

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
Université 8Mai 1945 – Guelma
Faculté des Sciences et de la Technologie
Département : génie civil et hydraulique



Mémoire de fin d'étude
Pour l'obtention du diplôme de master académique

Domaine : **Sciences et Techniques**
Filière : **génie civil**
Spécialité : **Structure**

Calcul du ferrailage d'un mur de soutènement avec prise en compte de l'effet sismique

Présenté par :

- ❖ **Bennour Meryem**
- ❖ **Khedimallah Imene**

Sous la direction de :

DR. BOURAS F.

Jun 2018

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ




REMERCIEMENT

*J'exprime toute ma gratitude à Monsieur le docteur BOURAS FOUZI,
Pour l'effort fourni, les conseils prodigués, sa patience et sa persévérance
dans le suivi.*

*J'adresse également mes remerciements, à tous mes enseignants, qui m'ont
donnée les bases de la science,*

*Je remercie très sincèrement, les membres de jury d'avoir bien voulu
accepter de faire partie de la commission d'examineur,*

*A toute personne qui a participé de près ou de loin pour l'accomplissement
de ce modeste travail.*





Dédicace

Je dédie ce mémoire :

A mon père (que Dieu ait son âme), pour son soutien aux moments difficiles de mon travail et surtout pour sa patience,

A ma mère qui m'a éclairée mon chemin et qui m'a encouragé et soutenue

Toute au long de mes études

A mon frère : zinou

A mes sœurs : Sofia, Aïda et Fairouz

A tous mes ami(e) s,

A Mon Promoteur, sans oublier tous mes enseignants auxquels j'exprime mon profond respect.

A tous qu'ils m'aiment.

Khedimallah imene



Dédicace

A mes parents dont le rêve était toujours de me voir réussir. Qu'ils sachent que leur place dans mon cœur et ma pensée, reste et demeure immense.

A mon mari Ryadh

A mes sœurs : Sarah, Amira, Salsabil, Malak;

A mon frère : Seifou

et tous mes amis.

A Mon Promoteur, sans oublier tous mes enseignants aux quels j'exprime mon profond respect.

Et à tous ceux qui me sont chers.

Bennour Meryem

Résumé

Les Murs de soutènement sont des ouvrages importants au vu de leur coût et de leur fonction. Ce sont des ouvrages très importants dans la stabilité et la retenue des massifs de sols, ainsi au point de vue coût par rapport aux autres ouvrages de stabilisation. Le dimensionnement d'un mur de soutènement consiste à déterminer les éléments géométriques et structuraux a fin qu'il soit stable sous l'action des force qui lui sont appliquées et notamment la poussée et la butée des terres qu'il retient, et d'autre part qu'elle soit stable vis-à-vis de renversement, le glissement et le poinçonnement. En zone sismique les risques sont amplifiés et la préservation de ces ouvrages commence par une bonne conception et donc un bon calcul.

C'est pourquoi notre modeste travaille va porter sur l'étude de la stabilité et la vérification de la stabilité interne et externe d'un mur de soutènement en T renversé en béton armé.

Ainsi un calcul manuel a été mené pour la stabilité de l'ouvrage et le calcul du ferrailage du mur prenant en compte l'effet sismique est présenté dans ce mémoire.

Mots clés

Murs de soutènement, glissement de terrain, stabilité, séisme, ferrailage, mur cantilever.

Abstract

The retaining walls are very important because of their cost and function. These are very important structures in the stability and retention of soil masses, and in terms of cost compared to other stabilization works. The dimensioning of a retaining wall is to determine the geometrical and structural elements to be stable under the action of the forces applied to it, include in gthrustand passive earth he retains, on the other except that it is stable vis-à-vis the overthrow, sliding and punching. In seismic zones the risks are amplified and the preservation of these works begins with a good design and therefore a good calculation.

This is why our modest work will focus on the study of the stability and the verification of the internal and external stability of a reinforced concrete T shaped retaining wall.

Thus a manual calculation was conducted for the stability of the structure and the calculation of the reinforcement of the wall taking into account the seismic effect is presented in this memoir.

Keywords

Retaining walls, landslide, stability, earthquake, reinforcement, cantilever wall.

الملخص

جدران الاستنادية مهمة بسبب تكلفتها ووظيفتها. هي منشآت هامة جدا في استقرار و دعم الأتربة, و كذا من جهة التكلفة بالمقارنة مع منشآت أخرى ذات نفس الصلة , تحديد أبعاد جدار الاستناد يتمثل في تحديد العناصر الهندسية و الهيكلية من أجل ان يكون مستقر تحت تأثير القوى المطبقة خاصة قوى الدفع و رد فعل التربة ,من جهة,وكذا الاستقرار بالنظر إلى الانقلاب , الانزلاق و تمركز القوى في المركز. في المناطق الزلزالية يتم تضخيم المخاطر و الحفاظ على هذه الأعمال يبدأ بتصميم جيد و بالتالي حساب جيد.

من أجل هذا عملنا المتواضع هذا يتمثل في دراسة عامة حول جدران الإستناد , و التحقق من الاستقرار الداخلي و الخارجي للجدار

و هكذا تم اجراء حساب يدوي لاستقرار البنية و تقوية الجدار مع الأخذ بعين الاعتبار تأثير الزلازل

كلمات البحث

جدار الاستناد, الاستقرار, الانزلاق, زلزال, التعزيز, جدار ناتئ

Liste des figures

Chapitre I: Mouvement des terres

Fig. I.1. Les différents types d'éroulements.	4
Fig. I.2. Glissement plan.	5
Fig. I.3. Glissement rotationnel simple.	5
Fig. I.4. Glissement rotationnel complexe.....	6
Fig. I.5. Fluage.	6
Fig. I.6. Phénomène de solifluxion.....	7
Fig. I.7. Coulées boueuse.	7
Fig. I.8. Schéma d'une tranchée drainante.	8
Fig. 1.9. Schéma d'un éperon drainant.	9
Fig. I.10. Drains subhorizontaux.	10
Fig. I.11. Les travaux de terrassements	11
Fig. I.12. Méthodes de terrassements.	12
Fig. I.13. Morphologie générale d'un glissement de terrain.	14

Chapitre II : Les murs de soutènement

Fig. II.1. Mur poids classique.....	18
Fig. II.2. Mur en gabion	19
Fig. II.3. Mur en pierres sèches	19
Fig. II.4. Mur cantilever	20
Fig. II.5. Mur en « T renversé » classique.....	20
Fig. II.6. Mur à contreforts	21
Fig. II.7. Les murs divers.	21
Fig. II.8. Les rideaux de palplanches.....	22
Fig. II.9. Les parois moulées	23
Fig. II.10. Les parois berlinoises	23
Fig. II.11. Mur en terre armé.	24
Fig. II.12. Domaines d'utilisation de la terre armée.....	25
Fig. II.13. Mur en pneu sol.....	26
Fig. II.14. Exemple de géo textile.	27

Fig. II.15. Exemple de géo grille sol.	27
Fig. II.16. Rouleaux de géo membrane.	28
Fig. II .17. Exemple de géo membrane.	28
Fig. II.18. Modes de rupture des ouvrages de soutènement.	29

Chapitre III : Généralité sur les séismes

Fig.III.1. Mouvement des failles	32
Fig.III.2. Principales plaques tectoniques et leurs liaisons avec les séismes récents.	32
Fig. III.3. Onde P.....	33
Fig. III.4. Onde S.....	34
Fig. III.5. Onde L.....	34
Fig. III.6. Trajectoire des ondes sismiques.....	35
Fig. III.7. Séisme de San Francisco du 22 mars 1967 enregistré à Golden Gate.	35
Fig. III.8. Glissement de Las Colinas lors du séisme du 13 janvier 2001 au Salvador	38
Fig. III.9. Séisme d'Izmit (Turquie) : perte de portance par liquéfaction du sol lors du séisme du 17 août 1999.	38
Fig. III.10. Les avalanches.	39
Fig. III.11. Les tsunamis.....	39
Fig. III.12. Représentations schématisées du risque sismique	40

Chapitre IV : Les approches et les méthodes de calcul

Fig. IV.1. Principe de la poussée et de la butée.....	44
Fig. IV.2. État initial du sol au repos (sans talus, $\beta=0$).....	46
Fig. IV.3. Équilibre du coin coulomb.....	48
Fig. IV.4. Équilibres de poussée et de butée de Rankine.	50
Fig. IV.5. Diagramme de poussée sur l'écran l	51
Fig. IV.6. Équilibres de Boussinesq et de Rankine.	52
Fig. IV.7. Approche de Mononobe-Okabe.....	54
Fig. IV.8. Force de pression active statique et dynamique incrémentale, pour un remblai sec, Ebeling & Morrison.....	57
Fig. IV.9. Poussée sur les murs cantilevers : (a) remblai incliné : conditions statiques et (b) remblai horizontal : conditions statique et sismique.....	59
Fig. IV.10. Etat de contrainte dans un semi espace horizontal dans le cas actif et dans la présence des actions pseudo-statiques avec $k_h \neq 0$ et $k_v = 0$	59

Chapitre V : Etude d'un cas réel

Fig. V.1. Communes limitrophes de Ramdane Djamel	65
Fig. V.3 Diagramme contraintes-déformations de l'acier.....	71
Fig. V.4. Diagramme parabole-rectangle.....	73
Fig. V.5. Diagramme des déformations limites de la section.....	73
Fig. V.6. pré-dimensionnement d'un mur de soutènement.....	76
Fig. V.7. Schéma de coffrage.....	93
Fig. V.8. Schéma de ferrailage.....	94

Liste des tableaux

Chapitre I: Mouvement des terres

Tableau I.1. Classification selon la profondeur de la surface de glissement (En mètres sous la surface du sol).....	15
---	----

Chapitre III : Généralité sur les séismes

Tableau. III.1. Classement des séismes selon leur mode de génération.....	31
Tableau. III.2. Exemple de séismes les plus meurtriers dans le monde.	41
Tableau. III.3. Les séismes les plus importants ($M > 6$) en Algérie depuis un siècle	42

Chapitre IV : Les approches et les méthodes de calcul

Tableau. IV.1. Angle de frottement sol-mur en fonction de l'état de surface du parement. [3].....	46
Tableau. IV.2. Valeurs des coefficients horizontaux des terres k_{ah} en fonction de θ et k_h pour	60
Tableau. IV.3 Comparaison entre les coefficients sismiques de poussée pour	60
Tableau. IV.4. Valeurs du coefficient d'accélération de zone selon le RPA (version 2003) [6].....	62

Chapitre V : Etude d'un cas réel

Tableau. V.1. les caractéristiques mécaniques des aciers.....	69
Tableau. V.2. Les moments stabilisateurs	79
Tableau. V.3. Les moments stabilisateurs	83
Tableau. V.4. Les moments stabilisateurs	86

NOTATION

- P_{ad} Appliquée horizontalement à $H/2$ au-dessus de la base de la semelle du mur.
- K_{ad} Coefficient de poussée dynamique.
- γ Poids volumique du sol de remblai.
- θ Angle de frottement interne du remblai.
- H Hauteur de la paroi verticale à l'arrière du mur sur laquelle s'exerce P_{ad} .
- β Angle de la surface du remblai sur l'horizontale.
- $\sum R_v$ Le poids du mur avec le poids du remblai sur la semelle et une partie de la surcharge.
- $\sum R_h$ La poussée des terres.
- Tang ϕ Coefficient de frottement entre le sol de fondation et la base de mur.
- F_s Coefficient de sécurité.
- M_r Moment renversant.
- M_s Moment stabilisant.
- d Excentricité de la force par rapport au point O.
- e Excentricité de la force par rapport au centre de la semelle.
- B Section de la semelle.
- M_0 Moment résultant.
- σ_{max} La Contrainte maximale.
- σ_{min} La contrainte minimale.
- P_1 Le poids du voile.
- P_2 Le poids de la semelle.
- K_a Coefficient de poussée.
- ϕ Angle de frottement.
- h Hauteur du voile.
- q La surcharge.
- A Longueur du patin.
- C Épaisseur du voile.
- D La longueur de la console.

d	Le bras de levier.
M	Moment.
A_s	Section de ferrailage.
A_{min}	Section de ferrailage minimal.
F_{t28}	Résistance à la traction a 28 jours.
F_e	Résistance élastique de l'acier.
F_{c28}	Résistance à la compression a 28 jours.
$F_{ad(q)}$	poussée dynamique due à la surcharge.
F_{ad}	Poussée dynamique des terres.
F_{dyh}	Poussée horizontale.
F_{dyv}	Poussée vertical.

Sommaire

Remerciement	
Dédicace	
Résumé	
Liste des figures	
Liste des tableaux	
Notation	
Introduction générale.....	1
 Chapitre I: Mouvement des terres	
I.1. Définition	4
I.2. Description des principaux types de mouvements de terrain	4
I.2.1. Eroulement rocheux et chutes de blocs [1].....	4
I.2.2. Glissements	5
I.2.2.1. Glissement plan.....	5
I.2.2.2. Glissement rotationnel simple.....	5
I.2.2.3. Glissement rotationnel complexe	6
I.2.3. Fluages et solifluxions	6
a) Le fluage.....	6
b) La solifluxion	7
I.2.4. Coulées boueuses	7
I.3. Stabilisation des terrains en mouvement.....	8
I.3.1. Le drainage.....	8
I.3.1.1. Dispositifs de drainage.....	8
I.3.2. Méthodes de renforcement.....	11
I.3.2.1. Terrassements.....	1
I.4. Eléments descriptifs d'un mouvement de terrain.....	13
I.5. Classification des glissements.....	14
 Chapitre II : Les murs de soutènement	
II.1. Définition.....	17
II.2. Historique	17
II.3. Principe du soutènement.....	17
II.4. Type des murs de soutènement.....	18

II.4.1. Mur poids.....	18
II.4.1.1. Mur en gabions :	18
II.4.1.2. Mur en pierres sèches	19
II.4.1.3. Les murs cantilevers	19
II.4.2. Les murs en béton armés :	20
II.4.2.1. Mur en « T renversé » classique	20
II.4.2.2. Mur à contreforts :	21
II.4.2.3. Murs divers	21
II.5. TYPES DES ECRANS DE SOUTÈNEMENT	22
II.5.1. les rideaux de palplanches	22
II.5.2. les parois	22
II.3.3. les murs en terre armé.....	24
II.3.4. Les éléments de la Terre Armée	24
II.6. Modes de rupture des ouvrages de soutènement.....	29
 Chapitre III : Généralité sur les séismes	
III.1. Introduction	31
III.2. Les catégories de séismes	31
III.3. Les ondes sismiques	33
III.4. Caractéristiques des séismes.....	34
III.5. Méthodes de détection	36
III.5.1. Ancienne méthode chinoise.....	36
III.5.2. Méthodes Modernes	37
III.5.3. Méthodes de prévision.....	37
III.6. Les phénomènes induits d'un séisme	37
III.7. Le risque sismique, croisement des enjeux et des aléas	40
III.8. La sismicité Mondiale	41
III.8.1. Exemple de séismes les plus meurtriers dans le monde	41
III.8.2 La sismicité en Algérie.....	42
 Chapitre IV : Les approches et les méthodes de calcul	
IV.1. Introduction.....	44
IV.2. Étude sur la poussée et butée.....	44
IV.3. État de repos.....	44
IV.4. Frottement sol-mur.....	46
IV.5. Approche de calcul statique	47

IV.5.1. Théorie de COULOMB.....	47
IV.5.2. Théorie de RANKINE.....	49
IV.5.3. Théorie de BOUSSINESQ:.....	52
IV.6. Approche de calcul pseudo-statique.....	52
IV.6.2. Seed & Whitman (1970)	55
IV.6.3. Ortigosa (2005)	57
IV.6.4. Aldo Evangelista (2010).....	58
IV.7. Règlements parasismique Algérienne RPA 99/Version 2003	61
IV.7.1. Principes fondamentaux	61
IV.7.2. Coefficients sismiques de calcul	61
IV.7.3. Calcul des murs de soutènement sous l'action sismique.....	62
IV.7.4. Vérification de la stabilité du mur.....	63

Chapitre V : Etude d'un cas réel

V.1. Présentation du projet.....	65
V.2. Propriété des matériaux	67
V.3. Règlement utilisé.....	71
V.3.1. Principe du béton armé.....	71
V.3.2. Principe d'application des règles CBA/93.....	71
V.3.3. Les états limitent.....	72
V.4. Pré-dimensionnement d'un mur de soutènement	76
V.5. Calcul dynamique.....	77
V.5.1. Calcul coefficient de poussée dynamique globale.....	77
V.5.2. Calcul des forces agissant sur le mur.....	78
V.5.3. Vérification de la stabilité vis-à-vis du renversement	80
V.5.4. Vérification de la stabilité vis-à-vis du glissement.....	80
V.5.5. Vérification de la stabilité vis-à-vis du poinçonnement du sol de fondation.....	80
V.5.6. Vérification de la stabilité vis-à-vis du renversement	83
V.5.7. Vérification de la stabilité vis-à-vis du glissement :	83
V.5.8. Vérification de la stabilité vis-à-vis du poinçonnement du sol de fondation.....	84
V.6. Calcul statique :	85
V.6.1. Vérification de la stabilité vis-à-vis du renversement	87
V.6.2. Vérification de la stabilité vis-à-vis du glissement.....	87
V.6.3. Vérification de la stabilité vis-à-vis du poinçonnement du sol de fondation.....	87
V.7. Ferrailage.....	89

V.7.1. Ferrailage de la semelle	89
V.7.2. Ferrailage du Rideau :	91
Conclusion générale	96
Referenes bibliographiques	98
Annexe	100

Introduction générale

Les Murs de soutènement sont des ouvrages importants au vu de leur coût et de leur fonction. Leur protection est très recommandée car les dégâts qu'ils peuvent occasionner sont énormes en cas de renversement ou de glissement. En zone sismique les risques sont amplifiés et la préservation de ces ouvrages commence par une bonne conception et donc un bon calcul.

La science de l'ingénierie civile est une science pratiquée par l'homme, cette science a permis le développement de la vie humaine durant tout ce temps, ce qui a signifié le développement de cette dernière dans le but de satisfaire encore le besoin de l'humanité.

Les constructions en zones urbaines sont devenues courantes en l'absence des assiettes foncières plates qui sont en grande partie consommées ce qui conduit à construire sur des sites accidentés soumis aux risques de mouvement des terres entraînant les dérogations des terres sous le poids des constructions en flanc de montagne.

Pour pallier à ce problème, ces terres ont besoin d'être soutenues, d'où la nécessité de construire les ouvrages de soutènements. Donc aux ingénieurs d'études de bien dimensionner ces ouvrages tenant compte de tous les paramètres qui s'imposent dans les calculs en matière de coefficients de sécurité et effet sismique tel que définis sur normes de construction.

L'étude de ces ouvrages est portée sur deux côtes statique et dynamique (sismique) afin d'assurer la sécurité et remplir son rôle de stabilisateur. Les méthodes les plus couramment utilisées pour la conception des structures de soutènement sont basées sur l'équilibre des forces, la prédiction des forces réelles des murs de soutènement et des déformations est un problème compliqué d'interaction sol-structure. Les déformations sont rarement prises en compte explicitement dans la conception, l'approche classique consiste à estimer les forces agissant sur un mur et puis à la conception de ce mur pour résister à ces forces avec des facteurs de sécurité suffisamment élevés pour produire de petites déformations acceptables.

Organisation de mémoire :

Notre mémoire est composé de cinq chapitres décrivant d'une manière succincte et ordonnée tous les phénomènes qui s'articulent autour de l'étude des ouvrages de soutènements :

Chapitre I Mouvement des terres : Ce chapitre traite tous les problèmes d'instabilité des terres. Relatives aux différents phénomènes naturels tels que l'effondrement, le glissement des terres y compris leur ruptures et déplacement et leurs origines.

Chapitre II Mur de soutènement : Dans ce chapitre nous donnons un aperçu général sur les différents types de murs de soutènements et leurs modes de rupture.

Chapitre III Généralité sur les séismes : Dans ce chapitre, nous avons donné un aperçu rapide sur la sismicité mondiale et la sismicité algérienne.

Chapitre IV Méthode de calcul : Ce chapitre traite des différentes approches principales et méthodes de calcul utilisées dans l'analyse de la stabilité du talus (théories de calcul).

Chapitre V Etude d'un cas réel : L'étude de la stabilité interne et externe d'un projet de mur de soutènement situé en zone urbaine à Ramdane Djamel wilaya de Skikda, l'ouvrage de soutènement est du type béton armé en T renversé.

Dans ce même chapitre nous avons enchaîné par le calcul manuel du ferrailage en prenant toujours compte de l'effet du séisme.

Dans tous nos calculs, nous avons pris en considération l'effet sismique.

Notre mémoire s'achève Par une conclusion générale relative aux acquis durant nos études tout le long de notre cursus universitaire et lors de l'élaboration de ce mémoire.

Chapitre I :

Mouvement des terres

I.1. Définition

Le glissement de terrain est défini comme le déplacement d'une masse de terrains meubles ou rocheux au long d'une surface de rupture par cisaillement qui correspond souvent à une discontinuité préexistante. Il peut provoquer des dommages importants aux ouvrages et aux constructions avec un impact économique sensible. Il à la suite d'un événement naturel (pluie, érosion, érosion de berge, séisme) ou par est la conséquence plus ou moins directe de l'homme (terrassement, modification du contexte géologique). Les vitesses de délabement couramment observés varient dans la plage « très lent à moyen » en phase de paroxysme les mouvements peuvent atteindre des vitesses «rapide».

I.2. Description des principaux types de mouvements de terrain

I.2.1. Ecoulement rocheux et chutes de blocs [1]

Les écoulements concernent les masses rocheuses, ils sont spectaculaires et dangereux car soudain. Le traitement des écoulements relève de la mécanique des roches. [1]

On distingue:

- ✓ Les écoulements de falaise.
- ✓ Les écoulements de surplomb.
- ✓ Les écoulements de fluage.
- ✓ Les écoulements par glissement banc sur banc.

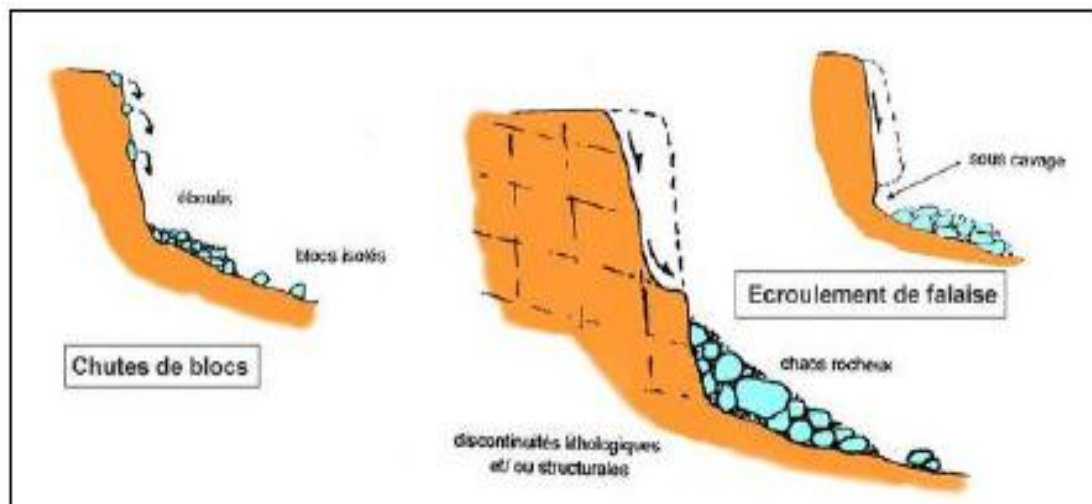


Fig. I.1. Les différents types d'écroulements.

I.2.2. Glissements

Les glissements affectent les sols et sont fréquent dans les travaux de terrassement et de soutènement.

Les vitesses de rupture peuvent être très variables. La rupture est parfois précédé de signe précurseurs mais peuvent être également brutale. [1]

I.2.2.1. Glissement plan

En général, la ligne de rupture suit une couche mince ayant de mauvaise caractéristique mécanique et sur laquelle s'exerce souvent l'action de l'eau. Une telle couche est appelée couche savon.

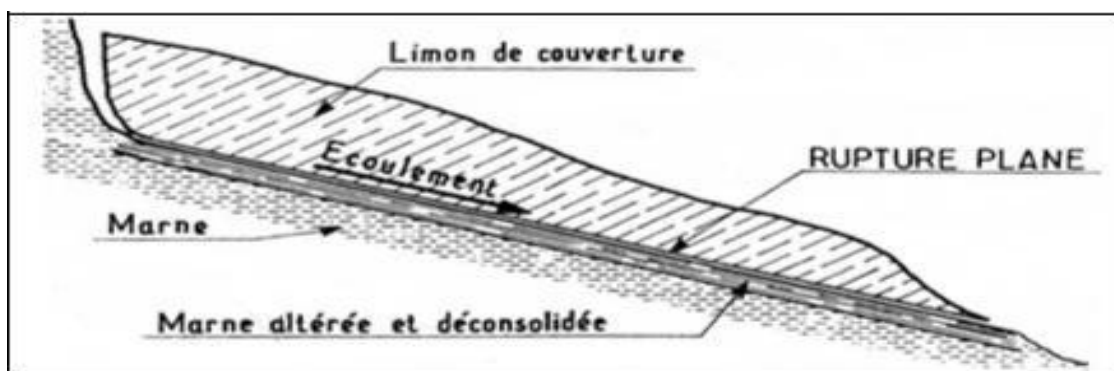


Fig. I.2. Glissement plan.

I.2.2.2. Glissement rotationnel simple

C'est le type de glissement le plus fréquent. La surface de rupture a une forme simple et être assimilée à une portion de cylindre. L'analyse de risque de rupture par le calcul est alors abordable par des méthodes classiques.

