géotechniques.

Cette approche permettra de simuler le comportement des sols et des structures, de valider les calculs analytiques et d'optimiser les conceptions.

Programme de la matière

Semestre : 1

Unité d'enseignement : UEF 1.1.2

Matière 1 : Talus et soutènements

VHS : 45h00 (Cours : 1h30, TD : 1h30)

Crédits : 4

Coefficient : 2

Objectifs de l'enseignement :

Ce cours a pour objet de permettre à l'étudiant d'approfondir ses connaissances à l'analyse de la stabilité des pentes et à la conception et au calcul des ouvrages de soutènement.

Connaissances préalables recommandées :

Mécanique des sols 1 et 2, Fondations et ouvrages géotechniques.

Contenu de la matière :

- **Première partie : Stabilité des pentes et talus**
 - Chapitre 1.** Stabilité des pentes en rupture plane (2 Semaines)
 - Chapitre 2.** Stabilité des pentes en rupture circulaire (3 Semaines)
 - Chapitre 3.** Stabilité des pentes en rupture quelconque (3 Semaines)
- **Deuxième partie : Ouvrages de soutènement**
 - Chapitre 4.** Classification des ouvrages de soutènement (1 Semaine)
 - Chapitre 5.** Actions et sollicitations (3 Semaines)
 - Chapitre 6.** Dimensionnement et justifications (3 Semaines)

Mode d'évaluation :

Contrôle continu : 40% ; Examen : 60%

Références bibliographiques :

1. F. Schlosser. *Eléments de mécanique des sols*. Ed. Presses des ponts, France.
2. F. Schlosser. *Exercices de mécanique des sols*. Ed. Presses des ponts, France.
3. J. Costet, G. Sanglerat. *Cours pratique de mécanique des sols*. Tomes 1 & 2. Ed. Dunod.
4. G. Sanglerat, G. Olivari, B. Cambou. *Problèmes pratiques de mécanique des sols et de fondations*. Tomes 1 & 2. Ed. Dunod.
5. G. Philipponnat, B. Hubert. *Fondations et ouvrages en terre*. Ed. Eyrolles.
6. J.L. Durville, G. Sève. *Stabilité des pentes : glissements en terrain meuble (C254)*. Ed. Techniques de l'ingénieur.
7. F. Schlosser. *Ouvrages de soutènement : poussées et butées (C242)*. Ed. Techniques de l'ingénieur.

Sommaire

Programme de la matière	3
Sommaire	4
Partie Cours.....	5
Première partie : Stabilité des pentes et talus	6
Chapitre 01. Stabilité des pentes en rupture plane	7
Chapitre 02. Stabilité des pentes en rupture circulaire.....	10
Chapitre 03. Stabilité des pentes en rupture quelconque	13
Deuxième partie : Ouvrages de soutènement	1
Chapitre 04. Classification des ouvrages de soutènement	15
Chapitre 05. Actions et sollicitations	17
Chapitre 06. Dimensionnement et justifications	22
Partie Travaux dirigés	26
Série de TD N° 01	27
Solutions des exercices de la première série de TD	28
Série de TD N° 02.....	30
Solutions des exercices de la deuxième série de TD	31
Série de TD N° 03.....	33
Solutions.....	33
Exercices proposés : Stabilité du mur de soutènement en maçonnerie.....	38
Partie Modélisation numérique	40
Application N° 01	41
Application N° 02	43
Application N° 03	45
Programme de la matière	Erreur ! Signet non défini.
Références bibliographiques	47
Annexes.....	48

Partie Cours

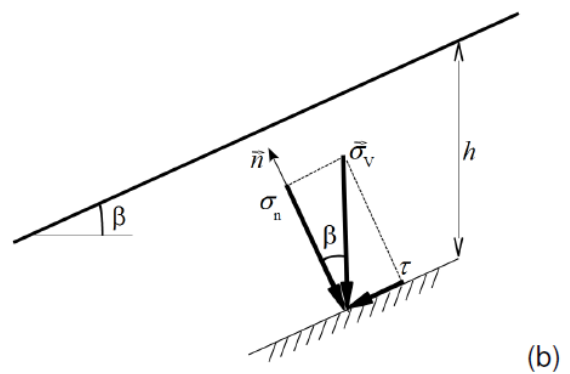
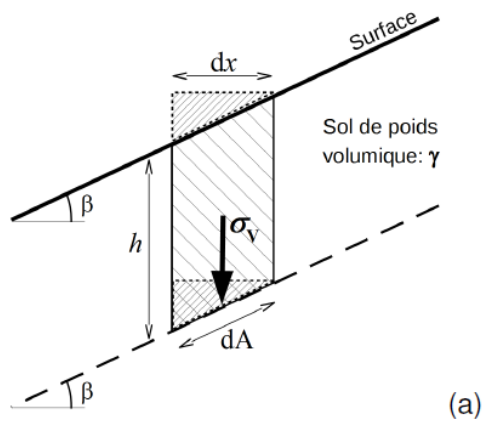
Talus et soutènements

Première partie : Stabilité des pentes et talus

Chapitre 1. Stabilité des pentes en rupture plane

Chapitre 2. Stabilité des pentes en rupture circulaire

Chapitre 3. Stabilité des pentes en rupture quelconque



Chapitre 01. Stabilité des pentes en rupture plane

1.1. Introduction

Les glissements de terrain sont des mouvements affectant les talus et les versants naturels. Ils peuvent être déclenchés par des événements naturels tels que de fortes précipitations, l'érosion, ou des séismes, mais également être induits directement ou indirectement par des activités humaines comme les travaux de terrassement. Ces glissements peuvent causer des dommages significatifs aux infrastructures et constructions.

1.2. Causes de glissement de terrain

La présence d'eau est souvent un facteur déterminant dans les glissements de terrain : des pluies intenses peuvent éroder des pentes, déplacer des matériaux déposés dans les lits des cours d'eau, et déclencher des mouvements de terrain. Les glissements peuvent également être provoqués par des modifications des conditions hydrauliques (par exemple, la vidange d'un réservoir) ou être induits par des séismes.

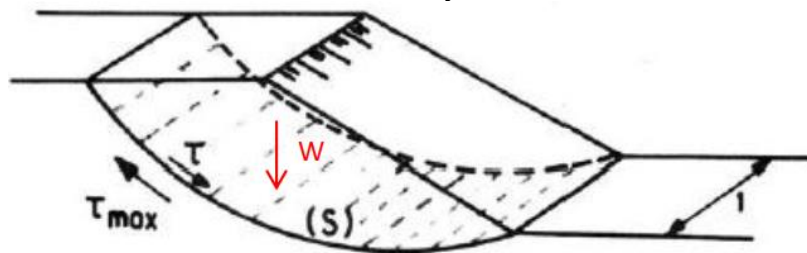
1.3. Classification des glissements de terrain

- Glissements **simples** : Ces glissements affectent généralement des matériaux meubles tels que l'argile ou la marne et se déroulent souvent de manière lente.
- Glissements **rotationnels** : Caractérisés par un basculement de la masse glissante, ils suivent une surface de rupture approximativement circulaire.
- Glissements **plans** : Ils se produisent lorsqu'une surface plane sert de guide à la rupture, permettant un glissement le long de cette surface.
- Glissements **complexes** : Sur des terrains hétérogènes, des glissements complexes peuvent se former, intégrant des segments de mouvements rotationnels et d'autres de mouvements plans.

1.4. Analyse de stabilité

L'analyse de stabilité consiste à comparer la contrainte de cisaillement τ agissant réellement le long de la surface S avec la résistance au cisaillement maximale du sol. τ_{max} La rupture est supposée se produire simultanément en tout point, et le coefficient de sécurité (local) F est défini comme suit :

$$F = \frac{\tau_{max}}{\tau}$$



Si $F > 1$: le glissement ne se produit pas

Si $F \leq 1$: une rupture par glissement est possible

De manière générale, la résistance au cisaillement est définie par :

$$\tau_{max} = c' + \sigma' \tan \varphi'$$

La contrainte de cisaillement pouvant se développer le long de la ligne de glissement est responsable des forces qui mobilisent le poids W , et s'exprime par :

$$\tau = \frac{c'}{F} + \frac{\sigma'}{F} \tan \varphi'$$

Objectif : déterminer la surface de glissement la plus critique, correspondant au coefficient de sécurité minimal.

Les méthodes couramment utilisées pour cet objectif sont :

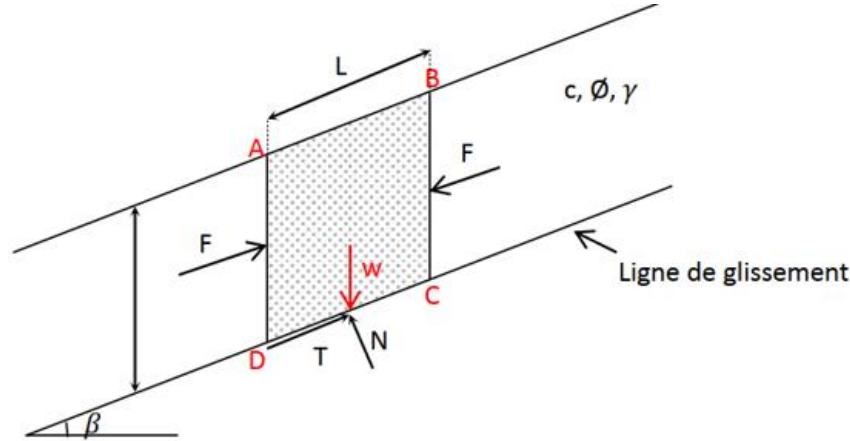
- Le calcul en rupture plane,
- Le calcul en rupture circulaire (méthode des tranches),
- La rupture non circulaire (méthode des perturbations).

1.5. Stabilité des pentes infinies (1910)

La méthode est utilisée pour un milieu homogène avec ou sans écoulement parallèle à l'inclinaison de la pente.

1.5.1. Calcul du coefficient de sécurité en cas de rupture plane (sans présence d'eau)

Pour un talus avec une surface de glissement plane (voir schéma ci-dessous), le coefficient de sécurité F peut être déterminé en analysant l'équilibre des forces appliquées sur une tranche de sol ABCD.



W : le poids de la tranche ABCD

$$W = \gamma L h \cos\beta$$

N et T les réactions normale et tangentielle à la base du bloc,

La force perpendiculaire à la ligne de glissement

$$N = W \cos\beta$$

La force parallèle à la ligne de glissement

$$T = W \sin\beta$$

Donc, les contraintes normales et de cisaillement appliquées sur la ligne de glissement sont :

$$\sigma' = \frac{N}{A} = \frac{\gamma L h \cos^2\beta}{L \cdot 1} = \gamma h \cos^2\beta$$

$$\tau = \frac{T}{A} = \frac{\gamma L h \cos\beta \sin\beta}{L \cdot 1} = \gamma h \cos\beta \sin\beta$$

On a :

$$\tau_{max} = c' + \sigma' \tan\phi' = c' + \gamma h \cos^2\beta \tan\phi'$$

Le coefficient de sécurité $F = \frac{\tau_{max}}{T}$

$$F = \frac{c + \gamma h \cos^2\beta \tan\phi}{\gamma h \cos\beta \sin\beta} = \frac{c}{\gamma h \cos^2\beta \tan\beta} + \frac{\tan\phi}{\tan\beta}$$

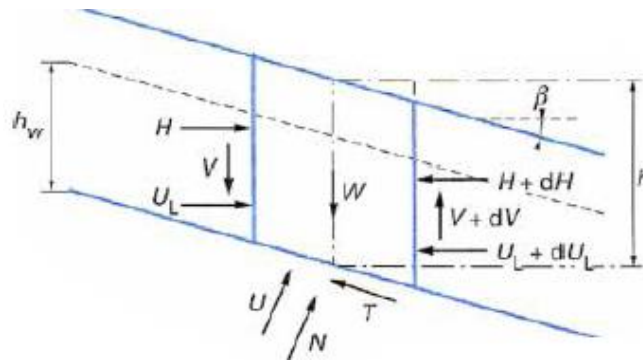
La hauteur H_{cr} critique pour un facteur de sécurité connue est donné par :

$$H_{cr} = \frac{c}{\gamma * \cos^2\beta * (F * \tan\beta - \tan\phi)}$$

1.5.2. Calcul de coefficient de sécurité en rupture plane (avec nappe d'eau)

Pour la même configuration, mais avec une nappe d'eau en surface, le coefficient de sécurité est alors déterminé par la relation suivante :

$$F = \frac{c'}{\gamma * H * \sin\beta * \cos\beta} + \frac{(\gamma * h - \gamma_w * h_w) \tan\phi'}{\gamma * h * \tan\beta}$$



Cas particulier de la nappe :

Pour une nappe d'eau en surface, les formules deviennent :

$$F = \frac{c}{\gamma_{sat} H \cos^2 \beta \tan \beta} + \frac{\gamma' \tan \varphi}{\gamma_{sat} \tan \beta}$$

La hauteur critique est déterminée par la relation :

$$H_{cr} = \frac{c}{\cos^2 \beta * (F * \gamma_{sat} * \tan \beta - \gamma' * \tan \varphi)}$$

Avec : $\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w$

Pour un matériau purement frottant :

• en l'absence d'eau :

$$F = \frac{\tan \varphi'}{\tan \beta}$$

• lorsque la nappe affleure en surface ($h_w=h$)

$$F = \left(1 - \frac{\gamma_w}{\gamma_{sat}}\right) \frac{\tan \varphi'}{\tan \beta}$$

Ce qui donne, pour un sol courant ($\gamma \approx 20 \text{ kN/m}^3$)

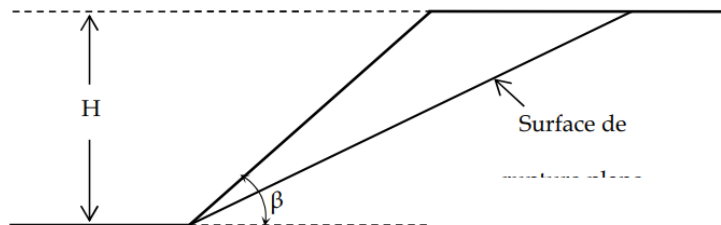
$$F = \frac{1}{2} \frac{\tan \varphi'}{\tan \beta}$$

Pour un matériau présentant un comportement purement cohérent :

$$F = \frac{1}{\cos \beta * \sin \beta} \frac{c_u}{\gamma_{sat}}$$

1.6. Stabilité des pentes finies (Méthode de Culmann, 1886)

Cette méthode est basée sur les hypothèses que la surface de rupture est plane et que le milieu est homogène, sans présence d'eau.