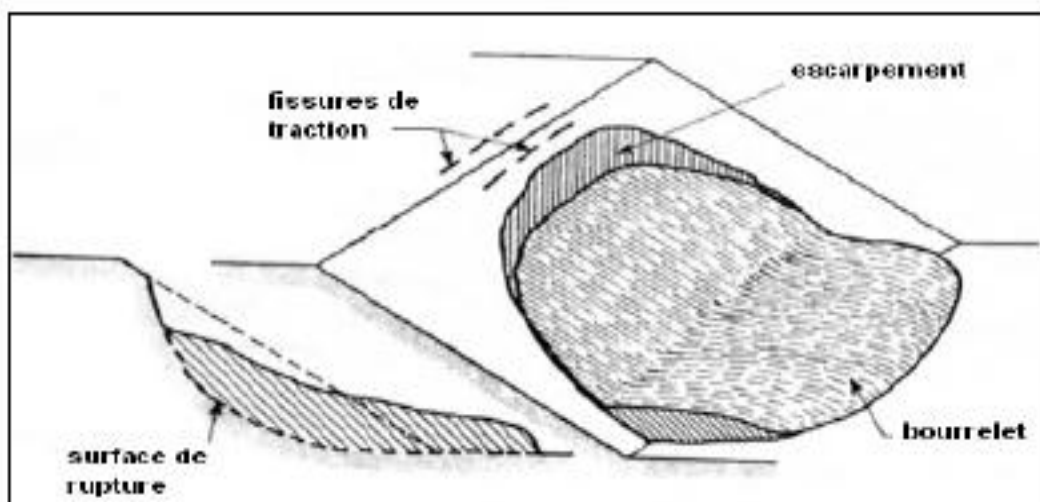


Fig. I.3. Glissement rotationnel simple.

I.2.2.3. Glissement rotationnel complexe

Il s'agit de glissement multiple les uns dans les autres. L'apparition du premier glissement, en base de la pente, conduit à une perte de butée pour les terres situées au-dessus, et ainsi provoque des glissements successifs remontant vers l'amont.

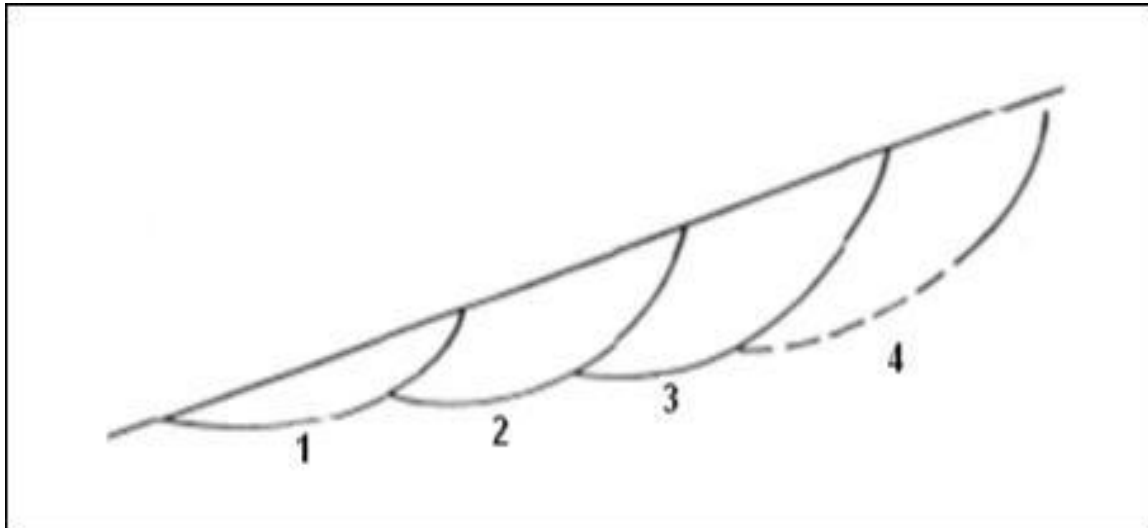


Fig. I.4. Glissement rotationnel complexe.

I.2.3. Fluages et solifluxions

a) Le fluage

Les phénomènes de fluage correspondent à des mouvements lents dus à des sollicitations atteignant le domaine plastique donc proche de la rupture. L'état ultime peut être soit la stabilisation, soit la rupture. [1]

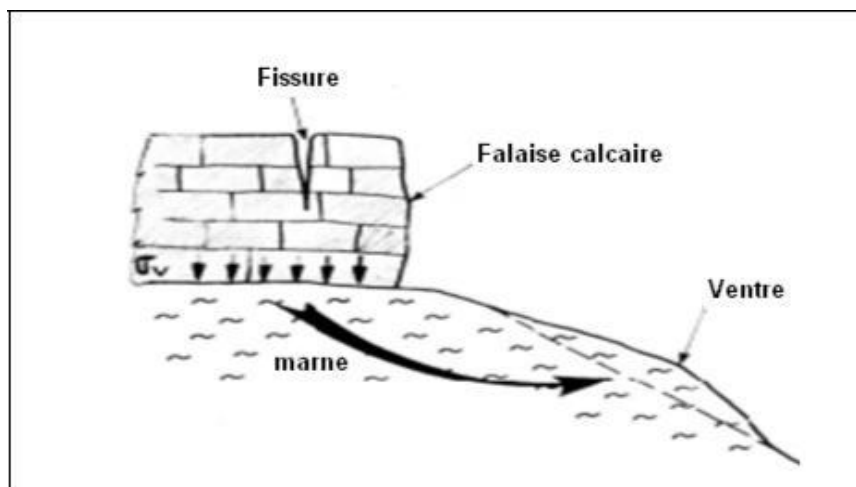


Fig. I.5. Fluage.

b) La solifluxion

Les phénomènes de solifluxion représentent un cas particulier de fluage.

C'est un phénomène superficiel provoqué par la variation volumique du sol au cours des saisons (gel et dégel en montagne, alternance de saisons sèches et pluvieuse).

La solifluxion se produit essentiellement dans des pentes constituées de sol argileux gonflant et rétractables.

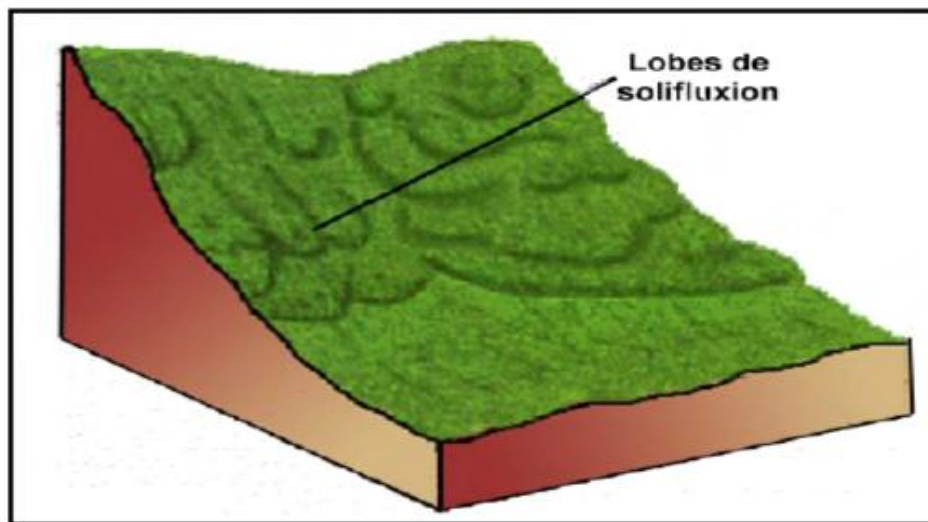


Fig. I.6. Phénomène de solifluxion.

I.2.4. Coulées boueuses

Elles sont dues à des infiltrations d'eau provoquant des mouvements de sols dans laquelle les matières glissées se comportent comme un liquide. Elles se produisent essentiellement en montagne.

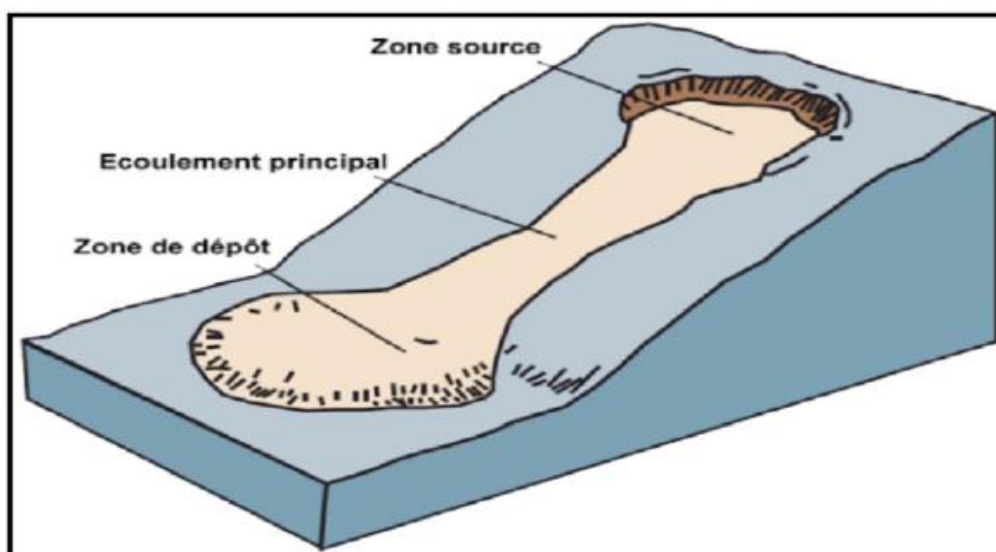


Fig. I.7. Coulées boueuses.

I.3. Stabilisation des terrains en mouvement

I.3.1. Le drainage

Dans la plupart des cas de glissement, l'eau joue un rôle moteur déterminant. Aussi utilise-t-on couramment les techniques de drainage, qui ont pour but de réduire les pressions interstitielles, au niveau de la surface de rupture lorsque celle-ci existe. Les différentes techniques qui peuvent être mises en œuvre pour atteindre cet objectif relèvent de deux options fondamentales :

- Eviter l'alimentation en eau du site ;
- Expulser l'eau présente dans le massif instable.

I.3.1.1. Dispositifs de drainage

Comme la plupart des ouvrages, les dispositifs de drainage nécessitent un entretien régulier qui, s'il n'est pas réalisé, peut leur enlever toute efficacité. On distingue : les drainages de surface et les ouvrages de collecte des eaux, les tranchées drainantes, les drains subhorizontaux, les masques et éperons drainants, les drains verticaux, et enfin les galeries et autres ouvrages profonds. Toutes ces techniques peuvent être utilisées seules ou associées, ou en complément d'autres techniques de stabilisation.

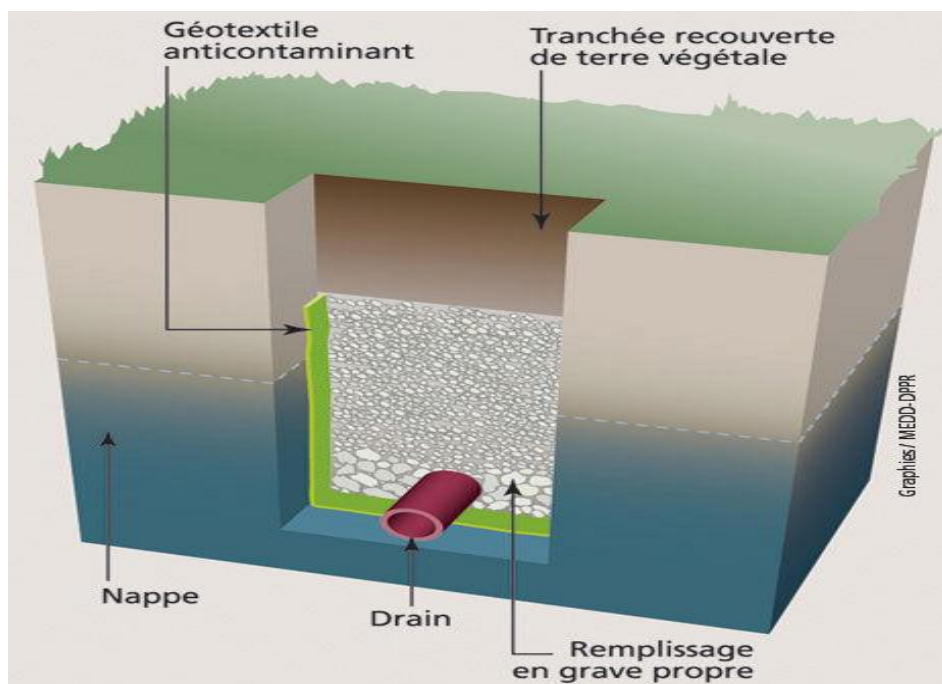


Fig. I.8. Schéma d'une tranchée drainante.

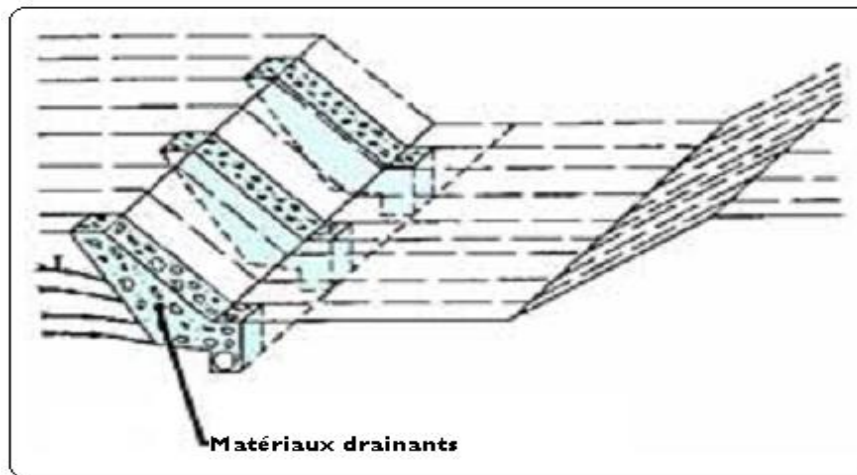


Fig. 1.9. Schéma d'un éperon drainant.

A. Collecte et canalisation des eaux de surface

L'objectif est de limiter les infiltrations dans le massif en mouvement. Les eaux peuvent provenir de zones de sources, d'un défaut d'étanchéité sur un réseau ou un bassin de stockage à l'amont ou plus simplement de l'impluvium et des eaux de ruissellement. En effet, les eaux de surface ont tendance à s'infiltrer dans les fissures, à stagner dans les zones de faible pente et aggravent ainsi une instabilité amorcée. Aussi les ouvrages de collecte des eaux (fossés, caniveaux, cunettes) et l'étanchéifiassions des fissures de surface, bien que ne constituant pas des ouvrages de drainage à proprement parler, sont-ils réalisés en première urgence dans de nombreux cas de glissements.

B. Tranchées drainantes

Les tranchées drainantes sont des ouvrages couramment utilisés pour rabattre le niveau de la nappe. Elles sont implantées sur le site de façon à venir recouper les filets d'eau (lignes de courant dans un horizon homogène, couche aquifère, venues d'eau ponctuelles, etc.). Le choix de l'implantation (dans le sens de la plus grande pente ou dans un sens parallèle aux lignes de niveau, ou encore en épis), de la profondeur et de l'espacement des tranchées dépend des résultats de l'étude hydrogéologique et conditionne l'efficacité du drainage. Ces tranchées peuvent être réalisées de plusieurs façons : à la pelle mécanique, à la trancheuse et la haveuse de paroi.

C. Drains subhorizontaux

Cette méthode est utilisée quand la nappe est trop profonde pour être atteinte par des drains superficiels. La meilleure justification de l'utilisation de drains subhorizontaux est le cas d'un aquifère assez perméable (sable, roche extrêmement fracturée) dont l'émergence est masquée par des terrains moins perméables (éboulis argileux). Le rayon d'action de chaque

drain est faible. La méthode est souvent inefficace dans des formations argileuses (trop faible perméabilité, circulation trop diffuse). Toutefois, le rabattement de la nappe, si faible soit-il, pourra suffire dans certains cas.

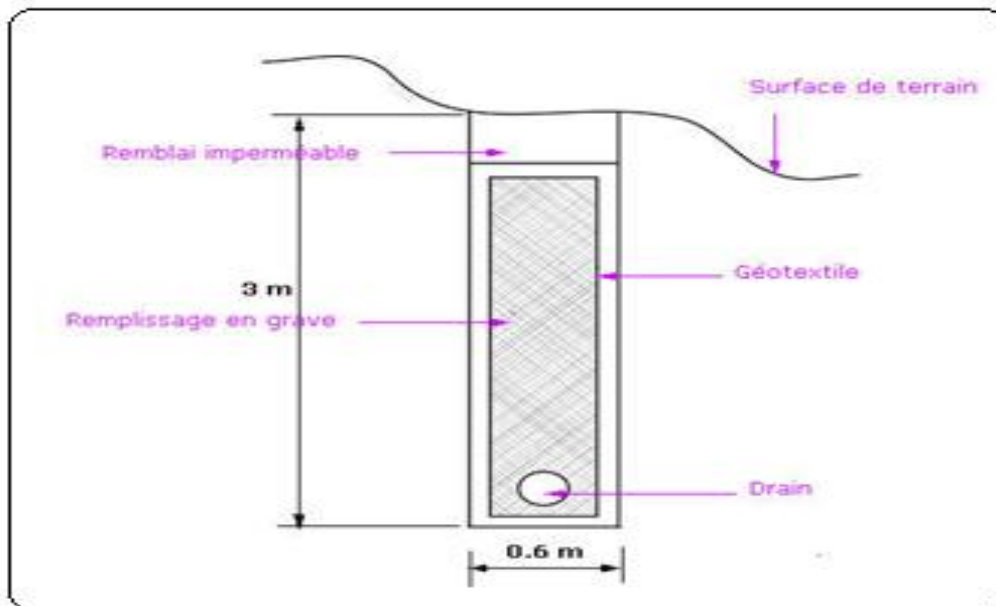


Fig. I.10. Drains subhorizontaux.

D. Masques et éperons drainants

Les masques drainants sont des ouvrages en matériaux granulaires grossiers mis en place en parement de talus; leur rôle est d'annuler la pression interstitielle dans la portion correspondante de terrain, mais leurs caractéristiques très frottantes apportent également un gain de stabilité. Les éperons drainants sont des sortes de masques discontinus ; s'il est inutile ou difficile de réaliser un masque, on se contente de faire des saignées remplies de matériau drainant régulièrement espacées.

E. Drains verticaux

Cette méthode consiste à réaliser des forages drainants verticaux équipés de pompes immergées. Elles sont utilisées dans le cas de masse instable importante en glissement lent. On préconise ce système si la vitesse moyenne avant travaux est de l'ordre du centimètre par année, de façon à éviter un cisaillement prématuré des crépines. Si la vitesse est variable au cours de l'année, les travaux de forage doivent être effectués en période sèche, donc pendant les mouvements les plus lents. Les pompes seront opérationnelles dès la période habituelle de réactivation.

I.3.2. Méthodes de renforcement

I.3.2.1. Terrassements

Les conditions de stabilité étant directement liées à la pente du terrain, le terrassement reste le moyen d'action le plus naturel. On peut distinguer trois groupes de méthodes de stabilisation par terrassement :

- les actions sur l'équilibre des masses : allègement en tête, remblai en pied ;
- les actions sur la géométrie de la pente : purge et reprofilage ;
- les substitutions partielles ou totales de la masse instable.



Fig. I.11. Les travaux de terrassements

Remblai de pied

Le chargement en pied d'un glissement est une technique souvent utilisée, généralement efficace. L'ouvrage, également appelé banquette, berme ou butée, agit par contrebalancement des forces motrices. Pour qu'il soit efficace, il faut réaliser un ancrage dans les formations sous-jacentes en place. Comme dans le cas d'un ouvrage de soutènement, le dimensionnement doit justifier de la stabilité au renversement, de la stabilité au glissement sur la base et de la stabilité au grand glissement. Mais en pratique, c'est la stabilité le long de la surface de rupture du glissement déclaré qui est dimensionnante. La stabilité au grand glissement suppose que :

- l'ouvrage limite les risques de reprise du glissement en amont ;
- l'ouvrage ne déclenche pas d'autre glissement, par exemple à l'aval.

Allègement en tête

L'allègement en tête de glissement consiste à venir terrasser dans la partie supérieure. Il en résulte une diminution du poids moteur et, par conséquent, une augmentation du coefficient de sécurité. La méthode de dimensionnement consiste en un calcul de stabilité le long de la surface de rupture déclarée en prenant en compte la modification de géométrie en tête. On peut également substituer le matériau terrassé par un matériau léger (polystyrène, matériau à structure alvéolaire, etc.).

Reprofilage

Les conditions de stabilité d'un talus étant directement liées à sa pente, on peut assez simplement augmenter la sécurité par retalutage du terrain naturel. Dans ce sens, le procédé s'apparente à l'allègement en tête : il consiste en un adoucissement de la pente moyenne. Ce type de traitement est particulièrement bien adapté aux talus de déblais, et il est de pratique courante. Notons que l'exécution de risbermes a l'avantage d'améliorer la stabilité par rapport à une pente unique et de créer des voies d'accès pour l'entretien ou des travaux complémentaires. L'adoucissement de la pente est généralement mal adapté aux versants naturels instables car il met en jeu des volumes de sol très importants.

Purge

Les techniques de terrassement s'accompagnent fréquemment de purges du matériau déplacé par le glissement. Cette solution est généralement limitée aux glissements de taille modeste. On peut, dans certains cas, purger l'ensemble du matériau glissé, à condition que la surface mise à nu soit stable.

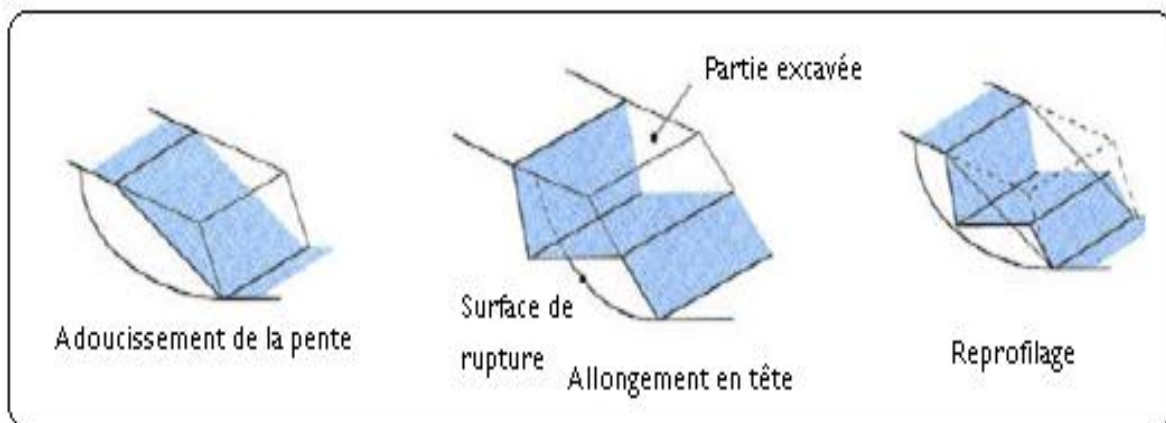


Fig. I.12. Méthodes de terrassements.

Substitution totale ou partielle.

La substitution totale consiste à venir purger l'ensemble des matériaux glissés ou susceptibles de glisser, et à les remplacer par un matériau de meilleure qualité. Cela permet de reconstituer le profil du talus initial.

Il importe de vérifier la stabilité au cours des phases de travaux et celle du talus définitif dans lequel on prend en compte les caractéristiques du matériau de substitution et du matériau en place. La substitution de matériaux glissés suppose que l'on connaisse le volume de matériaux concerné, que l'on excave plus profondément que la surface de rupture, et que l'on réalise des redans afin d'assurer un bon accrochage entre le substratum et le sol d'apport. La tenue des talus provisoires de la purge dépend des conditions de terrassement, de la météorologie, des hétérogénéités locales.

Des substitutions partielles sont souvent employées, sous forme de bèches ou de contreforts discontinus. Le coefficient de sécurité de la pente ainsi traitée peut être estimé en prenant la moyenne pondérée des coefficients de sécurité de la pente avec et sans substitution.

I.4. Eléments descriptifs d'un mouvement de terrain

- 1) **Escarpelement principal** : Surface inclinée ou verticale, souvent concave limitant le glissement à son extrémité supérieure et prolongée en profondeur par la surface du glissement.
- 2) **Escarpelement secondaire** : Surface circulaire semblable à l'escarpement principal, mais visible dans la masse remaniée. Ces escarpements confèrent à la masse en mouvement une structure en escalier.
- 3) **Pied** : Correspond à l'intersection aval de la surface topographique initiale et la masse glissée. Le pied est souvent masqué par le bourrelet.
- 4) **Surface de glissement (Ou de rupture)** : C'est la surface qui sépare la masse glissante des terrains en place.
- 5) **Fissures et crevasse** : rupture au sein du matériau se manifestant par des fentes d'importance et de formes diverses suivant leur position.
- 6) **Couronne** : sone située au-dessus de l'escarpement principal souvent peu affecte par le désordre. Seules quelques fissures ou crevasses témoignant de la mise en traction des terrains dans ces zones.
- 7) **Tête** : c'est la limite amont du glissement et plus précisément partie où le matériau glissé se trouve en contact avec l'escarpement principal.
- 8) **Elément** : fraction de la masse glissée entre deux escarpements.

- 9) **Flan** : limite latérales du glissement prolongeant l'escarpement principal.
- 10) **Extrémité inférieure (pouce)** : zone aval du mouvement du terrain ou extrémité du bourrelet.
- 11) **Rides transversales** : elles se forment dans le bourrelet du mouvement du terrain, témoins d'effort de compression pouvant aboutir a des chevauchements dans le matériau.
- 12) **Corps** : partie centrale du glissement recourant la surface de rupture.

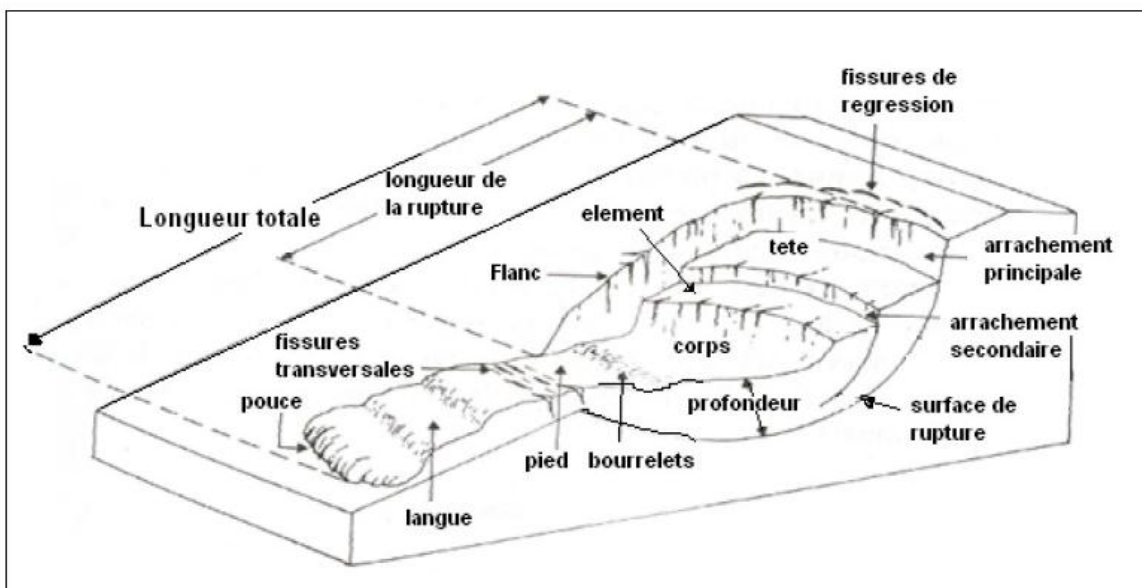


Fig. I.13. Morphologie générale d'un glissement de terrain.