En faisant l'équilibre des forces s'exerçant sur le coin susceptible de glisser, on obtient le coefficient de sécurité et la hauteur critique suivants :

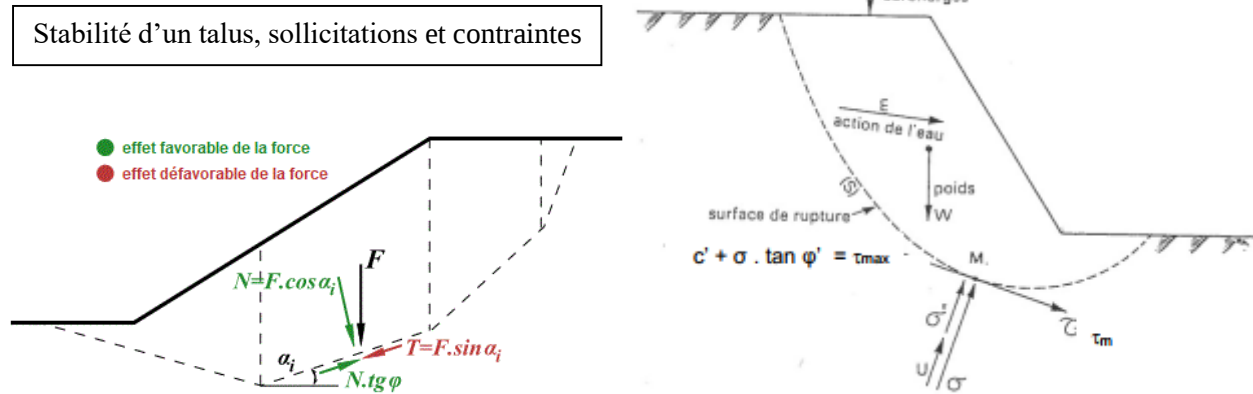
$$F = \frac{4 * c}{\gamma * H} \left[\frac{\sin \beta * \cos \varphi}{1 - \cos(\beta - \varphi)} \right]$$

$$H_{cr} = \frac{4 * c}{\gamma} \left[\frac{\sin \beta * \cos \varphi}{1 - \cos(\beta - \varphi)} \right]$$

Chapitre 02. Stabilité des pentes en rupture circulaire

2.1. Introduction

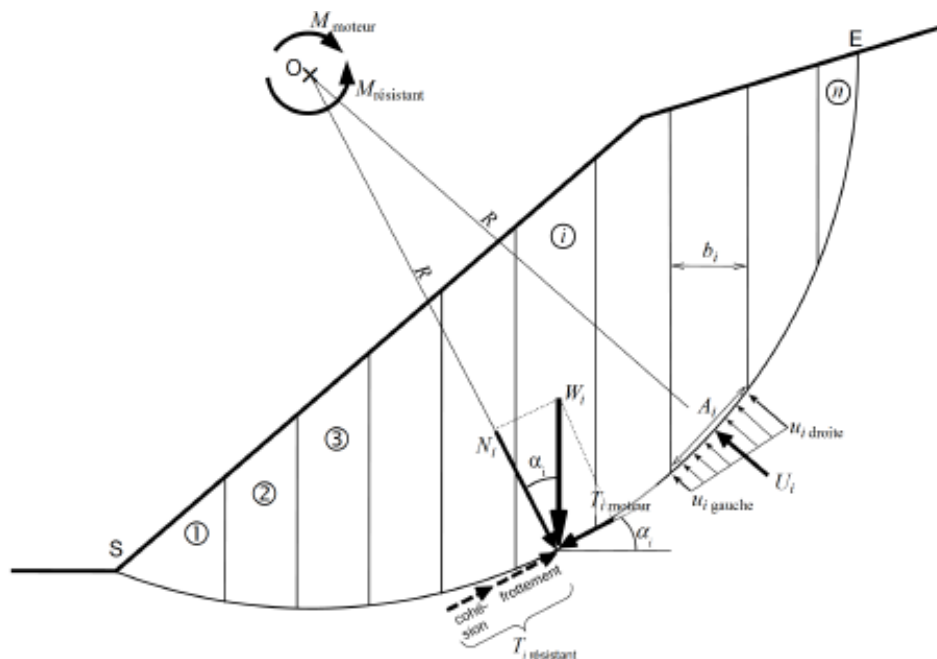
L'analyse de la stabilité des pentes est une problématique majeure en géotechnique, essentielle pour l'évaluation des glissements potentiels sur des pentes naturelles ou artificielles. La méthode de rupture circulaire est largement utilisée pour cette évaluation, prenant en compte des éléments tels que le poids spécifique des matériaux, la pression d'eau interstitielle et les effets sismiques.



Dans ce type de rupture, la surface de glissement est approximée par un arc de cercle. Une pente devient instable lorsque les forces de glissement surpassent celles de stabilisation. L'approche de calcul la plus courante est la méthode de l'équilibre limite de Fellenius, qui divise la masse du sol en tranches pour une analyse détaillée des forces.

2.2. Méthode des tranches ou méthode Suédoise

Développée par Fellenius en 1927 pour les ruptures circulaires et perfectionnée par Bishop en 1954, cette méthode a été étendue aux ruptures non circulaires par Nonveiller en 1965. La complexité et l'hétérogénéité des terrains rendent nécessaire la division de la pente en tranches, permettant une meilleure estimation des forces.

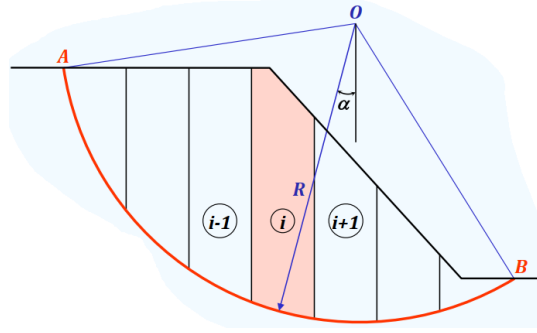


2.3. Formulation de Fellenius

La méthode de Fellenius repose sur des hypothèses simplificatrices, notamment l'absence de forces latérales ($\Delta H = 0$) et verticales ($\Delta V = 0$), avec une surface de rupture circulaire.

2.3.1. Cas d'une Rupture due au Poids Propre

Le coefficient de sécurité est calculé à partir de l'équilibre des moments autour du centre de glissement.



Le moment résistant

$$M_r = (c' \cdot l + W_i \cdot \cos \alpha_i \cdot \tan \varphi') \cdot R = \left[(c' \cdot b + W_i \cdot \cos^2 \alpha_i \cdot \tan \varphi') \cdot \frac{1}{\cos \alpha_i} \right] \cdot R$$

Sachant que

$$l_i = \frac{b_i}{\cos \alpha}$$

l : longueur de la corde (arc de cercle) de glissement de la tranche.

b : épaisseur de la tranche ($b = l \cdot \cos \alpha$).

α : angle entre la corde de la tranche et l'horizontale.

Le moment moteur

$$M_m = W_i \cdot \sin \alpha_i \cdot R$$

On obtient la valeur de F en utilisant l'expression

$$F = \frac{M_r}{M_m} = \frac{\sum \left[(c' \cdot b_i + W_i \cdot \cos^2 \alpha_i \cdot \tan \varphi') \cdot \frac{1}{\cos \alpha_i} \right]}{\sum W_i \cdot \sin \alpha_i}$$

$$F = \frac{M_r}{M_m} = \frac{\sum \left[(c' \cdot b_i + \gamma \cdot h_i \cdot \cos^2 \alpha_i \cdot \tan \varphi') \cdot \frac{1}{\cos \alpha_i} \right]}{\sum \gamma \cdot h_i \cdot \sin \alpha_i}$$

2.3.2. Effet de la Nappe Phréatique

En tenant compte de la pression interstitielle u , le facteur de sécurité F devient :

$$F = \frac{\sum [c' \cdot l + (W_i \cdot \cos \alpha_i - u_i \cdot l) \cdot \tan \varphi']}{\sum W_i \cdot \sin \alpha_i}$$

$$F = \frac{\sum \left[c' \cdot \frac{b_i}{\cos \alpha_i} + (W_i \cdot \cos \alpha_i - \frac{u_i \cdot b_i}{\cos \alpha_i}) \cdot \tan \varphi' \right]}{\sum W_i \cdot \sin \alpha_i}$$

$$F = \frac{\sum [c' \cdot b_i + (W_i \cdot \cos^2 \alpha_i - u_i \cdot b_i) \cdot \tan \varphi'] \cdot \frac{1}{\cos \alpha_i}}{\sum W_i \cdot \sin \alpha_i}$$

$$F = \frac{M_r}{M_m} = \frac{\sum [c' \cdot b_i + (\gamma \cdot h_i \cdot \cos^2 \alpha_i - u_i) \cdot \tan \varphi'] \cdot \frac{1}{\cos \alpha_i}}{\sum \gamma \cdot h_i \cdot \sin \alpha_i}$$

2.3.3. Effet du séisme

Lors d'un séisme, le facteur de sécurité est calculé en ajoutant les effets sismiques :

$$F = \frac{\sum [c' \cdot b_i + (W_i \cdot \cos^2 \alpha_i - u \cdot b) \cdot \tan \varphi'] \cdot \frac{1}{\cos \alpha_i}}{\sum W_i \cdot \sin \alpha_i + \beta \frac{K}{R} \sum W_i * q}$$

Dans cette expression :

β : coefficient qui dépend des caractéristiques dynamiques de l'ouvrage au séisme ($\beta=1,5$)

K : coefficient qui dépend du degré de sismicité de la zone et du degré d'importance de l'ouvrage ($K \approx 0,025$)

q : bras de levier de la force sismique par rapport au centre du cercle O et de rayon R

2.4. Formulation de Bishop simplifiée

Avec une hypothèse supplémentaire qui consiste à admettre que les efforts verticaux sont nuls ($\Delta V=0$).

2.4.1. Cas d'une Rupture due au Poids Propre

Le facteur de sécurité F se calcule par :

$$F = \frac{M_r}{M_m} = \frac{\sum [(c' \cdot b + W_i \cdot \tan \varphi') \cdot \frac{1}{\cos \alpha_i (1 + \tan \alpha_i \cdot \tan \varphi' / F)}]}{\sum W_i \cdot \sin \alpha_i}$$

2.4.2. Effet de la Nappe Phréatique

Lorsque la pression interstitielle u, est incluse, l'expression devient :

$$F = \frac{M_r}{M_m} = \frac{\sum [c' \cdot b + (W_i - u \cdot b) \cdot \tan \varphi'] \cdot \frac{1}{\cos \alpha_i (1 + \tan \alpha_i \cdot \tan \varphi' / F)}}{\sum W_i \cdot \sin \alpha_i}$$

Ou encore, en posant

$$m_\alpha = \cos \alpha \left[1 + \frac{\tan \alpha \cdot \tan \varphi'}{F} \right]$$

L'expression devient

$$F = \frac{M_r}{M_m} = \frac{\sum [c' \cdot b + (W_i - u \cdot b) \cdot \tan \varphi']}{m_\alpha \sum W_i \cdot \sin \alpha_i}$$

Nota : Ces calculs sont très long. Ils sont généralement traités par ordinateur.

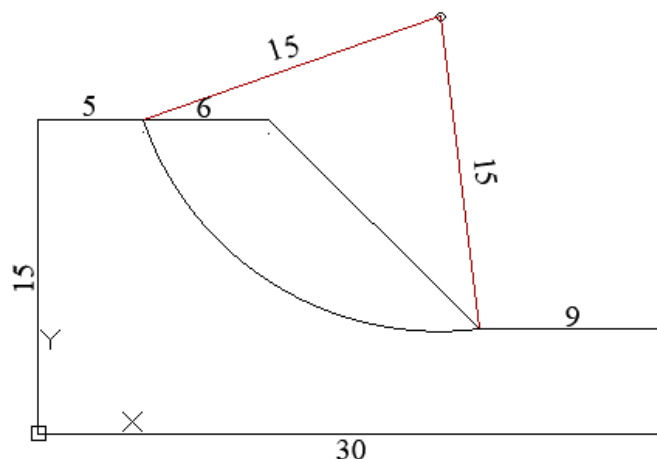
2.5. Cas particuliers des types de sols

- **Sol cohésif (argileux)** : caractérisé par une haute cohésion (c élevée) et un faible angle de frottement interne (φ faible). La rupture souvent contrôlée par la cohésion
- **Sol granulaire (sableux, graveleux)** : faible cohésion ($c \approx 0$) et angle de frottement interne élevé (φ élevé). La rupture principalement due à la composante de frottement

2.6. Applications

Calcul du facteur de sécurité d'un talus par la méthode de Fellenius.

Données : $\gamma=20 \text{ kN/m}^3$, $c'=15 \text{ kPa}$, et $\varphi'=30^\circ$.



Chapitre 03. Stabilité des pentes en rupture quelconque

3.1. Introduction

Les pentes peuvent se rompre de différentes manières, en fonction de la configuration géologique et des propriétés du sol. On distingue notamment :

a) Rupture plane

Ils se produisent lorsqu'une surface plane sert de guide à la rupture, permettant un glissement le long de cette surface.

b) Rupture circulaire

Il s'agit d'une surface de rupture en forme d'arc circulaire, typique dans les sols homogènes, cohérents, comme les argiles. La rupture circulaire est généralement analysée par des méthodes simplifiées telles que celle de **Fellenius**, qui divise le sol en tranches.

c) Rupture non circulaire

Les surfaces de rupture non circulaires peuvent apparaître dans les talus hétérogènes ou dans les sols non cohérents (comme le sable ou les graviers). La rupture est souvent complexe, avec des surfaces de glissement irrégulières. Elle peut être modélisée à l'aide de méthodes de calcul numérique ou des méthodes comme celle de **Bishop modifiée** ou de **Janbu**, qui prennent en compte des surfaces de glissement plus flexibles.

d) Rupture en Coin

Typique dans les roches ou les sols très consolidés, la rupture en coin se produit le long de deux surfaces planes. Elle est surtout étudiée en géomécaniques des roches.

3.2. Facteur de Sécurité (FS) : Principe Fondamental

Le **facteur de sécurité (FS)** est la grandeur qui permet de quantifier la stabilité d'une pente. Il est défini comme le rapport entre les **forces résistantes** (celles qui s'opposent au glissement) et les **forces déstabilisantes** (celles qui favorisent le glissement) :

$$F = \frac{\text{Forces résistantes}}{\text{Forces déstabilisantes}}$$

$$\text{si } F \begin{cases} > 1 : \text{ la pente est stable (les forces résistantes sont supérieures aux forces de glissement)} \\ = 1 : \text{ la pente est à la limite de la rupture} \\ < 1 : \text{ la pente est instable et risque de glisser} \end{cases}$$

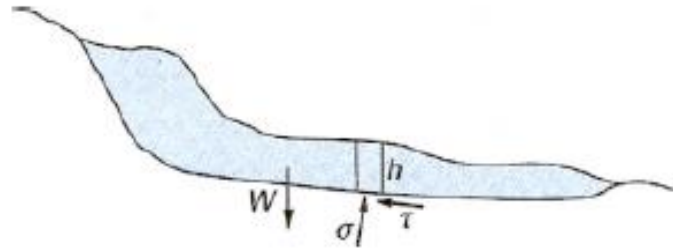
3.3. Méthode de Janbu

La méthode de Janbu, destinée aux surfaces de glissement non circulaires, permet l'évaluation de pentes complexes, notamment celles composées de couches de sols variés, grâce à une analyse en tranches intégrant des efforts horizontaux entre celles-ci pour simuler fidèlement le comportement d'un sol hétérogène. Dans sa forme initiale, cette méthode néglige les forces de cisaillement inter-tranches, mais leur influence est ensuite incluse à l'aide d'un coefficient de correction empirique f_0 , fonction du type de surface de glissement (pied, flanc ou profond), de la cohésion et de l'angle de frottement du sol. La méthode est appelée « Méthode de Janbu simplifiée » et aboutit à une expression finale du coefficient de sécurité.

$$F = f_0 \frac{1}{\sum W \tan \alpha} \sum \frac{[c b + (W - u_w b) \tan \phi]}{m_\alpha \cos \alpha}$$

3.4. Méthode des perturbations

Une autre méthode de calcul en équilibre limite, utilisée dans le cas d'une surface de rupture de forme quelconque, est la méthode dite des perturbations. C'est une méthode globale qui exprime l'équilibre de tout le massif limité par la surface de rupture ; ce massif est soumis à son poids et à la résultante de toutes les contraintes σ et τ le long de la surface de rupture.



La répartition de la contrainte normale est cette fois encore inconnue. La méthode pose l'hypothèse suivante: la contrainte normale σ sur une facette tangente à la surface de rupture (inclinaison α) s'écrit comme une perturbation de la contrainte $\sigma_0 = \gamma h \cos^2 \alpha$ normale à une facette inclinée à α , à une profondeur h , dans un massif infini incliné à α . Deux paramètres de perturbation interviennent : λ et μ . Dans le programme de calcul PETAL-LCPC, on utilise l'expression : $\sigma = \sigma_0(\lambda + \mu \tan \alpha)$

Le problème consiste alors, après discrétisation en tranches verticales, à résoudre un système de trois équations (équilibres des efforts horizontaux, des efforts verticaux et des moments) à 3 inconnues (λ , μ , F).

3.5. Approches numériques et simulations (calcul en plasticité ou à la rupture)

Pour les cas complexes ou les sols hétérogènes, les approches numériques, telles que la **méthode des éléments finis (MEF)** ou la **méthode des différences finies (MDF)**, permettent de modéliser de manière précise le comportement de la pente sous différents scénarios de charge, de conditions hydriques, et de séismes.

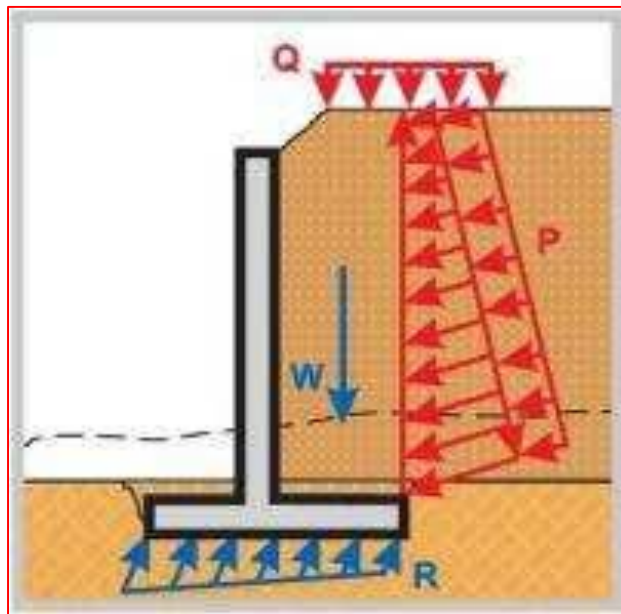
Ces méthodes permettent également de mieux visualiser les surfaces de rupture, de modéliser des matériaux anisotropes et d'intégrer des effets dynamiques dans le calcul de la stabilité.

Deuxième partie : Ouvrages de soutènement

Chapitre 4. Classification des ouvrages de soutènement

Chapitre 5. Actions et sollicitations

Chapitre 6. Dimensionnement et justifications



Chapitre 04. Classification des ouvrages de soutènement

4.1. Introduction

Un mur retenant de la terre sur un terrain en pente est un exemple d'ouvrage de soutènement.

Les ouvrages de soutènement sont des structures conçues pour stabiliser les terrains en pente et prévenir les éboulements. On les trouve en **milieu montagneux** pour protéger les routes et en **zone urbaine** pour aménager des espaces. Il existe deux grandes catégories :

- **Les murs** : Ils sont composés d'une paroi et d'une semelle. On distingue les murs en T renversé, les murs-poids (béton, maçonnerie, gabions) et les murs végétalisés.
- **Les écrans** : Ils ne possèdent qu'une paroi, comme les rideaux de palplanches, les parois moulées ou les murs en terre armée.

4.2. Classification des ouvrages de soutènements

On peut classer les ouvrages de soutènements en deux catégories :

Rigides :

- Surface de contact indéformable.
- Contraintes liées aux déplacements du terrain.
- Exemples : murs de soutènement classiques (murs poids, murs en BA).
- Stabilité : poids propre ou encastrement.

Souples :

- Surface de contact déformable.
- Contraintes liées aux déplacements et déformations.
- Exemple : rideaux de palplanches.
- Stabilité : encastrement ou ancrages.

4.3. Les ouvrages rigides

Murs poids

- **Définition** : Un mur poids est un ouvrage de soutènement dont la stabilité est assurée principalement par son propre poids. Il est généralement constitué de matériaux massifs comme le béton ou la maçonnerie.
- **Utilisation** : Les murs poids sont souvent utilisés pour des hauteurs de soutènement modérées et pour des terrains de fondation stables. Ils sont simples à mettre en œuvre et peuvent être esthétiques.

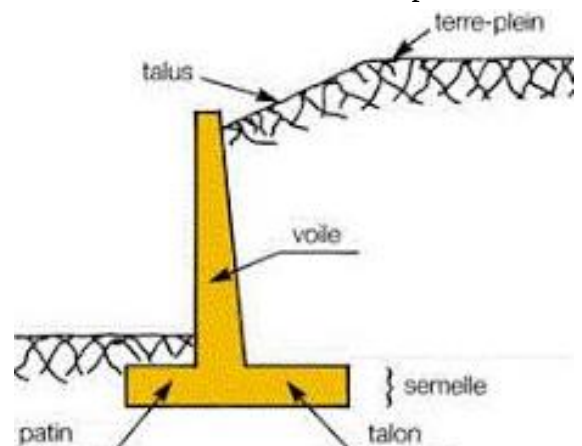


Murs en béton armé

- **Définition** : Un mur en béton armé est un ouvrage de soutènement constitué d'une ossature en acier noyée dans du béton. La résistance de l'ouvrage provient de la combinaison de ces deux matériaux.
- **Utilisation** : Très polyvalents et peuvent être utilisés pour des hauteurs de soutènement importantes. Ils permettent de réaliser des ouvrages minces et résistants, adaptés à des contraintes élevées.

Mur cantilever

- **Définition** : Un mur cantilever est un mur en béton armé dont la partie supérieure est en porte-à-faux par rapport à la semelle. Cette configuration permet de réduire l'épaisseur du mur et d'augmenter sa portée.
- **Utilisation** : Les murs cantilever sont souvent utilisés en milieu urbain, où l'encombrement est limité. Ils sont également adaptés aux terrains de fondation peu résistants.



4.4. Les ouvrages souples

Parois ancrées

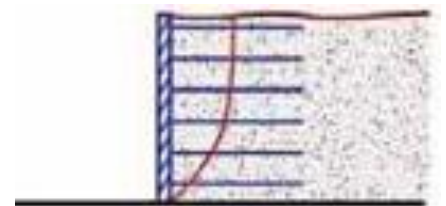
- **Définition** : Une paroi ancrée est un ouvrage de soutènement constitué d'une paroi (palplanches, parois moulées, etc.) retenue par des ancrages actifs ou passifs.
- **Définition** : Un rideau de palplanches est un ouvrage de soutènement constitué d'éléments métalliques ou en béton vibrés, enfoncés dans le sol pour former une paroi étanche.
- **Utilisation** : Les parois ancrées sont utilisées pour réaliser des fouilles profondes en milieu urbain, pour créer des étanchéités provisoires ou permanentes, et pour réaliser des parois de soutènement en milieux aquatiques.



4.5. Autres ouvrages

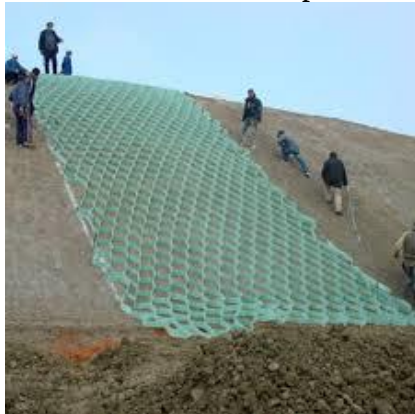
Soutènement de type « terre armée »

- **Définition** : Technique de renforcement de sols par armatures métalliques pour créer des structures stables (talus, murs). **Utilisation** : Les soutènements de type "terre armée" sont très polyvalents et peuvent être utilisés pour réaliser des talus, des murs de soutènement ou des fondations. Ils sont souvent utilisés dans les travaux routiers et ferroviaires.



Massifs en sol renforcé

- **Définition** : Un massif en sol renforcé est un ouvrage de soutènement constitué d'un remblai de terre dans lequel sont insérés des éléments de renforcement (géogrilles, géotextiles, etc.) pour améliorer sa résistance.
- **Utilisation** : Les massifs en sol renforcé sont très flexibles et peuvent s'adapter à des formes de terrain complexes. Ils sont souvent utilisés pour réaliser des talus ou des remblais importants.



En résumé, le choix d'un type d'ouvrage de soutènement dépend de nombreux facteurs, tels que :

- La hauteur de soutènement
- La nature du terrain
- Les contraintes géométriques
- Les charges à supporter
- Les conditions environnementales

Une étude géotechnique approfondie est nécessaire pour déterminer l'ouvrage de soutènement le plus adapté à chaque situation.

Chapitre 05. Actions et sollicitations

5.1 Actions

Ce sont les forces appliquées à un ouvrage, qu'il s'agisse de charges, de déformations imposées, d'accélération sismiques, ou encore de variations de température. Selon l'Eurocode 0 (EN 1990), ces actions sont classées en trois catégories principales :

- **Actions permanentes (G)** : celles qui restent constantes dans le temps, comme le poids propre de l'ouvrage.
- **Actions variables (Q)** : celles qui varient dans le temps, comme les surcharges d'exploitation.
- **Actions accidentelles (A)** : celles qui résultent d'événements imprévus, tels que les séismes ou les explosions.

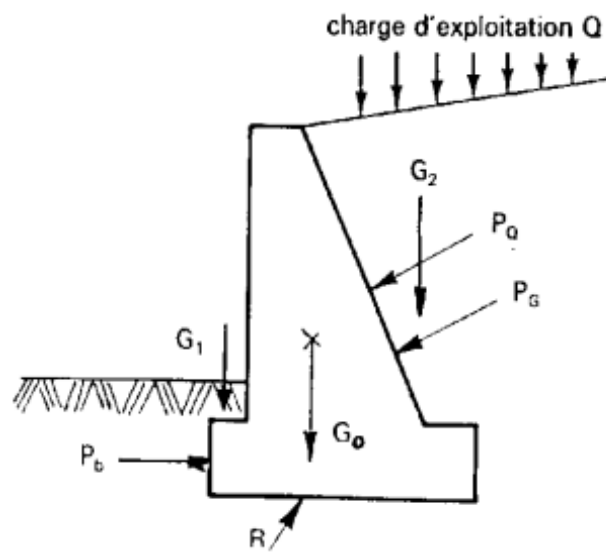
Les **actions de l'eau** contenue dans le terrain sont :

- Les **actions de l'eau** peuvent être :
 - **Statiques** (pressions hydrostatiques) si l'eau est en équilibre ou quasi-équilibre.
 - **Dynamiques** (effets hydrodynamiques) en cas de circulation d'eau.
- Le **choix des niveaux d'eau** est :
 - **Basé** sur l'étude hydrogéologique du site.
 - **Adapté** à l'état limite considéré et aux effets des actions de l'eau.

Le cas échéant les **actions sismiques** transmises par le terrain aux murs de soutènement, sont à évaluer conformément à l'Eurocode 8 (NF EN 1998).

En l'absence d'eau, les forces agissant sur un mur de soutènement sont (Figure) :

- Le **poids propre** du mur (G_0).
- Les **poids des remblais** : G_1 (aval), G_2 (amont).
- La **charge d'exploitation** appliquée au terre-plein (Q).
- Les **poussées des terres** : P_G (due au remblai) et P_Q (due à la charge Q).
- La **butée** du terrain devant le mur (P_b).
- La **réaction** du sol supportant le mur (R).



Par mesure de sécurité, l'action de la butée (P_b) est généralement négligée dans les calculs de murs de soutènement. En effet, la mobilisation de la butée nécessite des déplacements importants du terrain, ce qui est souvent incompatible avec les exigences esthétiques et fonctionnelles du projet. De plus, la butée peut être supprimée ultérieurement par des travaux de terrassement, rendant son inclusion dans les calculs potentiellement dangereuse.

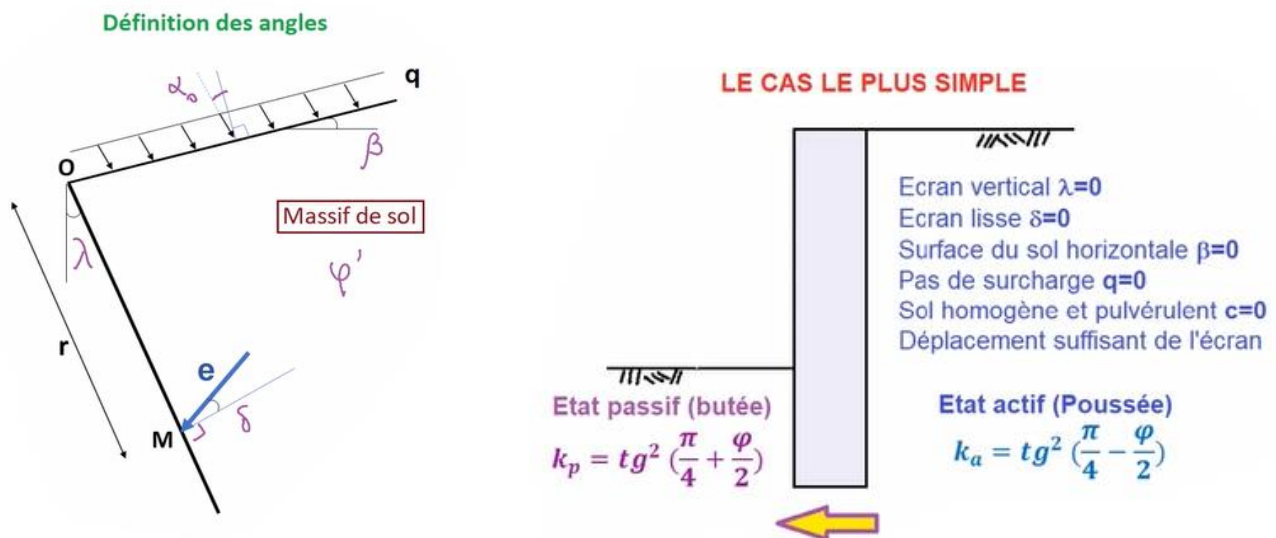
Sollicitations : L'effet de l'action : Ce sont les forces internes (moment, contrainte ...).