I.5. Classification des glissements

Les glissements peuvent être classés selon la profondeur estimée de la surface de glissement et selon la vitesse moyenne à long terme des mouvements (comme mesure de leur activité). Lors de l'évaluation du danger potentiel que représente un glissement, on ne doit pas seulement considérer le volume ou la vitesse du glissement.

Il faut aussi tenir compte des mouvements différentiels qui se manifestent et qui peuvent conduire au basculement des bâtiments ou à la formation de fissures. Les glissements peuvent aussi se transformer en glissement coulée (coulée de terre) et atteindre des zones très étendues. Il faut enfin prendre garde aux interactions entre glissement de terrain et cours d'eau, par lesquelles de grandes masses de matériaux alluvionnaires peuvent être mobilisées.

Ce phénomène peut conduire à la formation d'une retenue sur un cours d'eau, puis entraîner des débâcles (laves torrentielles) qui mettent en danger les zones situées en aval.

Glissement	Profondeur de glissement
Superficiel	0-2 m
Semi profond	2-10 m
Profond	>10 m

Tableau I.1 Classification selon la profondeur de la surface de glissement (En mètres sous la surface du sol).

Chapitre II :

Les murs de soutènement

II.1. Définition

Un ouvrage de soutènement est une construction destinée à prévenir l'éboulement ou le glissement d'un talus raide. Les ouvrages de soutènement sont essentiellement employés, soit en site montagneux pour protéger les chaussées routières contre le risque d'éboulement ou d'avalanches, soit en site urbain pour réduire l'emprise d'un talus naturel, en vue de la construction d'une route, d'un bâtiment ou d'un ouvrage d'art. Il existe deux grandes classes d'ouvrages de soutènement : ceux composés d'une paroi résistante et d'une semelle de fondation et ceux composés d'une paroi (palplanches) [2].

II.2. Historique

Dans les premiers besoin générant le mur de soutènement se trouve la fabrication des terrasses sur les terrains pierreux en en pente pour un usage agricole, terrasses bordées de murs bas en pierres crues (pierres brutes mises sur assise sans mortier et en opus peu élaboré) récupérées par l'érosion des sols : ces murs sont édifiés pour combattre celle-ci (par exemple en Ardèche). Puis on trouve la construction de terrasses recevant des édifices imposants. Ces murs furent dès l'antiquité des murs massifs constitués en maçonnerie soignée de blocs de pierres (dont l'exemple évocateur est celui des temples en gradins Incas).

XX^e siècle à la maçonnerie par appareillage du génie militaire ou civil, se compose d'un voile (mur mince) et d'une semelle. (Cette semelle varie en largeur suivant plusieurs facteurs dont la surcharge sur la partie supérieure, le poids volumique et la qualité des sols de fondation, la pente du talus naturel du matériau retenu par le mur).

Depuis quelques décennies, les parois préfabriquées se sont largement substituées aux murs en béton coulé sur place et aux murs en maçonnerie appareillée, parce qu'elles sont meilleur marchées, plus rapides et plus faciles à mettre en œuvre, et plus favorables à l'environnement.

II.3. Principe du soutènement

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

- Etre ancré dans un corps mort fournissant une inertie ou ancré plus loin dans le sol à proximité qui ne fait pas partie de l'ensemble susceptible de glissement ou a une meilleure composition afin que la poussée soit contenue , éviter le glissement et annuler le moment de basculement : ce sont les parois ancrées
- Résister au basculement par une semelle insérée sous les terres, semelle de surface de base en rapport avec la hauteur fournissant le moment de renversement.

- Réduire la poussée par un épaulement des terres retenues entre deux contreforts murs à redans Les murs de soutènement , quel que soit leur type , doivent en principe être drainés , car la pression de l'eau retenue derrière un mur sans interstices d'évacuation augmente d'autant la poussée sur l'ouvrage et modifie la « consistance » du matériau en le fluidifiant ce qui apporte une transmission de poussée d'une partie plus importante , la friction (phénomène de s'agripper) en résistance au glissement ayant partiellement disparu, la pente naturelle du tas diminue.

II.4. Type des murs de soutènement

II.4.1. Mur poids

Le type d'ouvrage le plus classique et le plus ancien est le mur poids en béton ou en maçonnerie. Ce sont des ouvrages rigides qui ne peuvent supporter sans dommages des tassements différentiels [3]. C'est le genre de murs qui convient le mieux pour résister par son propre poids sur des hauteurs de 2 à 3 m de remblais

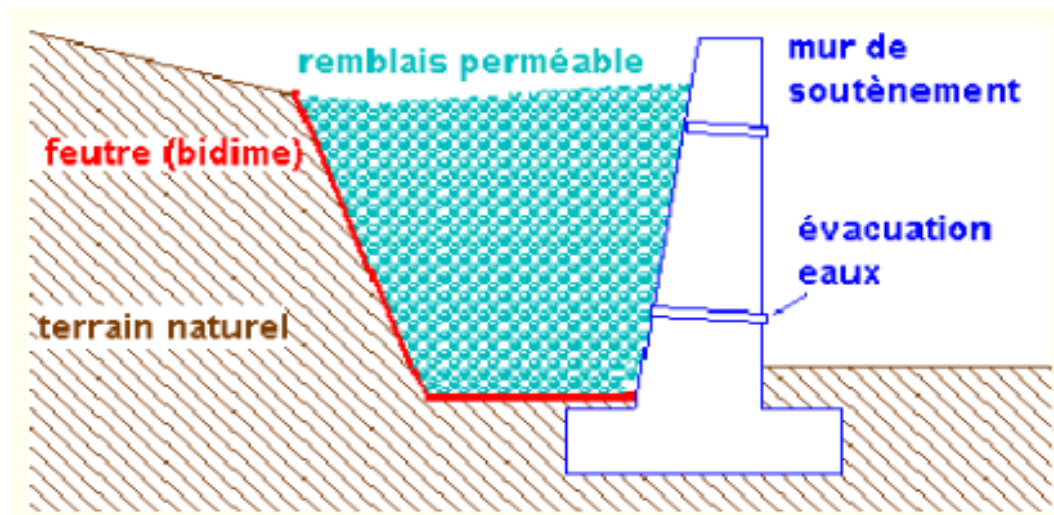


Fig. II.1 Mur poids classique

II.4.1.1. Mur en gabions :

C'est un mur dérivé du mur poids, il a la forme d'une caisse chargée par sa partie haute de cailloux quant aux murs gabions, ils peuvent être assimilés à des murs poids ou caisson : il s'agit d'une enveloppe de fil de fer grillagée parallépipédique remplie de gros galets laissant le drainage de l'eau et évitant ainsi toute pression hydrostatique. Ce type de murs convient dans le cas de terrains compressibles [4].



Fig. II.2 Mur en gabion

II.4.1.2. Mur en pierres sèches

Pendant des siècles, l'état des techniques n'a permis de réaliser que des murs de soutènement avec des matériaux naturels, c'est-à-dire en pierres. En particulier, ces ouvrages étaient souvent basés sur la technique des pierres sèches : aucun liant (mortier ou ciment) n'est utilisé pour maintenir les pierres ensemble. De tels murs présentent des avantages sur un plan environnemental, mais aussi culturel [5].



Fig. II.3 Mur en pierres sèches

II.4.1.3. Les murs cantilevers

Un mur cantilever est la structure la plus commune pour retenir le sol ou un autre type de matériel. ce sol appelé remblai ,est maintenu dans des position qui ne serait pas normalement se trouver ,et s'effluence de la gravité ,sans le mur de soutènement ou si la structure a échoué, une paroi en porte à faux est construite à partir de béton armé et est construit avec une plaque de base et la tige qui est plus mince que dans les autre types de murs de soutènement la base est constituée d'un talon ,qui se trouve au-dessous du sol et une pointe qui se trouve sur la partie extérieure de la paroi de base .

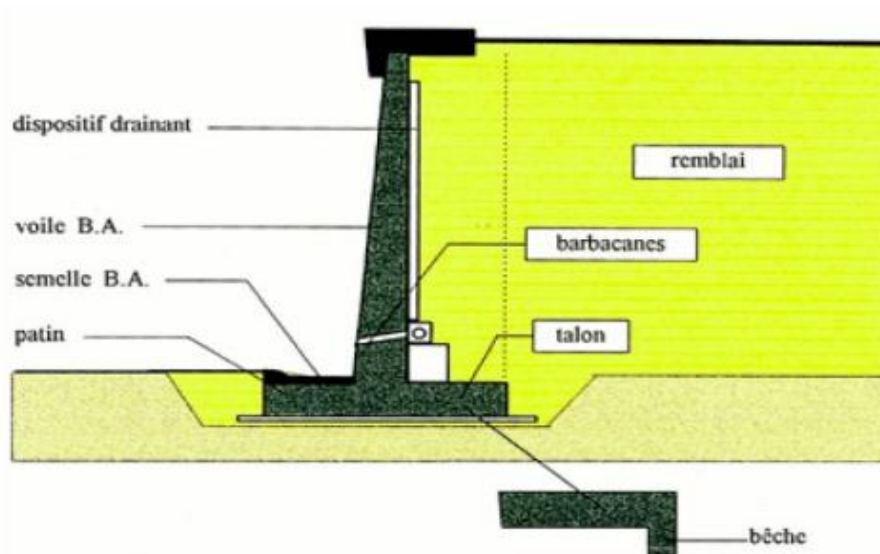


Fig. II.4 Mur cantilever

II.4.2. Les murs en béton armés :

Les murs en béton armé peuvent avoir des formes diverses et être réalisés de façons multiples

II.4.2.1. 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 faible pour une même largeur de semelle.

Dans le cas de murs en déblai (c'est-à-dire réalisés en terrassant un talus) les limitations de volume de terrassement et les difficultés de tenue provisoire des fouilles obligent à réduire le talon et à augmenter le patin [1].

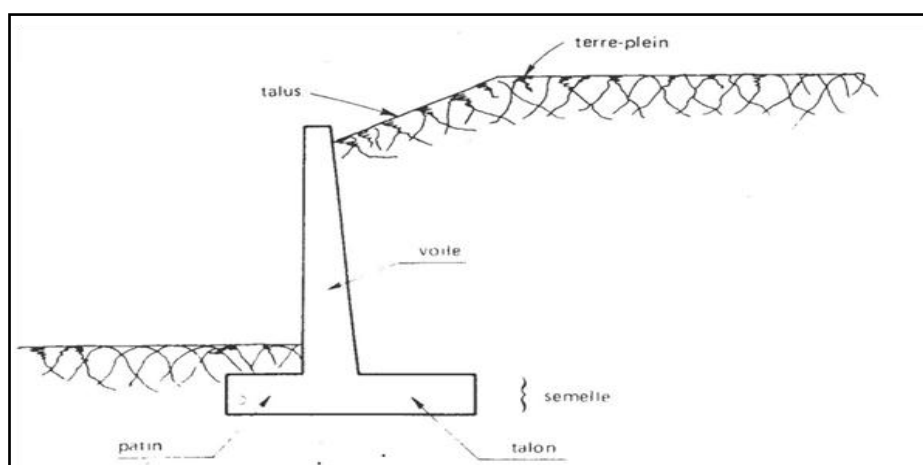


Fig. II.5 Mur en « T renversé » classique

II.4.2.2. Mur à contreforts :

Les contreforts, placés à distance égale les uns des autres (variant entre 2.5m à 5m ordre de grandeur), agissent en tant que raidisseurs du voile du mur (lorsque ce – dernier dépasse environ 6 à 8m). Ils sont employés pour des murs qui ont une longueur considérable ces contreforts peuvent être placés aussi bien du côté du talus que de l'autre. Cependant, s'ils sont posés du côté du talus, le remblaiement est rendu moins aisé. C'est pourquoi, la pose se fait souvent du côté opposé au talus avec néanmoins un effet esthétique discutable.

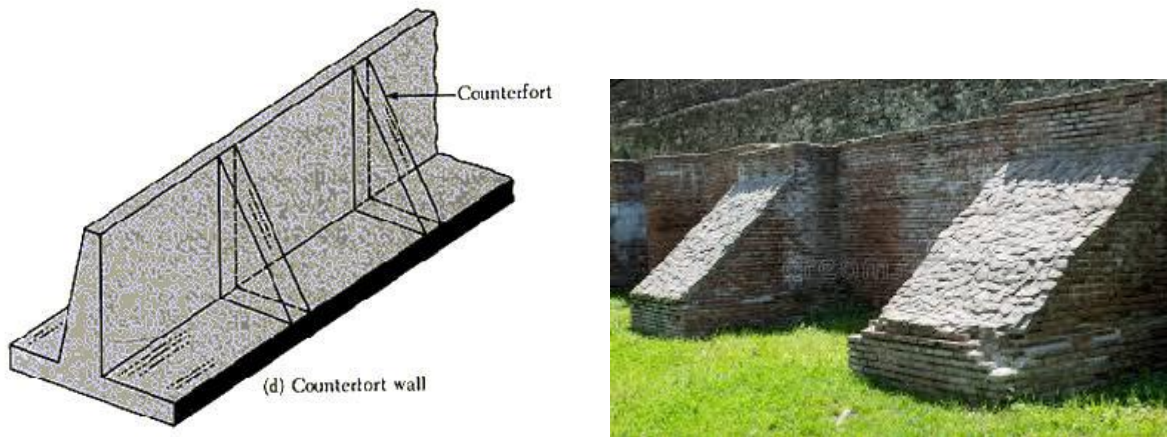


Fig. II.6. Mur à contreforts

II.4.2.3. Murs divers

On peut encore adopter d'autres solutions pour limiter les poussées des terres sur le voile des murs, mais elles sont d'un emploi peu fréquent. Ces solutions, certes astucieuses et séduisantes, ont l'inconvénient d'être d'une exécution difficile et de grever le coût du mur, même si l'on économise par ailleurs sur la matière.

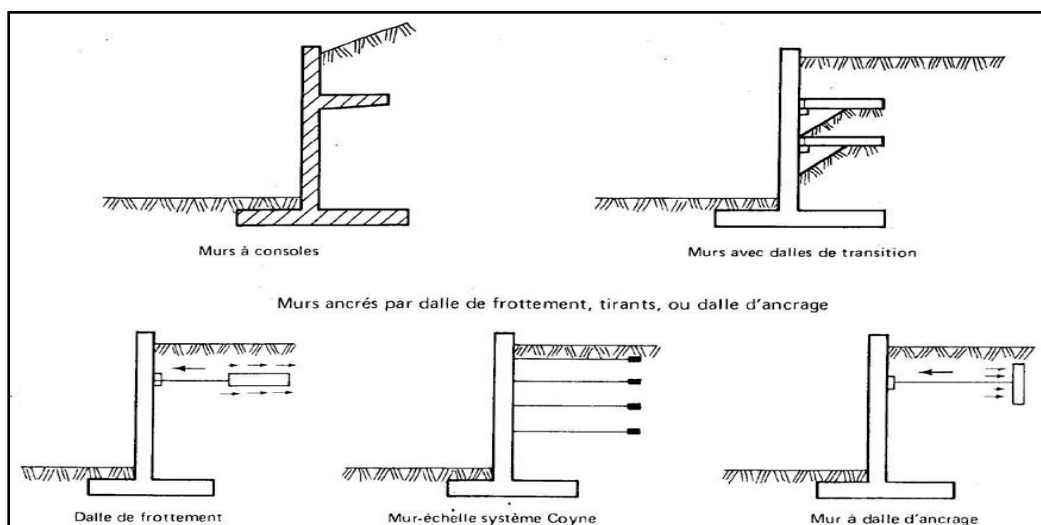


Fig. II.7 Les murs divers.

II.5. TYPES DES ECRANS DE SOUTÈNEMENT

II.5.1. les rideaux de palplanches

Les rideaux de palplanches sont constitués de palplanches métalliques en général, emboîtées les unes dans les autres et battues dans le sol de fondation, pour former un écran vertical le plus souvent rectiligne, servant de soutènement à un massif de sol.

Les rideaux de palplanches peuvent constituer des ouvrages provisoires ou définitifs. Leur caractéristique essentielle est que le soutènement ainsi formé est souple, ce qui nécessite une méthode spécifique de dimensionnement.



Fig. II.8 Les rideaux de palplanches

II.5.2. les parois

A. les parois moulées

Une paroi moulée est un écran en béton armé moulé dans le sol. La stabilité de la tranchée pendant les opérations de forage, de ferrailage et de bétonnage est obtenue avec un fluide de perforation appelé boue. La boue est fabriquée avec de la bentonite. Elle forme sur les parois de l'excavation un dépôt étanche appelé cake qui lui permet de ne pas percoler dans le terrain et d'assurer la pression hydrostatique qui s'oppose à l'éboulement des parois. Une boue fabriquée avec des polymères peut être aussi utilisée.



Fig. II.9 Les parois moulées

B. Les parois berlinoises

Dans son originalité qui se développée lors de la construction de Berlin, au début de 20ème siècle, il s'agit de profile en acier battus dans le sol et la surface entre axes est couverte par des madriers en bois généralement horizontaux [5].



Fig. II.10 Les parois berlinoises

II.3.3. les murs en terre armé

La terre armée est une technique relativement récente. Le principe consiste à associer à un sol pulvérulent et un renforcement (armatures) résistant à la traction. L'ouvrage est terminé sur sa face vue par un parement destiné à retenir les grains de sol entre les lits d'armatures. Les principaux avantages de la terre armée résident dans son économie, son intégration aux ouvrages en terre et surtout dans sa grande déformabilité qui lui permet de s'adapter sans risques à des mouvements de terre importants.



Fig. II.11 Mur en terre armé.

II.3.4. Les éléments de la Terre Armée

Chacun des éléments d'une structure en terre armée a une influence directe sur sa stabilité et ses performances. Ces avantages ont conduit à une large utilisation de cette technique dans divers domaines du génie civil :

- Ouvrages ferroviaires
- Ouvrages routiers
- Ouvrages hydrauliques
- Ouvrages industriels et de protection



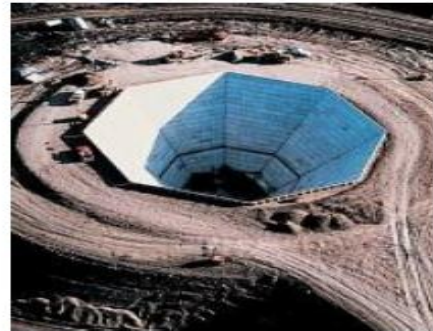
a : ouvrages ferroviaires



b : ouvrages routiers



c : ouvrages hydrauliques



d : ouvrages industriels

Fig. II.12 Domaines d'utilisation de la terre armée.

A- Les pneus sol

Un mur de soutènement en pneu sol est constitué :

- De pneus : (pneumatiques ou éléments de pneumatique qu'ils sont disposés linéairement ou en nappes selon des lits horizontaux).
- De remblai remplissant les vides laissés et séparant les lits de pneus, ne présentant pas des caractéristiques géotechniques contraignantes,
- De parements préfabriqués en béton protégeant les Pneus vus, empêchant le remblai de s'ébouler entre les lits de pneus et pouvant jouer un rôle architectural : s'il n'y a pas de parements en béton comme dans le cas des raidissements de pente (pente 1/2 ou 1/3), les pneus vus ne jouent aucun rôle mécanique.



Fig. II.13 Mur en pneu sol.

B. Les géo synthétiques

Ce sont des produits dont au moins l'un des constituants est à base de polymère synthétique ou naturel, se présentant sous forme de nappe, de bande ou de structure tridimensionnelle, utilisé en contact avec le sol ou avec d'autres matériaux dans les domaines de la géotechnique et du génie civil.

Ces produits sont utilisés dans les domaines tels que la construction routière, les travaux hydrauliques, les chemins de fer, les terrains d'aviation, etc.

Les géo synthétiques peuvent être produits à partir de différents polymères, polyester (PET) polyvinyle alcool (PVA), polypropylène (PP).

L'avantage du PET est un faible allongement lié à une grande résistance à la traction (haute ténacité).

L'avantage du PVA est un allongement extrêmement bas et une excellente résistance chimique.

L'avantage du PP est aussi très bonne résistance chimique avec un allongement acceptable.

Ils se distinguent en trois familles principales : les géotextiles, les géomembranes et les géo grilles.

1. géotextiles

Les géotextiles sont des produits tissés, non tissés, ou tricotés, perméables, fabriqués à base de polymère et utilisés dans les domaines de la géotechnique et du génie civil. La fonction du géotextile dans le sol peut être la séparation, la filtration, et aussi le renforcement.

Les géotextiles tissés sont produits par entrelacement, habituellement à angle droit, de deux ou plusieurs faisceaux de fils, de filaments, de bandelettes ou d'autres éléments.



Fig. II.14 Exemple de géo textile.

2. Géo grilles

Les géo grilles sont des géo synthétiques dont la fonction est le renforcement des sols.

Une géo grille est une structure plane à base de polymère, constituée par un réseau ouvert et régulier d'éléments résistants à la traction et pouvant être assemblés par extrusion, par collage ou par entrelacement, dont les ouvertures ont des dimensions supérieures à celles des constituants et permettant le confinement du



Fig. II.15 Exemple de géo grille sol.

3. Géo membrane

Les géomembranes sont des produits adaptés au génie civil, minces, souples, continus, étanches aux liquides mêmes sous des sollicitations de service.

Dans l'état actuel des techniques, ni les produits de faible épaisseur fonctionnelle (inférieure à 1mm), ni les produits dont l'étanchéité est assurée uniquement par un matériau argileux, ne sont considérés comme des géomembranes.

Elles sont généralement fabriquées en polyéthylène, haute et basse densités (HDPE, VFPE), en bitume élastomère, en polypropylène (pp) ou en chlorure de polyvinyle (PVC).



Fig. II.16 Rouleaux de géo membrane.

Elles sont généralement stockées sous forme de rouleaux de longueurs et largeurs différentes, pouvant aller de 1m par 10m pour les géomembranes bitumineuses à 7,5m par 200m pour les géomembranes en polyéthylène par exemple.

Elles sont utilisées en génie civil, bâtiment, agriculture, environnement et industries. En génie civil elles font partie de la famille des géo synthétiques. Elles sont souvent thermosoudables pour réaliser les joints dans des conditions de qualité et de fiabilité optimales.



Fig. II .17 Exemple de géo membrane.

II.6. Modes de rupture des ouvrages de soutènement

Pour la conception des murs de soutènement, il est nécessaire de définir «la rupture» et de savoir comment les murs peuvent s'effondrer.

Dans des conditions statiques, les murs de soutènement sont soumis à des forces liées à la masse de la paroi, des pressions du sol et des forces extérieures telles que celles transmises par les butons, Kramer [6].

Un mur de soutènement bien conçu permettra d'atteindre l'équilibre de ces forces sans induire de contraintes de cisaillement qui s'approchent de la résistance au cisaillement du sol. Pendant un tremblement de terre, cependant, les forces d'inertie et les variations de résistance du sol peuvent constituer une perte de l'équilibre et de provoquer une déformation permanente de la paroi, Kramer [6].

En principe cinq modes de rupture peuvent être rencontrés dans les ouvrages de soutènement:

- Le glissement de l'ouvrage sur sa base (Fig. II.10a).
- Le renversement de l'ouvrage (Fig. II.10b).
- Le poinçonnement du sol de fondation (Fig. II.10c).
- Le grand glissement englobant l'ouvrage (Fig. II.10d).
- La rupture des éléments structuraux de l'ouvrage (Fig. II.10e).

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

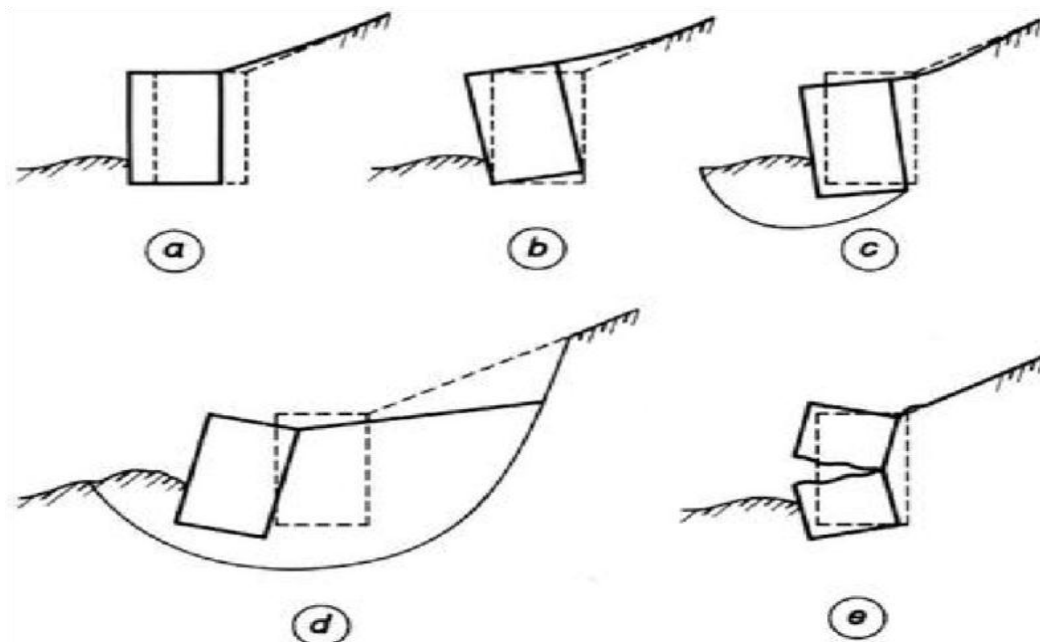


Fig. II.18 Modes de rupture des ouvrages de soutènement.