5.2 Hypothèses de calculs

Les calculs de poussée présentés dans ce chapitre sont basés sur des modèles théoriques développés spécifiquement pour les sols pulvérulents. En effet, la complexité du comportement des sols cohésifs et la variabilité de leur cohésion dans le temps rendent difficile leur prise en compte précise dans les calculs. Par conséquent, pour des raisons de sécurité, il est courant de négliger la cohésion du sol dans l'évaluation des efforts s'exerçant sur un mur de soutènement.

5.3 Calcul des efforts de poussée-butée

Ces efforts correspondent aux forces exercées par le sol sur un mur lorsqu'il est déplacé. Selon le sens du déplacement, on distingue la poussée active (mur s'éloigne du sol) et la butée passive (mur s'enfonce dans le sol).



Plusieurs méthodes théoriques permettent d'évaluer les efforts de poussée et de butée exercés par le sol sur une structure. Parmi les plus utilisées, on retrouve les théories de Rankine, Boussinesq et Coulomb, chacune faisant des hypothèses simplificatrices différentes sur le comportement du sol.

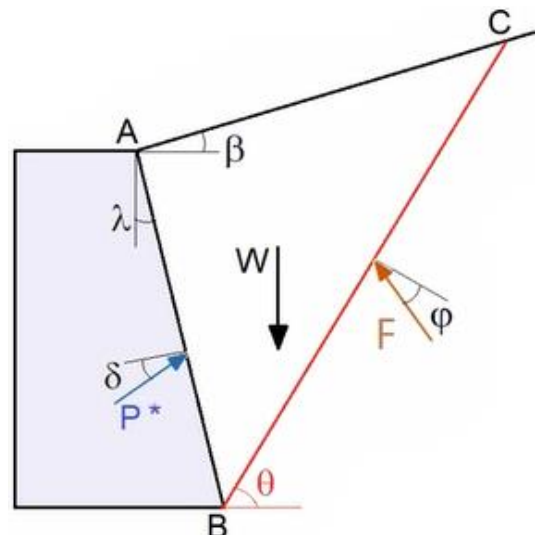
5.4 Méthode du coin de Coulomb (1776)

La méthode de Coulomb est une méthode classique utilisée pour calculer les forces exercées par un massif de terre sur une structure de soutènement (mur, écran).

Hypothèses

- Parement intérieur rectiligne (λ)
- Surface du sol rectiligne (β)
- Sol homogène pulvérulent ($c'=0$)
- Surface de rupture dans le sol plane (droite BC)
- Coin de coulomb en équilibre

A la rupture Coulomb suppose qu'il va se former dans le massif une ligne de glissement droite BC inclinée d'un angle θ par rapport à l'horizontale il va ainsi se former un coin de sol triangulaire ABC qu'on appelle coin de Coulomb.



La méthode de coulomb repose sur l'étude de l'équilibre mécanique de ce coin.

$$\vec{W} + \vec{F} + \vec{P}^* = \vec{0}$$

- W : Poids propre du mur
- F : Résultante des forces de frottements le long de la ligne de glissement BC
- P* : Réaction de l'écran sur le massif.

Cette force P* varie en fonction de l'angle θ et la force de poussée P qu'on va considérer correspond au max de P* quand θ varie.

La force de poussée P sera inclinée d'un angle δ par rapport à la normale à l'écran et c'est cet angle qui va caractériser le frottement sol/écran.

La méthode de Coulomb montre que cette force va s'écrire sous la forme :

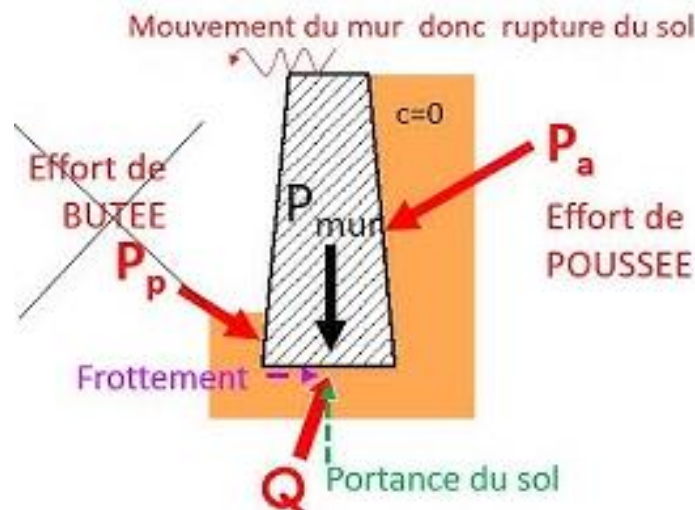
$$P = K_a \cdot \gamma \cdot \frac{AB^2}{2}$$

Le coefficient de poussée est fonction des angles ($\lambda, \beta, \varphi, \delta$) :

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

Dans le cas le plus simple c'est à dire : $\lambda=0, \beta=0, \delta=0$

$$K_a = \tan^2\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right)$$



Ce coefficient permet de calculer l'intensité de la poussée exercée par le sol sur la structure.

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

D'où

$$P_a = \frac{1}{2} \gamma h^2 \tan\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right)$$

N.B. Poncelet a généralisé cette méthode à des cas plus complexes, en tenant compte de l'inclinaison de la structure et de la présence d'un talus.

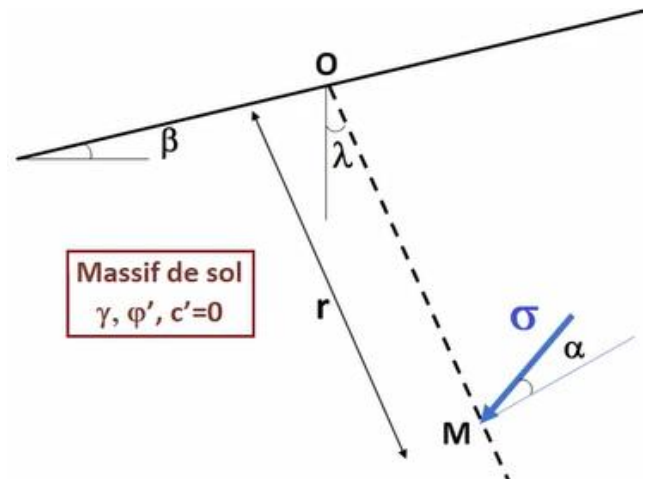
5.5 Méthode de Rankine (1857)

Hypothèses

- Massif indéfini limité par un plan incliné de
- Sol pulvérulent ($c'=0$)
- Massif en équilibre plastique
- Etat d'équilibre identique à la même profondeur

Et en conséquences :

- Les lignes de glissement sont droites
- La contrainte de poussée est proportionnelle à la profondeur



Ainsi on pourra écrire :

$$\sigma = K_a \cdot \gamma \cdot r$$

Le coefficient de poussée K_a est fonction des angles (λ, β, ϕ). Cette contrainte sera inclinée d'un angle α par rapport à la normale à l'écran. L'angle α est aussi fonction des angles (λ, β, ϕ).

Quel que soit la nature de l'écran α est le même, et par contre il ne prend pas en compte correctement le frottement sol/écran.

Cas particulier :

- Ecran vertical ($\lambda=0$)
- Surface de sol horizontal ($\beta=0$)
- Ecran parfaitement lisse ($\delta=0$)

On aura un angle $\alpha=0$ dans ce cas l'équilibre de Rankine est satisfaisant parce que la valeur $\alpha=0$ correspond bien à un écran parfaitement lisse et il rejoint le cas le plus simple :

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

Pour bien tenir compte du frottement sol/écran on a besoin d'un équilibre plus général. (on passe donc à l'équilibre de Boussinesq)

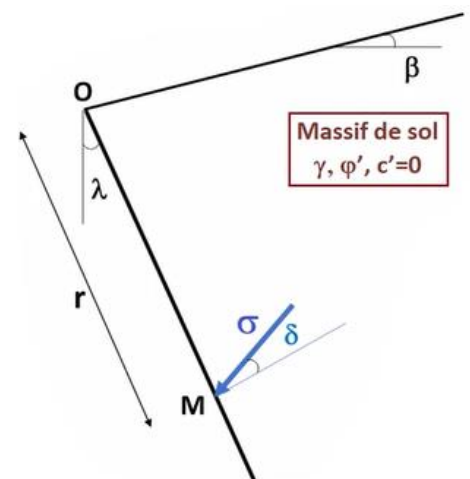
5.6 Méthode de Boussinesq (1885)

Hypothèses

- Parement intérieur rectiligne (λ)
- Surface du sol rectiligne (β) non surchargée
- Sol homogène pulvérulent ($c'=0$)
- Massif en équilibre plastique

La contrainte de poussée est inclinée d'un angle δ qui caractérise le frottement sol/mur

L'équilibre de Boussinesq considère que δ est une donnée du problème, contrairement à l'équilibre de Rankine.



Par conséquent les lignes de glissement seront incurvées au voisinage de l'écran

Par analogie à l'équilibre de Rankine la distribution des contraintes est triangulaire, c'est-à-dire qu'on peut écrire :

$$\sigma = K_a \cdot \gamma \cdot r$$

Le coefficient de poussée K_a est fonction des angles $(\lambda, \beta, \varphi, \delta)$. Il n'y a pas de solutions analytiques pour K_a mais des solutions numériques donc les coefficients de poussée sont donnés sous forme de tables les tables Caquot et Kerisel et encore plus récents les tables Kerisel et Absi.

N.B. Les valeurs des coefficients de butée sont donnés par les mêmes tables.

Cas particulier :

- Ecran vertical ($\lambda=0$)
- Surface de sol horizontal ($\beta=0$)
- Ecran parfaitement lisse ($\delta=0$)

On retrouve encore le cas le plus simple :

$$K_a = \tan^2\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right).$$

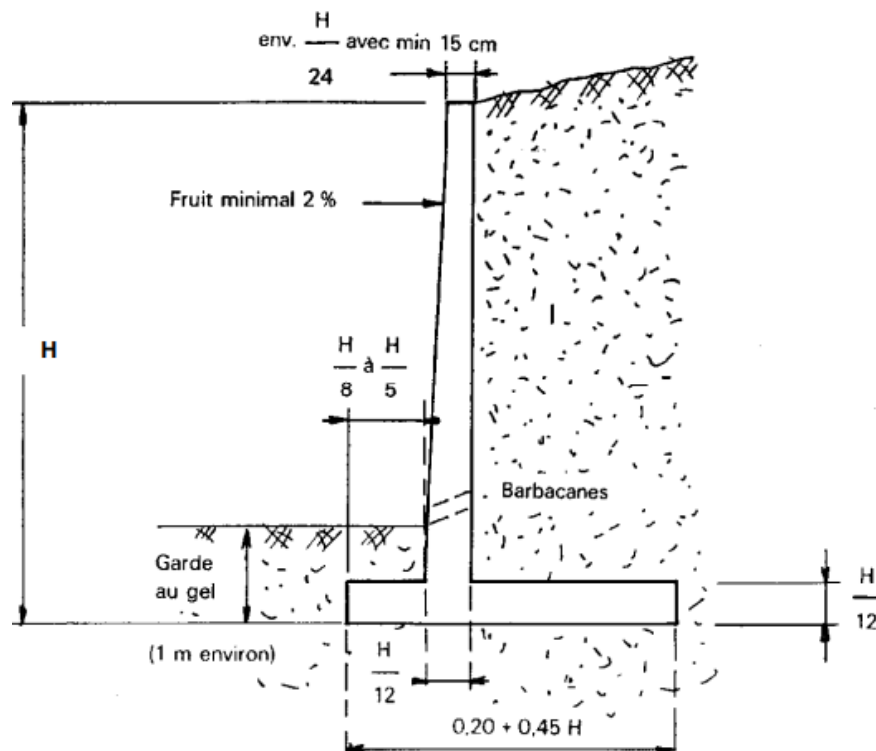
Chapitre 06. Dimensionnement et justifications

6.1. Objectif du dimensionnement

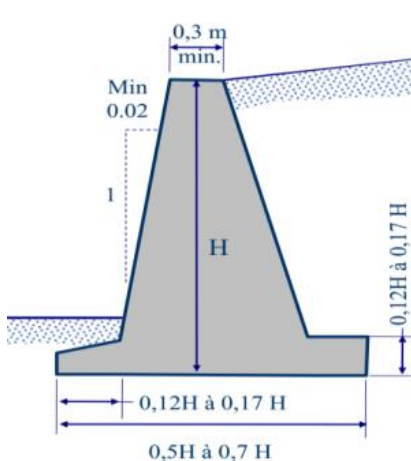
Le dimensionnement d'un ouvrage de soutènement vise à déterminer sa géométrie et sa structure pour résister aux forces appliquées, principalement la poussée des terres. Les méthodes traditionnelles, basées sur des calculs à la rupture, sont couramment utilisées pour les ouvrages rigides. Pour les structures souples, des calculs en déformation sont privilégiés.

6.2. Pré-dimensionnement

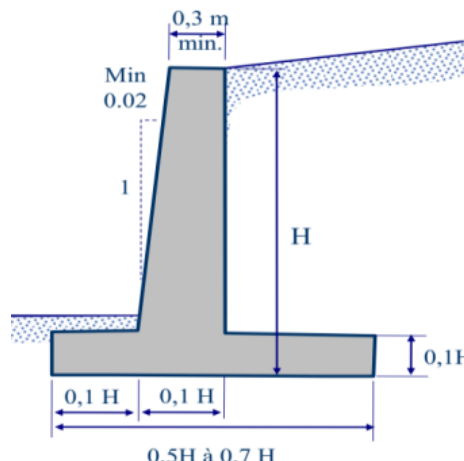
Pour les murs-cantilevers en béton armé, des règles empiriques et des logiciels spécialisés facilitent la conception. Ces outils permettent de vérifier la stabilité, de dimensionner les sections de béton et d'optimiser les dimensions globales du mur (patin, talon, semelle pour les murs en T - fruit avant, base pour les murs poids). Il est recommandé d'augmenter de 15% la largeur de semelle ainsi calculée pour garantir la stabilité externe.