Chapitre III :

Généralité sur les séismes

III.1. Introduction

L'analyse des mécanismes et des caractéristiques d'un séisme montre que l'action sismique est avant tout définie par un mouvement de sol. Ce mouvement peut être caractérisé en termes de déplacement, vitesse ou accélération. Chacun de ces paramètres fluctue avec le temps et suivant toutes les directions de l'espace. L'action sismique peut également être définie par une définition fréquentielle de cette action. Un mouvement de terre est le phénomène géodynamique le plus répandue, il se traduit en surface par des vibrations du sol plus ou moins violentes et destructrices. Il provient de la fracturation des roches en profondeur provoquant des ondes sismiques naissant lors de déplacements saccadés de la croûte terrestre dans une zone de rupture (faille active).

Les tremblements de terre sont couramment provoqués par des ondes sismiques naissant lors de déplacements saccadés de la croûte terrestre dans une zone de rupture (faille active). L'endroit où se produit le séisme est appelé foyer ou hypocentre, le point de la surface du sol directement au-dessus est appelé épïcêtre. Dans l'état actuel, il n'est pas possible de prédire l'instant et le lieu où un séisme va se produire, mais il est possible d'identifier les zones à haut risque sismique et d'y construire en conséquence. Certains sols sableux ou limoneux saturés peuvent présenter une bonne capacité portante pour les charges statiques, mais lorsqu'ils sont soumis à un tremblement de terre, ils peuvent se liquéfier. [7]

III.2. Les catégories de séismes

Les séismes peuvent se classés selon leur mode de génération comme il est montré sur le tableau III.1. [7]

Mécanisme à l'hypocentre	Séismes naturels	Séismes artificiels/anthropiques
Jeu d'une faille	Séismes tectoniques : Rupture soudaine des roches.	Mise en eau d'un grand barrage. Exploitation de gaz...
Explosion	Séismes volcaniques : Fracturation des roches dues à l'intrusion de magma. Dégazage, oscillation propre du réservoir magmatique.	Tirs d'explosion sismique. Tirs de mines et carrières. Essais nucléaires souterrains.
Implosion	Séismes d'effondrement : Effondrement de cavités dans le gypse ou le calcaire. Effondrement lié à un grand glissement de terrain.	Phénomènes dynamiques d'origine minière (effondrements...).

Tableau. III.1. Classement des séismes selon leur mode de génération.

Les séismes tectoniques Ce sont les plus courants et les plus meurtriers. En effet, même si un nombre infime de ces séismes sont destructeurs, certains sont paroxysmiques et

entraînent des catastrophes parmi les mauvais que l'on connaisse. On distingue généralement trois types de mouvements :

- ✓ un mouvement latéral, lorsqu'une plaque se déplace latéralement par rapport à une autre ;
- ✓ des mouvements divergents, lorsqu'une plaque s'éloigne d'une autre, formant une tranchée océanique ;
- ✓ un mouvement de subduction, lorsque deux plaques convergent, forçant l'une à s'enfoncer sous l'autre

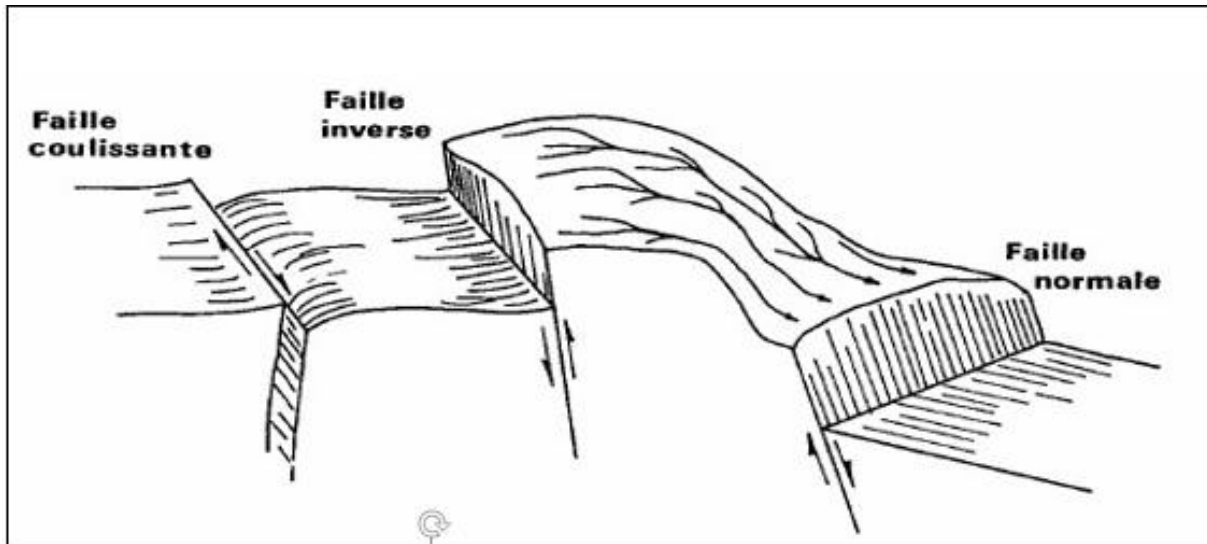


Fig.III.1 Mouvement des failles

Généralement, les séismes sont dus aux mouvements des plaques tectoniques terrestres



Fig.III.2 Principales plaques tectoniques et leurs liaisons avec les séismes récents.

III.3. Les ondes sismiques

Émises lors d'un séisme, elles se propagent à travers les roches dans le sol jusqu'à atteindre la surface terrestre. C'est le passage de ces ondes qui provoque les vibrations du sol lors d'un séisme.

À la secousse principale, succèdent des répliques, des secousses plus faibles mais parfois meurtrières. Suite au déplacement des blocs de part et d'autre de la faille lors du séisme principal, les répliques correspondent à des réajustements des blocs au voisinage de la faille pour retrouver un nouvel équilibre. Des lois empiriques permettent d'évaluer statistiquement la probabilité d'occurrence d'une réplique de telle magnitude dans une période donnée, mais il reste impossible de prévoir exactement quand et où une réplique d'une magnitude donnée va survenir. Le nombre de répliques décroît rapidement dans le temps (la plupart ont lieu dans les jours qui suivent le séisme principal) mais, pour des séismes puissants, des répliques peuvent se produire même des années après.

➤ **Les différentes ondes sismiques :**

Lors du déplacement de la roche le long d'une faille, l'énergie libérée se propage dans toutes les directions autour du foyer sous forme d'une vibration complexe composée de différents trains d'ondes.

- **Ondes P (primaires)** ou ondes de compression, qui sont les plus rapides (6 km/s près de la surface).

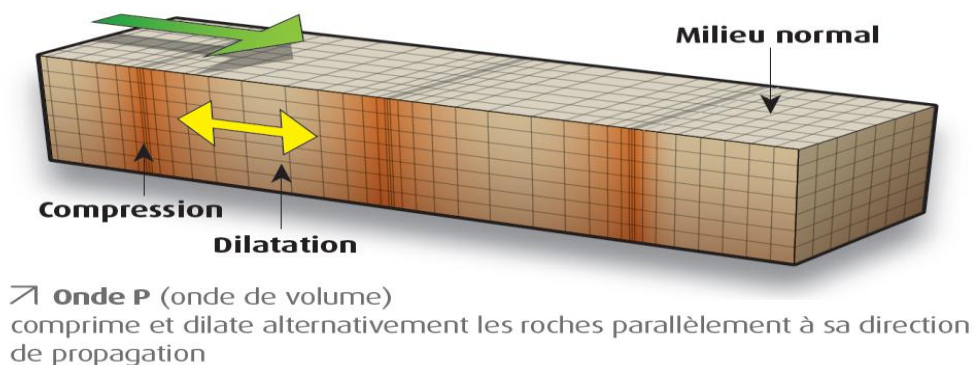
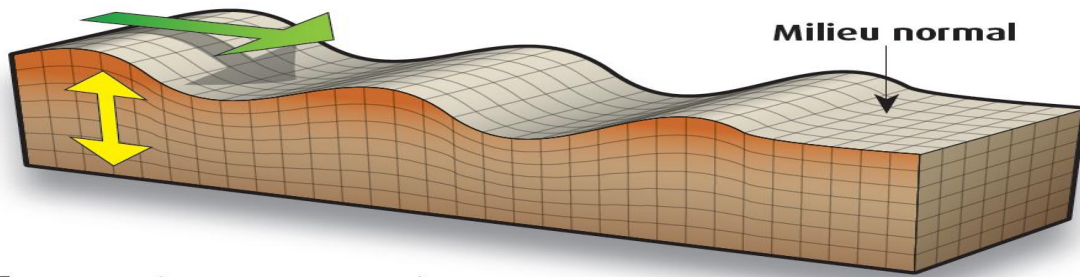


Fig. III.3 Onde P

- **Ondes S (secondaires)**

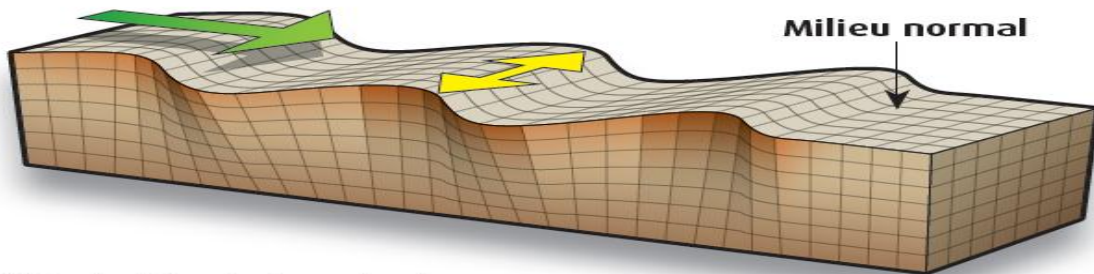
Ondes de cisaillement (en général 60% de la vitesse des ondes P). L'arrivée de ces trains d'ondes est décalée dans le temps en raison de vitesses de propagation différentes dans la roche. Pour un observateur éloigné de l'épicentre, le séisme est perçu comme une succession dans le temps de vibrations dans toutes les directions, provenant de l'épicentre.



➤ **Onde S** (onde de volume)
cisaille les roches en les faisant vibrer perpendiculairement à sa direction de propagation

Fig. III.4 Onde S

- **Onde L**
Lorsque les ondes de volume arrivent à la surface, elles génèrent des ondes de surface (ondes de Love et ondes de Rayleigh).



➤ **Onde L** (onde de surface)
déplace le sol d'un côté à l'autre dans un plan horizontal perpendiculairement à sa direction de propagation

Fig. III.5 Onde L

III.4. Caractéristiques des séismes

A. Le foyer

(Ou l'hypocentre) est l'emplacement de la rupture des roches en profondeur. C'est la région de la faille d'où partent les ondes sismiques.

B. L'épicentre

L'épicentre est le point de la surface terrestre situé à la verticale d'hypocentre. Le centre de la zone de plus forte intensité est appelé l'épicentre macrosismique. Il peut être différent de l'épicentre réel, dit micro-sismique, à cause de présence d'alluvions ou des reliefs pouvant amplifier les ondes sismiques.

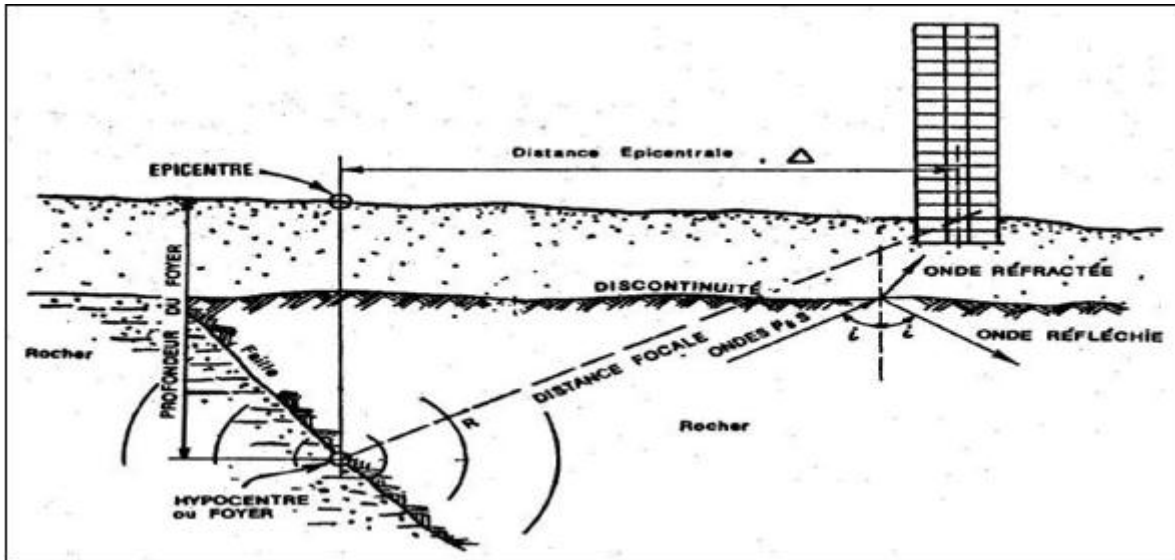


Fig. III.6 Trajectoire des ondes sismiques

Les enregistrements effectués montrent qu'il n'y a pas de direction horizontale favorisée devant une autre; par exemple les accélérogrammes du séisme de San Francisco du 22 mars 1967 enregistrés à Golden Gate Park suivant la direction Est-Ouest et Nord-Sud, indiquent que les accélérations maximales sont comparables.

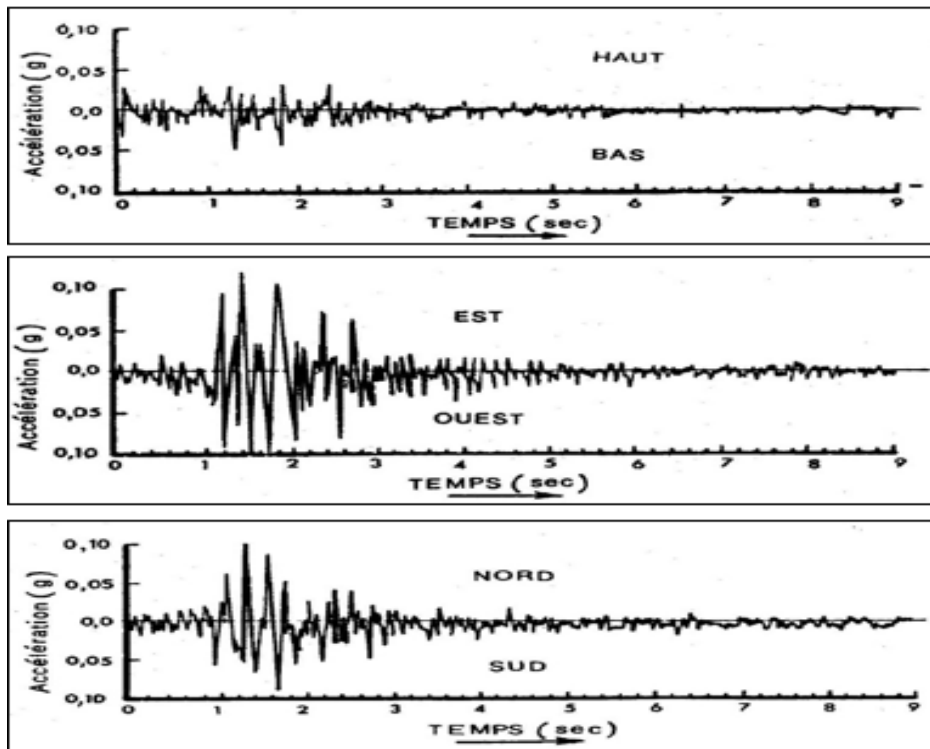


Fig. III.7 Séisme de San Francisco du 22 mars 1967 enregistré à Golden Gate.

C. La magnitude

Elle évalue l'énergie libérée au foyer du séisme. Elle est définie comme le logarithme décimal de l'amplitude maximale des ondes sismiques sur un sismogramme et se quantifie sur l'échelle de Richter. A titre d'exemple, le séisme le plus puissant mesuré à ce jour a eu lieu au Chili, le 22 mai 1960, sa magnitude étant de 9,5 sur cette échelle.

D. L'intensité I

Elle permet de classer qualitativement les séismes, par observation des dégâts causés. Elle s'échelonne de 1 à 12 selon l'échelle de Mercalli, 12 correspondant à des dégâts catastrophiques.

E. L'accélération maximale du sol ou PGA

C'est un paramètre important pour le calcul de structure. Les paramètres précédents ayant essentiellement un intérêt d'appréciation et de classification, ils ne sont pas directement utilisables pour ce domaine. Cette valeur relève de mesures effectuées sur le site. L'accélération maximale est exprimée en m/s^2 ou en g , valeur de l'accélération de la pesanteur.

F. Le déplacement maximal du sol

Il donne une idée de l'ordre de grandeur du déplacement relatif du centre de gravité d'une structure par rapport à sa base (allant de quelques centimètres à un mètre en zone fortement sismique).

G. La durée du tremblement de terre

Celle-ci est liée à sa magnitude et va de quelques secondes à une minute en zone fortement sismique.

H. Les sismogrammes, ou accélérogrammes

Ce sont des représentations des accélérations en un lieu du séisme, en fonction du temps. Ils caractérisent à la fois l'accélération, la durée et le contenu fréquentiel. Ils proviennent d'enregistrements dans la zone sismique considérée, dans ce cas on les appelle naturels. Ils peuvent aussi être créés artificiellement. Un sismogramme est la caractérisation la plus explicite d'un tremblement de terre, qui présente l'avantage de pouvoir être directement utilisé dans un calcul dynamique.

III.5. Méthodes de détection

III.5.1. Ancienne méthode chinoise

L'ancienne méthode chinoise consistait en un vase de bronze comportant huit dragons sur le contour, le Houfeng Didong Yi du chinois Zhang Heng. Une bille était placée dans la gueule de chacun d'eux, prête à tomber dans la gueule d'un crapaud. Lorsqu'un séisme se produisait, la bille d'un des dragons (dépendant de l'endroit où se produisait le séisme) tombait dans la gueule d'un des crapauds. Cela indiquait la direction de l'épicentre du tremblement de terre, et vers où il fallait envoyer les secours.

III.5.2. Méthodes Modernes

La localisation de l'épicentre par des moyens modernes se fait à l'aide de plusieurs stations sismiques (3 au minimum), et un calcul tridimensionnel. Les capteurs modernes permettent de détecter des événements très sensibles, tels qu'une explosion nucléaire.

III.5.3. Méthodes de prévision

On peut distinguer trois types de prévision : la prévision à long terme (sur plusieurs années), à moyen terme (sur plusieurs mois) et à court terme (inférieur à quelques jours).

a) Long terme

Les prévisions à long terme reposent sur une analyse statistique des failles répertoriées et sur des modèles déterministes ou probabilistes des cycles sismiques. Elles permettent de définir des normes pour la construction de bâtiments, en général sous la forme d'une valeur d'accélération maximale du sol (pga, peak ground accélération).

b) Moyen terme

Les prévisions à moyen terme sont plus intéressantes pour la population. Les recherches sont en cours pour valider certains outils, comme la reconnaissance de formes (dilatance).

c) Court terme

Dans l'état actuel des connaissances, on ne peut pas prédire les séismes à court terme, c'est-à-dire déterminer la date et l'heure exacte d'un événement sismique, même si on peut souvent déterminer le lieu d'un futur séisme (une faille active principalement), et quelques autres caractéristiques. Cependant, la recherche fondamentale en sismologie s'emploie à tenter de découvrir des moyens de prédiction scientifiques.

III.6. Les phénomènes induits d'un séisme

Plusieurs types naturels peuvent être déclenchés par un séisme. de phénomènes

- **Les mouvements de terrain**

Les séismes peuvent provoquer des mouvements de terrain, tels que glissements de terrain, chutes de blocs, affaissements effondrements de cavités, par modification des conditions de l'équilibre géotechnique. Ainsi, un versant stable en situation statique peut se trouver en déséquilibre sous la sollicitation dynamique du séisme.



Fig. III.8 Glissement de Las Colinas lors du séisme du 13 janvier 2001 au Salvador

- **La liquéfaction des sols**

Dans certaines conditions de sollicitations dynamiques, certains sols, notamment des sables fins gorgés d'eau, peuvent perdre toute portance (principe des sables mouvants). Les bâtiments fondés sur ces sols peuvent alors subir des tassements importants et des basculements.



Fig. III.9 Séisme d'Izmit (Turquie) : perte de portance par liquéfaction du sol lors du séisme du 17 août 1999.

- **Les avalanches**

Un séisme peut également être le déclencheur d'avalanches. La cohésion du manteau neigeux ou des couches de neige entre elles peut être rompue par les vibrations sismiques. Exemple : avalanche du séisme d'Ancash, au Pérou, du 31 mai 1970.

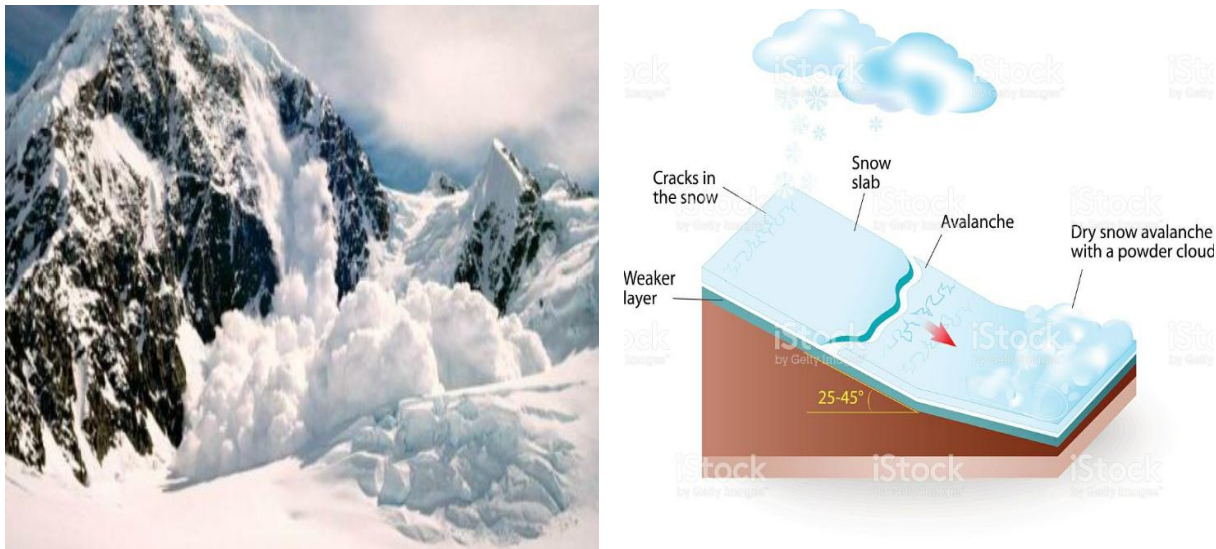


Fig. III.10 Les avalanches.

- **Les tsunamis**

Les séismes sous-marins peuvent, dans certaines conditions (liées à la magnitude, à la profondeur du foyer, au rejet de la faille), être à l'origine de tsunamis. La plus importante caractéristique d'un tsunami est sa capacité à se propagera travers un océan entier. Des côtes situées à des milliers de kilomètres de l'épicentre peuvent être frappées, de manière très meurtrière et dévastatrice.



Fig. III.11 Les tsunamis.

III.7. Le risque sismique, croisement des enjeux et des aléas

$$\text{Risque Sismique} = \text{Aléa sismique} \times \text{Vulnérabilité sismique} \times \text{Valeurs}$$

L'**aléa** (naturel) est la possibilité qu'un événement naturel potentiellement dangereux de caractéristiques données survienne dans une région donnée. L'aléa sismique est donc la possibilité, pour un site donné, d'être exposé à des secousses telluriques de caractéristiques données (exprimées en général par des paramètres tels que l'accélération, l'intensité, le spectre de réponse...). L'aléa sismique peut être évalué par une méthode déterministe ou probabiliste.

- ❖ **L'enjeu** : est l'ensemble des personnes et des biens susceptibles d'être affectés par un phénomène naturel. Ils peuvent se hiérarchiser en fonction de leur importance avant, pendant et après une crise. Parmi les bâtiments et les infrastructures, on peut par exemple distinguer les bâtiments pouvant accueillir du public (écoles, salles de spectacle, etc.), ceux dont le rôle fonctionnel est primordial pour la protection civile (hôpitaux, casernes de pompiers, centres de crise, etc.) et identifier les réseaux nécessaires aux secours ou à la gestion de crise.
- ❖ **La vulnérabilité** : représente la fragilité d'un type d'enjeu (population, bâtiments, etc.) par rapport à un phénomène naturel d'une ampleur donnée. Différents types de vulnérabilité peuvent être distingués : la vulnérabilité structurelle des ouvrages ou des bâtiments liée à leur conception et réalisation, la vulnérabilité systémique, concernant un ensemble d'enjeux organisés en systèmes comme les infrastructures (réseaux routiers, de télécommunications...) et les centres de secours (hôpitaux, casernes...), la vulnérabilité individuelle exprimant le niveau de développement d'une culture du risque chez les individus, etc.
- ❖ **Le risque** : est la probabilité pendant une période de référence de perte des biens, des activités de production et des vies humaines, due à un phénomène potentiellement dangereux. Le risque est donc le croisement entre l'aléa, l'enjeu et sa vulnérabilité. Le risque dépend donc non seulement de l'aléa mais aussi de l'exposition et de la vulnérabilité des enjeux.

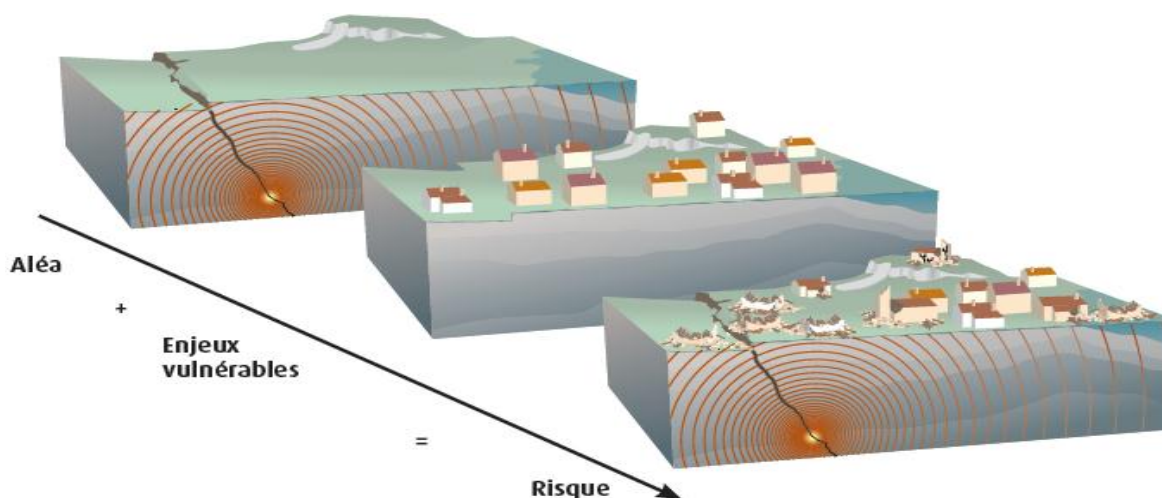


Fig. III.12 Représentations schématique du risque sismique

III.8. La sismicité Mondiale

III.8.1. Exemple de séismes les plus meurtriers dans le monde

Date	Magnitude	Pays	Localisation	Victimes, effets induits majeurs
18.10.1356	6 à 7	Suisse	Bâle	1 000 à 2 000 victimes ; nombreux châteaux détruits, répercussions en France
28.12.1808	7,5	Italie	Messine	86 000 morts
06.12.1920	8,5	Chine	Ganzu	180 000 morts
09.09.1954	6,7	Algérie	Orléans ville	15 000 morts ; nombreuses maisons détruites
31.05.1970	7,8	Pérou	Chimbote	67 000 morts, glissement de terrain
27.06.1976	7,6	Chine	Tangshan	290 000 morts, plus de 780 000 blessés ; dégâts économiques
21.05.1980	7,3	Algérie	El Asnam	10 000 morts
21.06.1990	6,6	Iran	Bam	43 000 morts et 30 000 blessés
17.08.1999	7,4	Turquie	Izmit	17 000 morts et plus de 34 000 blessés
24.02.2004	6,4	Maroc	Al Hoceima	500 morts ; 300 blessés
26.12.2004	9,0	Indonésie	Sumatra	283 000 morts ; tsunami ressenti sur tout l'océan Indien
08.10.2005	7,6	Pakistan	Hazara	plus de 20 000 morts
26.05.2006	6,3	Indonésie	Yogyakarta	5 700 morts et plus de 38 000 blessés ; tsunami
17.07.2006	7,7	Indonésie	Sud de Java	730 morts ; tsunami
5.08.2007	8,0	Pérou	Près de la côte, centre du Pérou	500 morts
12.05.2008	7,9	Chine	Wenchuan	87 500 morts
29.09.2009	8,1	Samoa	En mer, à 190 km d'Apia	190 morts ; tsunami
13.04.2010	6,9	Chine	Qinghai	3 000 morts
23.10.2011	7,1	Turquie	Région Ercis-Tabanlı-Van	600 morts

Tableau. III.2 Exemple de séismes les plus meurtriers dans le monde.

III.8.2 La sismicité en Algérie

L'Algérie a subi plusieurs séismes exterminateurs, parmi les plus Notables, on peut citer Le plus puissant tremblement de terre de l'histoire enregistré en Algérie est celui qui se produisit à El Asnam (Chlef) le 10 octobre 1980. Sa magnitude a atteint 7,3 sur l'échelle de Richter et a fait 2600 victimes. Les tremblements de terre les plus importants (magnitude supérieure à 6) en Algérie des 100 dernières années sont donnés dans le tableau

Ville / Zone	Date	Magnitude	Victimes
Sour el Ghozlane	24/06/1910	M=6,6	-----
Nord d'El Asnam (Chlef)	25/09/1922	M=6,1	2 morts
El Asnam (Chlef)	09/09/1954	M=6,7	1243 morts
El Asnam (Chlef)	10/10/1980	M=7,3	2600 morts
Zemmouri (Boumerdès)	21/05/2003	M=6,9	2300 morts

Tableau. III.3 Les séismes les plus importants ($M > 6$) en Algérie depuis un siècle

Chapitre IV :

*Les approches et les méthodes de
calcul*

IV.1. Introduction

Tous les ouvrages de soutènement qui doivent résister à la pression latérale des terres nécessitent la détermination de la répartition des contraintes auxquelles ils sont soumis ou qu'ils mobilisent.

Ces ouvrages de soutènement concernent les murs (mur-poids, murs cantilevers, murs cellulaires..) et les écrans (parois moulées, parois berlinoises et dérivées, rideaux de palplanches...). Suivant le problème traité, on fera un calcul à la rupture (sol dans un comportement rigide-plastique) ou un calcul en déplacement (sol dans un comportement élasto-plastique, ou autre...). [8]

IV.2. Étude sur la poussée et butée

Imaginons un écran mince vertical lisse dans un massif de sable. Il est soumis par définition à la poussée au repos. En supprimant le demi massif de gauche, et en déplaçant l'écran parallèlement à lui-même vers la droite, il se produit un équilibre dit de butée (ou passif). En le déplaçant vers la gauche, il se produit un équilibre de poussée (ou actif). La figure IV.1 représente la force horizontale F à appliquer à cet écran pour le déplacer d'une longueur ε .

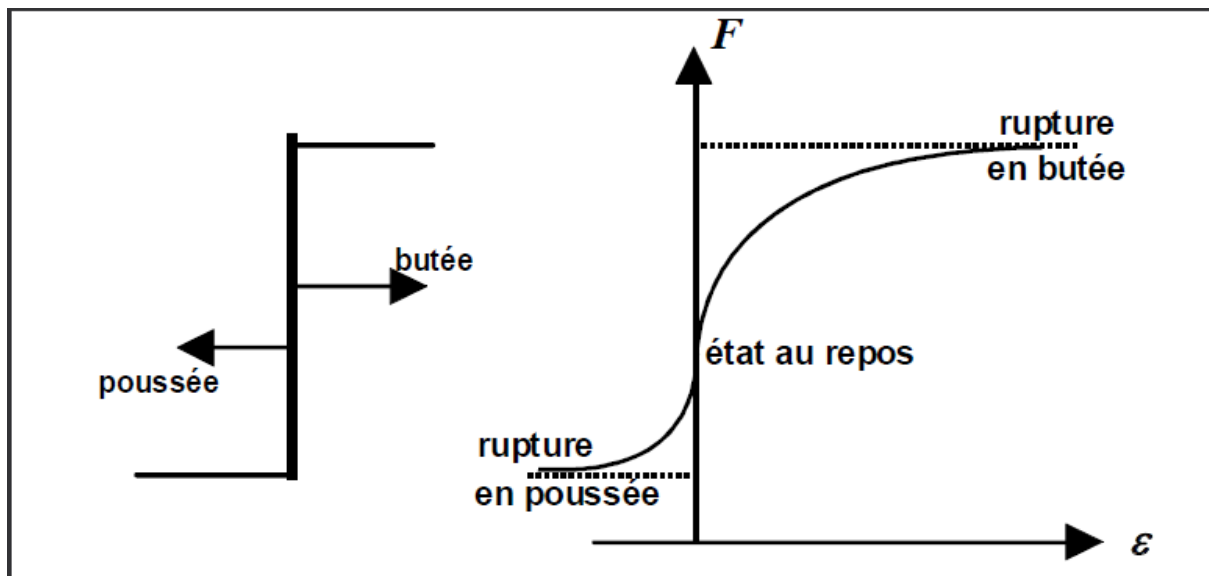


Fig. IV.1. Principe de la poussée et de la butée

IV.3. État de repos

On considérant le sol comme un massif de dimensions horizontales infinies ne se déforme pas latéralement. Seulement le tassement est possible pour ce type de sol. Si le sol est supposé un matériau pesant, homogène, les contraintes horizontales et verticales à une profondeur donnée sont proportionnelles et on peut écrire : [9]

$$\sigma_{h0} = K_0 \cdot \sigma_{v0} \quad (\text{IV.1})$$

Soit σ_{v0} la contrainte verticale sur une facette horizontale en point M^o quelconque du milieu. Cette contrainte est principale par raison de symétrie.

Soit σ_{h0} la contrainte sur un élément de facette verticale. Cette contrainte est aussi principale et donc horizontale. (Fig. IV.2) [9,10]

En supposant que le sol est un matériau élastique isotrope, le coefficient de pression des terres au repos s'écrit : [9]

$$K_0 = \frac{\nu}{1-\nu} \quad (\text{IV.2})$$

K_0 dépend:

- de la nature du sol,
- de l'histoire du sol,
- de la profondeur considérée.

Les valeurs ci-après peuvent être retenues à titre d'ordre de grandeur :

- sable : $K_0 \approx 0.5$,
- argile : $K_0 \approx 0.7$,
- argile très molle, vase : $K_0 \approx 1$,
- roche à très grande profondeur : $K_0 \geq 1$

(Cas des tunnels profonds). [10]

Puisque le coefficient de poisson varie entre 0 et 0.5, K_0 varie entre 0 et 1.

Jacky (1944) a proposé une formulation de K_0 pour les sables et argiles normalement consolidés, en fonction de l'angle de frottement. La formule simplifiée de Jacky s'écrit :

$$K_0 = 1 - \sin \varphi \quad (\text{IV.3})$$

Pour les sols fins sur consolidés ou pulvérulents surcomprimés, le coefficient K_0 dépend du degré de sur consolidation OCR, tel que :

$$K_0 = K_0(\text{NC}) * \text{OCR}^{1/2} \quad (\text{IV.4})$$

$K_0(\text{NC})$ Peut être estimé par la formule de Jacky ci-dessus. Le coefficient n est général pris égale à (0.5). Ce coefficient peut être déterminé expérimentalement à partir d'un essai

triaxial à déformations latérales nulles, appelé essai K_0

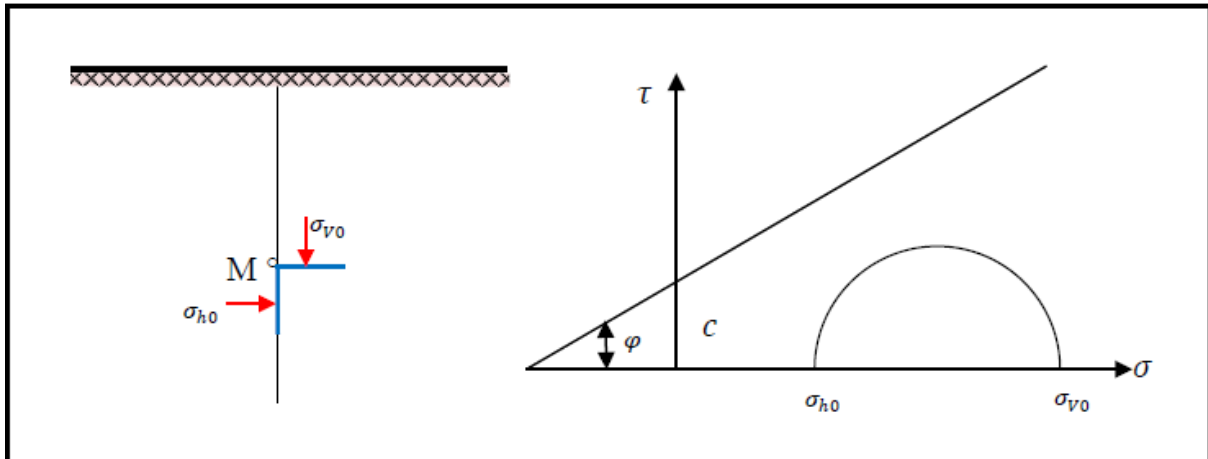


Fig. IV.2. État initial du sol au repos (sans talus, $\beta=0$).

IV.4. Frottement sol-mur

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

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

En première approximation on peut déterminer cet angle de frottement en fonction de l'état de surface du parement, comme il est indiqué dans le Tableau. IV.1.

Lorsque l'ouvrage de soutènement a tendance à tasser plus que le sol retenu, ce qui est le cas, par exemple, d'un mur plaqué contre un talus de déblai, l'angle δ est alors négatif. Le tassement relatif entre le sol et le mur joue ainsi un rôle important.

Dans tous les cas courants de murs rugueux en béton ou en maçonnerie, la valeur de $2/3 \varphi$ est celle à retenir.

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

Tableau. IV.1. Angle de frottement sol-mur en fonction de l'état de surface du parement. [3]

Si on prend en compte le frottement du mur avec le sol, on observe une inclinaison des efforts de poussée et de butée.

Soit l'angle δ de frottement du mur avec le sol :

- En poussée, le sol a tendance à < descendre > : la force est inclinée vers le bas et

$$\sigma_h = k_a \sigma_v \cos \delta_a \quad (\text{IV.5})$$

- En butée au contraire, le sol est poussé vers le haut : la force es inclinée vers le haut et

$$\sigma_h = k_p \sigma_v \cos \delta_p \quad (\text{IV.6})$$

Il en résulte une inclinaison dans les directions opposées :

- Lors de la projection des efforts pour écrire l'équilibre en moment, l'angle étant le même en poussée et en butée, un facteur de $\cos\delta$ affectent les poussées des terres mais pas pour le tirant ou la contrebutée.
- Pour l'écriture de l'équilibre en forces, seuls les coefficients de poussée et de butée sont affectés par l'angle, les résultantes d'efforts horizontales : les valeurs sont donc vraiment modifiées.
- Par conséquent les efforts tranchants dans la paroi et donc les moments fléchissant sont également affectés.

En pratique, on prend souvent l'hypothèse $\delta_a = 0$ et $\delta_p = -\varphi/2$. Ceci n'affecte que peu les efforts structurels observés : empiriquement, l'influence du frottement du rideau se révèle donc faible.

IV.5. Approche de calcul statique

IV.5.1. Théorie de COULOMB

Charles Augustin Coulomb (1736 - 1806) a été d'abord un ingénieur du génie militaire avant de devenir plus tard un physicien encore plus célèbre par ses mémoires sur l'électricité et le magnétisme entre 1785 et 1791. Son premier ouvrage important fut, en tant que « Lieutenant en Premier du Génie », la construction de 1764 à 1772 à la Martinique du fort Bourbon. A son retour en métropole en 1773 il publie à l'Académie des sciences un important mémoire de mécanique appliquée.

Coulomb suppose que la surface de rupture soit plane (coin de Coulomb).

Coulomb calcule la poussée A par rapport à un plan quelconque et détermine par les règles de maximis et de minimis sa valeur maximum.

Soit un écran vertical soutenant un massif de sol sans cohésion avec un terre-plein horizontal

(Fig. IV.3)

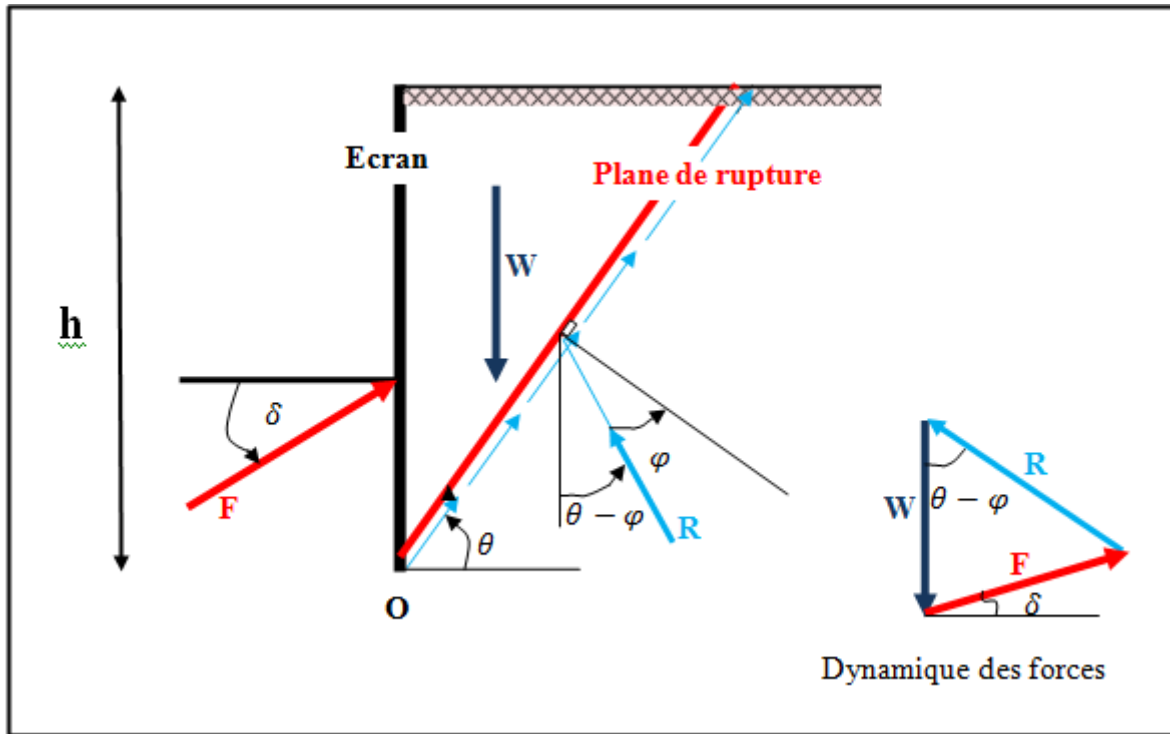


Fig. IV.3. Équilibre du coin coulomb

On suppose que la surface de rupture potentielle est un plan (coin de Coulomb) passant par le pied de l'écran et faisant un angle θ avec l'horizontale.

On fait l'hypothèse que la contrainte de cisaillement $\tau = \sigma \tan \varphi$ est complètement mobilisée le long de ce plan. Le coin de Coulomb se comporte de façon rigide-plastique, ce qui n'est pas le cas généralement surtout si l'écran est de grande hauteur.

La réaction totale du sol \vec{R} sur lequel glisse le coin de Coulomb est donc incliné de l'angle φ sur la normale au plan de rupture

Le principe consiste simplement à écrire l'équilibre des forces en présence \vec{R} , \vec{W} et \vec{F}_a , \vec{W} étant le poids du mur et \vec{F}_a la poussée du sol incliné de δ sur la normale à l'écran (Fig. IV.3).

On détermine ainsi \vec{F}_a en fonction de l'angle θ . La méthode de coulomb consiste à prendre le maximum de $F(\theta)$ (maximis) pour calculer la poussée \vec{F}_a . Ce serait le contraire pour la butée (minimis).

En application de la méthode de coulomb. On calcule la poussée en supposant que $\delta = 0$

$$F_a = R \sin(\theta - \varphi)$$

$$W = R \cos(\theta - \varphi)$$

$$F_a = W \frac{\sin(\theta - \varphi)}{\cos(\theta - \varphi)} = W \tan(\theta - \varphi)$$

$$F_a = \frac{1}{2} \gamma h^2 \cot \theta \tan(\theta - \varphi)$$

$$\frac{dF_a}{d\theta} = \frac{1}{4} \gamma h^2 \left[\frac{\sin 2\theta - \sin 2(\theta - \varphi)}{\sin^2 \theta \cos^2(\theta - \varphi)} \right] = 0$$

$$\rightarrow \sin 2\theta - \sin 2(\theta - \varphi) = 0$$

La solution de cette équation : $\theta = \frac{\pi}{4} + \varphi$

Dans le coefficient : $K_a = \cos\left(\frac{\pi}{4} + \varphi\right) \tan\left(\frac{\pi}{4} - \varphi\right) = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \varphi\right)$

Et $K_a = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \varphi\right)$ (IV.7)

$$F_a = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \varphi\right) \frac{1}{2} \gamma h^2$$
 (IV.8)

IV.5.2. Théorie de RANKINE

En plus des hypothèses suivantes :

- sol semi-infini, homogène, isotrope,
- condition de déformation plane,
- courbe intrinsèque de MOHR-COULOMB
- massif à surface libre plane,

RANKINE (1857) avait rajouté l'hypothèse que la présence d'un écran ne modifie pas la répartition des contraintes dans le massif. [3]

• Cas général :

Avec cette hypothèse, on peut déterminer la répartition des contraintes de poussée (ou de butée) le long d'un plan OD, dans le cas d'un sol pesant pulvérulent (γ, φ) non surchargé.

Le calcul de la contrainte t à une profondeur z sur le plan OD s'effectue à partir du cercle de MOHR, le plus petit pour l'équilibre de poussée, passant par l'extrémité M du vecteur contrainte qui s'exerce sur la facette parallèle à la surface libre et tangent aux droites intrinsèques de COULOMB ($\tau = \sigma \tan \varphi$). L'équilibre de butée s'étudierait à partir du cercle de MOHR, le plus grand pour l'équilibre de butée, passant par le même point M et tangent également aux droites intrinsèques de COULOMB (Fig. IV.4.).

OM est le vecteur contrainte γ_z . $\cos \beta$ s'exerçant sur la facette parallèle à la surface libre, à une profondeur z .

$$t_a = \left\{ \frac{\cos(\lambda - \beta) \sin\alpha}{\cos\delta \sin(\alpha + \beta)} [1 - \sin\varphi \cos(2\lambda + \varphi - \beta)] \right\} \gamma * l \quad (\text{IV.11})$$

Avec l'inclinaison δ par rapport à la normale à l'écran définie plus haut.

$$t_a = K_a * \gamma * l$$

$$\rightarrow K_a = \frac{\cos(\lambda - \beta) \sin\alpha}{\cos\delta \sin(\alpha + \beta)} [1 - \sin\varphi \cos(2\lambda + \varphi - \beta)] \quad (\text{IV.12})$$

L'inconvénient de la théorie de RANKINE est que l'angle δ de la contrainte de poussée avec la normale à l'écran dépend des conditions géométriques mais n'a **pas la réalité physique** d'un angle de frottement sol-écran.

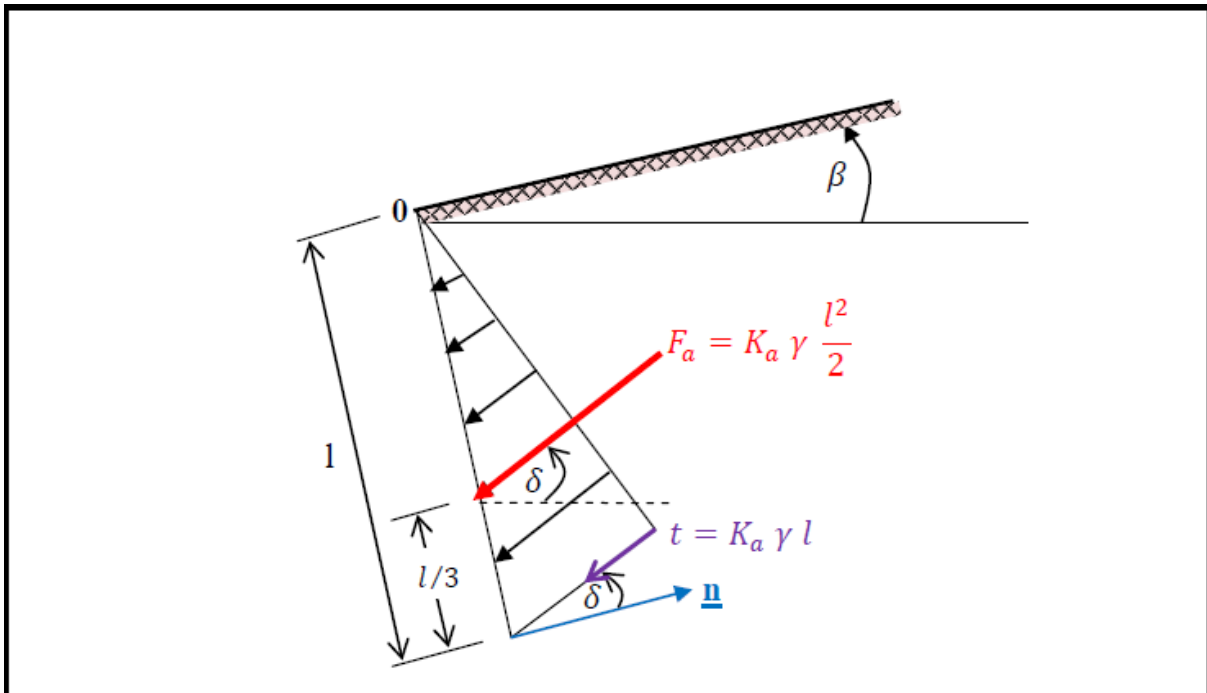


Fig. IV.5. Diagramme de poussée sur l'écran l

La répartition des contraintes de poussée sur l'écran est donc linéaire en fonction de l ; cette répartition triangulaire donne directement la force de poussée.

$$F_a = K_a * \gamma * \frac{l^2}{2} \quad (\text{IV.13})$$

Dont le point d'application est situé au $l/3$ à partir de la base de l'écran. [3]

• **Cas particulier : écran vertical, surface libre horizontale :**

Ce cas particulier, mais très fréquent, est beaucoup plus simple à traiter et des calculs rapides permettent de déterminer les coefficients de poussée K_a et de butée K_p .

Hypothèses :

$$\begin{aligned} \lambda &= \beta = \delta = 0 && (\text{pas de frottement sol - écran}) \\ \varphi &\neq 0 \\ C &= 0 \end{aligned}$$

Cas du sol seulement frottant:(sable, gravier, argile drainée cisailée dans le domaine normalement consolidé).