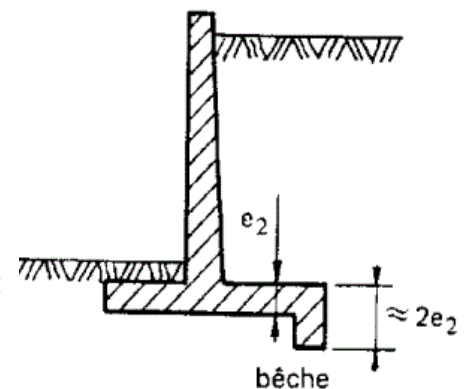
Source : Calcul des ouvrages, Sanglerat



Mur poids



Mur en porte à faux sans et avec bêche



6.3 Justification de la stabilité

La stabilité d'un ouvrage de soutènement est évaluée à l'état limite ultime en considérant différents modes de rupture : interne et externe.

Stabilité interne : Elle concerne la résistance des éléments constitutifs de l'ouvrage aux efforts appliqués.

Stabilité externe : Elle concerne la stabilité d'ensemble de l'ouvrage et de son environnement. On vérifie notamment le glissement, le renversement, le poinçonnement et la stabilité d'ensemble.

6.3.1 Règlement

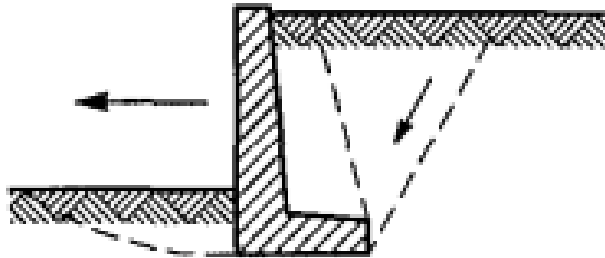
Selon l'Eurocode 7, la justification de la stabilité externe de mur de soutènement consiste à vérifier :

- La stabilité au glissement à l'ELU ;
- La stabilité au renversement par limitation de l'excentrement à l'ELU et l'ELS ;
- La stabilité au poinçonnement (défaut de capacité portante) à l'ELU et l'ELS.

A l'ELU : Combinaisons fondamentales (situation de projet durable et transitoire) Combinaisons d'actions pour les situations de projet accidentelles, ou sismiques

A l'ELS : Combinaisons caractéristiques, fréquentes, quasi-permanente

6.3.2 Stabilité au Glissement :



La stabilité au glissement est vérifiée en comparant la force stabilisatrice (résistance au glissement) à la force déstabilisante (force horizontale).

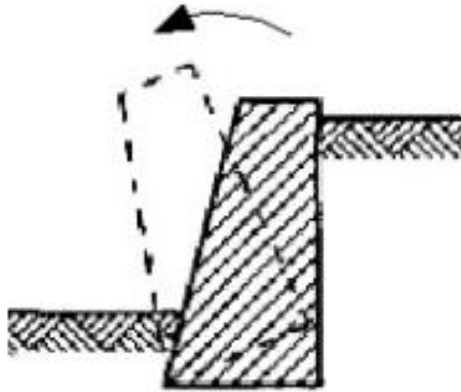
Le rapport entre les forces résistantes et motrices doit être supérieur à 1,5.

$$F_G = \frac{f \cdot F_V + c \cdot B}{F_H} \geq 1.5$$

Où :

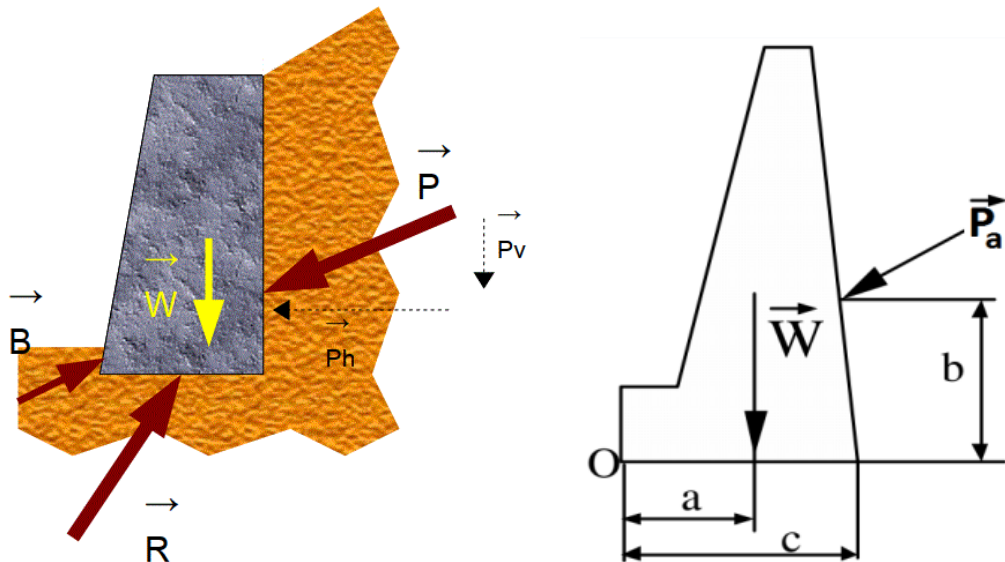
- f : coefficient de frottement entre la semelle et le sol, $f = \tan \delta$
- $\delta = f(\varphi)$ angle de frottement du sol sous le mur
- F_V : force normale (poids total vertical du mur et des charges),
- c : cohésion du sol,
- B : largeur de la semelle.
- F_H est la poussée horizontale des terres (calculée à l'aide des théories de Rankine ou Coulomb).

6.3.3 Stabilité au Renversement :

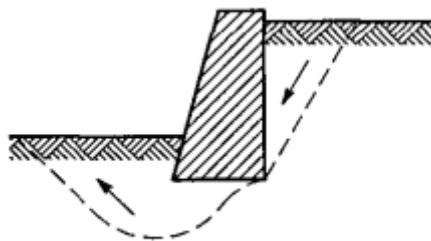


La stabilité au **renversement** est vérifiée en comparant moment résistant au moment moteur.

$$F_R = \frac{\text{Moment stabilisant (résistant)}}{\text{Moment de renversement (moteur)}} = \frac{W \cdot a + P_V \cdot c}{P_H \cdot b} \geq 1.5$$



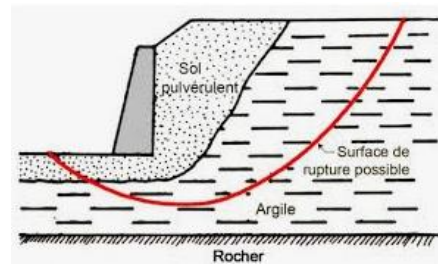
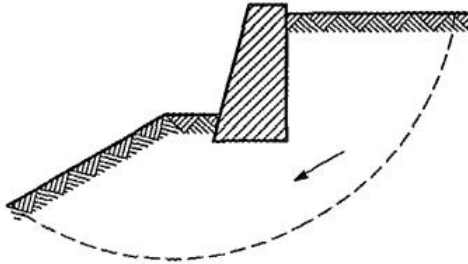
6.3.4 Stabilité au Poinçonnement : La contrainte appliquée au sol ne doit pas dépasser une fraction de sa résistance.



Cette justification relève du calcul des fondations.

6.3.5 Stabilité d'ensemble

Il s'agit d'évaluer la stabilité d'une zone plus étendue autour de l'ouvrage, qui pourrait être mise en mouvement par les modifications du terrain induites par la construction (déblais, remblais), même en l'absence de défaillance de la structure elle-même. Cette étude, relevant de la stabilité des pentes, vise à prévenir tout mouvement de masse indésirable.



6.4 Rôle de l'eau : stabilité à court terme et stabilité à long terme

L'eau dans le sol induit des comportements à court terme (non drainé) et à long terme (drainé). La stabilité des ouvrages de soutènement doit donc être vérifiée dans ces deux conditions. La présence d'eau, qu'elle soit due à l'infiltration ou à une nappe, exerce des pressions hydrostatiques pénalisantes. Un drainage efficace est indispensable pour prévenir les désordres et garantir la stabilité à long terme de l'ouvrage.

6.5 Frottement sol-mur

L'angle de frottement δ représente l'angle de résistance mobilisé entre le sol et l'écran. Cet angle dépend de la rugosité de l'interface et du sens du mouvement relatif entre les deux. En l'absence de mouvement, δ est **nul**. Il est également influencé par l'angle de frottement interne du sol (φ), qui caractérise la résistance au cisaillement du matériau. Pour des murs rugueux courants (béton, maçonnerie), on peut estimer δ à environ $2/3$ de φ en première approximation.

Partie Travaux dirigés

Talus et soutènements

Série de TD N° 01

Exercice 01

Considérons un talus avec une pente inclinée à un angle $\beta=30^\circ$, une hauteur $H=10$ m, et un poids volumique du sol $\gamma=18$ kN/m³.

Le sol possède une cohésion $c'=15$ kPa et un angle de frottement interne $\phi'=25^\circ$.

Déterminer le coefficient de sécurité F au glissement en rupture plane.

Exercice 02

Considérons un talus avec une pente inclinée à un angle $\beta=25^\circ$, une hauteur $H=5$ m, et un poids volumique du sol $\gamma=19$ kN/m³.

Le sol a une cohésion $c'=25$ kPa et un angle de frottement interne $\phi'=20^\circ$.

1. Calculer le coefficient de sécurité F au glissement en rupture plane.
2. Déterminer la hauteur H pour obtenir un facteur de sécurité $F=3$ contre la rupture le long de l'interface sol-roche.

Exercice 03

Considérons un talus avec une pente inclinée à un angle $\beta=25^\circ$, une hauteur $H=5$ m, et un poids volumique du sol $\gamma=19$ kN/m³.

Le sol a une cohésion $c'=25$ kPa et un angle de frottement interne $\phi'=20^\circ$.

Avec une nappe en surface.

1. Calculer le coefficient de sécurité F au glissement en rupture plane.
2. Déterminer la hauteur H pour obtenir un facteur de sécurité $F=3$ contre la rupture le long de l'interface sol-roche.

Solutions des exercices de la première série de TD**Exercice 01**

Calcul du poids de la tranche, donné par : $W = \gamma L H \cos\beta$

Les forces normales (N) et de cisaillement (T) s'expriment respectivement par :

$$N = W \cos\beta \quad ; \quad T = W \sin\beta$$

La contrainte normale σ

$$\sigma' = \frac{N}{A} = \frac{\gamma L H \cos^2\beta}{L \cdot 1} = \gamma H \cos^2\beta = 18 \times 10 \times \cos^2(30) = 135 \text{ kPa}$$

La contrainte tangentielle τ

$$\tau = \frac{T}{A} = \frac{\gamma L H \cos\beta \sin\beta}{L \cdot 1} = \gamma H \cos\beta \sin\beta = 18 \times 10 \times \cos(30) \times \sin(30) = 77.94 \text{ kPa}$$

Calcul de la contrainte de cisaillement maximale $\tau_{\max}$

$$\tau_{\max} = c' + \sigma' \tan\phi' = 15 + 135 \times \tan(25) = 77.95 \text{ kPa}$$

Le coefficient de sécurité (F) est finalement : $F = \frac{\tau_{\max}}{\tau} = \frac{77.95}{77.94} = 1.00$

La pente est à la limite de stabilité. Un glissement pourrait se produire si des conditions supplémentaires, telles qu'une augmentation de la charge ou des précipitations intenses, se manifestent.

Exercice 02

1. Calculer le coefficient de sécurité F

La contrainte normale σ :

$$\sigma' = \frac{N}{A} = \frac{\gamma L H \cos^2\beta}{L \cdot 1} = \gamma H \cos^2\beta = 19 \times 5 \times \cos^2(25) = 78.03 \text{ kPa}$$

La contrainte tangentielle τ

$$\tau = \frac{T}{A} = \frac{\gamma L H \cos\beta \sin\beta}{L \cdot 1} = \gamma H \cos\beta \sin\beta = 19 \times 5 \times \cos(25) \times \sin(25) = 36.39 \text{ kPa}$$

Calcul de la contrainte de cisaillement maximale

$$\tau_{\max} = c' + \sigma' \tan\phi' = 15 + 78.03 \times \tan(20) = 53.40 \text{ kPa}$$

Le coefficient de sécurité (F) est finalement

$$F = \frac{\tau_{\max}}{\tau} = \frac{53.40}{36.39} = 1.47$$

La pente est stable à la rupture au glissement plan sous l'effet du poids propre des terres.

2. Hauteur critique qui permet d'avoir un facteur de sécurité F=3

Première méthode : directement de la formule du facteur de sécurité F

$$F = \frac{c'}{\gamma H \cos^2\beta \tan\beta} + \frac{\tan\phi'}{\tan\beta}$$

$$3 = \frac{25}{19 * H \cos^2 25 \tan 25} + \frac{\tan 20}{\tan 25}$$

$$\frac{25}{19 * H \cos^2 25 \tan 25} = 3 - \frac{\tan 20}{\tan 25} = 3 - 0.78 \approx 2.22$$

$$H_{cr} = \frac{25}{19 * \cos^2 25 \tan 25} = \frac{25}{2.22 * 19 * \cos^2 25 \tan 25} = 1.55m$$

Deuxième méthode : En utilisant la relation citée ci-dessus

$$H_{cr} = \frac{c'}{\gamma * \cos^2 \beta * (F * \tan \beta - \tan \varphi')}$$

Exercice 03

1. Le facteur de sécurité est déterminé par la relation

$$F = \frac{c'}{\gamma_{sat} H \cos^2 \beta \tan \beta} + \frac{tg \varphi'}{\tan \beta} = \frac{25}{19 * 5 \cos^2 25 \tan 25} + \frac{tg 20}{\tan 25} = 0.93$$

Sous l'effet de la nappe le talus est instable.