Les formules valeur des coefficients de poussée K_a et de butée K_p sont égales :

$$K_a = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \quad (\text{IV.14})$$

$$K_p = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) \quad (\text{IV.15})$$

IV.5.3. Théorie de BOUSSINESQ:

BOUSSINESQ (1882) a amélioré la théorie de RANKINE en prenant **l'interaction réelle** entre le sol et l'écran, c'est-à-dire en **choisissant** la valeur de l'angle de frottement δ sol-écran. Dans cet équilibre, BOUSSINESQ considère une première zone où on a l'équilibre de RANKINE

Se raccordant à une seconde zone où il tient compte des conditions aux limites sur l'écran

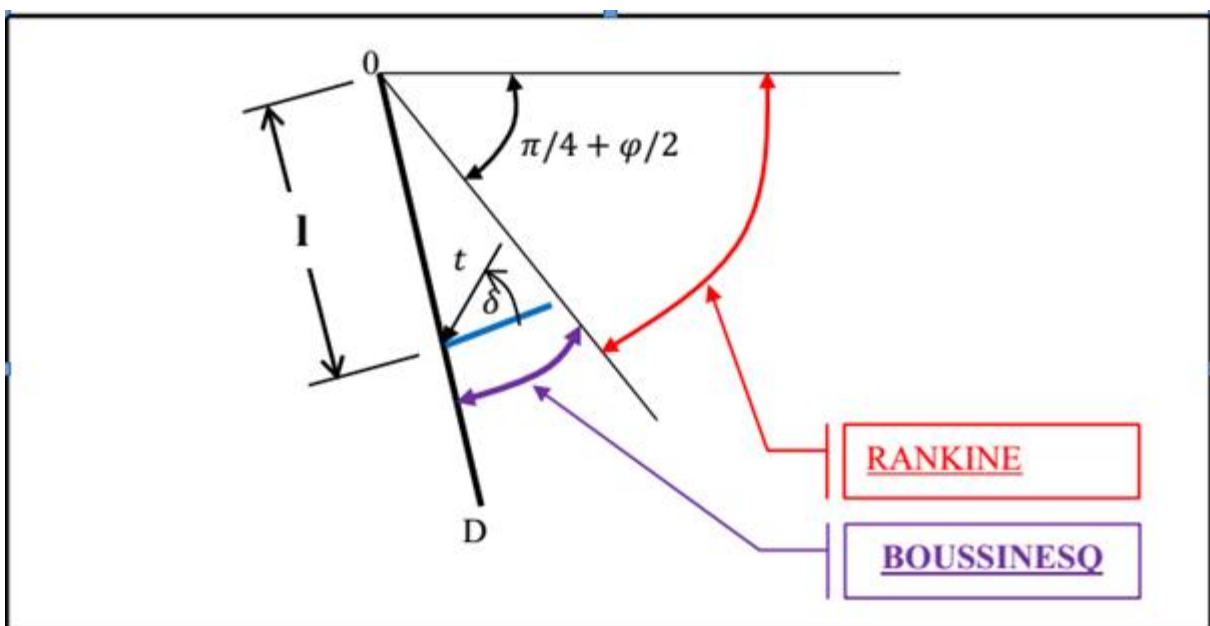


Fig. IV.6. Équilibres de Boussinesq et de Rankine.

BOUSSINESQ garde les résultats de RANKINE concernant la répartition des contraintes sur l'écran :

- l'obliquité des contraintes est **constante** le long de l'écran OD, elle est choisie et fixée à δ ;
- la répartition des contraintes sur l'écran est triangulaire :

$$t = K_a * \gamma * l \quad (\text{IV.16})$$

Si BOUSSINESQ avait bien posé le problème, il n'a été résolu qu'en 1948 par **CAQUOT** et **KERISEL** qui en ont donné la démonstration suivante.

On travaillera en coordonnées polaires, pour lesquelles les équations d'équilibre

$$\text{div}\tau + F = 0 \quad (\text{IV.17})$$

S'écrivent :

$$\begin{cases} \frac{\partial \sigma_r}{\partial r} + \frac{\partial \sigma_r}{r \partial \theta} + \frac{\sigma_r - \sigma_\theta}{r} = \gamma \cos \theta \\ \frac{\partial \tau_r}{\partial r} + \frac{\partial \sigma_\theta}{r \partial \theta} + 2 \frac{\tau}{r} = -\gamma \sin \theta \end{cases} \quad (\text{IV.18})$$

σ_r : Contrainte normale radiale.

σ_θ : Contrainte normale orthoradiale.

τ : Contrainte de cisaillement.

En combinant les équations d'équilibre précédentes et les relations données par le cercle de Mohr des contraintes tangentes aux droites de Coulomb on établit le système des 2 équations différentielles suivantes :

$$\frac{\partial \sigma_\theta}{\partial \theta} + 2\tau = -\gamma r \sin \theta \quad (\text{IV.19})$$

$$\frac{\partial \sigma_\theta}{\partial \theta} + 2(\sigma_r - \sigma_\theta) = -\gamma r \cos \theta \quad (\text{IV.20})$$

avec : $\sigma_\theta = K \sigma_r \quad (\text{IV.21})$

Le système des deux équations différentielles a été intégré par Caquot et Kérisel, les calculs étant améliorés par ABSI pour donner des tables complètes de poussée et butée fournissant les coefficients **K_a** et **K_p**.

Le problème est déterminé par les conditions aux frontières :

- surface libre : contraintes nulles
- sur l'écran : obliquité imposée δ de la contrainte.

Entre la surface libre et la première ligne de glissement on a un équilibre de Rankine et entre la première ligne de glissement et l'écran un équilibre de Boussinesq.

Le tracé des lignes de glissement montre que les lignes de glissement diffèrent peu de lignes droites dans le cas d'équilibre de poussée, par contre elles s'en éloignent fortement dans le cas d'équilibre de butée.

IV.6. Approche de calcul pseudo-statique

IV.6.1. Mononobe-Okabe (1926,1929)

Okabe [12], Mononobe & Matsuo [11], avaient développé une méthode basée sur l'approche pseudo statique, fondée sur la théorie de Coulomb des pressions actives et passives statiques des terres. La théorie de Mononobe-Okabe, incorpore l'effet des séismes par l'inclusion d'une accélération horizontale constante donnée par $a_h = k_h \cdot g$, et une accélération verticale constante donnée par $a_v = k_v \cdot g$, agissant sur le coin solide à l'état actif de Coulomb (ou à l'état passif) dans le remblai (figure IV.7). Cette méthode peut être employée pour estimer les forces sismiques agissantes sur les ouvrages de soutènement.

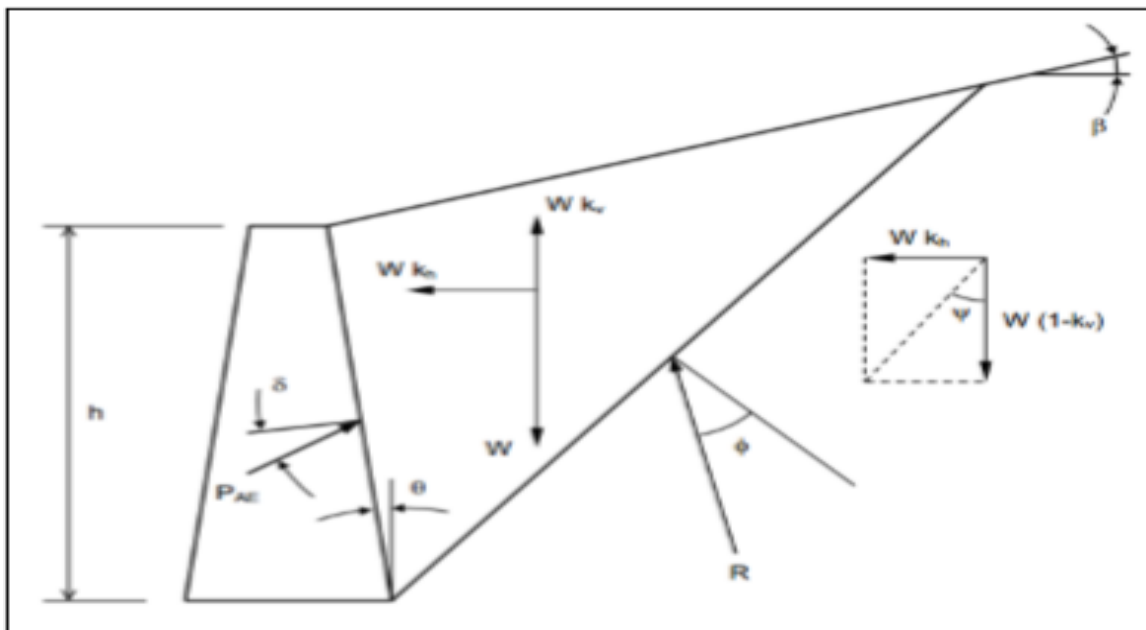


Fig. IV.7. Approche de Mononobe-Okabe.

La relation de Mononobe-Okabe de P_{AE} pour un remblai sec, est donnée par :

$$P_{AE} = K_{AE} \gamma_t \frac{1}{2} \cdot [(1 - K_V)] \cdot H^2 \quad (IV.22)$$

Elle agit sous un angle δ de la normale du parement intérieur du mur de la hauteur H . Le coefficient de poussée dynamique, K_{AE} est égal à :

$$K_{ad} = \frac{\cos^2(\varphi - \psi - \theta)}{\cos\psi \cos^2\theta \cos(\psi + \theta + \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta)\sin(\varphi - \psi - \beta)}{\cos(\delta + \psi + \theta)\cos(\beta - \theta)}} \right]^2} \quad (\text{IV.23})$$

et l'angle d'inertie sismique ψ égal à :

$$\psi = \tan^{-1} \left[\frac{k_h}{1 - k_v} \right] \quad (\text{IV.24})$$

L'angle d'inertie sismique, représente l'angle avec lequel, la résultante de la force de pesanteur et des forces d'inertie s'est tournée à partir de la verticale. Dans le cas d'un mur vertical ($\theta = 0$) soutenant un remblai horizontal ($\beta = 0$) l'équation (IV.25) devient.

$$K_{ad} = \frac{\cos^2(\varphi - \psi)}{\cos\psi \cos(\psi + \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta)\sin(\varphi - \psi)}{\cos(\delta + \psi)}} \right]^2} \quad (\text{IV.25})$$

La surface plane de glissement se prolonge du talon du mur vers le haut dans le remblai d'un angle α_{AE} l'horizontal donné par Zarrabi (1978) :

$$\alpha_{AE} = \phi - \psi + \tan^{-1} \left[\frac{-\tan(\phi - \psi - \beta) + c_{LAE}}{c_{2AE}} \right] \quad (\text{IV.26})$$

Avec

$$c_{2AE} = 1 + \left[\tan(\delta + \psi + \theta) \right] \left[\tan(\phi - \psi - \beta) + \cot(\phi - \psi - \theta) \right] \quad (\text{IV.27})$$

IV.6.2. Seed & Whitman (1970)

Une procédure simplifiée pour calculer la pression active dynamique des terres, sur un mur vertical maintient un remblai sec, est présenté par Seed & Whitman [36]. Ils ont considéré un mur vertical ($\theta=0$) supportant un remblai pulvérulent horizontal ($\beta=0$) avec ($\varphi=35^\circ$), $\delta = \left(\frac{\varphi}{2}\right)$ et ($K=0$), la force de pression active dynamique des terres est donnée par :

$$P_{AE} = P_A + \Delta P_{AE} \quad (IV.28)$$

Où, l'incrément de cette force est donnée par :

$$\Delta P_{AE} = \Delta K_{AE} \cdot \frac{1}{2} \gamma_t H^2 \quad (IV.29)$$

Le coefficient de pression active dynamique des terres est égal à :

$$K_{AE} = K_A + \Delta K_{AE} \quad (IV.30)$$

Où

$$\Delta K_{AE} = \frac{3}{4} K_h \quad (IV.31)$$

En procédant la méthode simplifiée, K_A est calculé par l'équation (IV.32). P_A agit à $\frac{H}{3}$ au-dessus du talon du mur, et ΔP_{AE} agit à une hauteur $0.6H$. P_{AE} agit à une hauteur, Y qui s'étend de $\frac{H}{3}$ à $0.6H$ (figure. IV.8), calculée comme suit :

$$K_A = \frac{\sin^2(\alpha - \varphi) / \sin \alpha}{\left[\sqrt{\sin(\alpha + \delta)} + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \beta)}{\sin(\alpha - \beta)}} \right]^2} \quad (IV.32)$$

$$Y = \frac{P_A \left(\frac{H}{3} \right) + \Delta P_{AE} \cdot (0.6H)}{P_{AE}} \quad (IV.33)$$

Des résultats fournis à partir des essais des tables vibrantes, effectués sur des modèles réduits des murs maintiennent des sables denses (Matsuzawa, Ishibashi & Kawamura, [13]), montrent que ΔP_{AE} agit à une hauteur entre $0,43H$ et $0,58H$, selon le mode du mouvement du mur qui se produit pendant la secousse

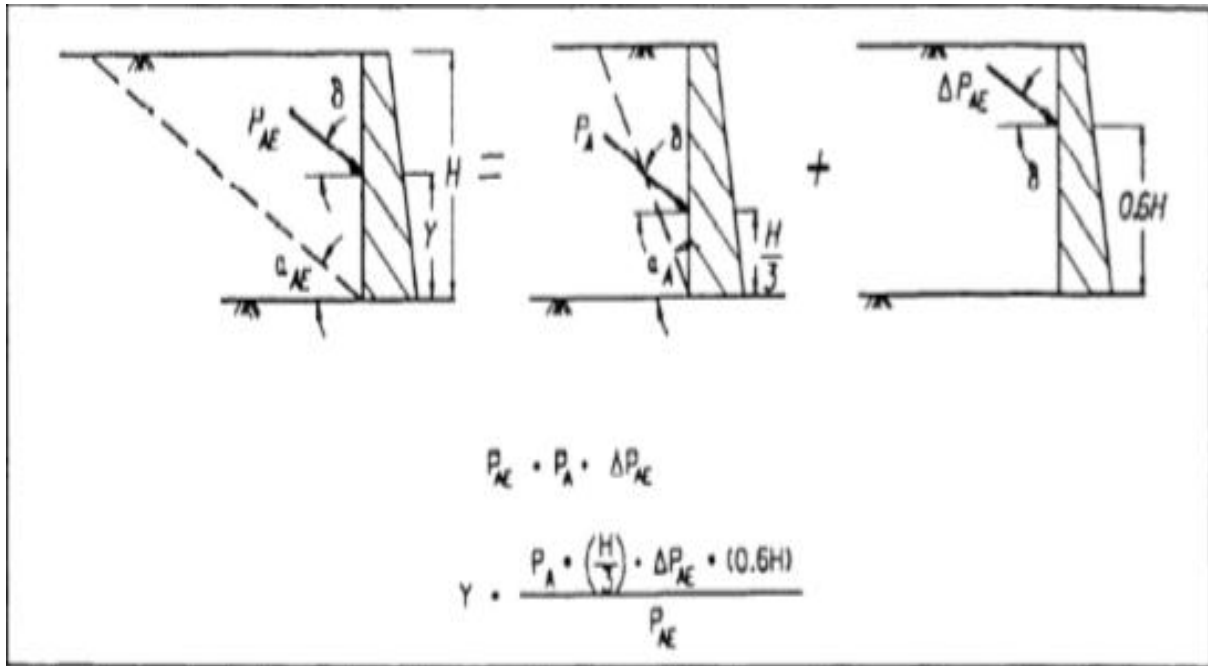


Fig. IV.8. Force de pression active statique et dynamique incrémentale, pour un remblai sec, Ebeling & Morrison

IV.6.3. Ortigosa (2005)

L'expression de Mononobe-Okabe ne prend pas la cohésion de sol en considération, ce problème a été traité par Prakash (1981), en utilisant la méthode du coin solide de Coulomb. Basé sur les expressions de Prakash, Ortigosa [14] a proposé de découpler la résolution du problème de la manière suivante:

1. Déterminant la poussée statique P_c , y compris la cohésion de sol c , avec la profondeur des fissures.
2. Déterminant la charge statique et sismique résultante P_{ae} , avec l'expression de Mononobe Okabe, en considérant $c = 0$.
3. Déterminant la poussée statique, P_0 , en posant $c = 0$.
4. Déterminant la composante de poussée sismique comme suit:

$$P_e = P_{ae} - P_0 \quad (\text{IV.34})$$

Donc, la résultante des poussées statique et sismique est donnée par :

$$P_e = P_{ae} - P_0 \quad (\text{IV.35})$$

Plus récemment, Richards & Shi (1994) ont utilisé un modèle d'interaction entre l'élément de soutènement et le champ libre du mouvement sismique du sol dans lequel ils incorporent la cohésion.

IV.6.4. Aldo Evangelista (2010)

Evangelista. A et al, ont proposé une nouvelle méthode pseudo-statique basée sur la solution de contrainte plastique (new stress pseudostatic plasticity solution NSPPS), qui permet de déterminer la valeur et l'inclinaison δ de la poussée sismique active sur les murs cantilevers.

La solution tient compte l'angle de frottement du sol, la rugosité du mur, l'inclinaison du remblai et les accélérations sismiques horizontale et verticale. Le problème étudié est un sol non cohérent et sec, avec un poids spécifique, retenue par un mur cantilever sous l'action combinée de la gravité (g) et des forces sismiques ($k_h g$) et ($k_v g$) dans les directions horizontale et verticale, respectivement. Dans cette analyse pour la simplicité le coefficient sismique vertical k_v est supposé égal à zéro. k_h positif désigne que l'action de l'inertie est vers le mur (Figure IV.9). Si le remblai est horizontal (la pente $\varepsilon = 0$) alors à une profondeur z un champ possible de contrainte statiquement admissible est :

$$\sigma_v = \gamma \times z \quad (IV.36)$$

$$\tau_v = k_h \times \gamma \times z \quad (IV.37)$$

Où σ_v est la contrainte normale (la compression est supposé positive) et τ_v est la contrainte de cisaillement (positive selon la convention de Mohr), agissant sur le plan horizontal. Selon le théorème des contraintes de cisaillement conjuguées, la même contrainte de cisaillement τ_v est appliquée sur le plan vertical. Donc dans le point de rupture, l'état de contraintes est représenté par le cercle de Mohr montré dans la figure (IV.10). Les contraintes actives σ_a et τ_a sur le plan vertical AV peuvent être tirées des relations suivantes:

$$\sigma_a = 2\overline{OC} - \sigma_v \quad (IV.38)$$

$$\tau_a = \tau_v \quad (IV.39)$$

Où

$$\theta = \tan^{-1}(K_h) \quad (IV.40)$$

$$\overline{OC} = \sigma_v \left(\frac{1}{\xi} \right) \sqrt{1 + K_h^2} \quad (IV.41)$$

$$\xi = \cos \theta + \sqrt{\sin^2 \varphi - \sin^2 \theta} \quad (IV.42)$$

Les coefficients de pressions actives des terres K_{ah} et K_{av} sont égaux à $\sigma_a / \gamma z$ et $\tau_a / \gamma z$, respectivement. Le tableau (IV.2) montre les valeurs de K_{ah} obtenues par la méthode proposée.

Dans ce cas $K_{av} \neq 0$ et il est égal à k_h

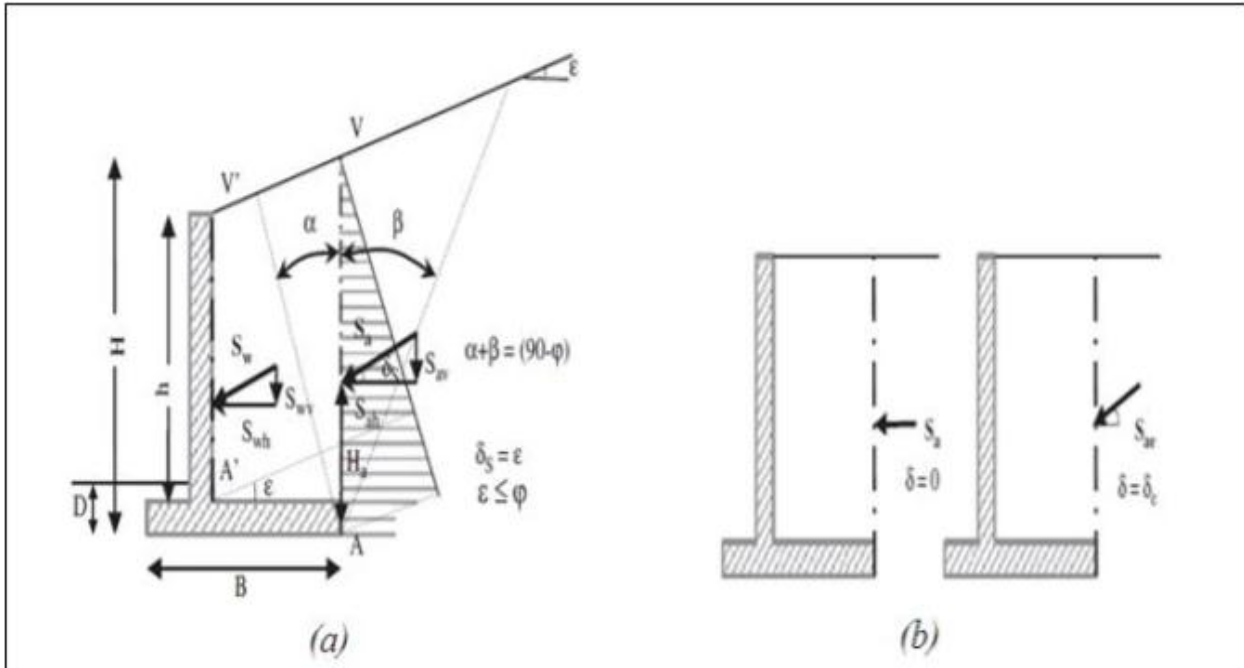


Fig. IV.9. Poussée sur les murs cantilevers : (a) remblai incliné : conditions statiques et (b) remblai horizontal : conditions statique et sismique.

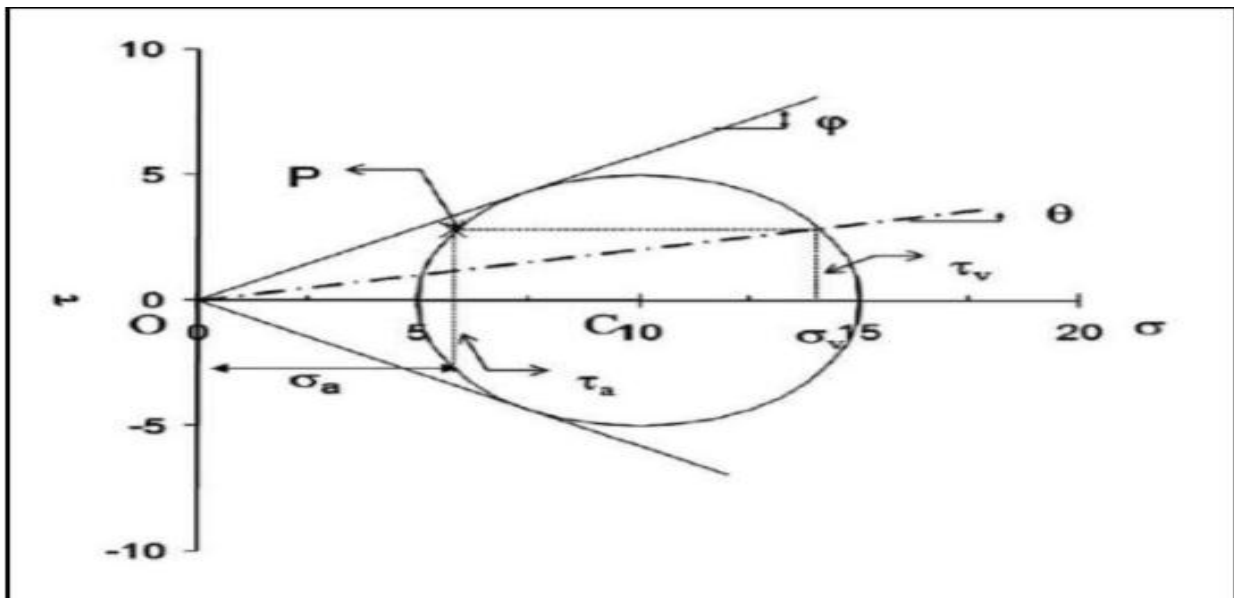


Fig. IV.10. Etat de contrainte dans un semi espace horizontal dans le cas actif et dans la présence des actions pseudo-statiques avec $k_h \neq 0$ et $k_v = 0$.

k_{ah}							
φ (deg.)	k_h						
	0.05	0.1	0.15	0.2	0.25	0.3	0.35
20	0.4976	0.5202	0.5591	0.6177	0.702	0.8263	1.0524
25	0.4118	0.4298	0.4606	0.5053	0.5662	0.6471	0.7549
30	0.3383	0.3535	0.3791	0.4159	0.4648	0.5275	0.6063
35	0.2754	0.2885	0.3107	0.3422	0.3837	0.4359	0.4999
40	0.2213	0.2331	0.2527	0.2806	0.3169	0.3622	0.4171
45	0.1751	0.1858	0.2036	0.2287	0.2614	0.3019	0.3505

Tableau. IV.2. Valeurs des coefficients horizontaux des terres k_{ah} en fonction de θ et k_h pour $\varepsilon = 0$.

Les pressions latérales sismiques des terres obtenues à partir de la méthode proposée sont comparées à celles obtenues à partir de l'analyse bien connue de Mononobe -Okabe. Par exemple, pour le cas $\theta = 40^\circ$, $\varepsilon = 5^\circ$ et pour le coefficient sismique horizontal k_h variant entre 0,1 et 0,3, la méthode proposée fournit des valeurs de k_{ah} et k_{av} montrées dans le tableau (IV.3). L'inclinaison δ de la poussée par rapport à l'horizontale peut être facilement évaluée. Si ces valeurs de δ sont supposées dans la formule de M-O, les mêmes valeurs du coefficient de poussée présentées dans le tableau (IV.3) sont obtenues.

k_h	<i>NSPPS</i>			<i>Mononobe-Okabe</i>	
	k_{ah}	k_{av}	δ_E	k_{ah}	k_{av}
0.1	0.2425	0.1212	26.56	0.2425	0.1212
0.2	0.3013	0.2264	36.92	0.3013	0.2264
0.3	0.4004	0.3350	39.92	0.4003	0.3350

Tableau. IV.3 Comparaison entre les coefficients sismiques de poussée pour $\theta = 40^\circ$, $\varepsilon = 5^\circ$ et différentes valeurs de k_h .

Cette solution est validée au moyen de la comparaison avec les résultats de l'approche traditionnelle de l'équilibre limite (M-O) et l'analyse dynamique numérique au moyen du code FLAC.

Ils ont démontré que l'angle δ n'est pas une propriété du sol mais dépend également des coefficients sismiques d'accélération dans les méthodes pseudo -statiques et la valeur de l'accélération instantanée d'histoire de temps dans les approches dynamiques.

En conditions sismiques, δ_E , est plus grand que celui en conditions statiques, δ_S , est généralement adopté pour les analyses statiques et sismiques.

Comme il est connu, la stabilité du mur est améliorée avec l'augmentation de δ ; par conséquent la présente méthode donne des solutions qui sont moins erronées que les traditionnelles. Concernant la réponse structurale, cette solution produit des contraintes normales élevées, qui pourraient avoir des effets avantageux sur la conception structurale.