2. La hauteur critique est déterminée par la relation

$$H_{cr} = \frac{c'}{\cos^2 \beta * (F * \gamma_{sat} * \tan \beta - \gamma' * \tan \varphi')} = \frac{25}{\cos^2 25 * (3 * 19 * \tan 25 - 6 * \tan 20)} = 1.25m$$

Solutions des exercices de la deuxième série de TD

Solution de l'Exercice 01

Méthode 01

	1	2	3	4	5	6
Tranche	α	cL	W	$W \cdot \cos(\alpha) \cdot \tan(\varphi)$	$W \cdot \sin(\alpha)$	(2)+(4)
1	62	64	91	25	80	89
2	48	45	204	79	152	124
3	38	38	279	127	172	165
4	29	34	291	147	141	181
5	20	32	248	134	85	166
6	12	31	191	108	40	138
7	5	30	122	70	11	101
8	-3	30	44	25	-2	55
					678	1019
$F = \frac{\sum 6}{\sum 5} =$						1.50

Méthode 02

	7*9											12*11		13+15			
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17
Tranche	γ	b	h	W	α	$\sin(\alpha)$	$\cos(\alpha)$	$Mm=W*\sin(\alpha)$	$W*\cos(\alpha)$	φ	$\tan(\varphi)$	$W*\cos^2(\alpha)$	$W*\cos^2(\alpha)*\tan(\varphi)$	c	c*b	$c*b+W*\cos^2(\alpha)*\tan(\varphi)$	Mr
1	20	2.00	2.27	90.8	62	0.88	0.47	80.17	42.63	30	0.58	20.01	11.55	15	30	41.55	88.51
2	20	2.00	5.11	204.4	48	0.743	0.669	151.90	136.77	30	0.58	91.52	52.84	15	30	82.84	123.80
3	20	2.00	6.97	278.8	38	0.616	0.788	171.65	219.70	30	0.58	173.12	99.95	15	30	129.95	164.91
4	20	2.00	7.28	291.2	29	0.485	0.875	141.18	254.69	30	0.58	222.76	128.61	15	30	158.61	181.35
5	20	2.00	6.19	247.6	20	0.342	0.940	84.68	232.67	30	0.58	218.64	126.23	15	30	156.23	166.26
6	20	2.00	4.77	190.8	12	0.208	0.978	39.67	186.63	30	0.58	182.55	105.40	15	30	135.40	138.42
7	20	2.00	3.06	122.4	5	0.087	0.996	10.67	121.93	30	0.58	121.47	70.13	15	30	100.13	100.51
8	20	2.00	1.09	43.6	-3	-0.052	0.999	-2.28	43.54	30	0.58	43.48	25.10	15	30	55.10	55.18
								678									1019
												FS	1.50				

Série de TD N° 03

Exercice 01 : Etude de la Stabilité d'un mur de soutènement en béton armé**Données :**

Matériaux constitutif du mur : Béton armé

- Poids volumique du mur $\gamma_{BA} = 2.5 \text{ t/m}^3$
- Poids volumique du sol $\gamma_s = 1.8 \text{ t/m}^3$
- Angle de frottement $\varphi = 30.0^\circ$
- Coefficient de frottement béton-sol $f = 0.60$

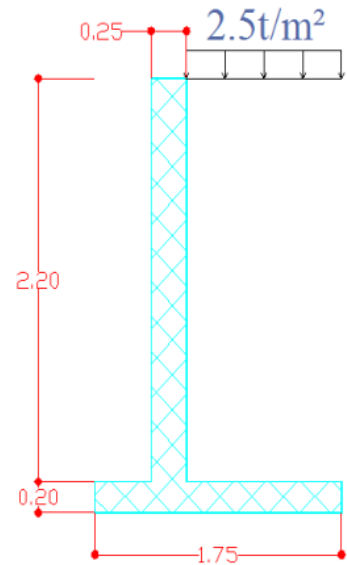
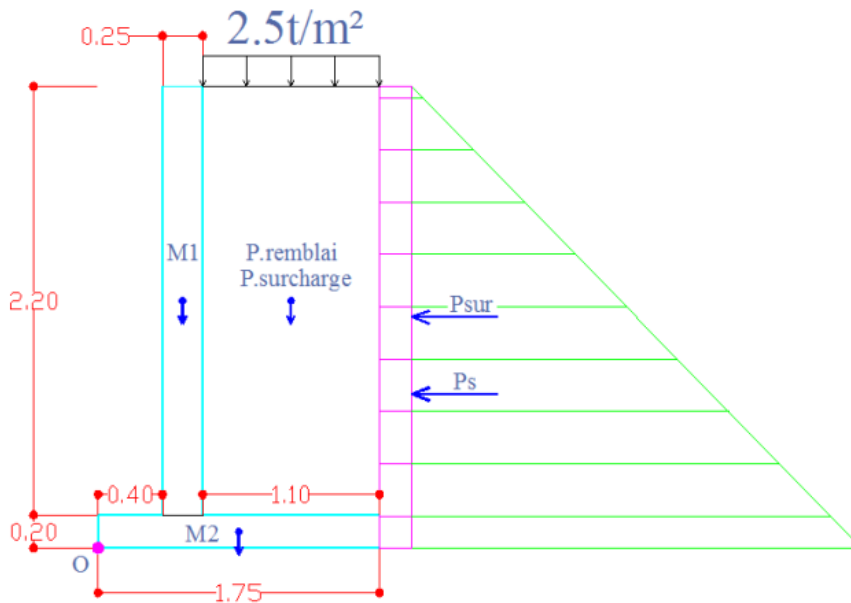
Surcharge $q = 2.5 \text{ t/m}^2$

Coefficient de sécurité au glissement = 1.5

Coefficient de sécurité au renversement = 1.25

Le coefficient de poussée des terres

$$K_a = \tan^2(45^\circ - \frac{\varphi}{2})$$

**Solutions****1. Vérification de la stabilité au glissement par rapport à la base du mur****Actions Verticales**Poids du voile (rideau) : $2.5 \times 0.25 \times 2.20 \times 1 \approx 1.38 \text{ t}$ Poids de la semelle : $2.5 \times 0.20 \times 1.75 \times 1 \approx 0.88 \text{ t}$ Poids du remblai (sol) : $1.8 \times 1.10 \times 2.20 \times 1 \approx 4.36 \text{ t}$ Poids de la surcharge (q) : $2.5 \times 1.10 \times 1 = 2.75 \text{ t}$ **Total des actions verticales = 9.37t****Actions Horizontales**Poussée des terres : $\frac{1}{2} \times 0.33 \times 1.8 \times 2.40^2 \approx 1.71 \text{ t}$ Poussée de la surcharge q : $0.33 \times 2.5 \times 2.40 \approx 1.98 \text{ t}$

Total des actions horizontales = 3.69t

$$F_G = \frac{f \times \sum \text{Forces retenant l'ouvrage}}{\sum \text{Forces faisant glisser l'ouvrage}} \geq 1.5$$

$$F_G = \frac{0.60 \times 9.37}{3.69} = 1.52 > 1.5$$

Conclusion : L'ouvrage est stable au glissement par rapport à la base du mur.

2. Vérification de la stabilité au renversement

Actions Verticales		
Force	Bras/O (m)	Moment/O (t.m)
Poids du voile (rideau) : $2.5 \times 0.25 \times 2.20 \times 1 \approx 1.38\text{t}$	0.525	0.72
Poids de la semelle : $2.5 \times 0.20 \times 1.75 \times 1 \approx 0.88\text{t}$	0.875	0.77
Poids du remblai (sol) $1.8 \times 1.10 \times 2.20 \times 1 \approx 4.36\text{t}$	1.20	5.23
Poids de la surcharge (q) : $2.5 \times 1.10 \times 1 = 2.75\text{t}$	1.20	3.30
		10.02

Actions Horizontales		
Force	Bras/O (m)	Moment/O (t.m)
Poussée des terres $\frac{1}{2} \times 0.33 \times 1.8 \times 2.40^2 \approx 1.71\text{t}$	0.80	1.37
Poussée de la surcharge q $0.33 \times 2.5 \times 2.40 \approx 1.98\text{t}$	1.20	2.38
		3.75

$$F_R = \frac{\sum \text{Moments retenant l'ouvrage}}{\sum \text{Moments faisant renverser l'ouvrage}} \geq 1.25$$

$$F_R = \frac{10.02}{3.75} = 2.67 > 1.25$$

Conclusion : L'ouvrage est stable au renversement.

Exercice 02 : Etude de la Stabilité d'un mur de soutènement en béton armé**Données :**

Matériaux constitutif du mur : Béton armé

- Poids volumique du mur $\gamma_{BA} = 2.4 \text{ t/m}^3$
- Poids volumique du sol $\gamma_s = 1.8 \text{ t/m}^3$
- Angle de frottement $\varphi = 30.0^\circ$
- Coefficient de frottement béton-sol $f = 0.60$

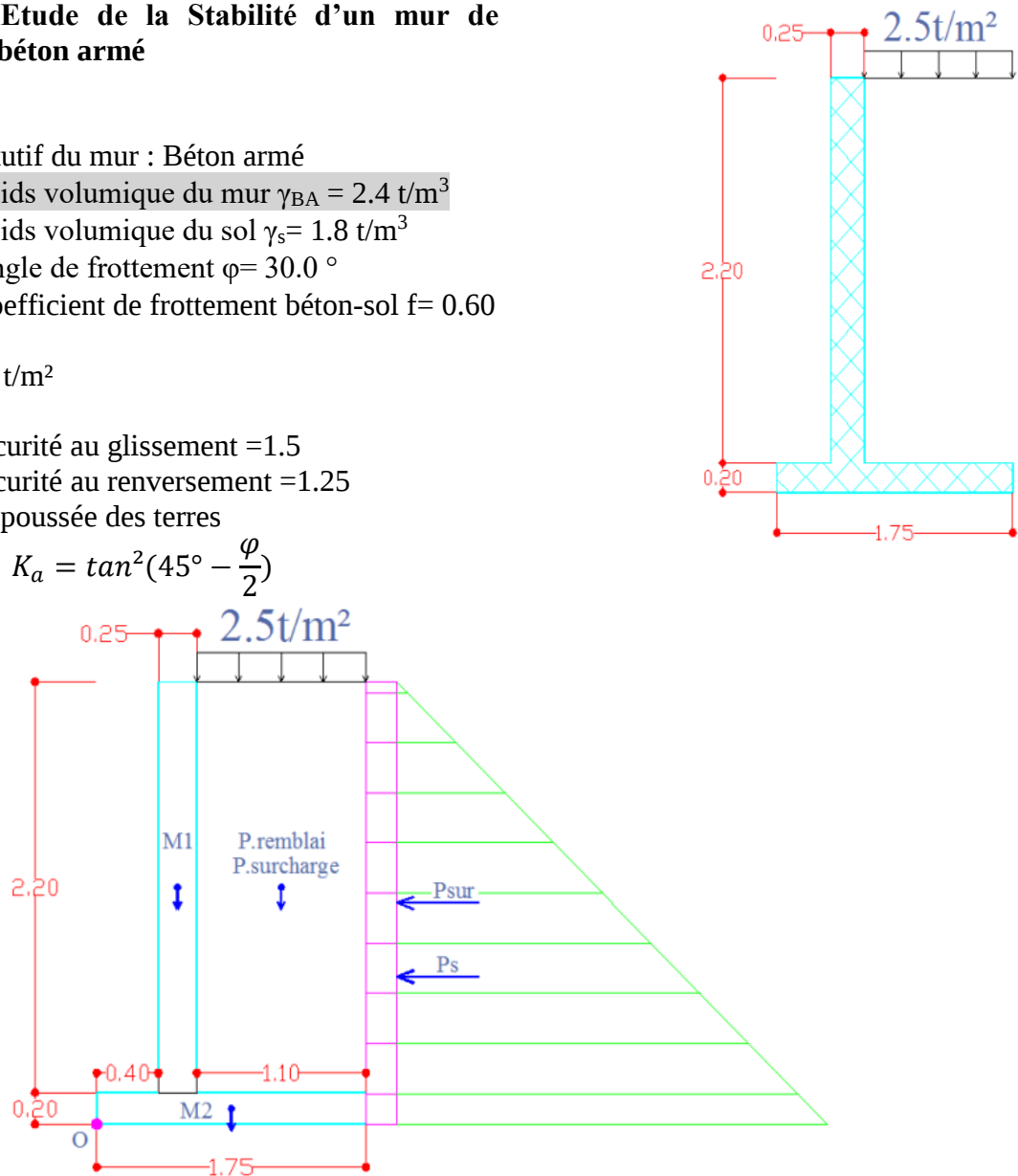
Surcharge $q = 2.5 \text{ t/m}^2$

Coefficient de sécurité au glissement = 1.5

Coefficient de sécurité au renversement = 1.25

Le coefficient de poussée des terres

$$K_a = \tan^2\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right)$$

**1. Vérification de la stabilité au glissement par rapport à la base du mur****Actions Verticales**Poids du voile (rideau) : $2.4 \times 0.25 \times 2.20 \times 1 \approx 1.32\text{t}$ Poids de la semelle : $2.4 \times 0.20 \times 1.75 \times 1 \approx 0.84\text{t}$ Poids du remblai (sol) : $1.8 \times 1.10 \times 2.20 \times 1 \approx 4.36\text{t}$ Poids de la surcharge (q) : $2.5 \times 1.10 \times 1 = 2.75\text{t}$ **Total des actions verticales = 9.27t****Actions Horizontales**Poussée des terres : $\frac{1}{2} \times 0.33 \times 1.8 \times 2.40^2 \approx 1.71\text{t}$ Poussée de la surcharge q : $0.33 \times 2.5 \times 2.40 \approx 1.98\text{t}$ **Total des actions horizontales = 3.69t**

$$F_G = \frac{f \times \sum \text{Forces retenant l'ouvrage}}{\sum \text{Forces faisant glisser l'ouvrage}} \geq 1.5$$

$$F_G = \frac{0.60 \times 9.27}{3.69} = 1.51 > 1.5$$

Conclusion : L'ouvrage est stable au glissement par rapport à la base du mur.

2. Vérification de la stabilité au renversement

Actions Verticales		
Force	Bras/O (m)	Moment/O (t.m)
Poids du voile (rideau) : $2.5 \times 0.25 \times 2.20 \times 1 \approx 1.38\text{t}$	0.525	0.70
Poids de la semelle : $2.5 \times 0.20 \times 1.75 \times 1 \approx 0.88\text{t}$	0.875	0.73
Poids du remblai (sol) $1.8 \times 1.10 \times 2.20 \times 1 \approx 4.36\text{t}$	1.20	5.23
Poids de la surcharge (q) : $2.5 \times 1.10 \times 1 = 2.75\text{t}$	1.20	3.30
		9.96

Actions Horizontales		
Force	Bras/O (m)	Moment/O (t.m)
Poussée des terres $\frac{1}{2} \times 0.33 \times 1.8 \times 2.40^2 \approx 1.71\text{t}$	0.80	1.37
Poussée de la surcharge q $0.33 \times 2.5 \times 2.40 \approx 1.98\text{t}$	1.20	2.38
		3.75

$$F_R = \frac{\sum \text{Moments retenant l'ouvrage}}{\sum \text{Moments faisant renverser l'ouvrage}} \geq 1.25$$

$$F_R = \frac{9.96}{3.75} = 2.66 > 1.25$$

Conclusion : L'ouvrage est stable au renversement.

Exercice 01 : Vérification de la stabilité au glissement et au renversement

Actions Verticales				Actions Horizontales			
Elément	Force	Bras	Moment/O	Elément	Force	Bras	Moment/O
Poids du voile (rideau)	$2.5 \times 0.25 \times 2.20 \times 1 \approx 1.38\text{t}$	0.525	0.72	Poussée des terres	$0.5 \times 0.33 \times 1.8 \times 2.40^2 1.71\text{t}$	0.80	1.37
Poids de la semelle	$2.5 \times 0.20 \times 1.75 \times 1 \approx 0.88\text{t}$	0.875	0.77	Poussée de la surcharge q	$0.33 \times 2.5 \times 2.40 \approx 1.98\text{t}$	1.20	2.38
Poids du remblai (sol)	$1.8 \times 1.10 \times 2.20 \times 1 = 4.36\text{t}$	1.20	5.23				
Poids de la surcharge (q)	$2.5 \times 1.10 \times 1 = 2.75\text{t}$	1.20	3.30				
$\sum F_{\text{Retenant}} = 9.37 \text{ t}$			$\sum R_{\text{Retenant}} = 10.02 \text{ t.m}$	$\sum F_{\text{Glissant}} = 3.69 \text{ t}$			$\sum M_{\text{Retenant}} = 3.75 \text{ t.m}$

$F_G = \frac{f \times \sum \text{Forces retenant l'ouvrage}}{\sum \text{Forces faisant glisser l'ouvrage}} \geq 1.5$ $F_G = \frac{0.60 \times 9.37}{3.69} = 1.52 > 1.5$ Conclusion : L'ouvrage est stable au glissement par rapport à la base du mur.	$F_R = \frac{\sum \text{Moments retenant l'ouvrage}}{\sum \text{Moments faisant renverser l'ouvrage}} \geq 1.25$ $F_R = \frac{10.02}{3.75} = 2.67 > 1.25$ Conclusion : L'ouvrage est stable au renversement.
---	--

Exercice 02 : Vérification de la stabilité au glissement et au renversement

Actions Verticales				Actions Horizontales			
Elément	Force	Bras	Moment/O	Elément	Force	Bras	Moment/O
Poids du voile (rideau)	$2.4 \times 0.25 \times 2.20 \times 1 \approx 1.32\text{t}$	0.525	0.72	Poussée des terres	$0.5 \times 0.33 \times 1.8 \times 2.40^2 1.71\text{t}$	0.80	1.37
Poids de la semelle	$2.4 \times 0.20 \times 1.75 \times 1 \approx 0.84\text{t}$	0.875	0.77	Poussée de la surcharge q	$0.33 \times 2.5 \times 2.40 \approx 1.98\text{t}$	1.20	2.38
Poids du remblai (sol)	$1.8 \times 1.10 \times 2.20 \times 1 = 4.36\text{t}$	1.20	5.23				
Poids de la surcharge (q)	$2.5 \times 1.10 \times 1 = 2.75\text{t}$	1.20	3.30				
$\sum F_R = 9.27 \text{ t}$			$\sum M_R = 9.96 \text{ t.m}$	$\sum F_G = 3.69 \text{ t}$			$\sum M_R = 3.75 \text{ t.m}$

$F_G = \frac{f \times \sum \text{Forces retenant l'ouvrage}}{\sum \text{Forces faisant glisser l'ouvrage}} \geq 1.5$ $F_G = \frac{0.60 \times 9.27}{3.69} = 1.51 > 1.5$ Conclusion : L'ouvrage est stable au glissement par rapport à la base du mur.	$F_R = \frac{\sum \text{Moments retenant l'ouvrage}}{\sum \text{Moments faisant renverser l'ouvrage}} \geq 1.25$ $F_R = \frac{9.96}{3.75} = 2.66 > 1.25$ Conclusion : L'ouvrage est stable au renversement.
---	---

Exercices proposés : Stabilité du mur de soutènement en maçonnerie

Exercices 01 :

Un mur en maçonnerie de briques pleins, soutient des terres sableuses chargée par une surcharge uniforme q . Sur la partie supérieure du mur est appliquée un chainage en béton armé de hauteur 20cm.

Les données :

Le poids volumique de la maçonnerie : $\gamma_m = 23 \text{ kN/m}^3$

Le poids volumique du béton armé : $\gamma_{BA} = 25 \text{ kN/m}^3$

Le poids volumique du sol : $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$

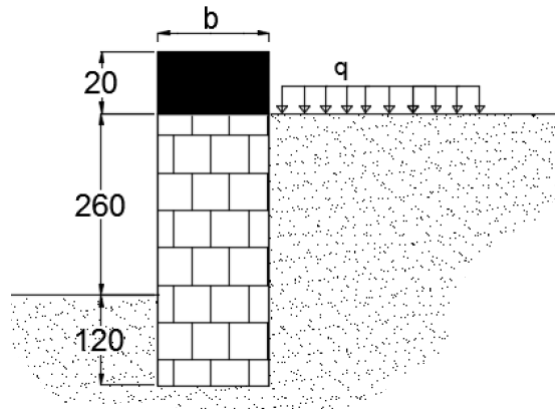
L'angle du talus naturel sol : $\varphi = 38^\circ$

Coefficient de frottement : $f = 0,78$

La surcharge $q = 2.5 \text{ kN/m}^2$

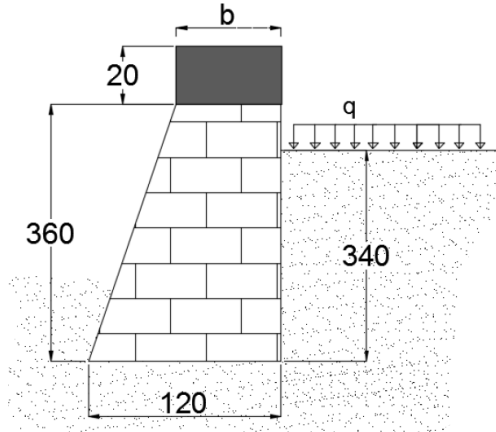
L'épaisseur du mur : $b = 50 \text{ cm}$

1. Déterminer les actions appliquées sur le mur et donner le schéma des forces ?
2. Vérifier la stabilité du mur au renversement et au glissement ?



Exercice 02 :

Refaire le même exercice avec une autre configuration (figure 2).



Exercices 03 :

On veut vérifier la stabilité d'un mur de soutènement en maçonnerie de **briques pleins**, qui soutient des terres :

- Quelle est le point de rotation du mur ?
- Quelle est la surface du glissement du mur (surface AB ou CD) ?

Les données :

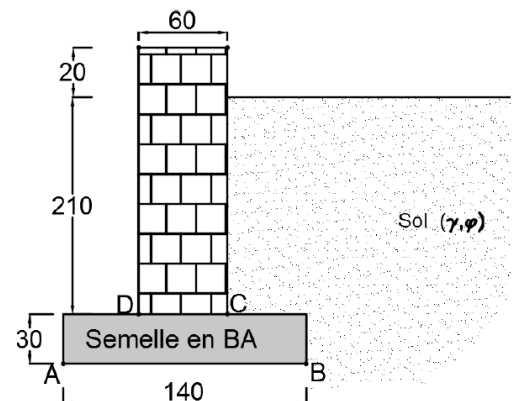
Le poids volumique de la maçonnerie : $\gamma_m = 23 \text{ kN/m}^3$

Le poids volumique du béton armé : $\gamma_{BA} = 25 \text{ kN/m}^3$

Le poids volumique du sol : $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$

L'angle du talus naturel sol : $\varphi = 30^\circ$

Coefficient de frottement : $f = 0,62$

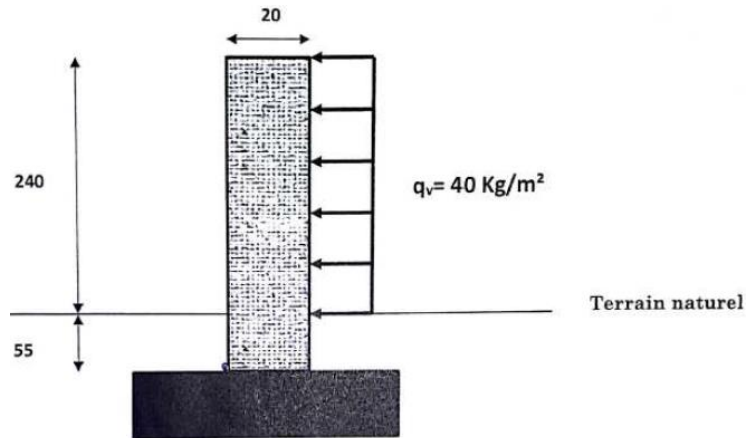


Exercices 04 : Mur de clôture

Un mur de clôture en agglos est soumis à la poussée du vent q_v :

Le poids volumique des agglos : 1700 kg/m^3

- Déterminer les actions appliquées sur le mur et donner le schéma des forces ?
- Vérifier la stabilité du mur au renversement et au glissement ?



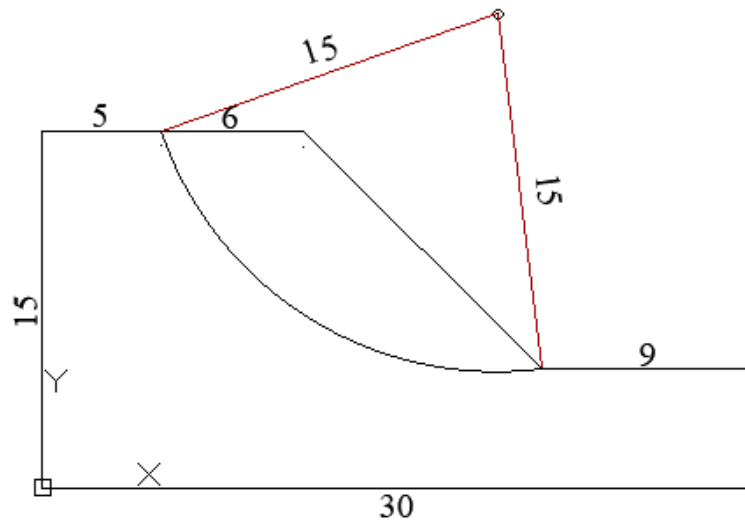
Partie Modélisation numérique

Application N° 01

Reprenons l'Exercice 01 de la série de TD N° 02

Calcul du facteur de sécurité d'un talus par la méthode de Fellenius.

Données : $\gamma=20 \text{ kN/m}^3$, $c'=15 \text{ kPa}$, et $\phi'=30^\circ$.



En utilisant le logiciel GeoStudio, plus précisément le module SLOPE, nous procédons à une étude de stabilité.

Dans un premier temps, nous modélisons le talus en dessinant sa forme ou en entrant les coordonnées de ses points.

ID	X (m)	Y (m)	Étiquette	Épinglé
1	0	0	Point+ chiffre	Oui
2	0	15	Point+ chiffre	Oui
3	5	15	Point+ chiffre	Oui
4	11	15	Point+ chiffre	Oui
5	21	5	Point+ chiffre	Oui
6	30	5	Point+ chiffre	Oui
7	30	0	Point+ chiffre	Oui

Ensuite, nous renseignons les propriétés des différents types de sols présents.

Matériaux

Nom	Couleur
Sol	

Nom : Sol Couleur : Définir...

Stabilité des pentes

Modèle de matériau : Mohr-Coulomb

Base Succion Enveloppe R Liquéfaction Avancé

Poids volumique : 20 kN/m³ Cohésion : 15 kPa

Phi : 30 °

Ajouter Supprimer Assignés(e)...

Les conditions aux limites (si elles existent), telles que les niveaux d'eau ou les pressions appliquées, seront définies.

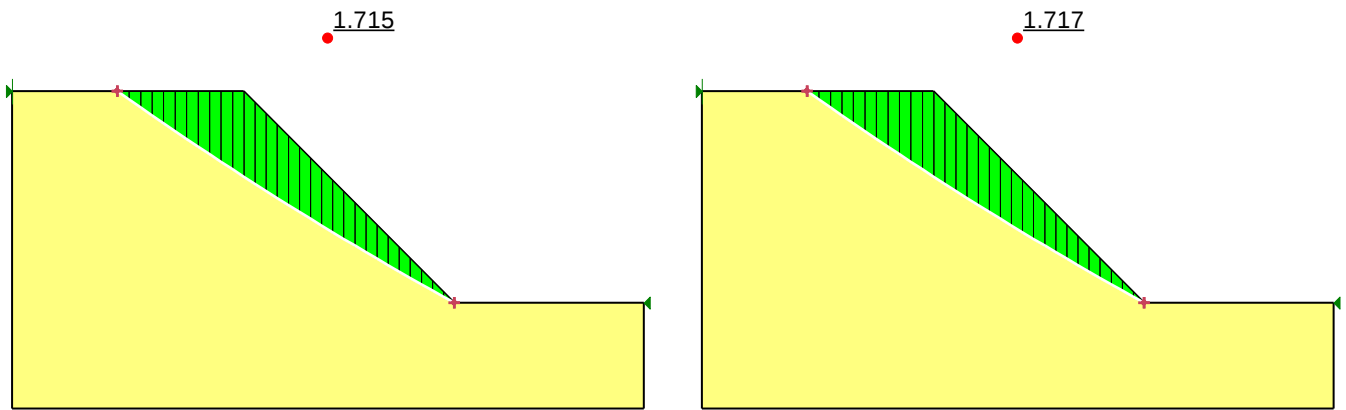
Il n'y a pas de condition dans notre exemple

Enfin, nous définissons une ligne de glissement potentielle.

🌐 Définir les intervalles de points d'entrée et de sortie de la surface de glissement ? ✕

Intervalle d'entrée (côté gauche)			Intervalle de sortie (côté droit)		
Type :	Point gauche :	Point droit :	Type :	Point gauche :	Point droit :
Point	X : 5 m Y : 15 m	X : Y :	Point	X : 21 m Y : 5 m	X : Y :
Nombre d'incréments sur l'intervalle : 8			Nombre d'incréments sur l'intervalle : 8		
Nbre d'incrém. de rayon : 1					
Angle de projection de la surface de glissement					
☐ Utiliser l'angle de projection gauche (actif) :			135 °		
☐ Utiliser l'angle de projection droit (passif) :			45 °		
Effacer			Fermer		

Nous lançons les calculs en choisissant une méthode d'analyse parmi celles proposées par le logiciel.

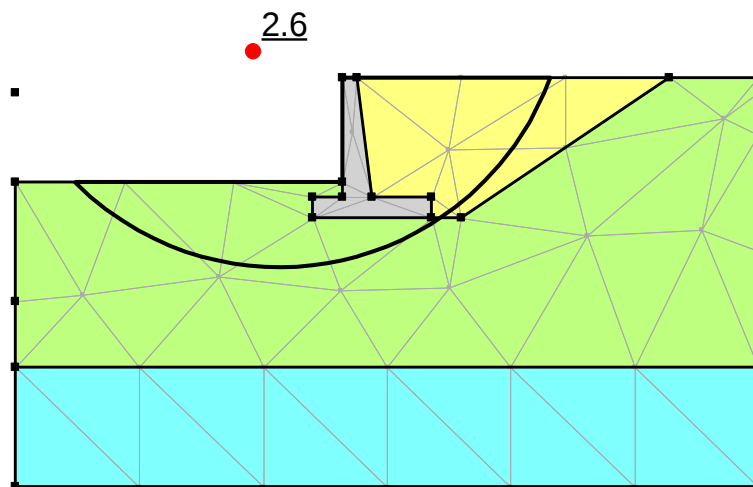


Dans notre cas : Le facteur de sécurité au glissement du talus par la méthode de Fellenius est de 1.715

Le facteur de sécurité au glissement du talus par la méthode de Bishop est de 1.717

Application N° 02

La stabilité d'ensemble du talus et d'un mur de soutènement est évaluée aussi à l'aide du logiciel Geostudio.