IV.7. Règlements parasismique Algérienne RPA 99/Version 2003

IV.7.1. Principes fondamentaux

La réglementation parasismique algérienne en vigueur (RPA 99 version 2003) [15] repose sur plusieurs éléments :

- Découpage du territoire en plusieurs zones d'activité sismique à l'intérieur desquelles est définie une accélération sismique ;
- Prise en compte de la géologie des formations qui subissent l'accélération sismique ;
- Caractérisation du degré de risque acceptable par type d'ouvrages ;
- Calculs basés sur l'approche pseudo-statique qui constitue un modèle acceptable pour les besoins de la statique.

IV.7.2. Coefficients sismiques de calcul

Le RPA99 (version 2003) définit les coefficients pseudo-statiques horizontaux k_h et vertical k_v à prendre en compte dans un calcul de stabilité sismique des murs de soutènement :

$$K_h = A \text{ (%g)} \quad (\text{IV.43})$$

$$K_v = \pm 0.3 K_h \quad (\text{IV.44})$$

Ces coefficients sont appliqués 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, appelé coefficient d'accélération de zone, est fonction de la zone sismique et du groupe d'ouvrages considérés. Ce coefficient est défini dans le tableau IV.4 ci-après

Zone Groupe	I	IIa	IIb	III
	1A	0,15	0,25	0,30
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

Tableau. IV.4. Valeurs du coefficient d'accélération de zone selon le RPA (version 2003) [6].

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

IV.7.3. Calcul des murs de soutènement sous l'action sismique

L'article 10.4.1 du RPA préconise que les murs de soutènement en béton armé dont la hauteur est inférieure ou égale à 6 mètres peuvent être justifiés sous sollicitations sismiques avec un calcul statique équivalent en utilisant la pression active dynamique globale du sol qui s'exerce à l'arrière du mur et qui est donnée par :

$$F_{ad} = \frac{1}{2} K_{ad} (1 \pm K_v) \gamma \cdot H^2 \quad (\text{IV.45})$$

Avec

- K_{ad} : coefficient de poussée des terres (statique et dynamique)

$$k_{ad} = \frac{\cos^2(\varphi + \theta)}{\cos^2 \left[1 + \sqrt{\frac{\sin \varphi \sin(\varphi - \beta - \theta)}{\cos \theta \cos \beta}} \right]^2} \quad (\text{IV.46})$$

- γ : poids volumique du sol de remblai
- φ : angle de frottement interne du remblai sans cohésion du mur sur laquelle s'exerce F_{ad}
- H : hauteur de la paroi vertical à l'arrière du mur sur laquelle s'exerce F_{ad}

- β : angle de la surface du remblai sur horizontale
- θ : $\text{arc tg}(k_h / (1+k_v))$.

Lorsque le remblai supporte une surcharge verticale uniforme q , la poussée dynamique est égale à :

$$F_{ad(q)} = \frac{qH}{\cos\beta} (1 + K_V)K_{ad} \quad (\text{IV.47})$$

- Le prisme de rupture derrière le mur et délimité par cette surface se comporte comme un corps rigide.
- La fiction du sol est entièrement mobilisée le long de cette surface de rupture.
- L'analyse pseudo statique est réalisée à partir de la théorie de l'état limite.

IV.7.4. Vérification de la stabilité du mur

- La vérification de la stabilité globale du mur (stabilité des pentes).
- La stabilité au glissement sous la fondation du mur est vérifiée en tenant compte de l'application à 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 à 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.

Chapitre V :

Etude d'un cas réel

V.1. Présentation du projet

- **Localisation de la commune de Ramdane Djamel**

La commune de Ramdane Djamel est localisée au centre de la wilaya de Skikda à 17 km de sud de Skikda traversée par la RN3.



Fig. V.1. Communes limitrophes de **Ramdane Djamel**

- **Relief, géologie, hydrographie**

La commune se situe au cœur de la vallée de l'oued Safsaf qui la traverse du sud au nord. Deux affluents s'y rejoignent, l'oued Hadarataz et Oued Zerga.

Elle est bordée à l'est par le massif de Kef Serrak (530 m).

Elle est traversée par la RN3.

Elle constitue un nœud ferroviaire, puisqu'elle est desservie par une gare qui lie les lignes d'Alger à Skikda et de Ramdane Djamel à Annaba. Enfin une troisième ligne de Ramdane Djamel à Jijel y démarre à 4 km plus au sud.

- **Présentation du projet**

Le site de ce projet (400 LOGEMENTS) a une vue dominante sur presque toute la commune

Notre projet (mur de soutènement) aura lieu sur les hauteurs de la commune Ramdane Djamel pour soutenir les terres d'un terrain accidenté présentant un talus de dénivellation 6,20 ML surplombé par la construction de la cité 400 Logements travaux en cours de finition

Les travaux du mur de soutènement objet de notre étude qui va s'étendre sur une longueur d'environ 130 ml seront entamer une fois que la viabilisation de la cité sera terminer (voirie, routes etc.)

- L'objet de notre étude concerne uniquement l'ouvrage de confortement (Mur de soutènement tenant compte de l'effet sismique et le calcul du ferrailage) sur un talus surplombé par une cité de 400 Logements

Données géotechniques :

La reconnaissance du site effectuée par l'organisme de contrôle CTC unité de Skikda, là où nous avons effectué notre stage.

Prélèvement d'échantillon pour la description géologique du sol, ensuite leur analyse géotechnique au laboratoire.

- Caractéristique du sol :

$$\sigma_{sol} = 18 \text{ t/m}^2$$

$$\varphi = 15^\circ$$

$$C_u = 2.77 \text{ t/m}^2$$

$$\gamma_{sol} = 1.88 \text{ t/m}^3$$

- Caractéristique du remblai derrière le mur :

$$\gamma_R = 1.8 \text{ t/m}^3$$

$$C_u = 0 \text{ t/m}^2$$

$$\varphi = 30^\circ$$

$$\delta = 2/3 \varphi = 20^\circ$$

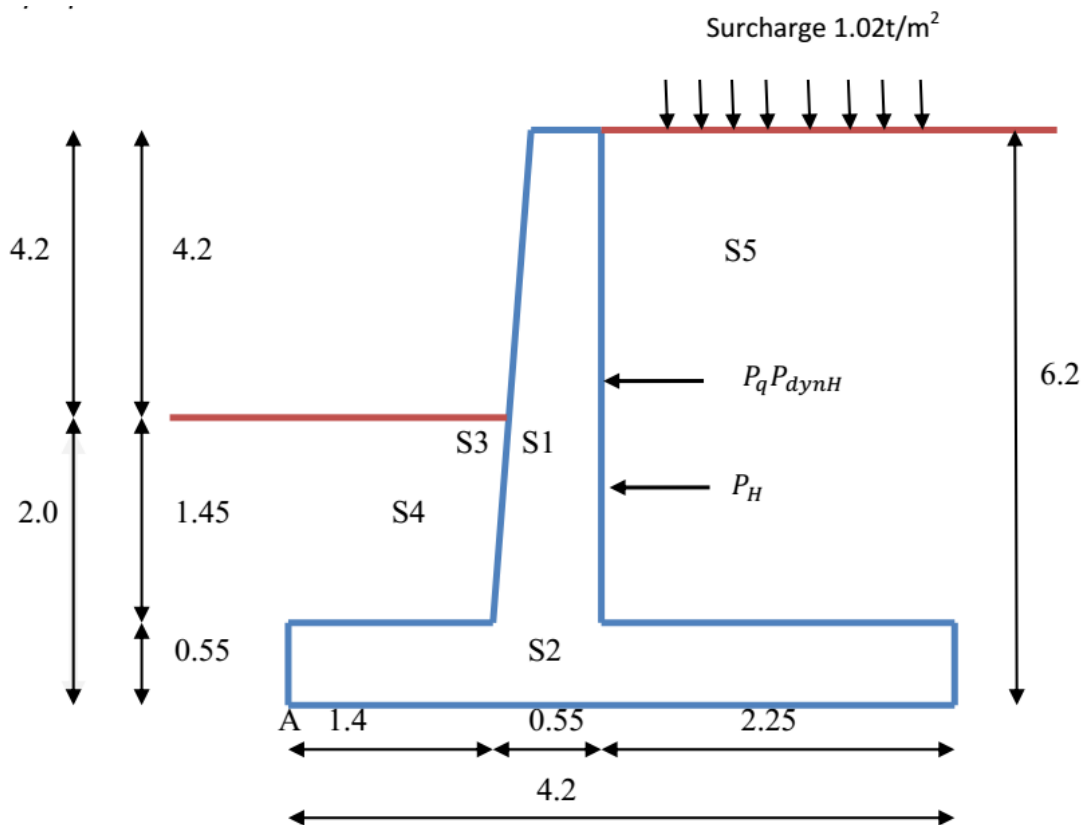


Fig. V.2. Vue d'ensemble du mur de soutènement étudié.

- Dans le cas où la condition du glissement n'est pas vérifiée on pourra prévoir une bèche de 20cm de hauteur placée au niveau de l'extrémité de la semelle arrière.
- Le mur sera construit en milieu urbain. Dans sa partie supérieure, il supportera une charge d'exploitation fixée par le cahier des charges à hauteur de 1.02t/m².

- Avant d'entamer les calculs commençons tout d'abord par présenter les propriétés des matériaux utilisés, ainsi que les règles de calculs.

V.2. Propriété des matériaux

Le mur étudié sera réalisé entièrement en béton armé, il est donc nécessaire de connaître avec précision les caractéristiques des deux matériaux constituant le béton armé à savoir le béton et l'acier.

Le calcul des ouvrages en béton armé se fait à partir d'hypothèses des études qui tiennent compte en particulier des caractéristiques physiques, chimiques et mécaniques des matériaux constituant le béton armé, c'est-à-dire béton-acier. Ces caractéristiques concernent :

- ✚ Les résistances caractéristiques à la traction et à la compression.
- ✚ Les déformations (allongements et raccourcissements).
- ✚ Les diagrammes de contraintes-déformations.

- **Le béton**

Le béton est un matériau de construction hétérogène, constitué artificiellement par un mélange intime de matériaux inertes appelés « granulats » (sable, graviers, pierres cassées, ...). Il est caractérisé, du point de vue mécanique, par sa résistance à la compression à 28 jours (f_{c28}). Cette résistance varie en fonction de la granulométrie, du dosage de ciment, de la quantité d'eau de gâchage et de l'âge du béton. Cette dernière sera conforme aux règles CBA/93 actuellement en vigueur en Algérie

Le rôle fondamental du béton dans une structure est de reprendre les efforts de compression qui seront développés

La résistance à la compression

f_{c28} = La résistance caractéristique à la compression à l'âge du 28 jours.

$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ (avec un dosage en ciment = 400 Kg/m^3).

Pour le présent projet, on adoptera une résistance caractéristique du béton en compression de 30MPa

La résistance à la traction

La résistance caractéristique à la traction du béton à (j) jours notée f_{tj} est plus faible que la résistance à la compression et elle est conventionnellement définie par la relation :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj}$$

Pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$

-Module de déformation longitudinale du béton (E)

Le module de déformation E_{ij} est en fonction de la durée d'application des charges, on distingue :

- ✓ Sous charges d'une courte durée < 24 heures :

Le module de déformation longitudinale instantané

$$E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{c28}} \Rightarrow E_{ij} = 32\,164,2 \text{ MPa.}$$

- ✓ Sous charges d'une longue durée > 24 heures :

Le module de déformation longitudinale différé

$$E_{vj} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{c28}} \Rightarrow E_{vj} = 10\,818,86 \text{ MPa.}$$

- Module de déformation transversale

Le module de déformation transversale est donné par la formule suivante :

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)}$$

Avec :

E : Module de Young,

ν : Coefficient de poisson.

- $\nu = 0.0$ pour le calcul des sollicitations en considérant le béton fissuré
- $\nu = 0.2$ pour le calcul des déformations en considérant le béton non fissuré

- Masse volumique du béton

Elle est prise égale à 2200 Kg/m^3 pour le béton non armé et 2500 Kg/m^3 pour le béton armé.

- **Les aciers**

Le deuxième matériau qui rentre dans la confection du béton armé est l'acier. Le matériau acier est un alliage Fer + Carbone en faible pourcentage. Le rôle de l'acier est principalement la reprise des efforts de traction et les efforts de cisaillement d'effort tranchant car il s'est avéré que le béton n'a pas une grande résistance à la traction. L'acier sera donc placé dans les zones tendues de la structure où on supposera inexistant le béton. Sa bonne adhérence au béton, en constitue un matériau homogène.

- Il est important de noter que parmi les hypothèses de calcul on supposera que le béton et l'acier une fois mis en place se comporteront comme un seul matériau c'est à dire qu'il n'y aura pas de glissement relatif de l'un par rapport à l'autre.

- **Résistance de l'acier**

On utilisera :

a- Acier à haute adhérence : de la classe *FeE400* de limite d'élasticité, $f_e = 400\text{MPa}$ pour les armatures longitudinales.

b- Les ronds lisses (acier doux): dont la nuance est de *FeE235* de limite d'élasticité

$$f_e = 215\text{Mpa} \text{ Pour les armatures transversales.}$$

c- Les treillis soudés : $f_e = 520\text{Mpa}$ pour la dalle de compression.

Les propriétés mécaniques des aciers employés doivent être connues avec précision afin que les constructions en béton armé résistent sans risque de rupture ou détérioration. Les caractéristiques mécaniques garantir des aciers utilisés sont présentées dans le tableau suivant :

Nuance des aciers	Limites élastiques f_e (MPa)	Contrainte de rupture (Mpa)	Allongement de rupture (%)
FeE235 « RL »	235	410 à 490	25
FeE400 « HA »	400	480	14

Tableau. V.1. les caractéristiques mécaniques des aciers

- **Module d'élasticité longitudinal de l'acier** : Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égal à :

$$E_s = 200000\text{MPa}$$

- **Coefficient de poisson des aciers** : Il est pris égal à :

$$\nu = 0,3$$

- **Contraintes limites**

A l'Etat limite ultime le coefficient de sécurité est de 1.15 pour les combinaisons courantes, soit une contrainte de calcul pour les aciers de :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{MPa}$$

- **Etat limite de service**

La contrainte à l'état limite de service est en fonction de la nature des fissures. Trois cas de figures se présentent :

✓ **Fissuration peu nuisible** :

La contrainte de traction des aciers n'a pas de limites.

✓ **Fissuration préjudiciable** :

La contrainte de traction des aciers est limitée à hauteur du seuil suivant :

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{ij}} \right\} = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} \times 400; 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} \right\} = 201.633 \text{MPa}$$

$$\eta = \begin{cases} 1 & \text{pour les aciers ronds lisses} \\ 1,6 & \text{pour les aciers à Haute adhérence (HA)} \end{cases}$$

✓ **Fissuration très préjudiciable** :

La contrainte de traction des aciers est limitée à hauteur du seuil suivant :

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left\{ \frac{1}{2} f_e; 90 \sqrt{\eta f_{ij}} \right\} = \text{Min} \left\{ \frac{1}{2} \times 400; 90 \sqrt{1.6 \times 2.1} \right\} = 164.97 \text{MPa}$$

Diagramme contraintes-déformations

Pour les aciers, le diagramme contraintes-déformation se compose de deux parties :

- De 0 à ε_1 , une droite oblique d'équation : $\sigma_s = E_s \times \varepsilon$ et de pente ($E_s=200000 \text{MPa}$).

- Et de ε_1 à 10‰, une droite horizontale d'équation : $\sigma_s = f_e / \gamma_s$

Avec : $\gamma_s = \begin{cases} 1,15 \\ 1 \end{cases}$ situations fondamentales
situations accidentelles

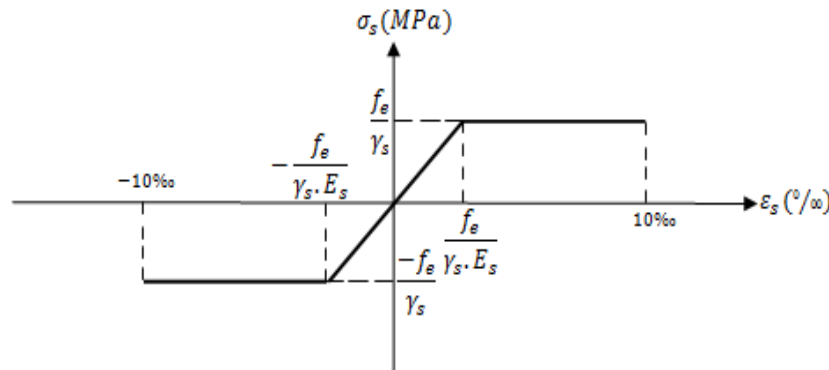


Fig. V.3 Diagramme contraintes-déformations de l'acier.

V.3. Règlements utilisés

V.3.1. Principe du béton armé

Le béton est un matériau qui a une bonne résistance en compression qu'en traction, en revanche l'acier résiste bien et de la même façon en compression qu'en traction. Le principe du béton armé consiste donc à insérer dans la matrice « béton » dans toutes les zones tendues et éventuellement dans les zones comprimées. Béton et acier, associés, donnent un matériau plus efficace car l'adhérence acier-béton permet la transmission des efforts de traction du béton aux aciers.

V.3.2. Principe d'application des règles CBA/93

En Algérie c'est le document technique DTR-B.C 2.41 intitulé «Règles de conception et de calcul des structures en béton armé, en Abrégé «CBA/93» qui sert de référence pour spécifier les principes et les méthodes de calculs des ouvrages réalisés en béton armé. Le principe général consiste à vérifier la condition suivante :

$$S_1 \leq S_2,$$

Tel que :

S_1 : Sollicitations agissantes de calcul,

S_2 : Sollicitations résistantes de calcul.

V.3.3. Les états limitent

Un état limite est un état au-delà duquel (dans le sens défavorables d'une charge) une structure (ou l'un de ces éléments) cesse de remplir les fonctions pour la quelle a été conçue on distingue deux état limite. Ils correspondent donc aux diverses conditions de sécurités du bon comportement en service pour lesquelles une structure est calculée. C'est un ensemble d'états pour lesquels il convient de justifier la sécurité d'une construction, Au-delà des critères caractérisant ces états limites, la construction ou l'élément de structure considéré est jugé inapte à remplir sa fonction. On distingue les états limites ultimes et les états limites de service.

✚ Etat limite ultime

Il correspond à la valeur limite de la capacité portante de la structure (ou portée de structure) et dont le dépassement entraîne une ruine de l'ouvrage. L'état limite ultime correspond à la limite :

- ✚ Soit, de la perte de résistances mécaniques (rupture) conduisant à la ruine de la structure.
- ✚ Soit, de la perte d'équilibre statique (basculement).
- ✚ Soit, de la perte de stabilité de forme (flambement).
- ✚ Soit, de transformation de la structure en mécanisme.

Les critères de calcul à l'ELU sont basés sur :

- La déformation relative (ou courbure) limite,
- Le calcul de type (rupture) avec loi contrainte-déformation des matériaux.

La contrainte limite ultime de résistance à la compression du béton (f_{bu}) est donnée par la formule suivante :

$$f_{bu} = \frac{0.85f_{cj}}{\theta \times \gamma_b}$$

γ_b est le coefficient de sécurité du béton, il prend les valeurs suivantes :

- $\gamma_b = 1,15$ situation accidentelle,
- $\gamma_b = 1,5$ situation courante.

θ est un coefficient d'application des actions considérées :

- ✚ $\theta = 1$ si la durée d'application des actions est supérieure à 24h
- ✚ $\theta = 0,9$ si la durée d'application des actions est comprise entre 1h et 24h
(1h > durée < 24h)
- ✚ $\theta = 0,85$ si la durée d'application des actions est inférieure à 1h

Pour une contrainte en compression de 25MPa on aura donc contrainte limite ultime de résistance à la compression du béton 14.16MPa.

Diagramme contraintes-déformations du béton

On utilisera le diagramme parabole-rectangle, représenté à travers la figure suivante :

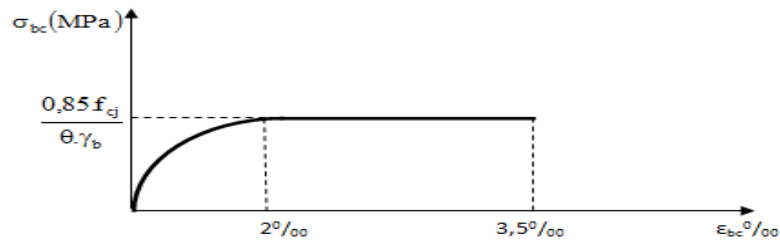


Fig. V.4. Diagramme parabole-rectangle.

Les hypothèses de calcul sont les suivantes :

- ✚ Conservation des sections planes après déformation.
- ✚ Pas de déplacement relatif entre l'acier et le béton qui l'enrobe.
- ✚ La résistance à la traction du béton est limitée à 3,5‰ en flexion simple et 2‰ en compression simple.
- ✚ Les diagrammes linéaires des déformations passent par l'un des trois pivots.
- ✚ L'allongement ultime de l'acier est limité à 10‰.

Le dimensionnement à l'état limite ultime est conduit en supposant que le diagramme des déformations passe par l'un des trois pivots **A**, **B** ou **C**.

- **Pivot A** : les pièces soumises à la flexion simple ou composée, la traction simple.
- **Pivot B** : les pièces soumises à la flexion simple ou composée.
- **Pivot C** : les pièces soumises à la flexion composée ou à la compression simple.

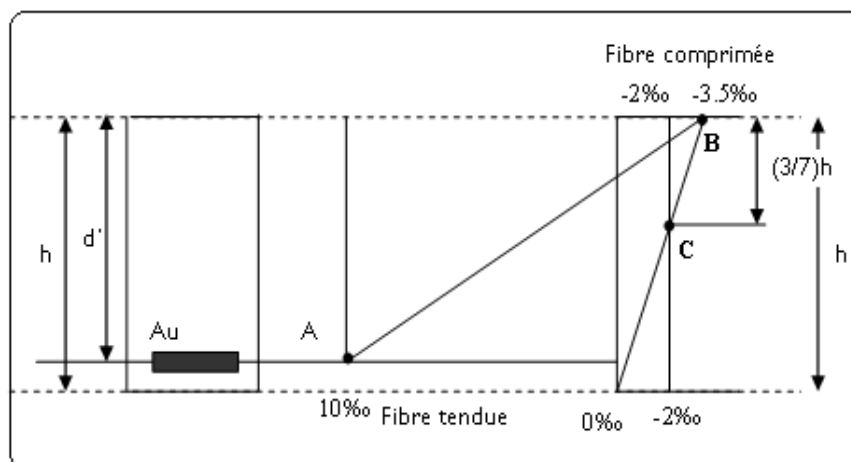


Fig. V.5. Diagramme des déformations limites de la section.

Etat limite de service (ELS)

L'état limite de service est lié aux conditions normales d'exploitations et de durabilité ; il correspond aux phénomènes suivants :

- ✚ Ouvertures excessives des fissures,
- ✚ Compressions excessives du béton,
- ✚ Déformations excessives et ou inconfortables,
- ✚ Pertes d'étanchéité.

La contrainte admissible du béton est limitée à $0.6 \cdot f_{cj}$, dans notre cas

$$\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa}$$

La contrainte de cisaillement est en fonction de la nature des fissurations. Ainsi :

- ✚ Lorsque la fissuration est peu nuisible, la contrainte ultime de cisaillement vaut :

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{MPa} \right\} = 3.33 \text{MPa}$$

- ✚ Lorsque la fissuration est préjudiciable où très préjudiciable, la contrainte ultime de cisaillement vaut :

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{MPa} \right\} = 2.5 \text{MPa}$$

Les hypothèses de calcul sont les suivantes :

- Les sections droites restent planes et il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton en dehors du voisinage immédiat des fissures,
- Le béton tendu est négligé,
- Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéairement élastiques,
- le coefficient d'équivalence est pris égal à 15.

- **Protection des armatures** : Dans le but d'avoir un bétonnage correcte et de prémunir les armatures des effets d'intempéries et d'agents agressifs, on doit donc, à ce effet, respecter l'enrobage des armatures et le prendre au moins égal à :

- ✚ $c \geq 5 \text{cm}$ pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins.
- ✚ $c \geq 3 \text{cm}$ pour les éléments en contact d'un liquide (réservoirs, tuyaux, canalisations).
- ✚ $c > 1 \text{cm}$ pour les parois situées dans les locaux condensés.

Les enrobages des armatures doivent être strictement assurés à l'exécution.

- Charges considérées dans le calcul

Nous avons considérées uniquement les charges permanentes «G» et la surcharge d'exploitation «Q».

- Combinaisons de calcul

Nous avons considéré les 2 combinaisons suivantes

✚ A l'état limite ultime :

$$1,35G_{\max} + G_{\min} + \gamma_{Q1}Q_1 + \sum 1,3\psi_{0i}Q_i$$

✚ A l'état limite de service :

$$G + Q$$

Nous avons pris en compte l'action sismique.

V.4. Pré-dimensionnement d'un mur de soutènement

Les dimensions des fondations dépendent de deux paramètres :

La portance du sol qui dépend de la nature du sol, et les charges qui vont être appliqués sur la fondation, pour définir les dimensions de la fondation un calcul de pré dimensionnement sera fait par des formules simples.