Le béton est défini comme matériau à haute résistance, les sols se comportent selon le modèle Mohr Coulomb.

Le béton armé

Définir les matériaux

Nom	Couleur
BA	
Sol 1	
Sol 2	
Sol 3	

Nom : Couleur : Définir... Assignés(e)...

Stabilité des pentes

Modèle de matériau : Haute résistance

Base Avancé

Poids volumique :

Les sols

Sol 1

Stabilité des pentes

Modèle de matériau : Mohr-Coulomb

Base Succion Enveloppe R Liquéfaction Avancé

Poids volumique : Cohésion :

Phi :

Sol 2	Sol 3
Modèle de matériau : Mohr-Coulomb Base Succion Enveloppe R Liquéfaction Avancé Poids volumique : 16.5 kN/m³ Cohésion : 15 kPa Phi : 10 °	Stabilité des pentes Modèle de matériau : Mohr-Coulomb Base Succion Enveloppe R Liquéfaction Avancé Poids volumique : 18.5 kN/m³ Cohésion : 15 kPa Phi : 30 °

Nous définissons une ligne de glissement potentielle.

Définir les intervalles de points d'entrée et de sortie de la surface de glissement
?
X

Plage sortie (gauche)

Plage d'entrée (côté droit)

Type :
Point gauche :
Point droit :

Type :
Point gauche :
Point droit :

Point
X : 2 m
Y : 10.2 m

Point
X : 18 m
Y : 13.7 m

Nombre d'incréments sur l'intervalle : 8

Nombre d'incréments sur l'intervalle : 8

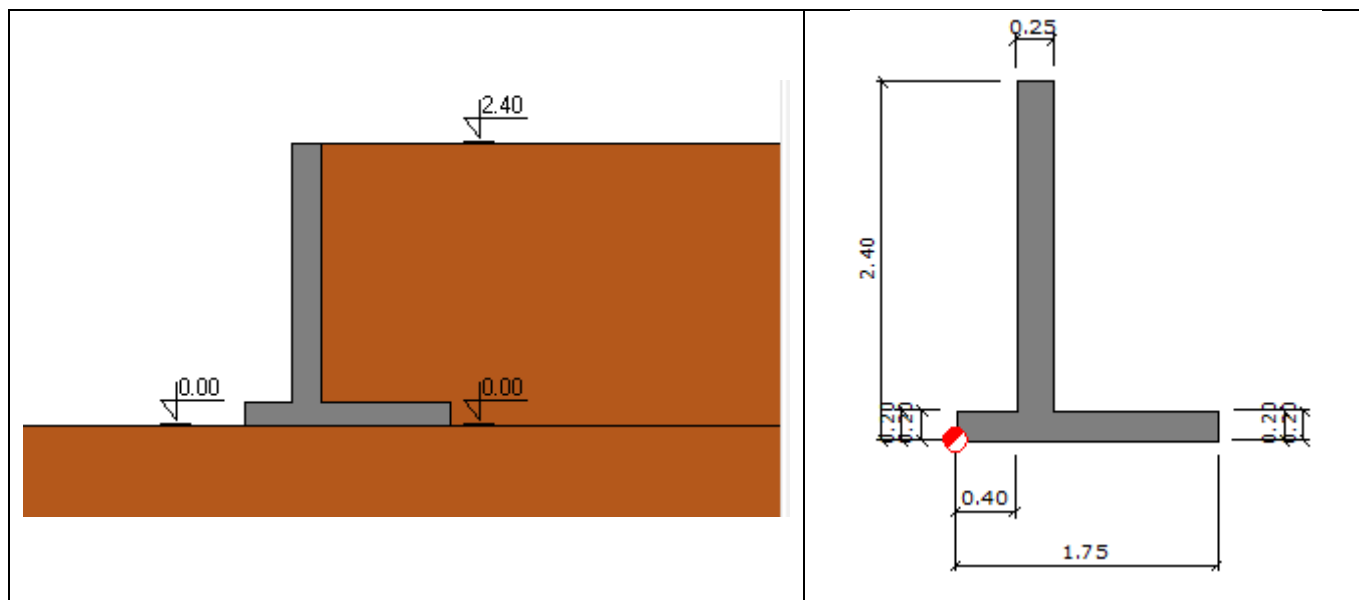
Le facteur de sécurité au glissement du talus par la méthode de **Morgenstern-Price** est de 2.6

Application N° 03

Analyse de la stabilité d'un mur de soutènement en BA à l'aide du logiciel Robot Expert selon BAEI 91mod 99

DTU 13.12 Qu Fascicule N° 62 Titre V

Géométrie

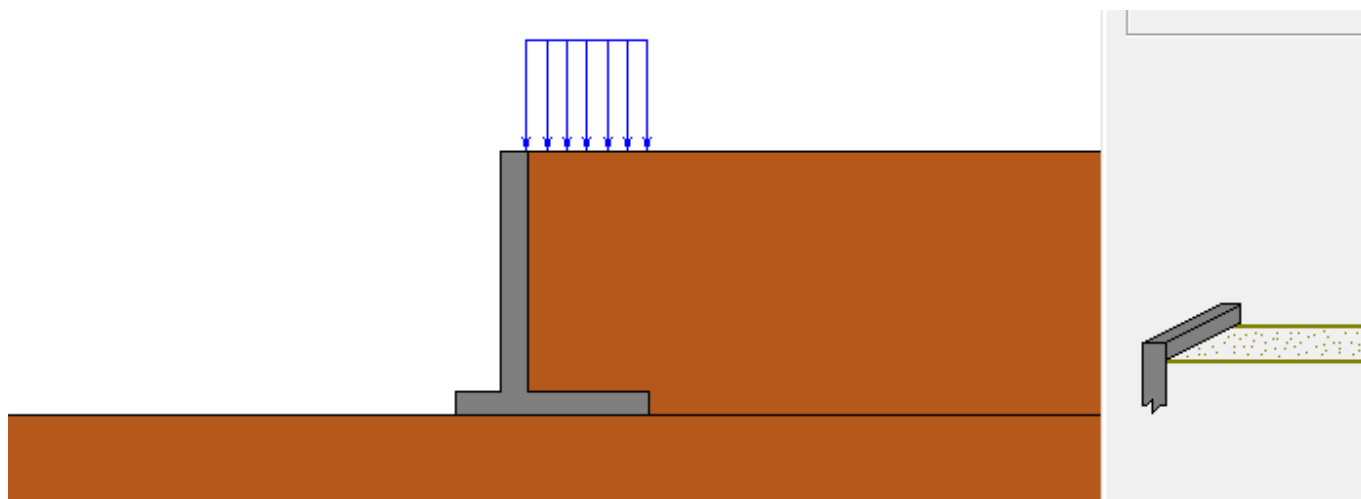


Le sol

NÂ°	Nom du sol	Niveau [m]	Epaisseur [m]	Cohésion [kN/m ²]	Angle de frottement [Deg]	Densité [kN/m ³]
1.	Argiles et limons fermes	2.40	-	0.00	30.00	18.00

	Nom	Niveau (m)	Couleur	Poids volumique (kN/m ³)	Angle de frottement (Deg)	Cohésion (kN/m ²)	Coeff. de frottement	v	qmax (kN/m ²)	Sol cohésif
1	Argiles et limons fe	2.40		18.00	30.00	0.00	0.600	0.300	150.00	

Les charges



	Catégorie	Nom	Nature								
1	ra@partie	q	permanente	x1 (m)	0.00	x2 (m)	1.10	P (kN/m2)	10.00		
2											

Les résultats

Stabilité au glissement	1.68416	>	1.5
Stabilité au r	2.31943	>	1.25
Tassement	7.52402	>	1

La stabilité au glissement et au renversement est vérifiée.

Références bibliographiques

1. FELL, R. & COX, P. Évaluation des risques liés aux glissements de terrain. Wiley, 2007.
2. GRIFFITHS, D. V. & LANE, P. A. Analyse de la stabilité des pentes par éléments finis. Géotechnique, 1999.
3. SELBY, M. J. Matériaux et processus des versants. Oxford University Press, 1993.
4. SCHUSTER, R. L. & KRIZEK, R. J. Glissements de terrain : analyse et contrôle. Conseil National de la Recherche, 1978.
5. VARNES, D. J. Types et processus des mouvements de versants. Transportation Research Board, 1978.
6. GIRAUD, A. Glissements de terrain et coulées de débris induits par la tempête de juin 1982 dans le Val d'Anniviers, Valais, Suisse. Landslides, Springer, 1982.
7. TERZAGHI, K. Mécanique des glissements de terrain. Harvard University Press, 1950.
8. LAMBE, T. W. & WHITMAN, R. V. Mécanique des sols. Wiley, 1969.
9. DAS, B. M. Principes de l'ingénierie géotechnique. Cengage Learning, 2010.
10. BISHOP, A. W. Utilisation du cercle de glissement dans l'analyse de la stabilité des pentes. Géotechnique, 1955.
11. MORGENSTERN, N. R. & PRICE, V. E. Analyse de la stabilité des surfaces de glissement générales. Géotechnique, 1965.
12. JANBU, N. Calculs de stabilité des pentes. Embankment-Dam Engineering, Volume Casagrande, 1973.
13. SPENCER, E. Méthode d'analyse de la stabilité des remblais en supposant des forces inter-tranches parallèles. Géotechnique, 1967.

Annexes

Selon le Document Technique Règlementaire DTR B C 2 48 (Règles Parasismiques Algériennes RPA 99/Version 2003)

Chapitre X : Fondations et murs de soutènement

Article 10.1.5 page 95

Vérification de la stabilité au renversement (Fondations)

Quel que soit le type (superficielles ou profondes) on doit vérifier que l'excentrement de la résultante des forces verticales gravitaires et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié centrale de la base des éléments de fondation résistant au renversement ($e=M/N \leq B/4$).

Article 10.2 page 96

Stabilité des pentes

1. Les talus et les versants naturels ou artificiels dans leur configuration en fin de projet doivent rester stables sous l'action sismique, compte tenu des charges apportées par les constructions éventuelles.
2. En absence de sols liquéfiables, la vérification de la Stabilité peut être effectuée en première analyse avec un calcul statique équivalent par application α tous les éléments de sol et aux charges supportées de deux coefficients sismiques $k_h = 0.5 A$ (%g) et $k_v = \pm 0,3 k_h$ représentant les forces horizontales contenues dans les plans verticaux de plus grande pente et dirigées vers l'aval et les forces verticales descendantes ou ascendantes selon les combinaisons (k_h, k_v) et $(k_h, -k_v)$.

Le coefficient A est le coefficient d'accélération de zone (tableau 4.1) choisi en fonction de la zone sismique et du groupe d'importance de l'ouvrage affecté par le glissement ou menacé par lui.

3. L'équilibre du massif délimité en profondeur par la surface de rupture doit être vérifié compte tenu d'un coefficient de sécurité partiel égal à 1 sur les résistances des sols concernés.

Article 10.3 pages 96 et 97

Murs de soutènement

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

Le coefficient A est le coefficient d'accélération de zone (tableau 4.1) choisi en fonction de la zone sismique et du groupe d'importance de l'ouvrage situé en amont ou en aval du mur. (En absence d'ouvrage, il y a lieu de choisir la valeur de A correspondant α celles du groupe 2 en fonction de la zone sismique).

3. La poussée active dynamique globale qui s'exerce α l'arrière du mur est égale à :

$P_{ad} = 1/2 K_{ad} (1 \pm k_v) \square H^2$, appliquée horizontalement à H/2 au-dessus de la base de la semelle du mur.

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

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

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

4. Lorsque l'équilibre du mur nécessite la prise en compte de la butée (P_{pd}) des terres situées à l'aval du mur sur une hauteur D , correspondant à la profondeur d'ancrage de la semelle du mur, la valeur (P_{pd}) sera prise égale à $1/2 K \gamma D^2$, appliquée horizontalement à $D/3$ au-dessus de la base de la semelle du mur; ou γ est le poids volumique du sol en butée.

5. Dans le cas des murs en infrastructure de bâtiments, la poussée active dynamique P_{ad} sera calculée et appliquée tel que décrit au paragraphe 10.4.3. Quant à la butée, sa valeur sera limitée à celle de la poussée des terres au repos, soit $1/2 K_0 \gamma D^2$ avec $K_0 = 1 - \sin\phi$ (ϕ angle de frottement interne du sol encaissant).

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

7. Vérification de la stabilité du mur

- La vérification de la stabilité globale du mur est identique à celle de la stabilité des pentes (paragraphe 10.3).

- La stabilité au glissement sous la fondation du mur est vérifiée en tenant compte de l'application α la résistance ultime au glissement d'un coefficient de sécurité de 1,2.

La résistance au glissement est calculée en admettant que la rupture se produit dans le sol et non pas α l'interface semelle/sol.

- La stabilité au renversement du mur autour de l'arête aval de la semelle sera vérifiée en tenant compte d'un coefficient de sécurité de 1,3.

La résistance au renversement résulte du poids du mur, de sa fondation et du remblai sus-jacent.

- La vérification de la stabilité au poinçonnement de la semelle du mur est identique à celle d'une semelle de fondation (paragraphe 10.1.4.1.).

8. Vérification des résistances

- Les vérifications des résistances des diverses parties du mur sont effectuées compte tenu des coefficients de sécurité partiels utilisés en béton armé.

Chapitre IV – Règles de Calcul.

4.2.3 : Calcul de la force sismique.

Tableau 4.1 : Coefficient d'accélération de zone "A".

Les valeurs du coefficient d'accélération de zone "A" sont révisées comme suit :

	Zone			
Groupe	I	IIa	IIb	III
1A	0.15	0.25	0.30	0.40
1B	0.12	0.20	0.25	0.30
2	0.10	0.15	0.20	0.25
3	0.07	0.10	0.14	0.18



La "stabilité des pentes" étudie l'équilibre mécanique des masses de sol ou de roches (talus ou pentes naturelles) pouvant être mises en mouvement par des phénomènes naturels (érosion des versants montagneux, tremblement de terre) ou anthropiques (terrassements de déblais, mise en oeuvre de remblais, constructions).

Les ouvrages de soutènement sont des structures conçues pour retenir des massifs de terre. Ils supportent les poussées latérales exercées par le sol et assurent ainsi la stabilité des excavations, des remblais et des talus. La conception de ces ouvrages requiert une analyse approfondie des caractéristiques du sol, des charges appliquées et des conditions environnementales.