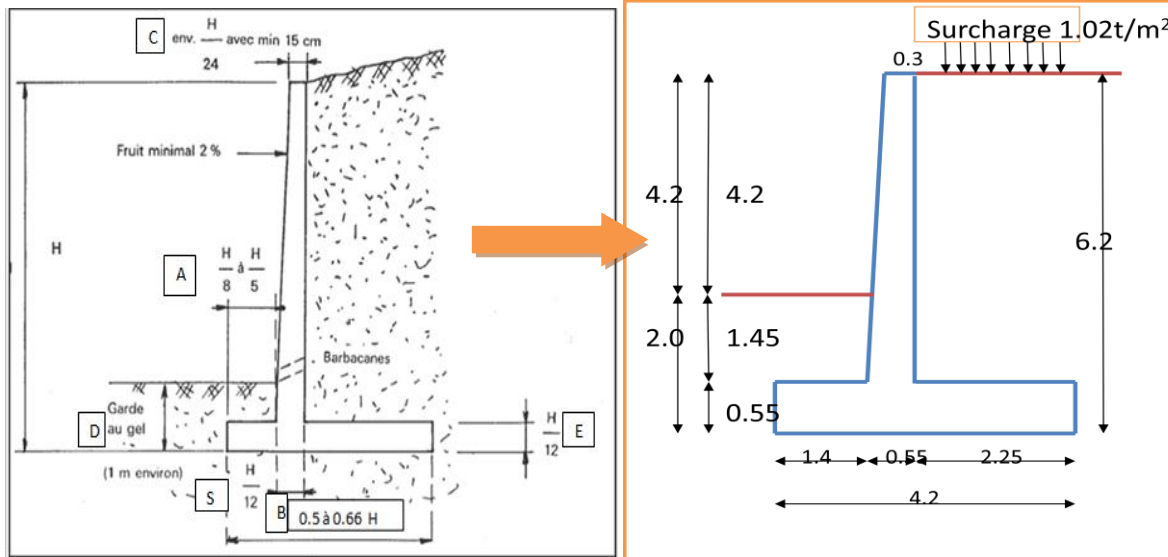


Fig. V.6. pré-dimensionnement d'un mur de soutènement

- **Application des formules :**

$$H = 6.2 \text{ m}$$

$$C = 6.2 / 24 = 0.25 \text{ m}$$

$$A = 6.2 / 5 = 1.24 \text{ m}$$

$$S = 6.2 / 12 = 0.51 \text{ m}$$

$$B = 0.66 * 6.2 = 4.092 \text{ m}$$

$$E = 6.2 / 12 = 0.51 \text{ m}$$

on a adopté

$$\left. \begin{array}{l} C = 0.3 \text{ m} \\ A = 1.4 \text{ m} \\ S = 0.55 \text{ m} \\ B = 4.2 \text{ m} \\ E = 0.55 \text{ m} \end{array} \right\}$$

V.5. Calcul dynamique

V.5.1. Calcul coefficient de poussée dynamique globale

$$A = 0.15 \quad [\text{Zone II a Groupe 2 (tableau III.3)}]$$

- Calcul de K_h et K_v :

$$\begin{cases} K_h = A \\ K_v = 0.15 \end{cases}$$

$$K_v = \pm 0.3 K_h \rightarrow \begin{cases} K_v = -0.045 \\ K_v = 0.045 \end{cases}$$

- Calcul de θ :

$$\theta = \arctang\left(\frac{K_h}{1 \pm K_v}\right) \quad \begin{cases} \theta_A = 8.168 \\ \theta_B = 8.926 \end{cases}$$

Cas 1

Pour $K_v = +0.045$; $\theta = 8.168$

- Calcul de K_{ad} :

$$K_{ad} = \frac{\cos^2(\varphi + \theta)}{\cos^2 \left[1 + \sqrt{\frac{\sin\varphi \sin(\varphi - \beta - \theta)}{\cos\theta \cos\beta}} \right]^2} \quad \begin{cases} \varphi = 30^\circ \\ \theta = 8.168 \\ \beta = 0 \end{cases}$$

$$K_{ad} = \frac{\cos^2(30 - 8.168)}{\cos^2(8.168) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(30) \sin(30 - 8.168)}{\cos(8.168) \cos(0)}} \right]^2}$$

$$K_{ad} = 0.433$$

- Calcul poussée dynamique due à la surcharge :

$$F_{ad(q)} = \frac{qH}{\cos\beta} (1 + K_v) K_{ad}$$

$$F_{ad(q)} = 1.02 \times 6.20 \times (1 + 0.045) \times 0.433$$

$$F_{ad(q)} = 2.862t$$

- Calcul poussée dynamique des terres :

$$F_{ad} = \frac{1}{2} \gamma (1 + K_v) H^2 \times K_{ad}$$

$$F_{ad} = \frac{1}{2} \times 1.8 \times 1.045 \times 6.22 \times 0.433$$

$$F_{ad} = 15.654t$$

- **Calcul poussée horizontale :**

$$F_{dyh} = F_{ad} \cos(\varphi + \lambda) = 15.654 \cos 20$$

$$F_{dyh} = 14.710 t$$

- **Calcul poussée vertical :**

$$F_{dyv} = F_{ad} \sin(\varphi + \lambda) = 15.654 \sin 20$$

$$F_{dyv} = 5.354 t$$

$$\begin{cases} P_{dyh} = 14.71 + 2.862 = 17.572 t \\ P_{dyv} = 5.354 t \end{cases}$$

V.5.2. Calcul des forces agissant sur le mur

A : Le poids propre du mur et les poids des terres retenues :

$$S_1(\text{trapeze}) = \frac{0.55 + 0.3}{2} \times 5.65 = 2.401 m^2$$

$$S_2 = 4.20 \times 0.55 = 2.310 m^2$$

$$S_3(\text{triangle}) = \frac{0.064 \times 1.45}{2} = 0.046 m^2$$

$$S_4 = 1.4 \times 1.45 = 2.030 m^2$$

$$S_5 = 2.25 \times 5.65 = 12.712 m^2$$

- **Calcul des poids (S. γ)**

$$P_1 = S_1 \times \gamma_b = 2.401 \times 2.50 = 6.002 t$$

$$P_2 = S_2 \times \gamma_b = 2.310 \times 2.50 = 5.775 t$$

$$P_3 = S_3 \times \gamma_R = 0.046 \times 1.80 = 0.082 t$$

$$P_4 = S_4 \times \gamma_R = 2.030 \times 1.80 = 3.654 t$$

$$P_5 = S_5 \times \gamma_R = 12.712 \times 1.80 = 22.882 t$$

- **Calcul la distance par rapport à A :**

$$\text{Distance de } G1/A = \frac{(0.55^2 + 0.3^2) + (0.55 \times 0.3)}{3(0.55 + 0.3)} + 1.40 = 1.620 \text{ m}$$

$$\text{Distance de } G2/A = \frac{4.2}{2} = 2.100 \text{ m}$$

$$\text{Distance de } G3/A = \frac{1}{3} \times 0.064 + 1.4 = 1.421 \text{ m}$$

$$\text{Distance de } G4/A = \frac{1.4}{2} = 0.700 \text{ m}$$

$$\text{Distance de } G5/A = \frac{2.25}{2} + 0.55 + 1.40 = 3.075 \text{ m}$$

$$\text{Distance de } P_V/A = 5.35 \text{ t} \dots \frac{G_V}{A} = 1.950 \text{ m}$$

- **Calcul des moments stabilisateur résultant**

Surface (m ²)	$\gamma(\text{T/m}^3)$	poids (T)	Distances (m)	moment stabilisateurs /A(T.m)
2.401	2.50	6.002	1.62	9.723
2.310	2.50	5.775	2.10	12.127
0.046	1.80	0.082	1.42	0.116
2.030	1.80	3.654	0.70	2.557
12.712	1.80	22.882	3.07	70.362
		5.354	1.95	10.440
		43.750		105.325

Tableau. V.2. Les moments stabilisateurs

V.5.3. Vérification de la stabilité vis-à-vis du renversement

$$F_R = \frac{M_s}{M_r} \left\{ \begin{array}{l} M_s = \sum M_{stabilité} = 105.325 \\ M_r = F_{dyh} \cdot \frac{H}{3} + F_{ad(q)} \cdot \frac{H}{2} = 39.272 \end{array} \right.$$

$$F_R = \frac{105.325}{39.272} = 2.681$$

$F_R > 1.3$ Donc la sécurité vis-à-vis du renversement est vérifiée.

V.5.4. Vérification de la stabilité vis-à-vis du glissement

$$\text{On à } \left\{ \begin{array}{l} \sum F_{dy(H)} = 17.572t \\ \sum F_{dy(V)} = 43.750t \end{array} \right.$$

$$F_G = \frac{\sum \text{vert} \times \text{tag}\varphi + Gu \times \beta \times 1 \text{ m}}{\sum H_{dy}}$$

$$F_G = \frac{43.750 \times \text{tag}15 + 2.77 \times 4.20 \times 1}{17.57} = 1.330$$

$F_G = 1.330 > 1.2$ Donc la sécurité vis-à-vis du glissement est vérifiée.

V.5.5. Vérification de la stabilité vis-à-vis du poinçonnement du sol de fondation

- Calcul de l'excentricité e :

$$d = \frac{M_s}{\sum Ver} = \frac{105.325}{43.750} = 2.407 \left\{ \begin{array}{l} M_s = 105.325 \\ \sum F_{Vert} = 43.750 \end{array} \right.$$

$$e = d - \frac{\beta}{2} = 2.407 - \frac{4.20}{2} = 0.307$$

- Calcul des contraintes au sol :

$$P_M = \sigma_{\max} = \frac{V}{\beta} \left(1 + \frac{6e}{\beta} \right)$$

$$P_M = \sigma_{\max} = \frac{43.750}{4.20} \left(1 + \frac{6(0.307)}{4.20} \right)$$

$$P_M = \sigma_{\max} = 14.985 \text{ t/m}^2$$

$$P_m = \sigma_{\min} = \frac{V}{\beta} \left(1 - \frac{6e}{\beta} \right) = \frac{43.750}{4.20} \left(1 - \frac{6(0.307)}{4.20} \right)$$

$$P_m = \sigma_{\min} = 5.848 \text{ t/m}^2$$

- **Calcul de p_u**

$$P_u = \frac{3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} \quad (\sigma_{\max} \text{ et } \sigma_{\min} \text{ sont positives})$$

$$P_u = \frac{3 \times 14.985 + 5.848}{4} = 12.700 \text{ t/m}^2$$

- **Vérification au poinçonnement :**

Il faut vérifier que $P_u < q = \frac{q_u}{2}$

Avec p_u : Charges réelles appliquées ultimes

q : Contrainte de calcul

q_u : Contrainte ultime (capacité portante de la semelle de fondation)

- **Calcul de q_u :**

$$q_u = S_c i_c C N_c + S_q i_q \gamma D N_q + S_\gamma i_\gamma \left(\frac{1}{2} \beta' \right) \gamma N_\gamma$$

La semelle étant filante. Donc les coefficients de forme $S_c = S_q = S_\gamma = 1$

$$i_c = i_q = \left(1 - \frac{2\delta}{\pi} \right) \quad \text{et} \quad i_\gamma = \left(1 - \frac{\delta}{\varphi} \right)^2$$

Les données du sol de fondation sont comme suit :

$$Q = 15^\circ \quad ; \quad D = 1.45 \text{ m} \quad ; \quad \gamma = 1.88 \text{ t/m}^3 \quad ; \quad C = 2.77 \text{ t/m}^2 \quad ; \quad \delta = \frac{2}{3} \varphi = 20^\circ$$

Les facteurs de capacité portante sont données par :

$$N_c = \frac{N_q^{-1}}{\tan \varphi} \quad ; \quad N_q = \tan^2 \left[\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right] e^{\pi \tan \varphi} \quad ; \quad N_\gamma = 2(N_q - 1) \tan \varphi$$

$$N_c(15^\circ) = 10.97 \quad ; \quad N_q(15^\circ) = 3.94 \quad ; \quad N_\gamma(15^\circ) = 1.57$$

On a: $\delta = 20^\circ$

$$i_c = i_q = \left(1 - \frac{2\delta}{\pi} \right)^2 \quad \text{Et} \quad i_\gamma = \left(1 - \frac{\delta}{\varphi} \right)^2$$

$$\text{D'où : } i_c = i_q = \left(1 - \frac{2 \times 20}{180}\right)^2 = 0.605$$

$$\text{Et : } i_\gamma = \left(1 - \frac{20}{15}\right)^2 = 0.111$$

La largeur β' est donnée par la formule suivante : $\beta' = \beta - 2e$

$$\beta' = 4.20 - 2 \times 0.307 = 3.586 \text{ m}$$

D'où

$$q_u = (1 \times 0.605 \times 2.77 \times 10.97) + (1 \times 0.605 \times 1.88 \times 1.45 \times 3.94) \\ + (1 \times 0.111(0.5 \times 3.586) \times 1.88 \times 1.57)$$

$$q_u = 25.469 \text{ t/m}^2$$

$P_u = 12.700 < q = \frac{q_u}{2} = 12.734$ **Donc la semelle de fondation est stable vis-à-vis du poinçonnement.**

Cas 2

- Pour $K_V = -0.045$ $\theta = 8.926$

$$K_{ad} = 0.433$$

- **Calcul poussée dynamique due à la surcharge :**

$$F_{ad(q)} = \frac{qH}{\cos\beta} (1 - K_V) K_{ad} = 1.02 \times 6.2(0.955) \times 0.433$$

$$F_{ad(q)} = 2.615 \text{ t}$$

- **Calcul poussée dynamique des terres :**

$$F_{ad} = \frac{1}{2} \gamma (1 - K_V) H^2 \times K_{ad} = \frac{1}{2} \times 1.8 \times 0.955 \times 6.2^2 \times 0.433$$

$$F_{ad} = 14.305 \text{ t}$$

- **Calcul poussée horizontale :**

$$F_{dy(t)h} = F_{ad} \cos(\delta + \lambda) = 14.305 \cos 20$$

$$F_{dyh} = 13.442 \text{ t}$$

- **Calcul poussée verticale :**

$$F_{dy(t)v} = F_{ad} \sin(\gamma + \lambda) = 14.305 \sin 20$$

$$F_{dyv} = 4.892 \text{ t}$$

$$\text{Donc } \begin{cases} \sum F_{dy(H)} = 13.442 + 2.615 = 16.057 \\ \sum F_{dy(V)} = 4.892 \text{ t} \end{cases}$$

• **Calcul des moments stabilisateur résultant :**

Surface (m ²)	$\gamma(\text{T/m}^3)$	Poids(T)	Distances (m)	moment stabilisateurs /A(T.m)
2.40	2.5	6.002	1.620	9.723
2.31	2.5	5.775	2.100	12.127
0.046	1.8	0.082	1.421	0.116
2.03	1.8	3.654	0.700	2.557
12.71	1.8	22.882	3.075	70.362
		4.892	1.95	9.539
		43.287		104.424

Tableau. V.3. Les moments stabilisateurs

V.5.6. Vérification de la stabilité vis-à-vis du renversement

$$F_R = \frac{M_s}{M_r} \begin{cases} M_s = \sum M_{stabilité} = 104.424 \\ M_r = F_{dyh} \cdot \frac{H}{3} + F_{ad(q)} \cdot \frac{H}{2} = 35.886 \end{cases}$$

$$F_R = \frac{104.424}{35.886} = 2.909$$

$F_R = 2.9 > 1.3$ Donc la sécurité vis – à – vis du renversement est vérifiée.

V.5.7. Vérification de la stabilité vis-à-vis du glissement :

$$\begin{cases} \sum F_{dy(H)} = 16.057 \\ \sum F_{dy(V)} = 43.287 \end{cases}$$

$$F_G = \frac{\sum \text{ver. } \tan\varphi + C_u \times \beta \times 1 \text{ m}}{\sum H_{dy}}$$

$$F_G = \frac{43.287 \tan 15 + 2.77 \times 4.20 \times 1}{16.057} = 1.446$$

$F_G = 1.45 > 1.2$ Donc la sécurité vis-à-vis du glissement est vérifiée.

V.5.8. Vérification de la stabilité vis-à-vis du poinçonnement du sol de fondation

- Calcul de l'excentricité e :

$$d = \frac{M_s}{\sum FV} = \frac{104.424}{43.287} = 2.412$$

$$e = d - \frac{\beta}{2} = 2.412 - \frac{4.20}{2} = 0.312 \text{ m}$$

- Calcul des contraintes au sol :

$$P_M = \sigma_{max} = \frac{V}{\beta} \times \left(1 + \frac{6e}{\beta}\right) = \frac{43.287}{4.20} \left(1 + \frac{6(0.312)}{4.2}\right)$$

$$P_M = \sigma_{max} = 14.900 \text{ t/m}^2$$

$$P_m = \sigma_{min} = \frac{V}{\beta} \left(1 - \frac{6e}{\beta}\right) = \frac{43.287}{4.20} \left(1 - \frac{6(0.312)}{4.20}\right)$$

$$P_m = \sigma_{min} = 5.712 \text{ t/m}^2$$

- Calcul P_u :

$$P_u = \frac{3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = \frac{3 \times 14.900 + 5.712}{4} = 12.603 \text{ t/m}^2$$

- Vérification au poinçonnement :

$$\text{Il faut vérifier que } P_u < q = \frac{q_u}{2}$$

Avec p_u : Charges réelles appliquées ultimes

q : Contrainte de calcul

q_u : Contrainte ultime (capacité portante de la semelle de fondation)

- Calcul de q_u :

$$q_u = S_c i_c C N_c + S_q i_q \gamma D N_q + S_\gamma i_\gamma \left(\frac{1}{2} \beta'\right) \gamma N_\gamma$$

La semelle étant filante. Donc les coefficients de forme $S_c = S_q = S_\gamma = 1$

$$i_c = i_q = \left(1 - \frac{2\delta}{\pi}\right) \quad \text{et} \quad i_\gamma = \left(1 - \frac{\delta}{\varphi}\right)^2$$

Les données du sol de fondation sont comme suit :

$$Q = 15^\circ \quad ; \quad D = 1.45 \text{ m} \quad ; \quad \gamma = 1.88 \text{ t/m}^3 \quad ; \quad C = 2.77 \text{ t/m}^2 \quad ; \quad \delta = \frac{2}{3}\varphi = 20^\circ$$

Les facteurs de capacité portante sont données par :

$$N_c = \frac{N_q - 1}{\tan\varphi} \quad ; \quad N_q = \tan^2 \left[\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right] e^{\pi \tan\varphi} \quad ; \quad N_\gamma = 2(N_q - 1) \tan\varphi$$

$$N_c(15^\circ) = 10.97 \quad ; \quad N_q(15^\circ) = 3.94 \quad ; \quad N_\gamma(15^\circ) = 1.57$$

On a: $\delta = 20^\circ$

$$i_c = i_q = \left(1 - \frac{2\delta}{\pi}\right)^2 \quad \text{et} \quad i_\gamma = \left(1 - \frac{\delta}{\varphi}\right)^2$$

$$\text{D'où : } i_c = i_q = \left(1 - \frac{2 \times 20}{180}\right)^2 = 0.605$$

$$\text{Et : } i_\gamma = \left(1 - \frac{20}{15}\right)^2 = 0.111$$

La largeur β' est donnée par la formule suivante : $\beta' = \beta - 2e$

$$\beta' = 4.20 - 2 \times 0.312 = 3.576 \text{ m}$$

$$\text{D'où : } q_u = (1 \times 0.605 \times 2.77 \times 10.97) + (1 \times 0.605 \times 1.88 \times 1.45 \times 3.94) + (1 \times 0.111 \times 0.5 \times 3.586 \times 1.88 \times 1.57)$$

$$q_u = 25.469 \text{ t/m}^2$$

$P_u = 12.60 < q = \frac{q_u}{2} = \frac{25.47}{2} = 12.73$.Donc la semelle de fondation est stable vis-à-vis du Poinçonnement.

V.6. Calcul statique :

- Calcul poussée des terres statique :

$$\begin{cases} \alpha = \beta = 0 \\ \delta = \frac{2}{3}\varphi' \\ \varphi = 30^\circ \end{cases} \rightarrow K_a = 0.2973 \quad (\text{Annexe B})$$

- **Calcul poussée due à la surcharge :**

$$P_q = K_a \times q \times H = 0.2973 \times 1.02 \times 6.2$$

$$P_q = 1.880$$

- **Calcul poussée des terres :**

$$P_a = \frac{1}{2} \times \gamma_{ren} \times K_a \times H^2 = \frac{1}{2} \times 1.80 \times 0.2973 \times 6.20^2$$

$$P_a = 10.285 \text{ t}$$

- **Calcul poussée horizontal :**

$$P_{aH} = P_a \cos(\delta + \lambda) = 9.664 \text{ t}$$

- **Calcul poussée vertical :**

$$P_{aV} = P \sin(\delta + \lambda) = 3.517 \text{ t}$$

Surface (m ²)	$\gamma(\text{T/m}^3)$	poids (T)	Distances(m)	moment stabilisateurs /A(T.m)
2.401	2.5	6.002	1.620	9.723
2.310	2.5	5.775	2.10	12.127
0.046	1.80	0.082	1.421	0.116
2.03	1.80	3.654	0.700	2.557
12.712	1.80	22.882	3.075	70.362
		3.517	1.95	6.858
		41.913		101.743

Tableau. V.4. Les moments stabilisateurs

$$\Sigma F_{(V)} = \Sigma \text{poids} + \text{poussée ver} = 38.396 + 3.517 = 41.913 \text{ t}$$

$$M_{stabilité} = \Sigma \text{Moment} + (\text{poussée ver} \times \text{bras de levier}) = 94.885 + 6.850 = 101.743 \text{ t.m}$$

$$\Sigma F_{(H)} = \text{poussée hor} + \text{surcharge} = 9.664 + 1.880 = 11.544$$

$$\text{On a: } \begin{cases} \Sigma F_{(V)} = 41.913t \\ M_{sta} = 101.743t.m \\ \Sigma F_{(H)} = 11.544 \end{cases}$$

V.6.1. Vérification de la stabilité vis-à-vis du renversement

$$F_R = \frac{M_s}{M_r} = \frac{101.743}{25.800} = 3.943 \quad \begin{cases} M_s = \sum M_{stabilité} = 101.743 \\ M_r = P_{a(h)} \cdot \frac{H}{3} + P_{(q)} \cdot \frac{H}{2} = 25.800 \end{cases}$$

$F_R > 2$ Donc la sécurité vis – à – vis du renversement est vérifiée.

V.6.2. Vérification de la stabilité vis-à-vis du glissement

$$F_G = \frac{\sum ver. tag\varphi + C_u \times \beta \times 1 m}{\sum Hor}$$

$$F_G = \frac{41.913 tag 15 + 2.77 \times 4.20 \times 1}{11.544} = 1.980$$

$F_G > 1.5$ Donc la sécurité vis-à-vis du glissement est vérifiée.

V.6.3. Vérification de la stabilité vis-à-vis du poinçonnement du sol de fondation

- Calcul de l'excentricité e:

$$d = \frac{M_s}{\sum F_{ver}} = \frac{101.743}{41.913} = 2.427$$

$$e = d - \frac{\beta}{2} = 2.427 - \frac{4.2}{2} = \mathbf{0.327 m}$$

- Calcul des contraintes au sol :

$$P_M = \sigma_{max} = \frac{V}{\beta} \times \left(1 + \frac{6e}{\beta}\right) = \frac{41.913}{4.2} \times \left(1 + \frac{6(0.32)}{4.2}\right)$$

$$P_M = \sigma_{max} = \mathbf{14.641 t/m^2}$$

$$P_m = \sigma_{min} = \frac{V}{\beta} \times \left(1 - \frac{6e}{\beta}\right) = \frac{41.913}{4.2} \times \left(1 - \frac{6(0.32)}{4.2}\right)$$

$$P_m = \sigma_{min} = \mathbf{5.360 t/m^2}$$

- Calcul P_u :

$$P_u = \frac{3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = \frac{3 \times 14.641 + 5.360}{4}$$

$$P_u = \mathbf{12.320 t/m^2}$$

- **Vérification au poinçonnement :**

$$\text{Il faut vérifier que } P_u < q = \frac{q_u}{2}$$

Avec p_u : Charges réelles appliquées ultimes

q : Contrainte de calcul

q_u : Contrainte ultime (capacité portante de la semelle de fondation)

- **Calcul de q_u :**

$$q_u = S_c i_c C N_c + S_q i_q \gamma D N_q + S_\gamma i_\gamma \left(\frac{1}{2} \beta' \right) \gamma N_\gamma$$

La semelle étant filante. Donc les coefficients de forme $S_c = S_q = S_\gamma = 1$

$$i_c = i_q = \left(1 - \frac{2\delta}{\pi} \right) \quad \text{et} \quad i_\gamma = \left(1 - \frac{\delta}{\varphi} \right)^2$$

Les données du sol de fondation sont comme suit :

$$Q = 15^\circ \quad ; \quad D = 1.45 \text{ m} \quad ; \quad \gamma = 1.88 \text{ t/m}^3 \quad ; \quad C = 2.77 \text{ t/m}^2 \quad ; \quad \delta = \frac{2}{3} \varphi = 20^\circ$$

Les facteurs de capacité portante sont données par :

$$N_c = \frac{N_q - 1}{\tan \varphi} \quad ; \quad N_q = \tan^2 \left[\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right] e^{\pi \tan \varphi} \quad ; \quad N_\gamma = 2(N_q - 1) \tan \varphi$$

$$N_c(15^\circ) = 10.97 \quad ; \quad N_q(15^\circ) = 3.94 \quad ; \quad N_\gamma(15^\circ) = 1.57$$

On a: $\delta = 20^\circ$

$$i_c = i_q = \left(1 - \frac{2\delta}{\pi} \right)^2 \quad \text{et} \quad i_\gamma = \left(1 - \frac{\delta}{\varphi} \right)^2$$

$$\text{D'où : } i_c = i_q = \left(1 - \frac{2 \times 20}{180} \right)^2 = 0.605$$

$$\text{Et : } i_\gamma = \left(1 - \frac{20}{15} \right)^2 = 0.111$$

La largeur β' est donnée par la formule suivante : $\beta' = \beta - 2e$

$$\beta' = 4.2 - 2(0.327) = 3.546$$

D'où

$$q_u = (1 \times 0.605 \times 2.770 \times 10.970) + (1 \times 0.605 \times 1.88 \times 1.45 \times 3.94) \\ + (1 \times 0.11 \times 0.5 \times 3.546 \times 1.88 \times 1.57)$$

$$q_u = 25.457 \text{ t/m}^2$$

$P_u = 12.320 < q = \frac{q_u}{2} = \frac{25.457}{2} = 12.720$. Donc la semelle de fondation est stable vis-à-vis du Poinçonnement.

V.7. Ferrailage

V.7.1. Ferrailage de la semelle

Le ferrailage de la semelle se fait par la méthode des consoles

- Longueur de la console D :

$$D = A + \frac{c}{2} = 2.25 + \frac{0.55}{2}$$

$$D = 2.525 \text{ m}$$

$$\sigma d = \sigma_{max} - \frac{(\sigma_{max} - \sigma_{min}) * D}{B} = 14.641 - \frac{(14.641 - 5.360) * 2.525}{4.20}$$

$$\sigma d = 9.061 \text{ t/m}^2$$

$$R = \frac{(\sigma_{max} + \sigma d) * D}{2} = \frac{(14.641 + 9.061) * 2.525}{2}$$

$$R = 29.923 \text{ t}$$

- Le bras de levier :

$$d = \frac{\sigma d + 2\sigma_{max}}{\sigma d + \sigma_{max}} * \frac{D}{3} = \frac{9.061 + 2(14.641)}{9.061 + 14.641} * \frac{2.525}{3}$$

$$d = 1.36 \text{ m}$$

- Le moment : $M = R * d$

$$M = 29.923 \times 1.36 = 40.69 \text{ t.m}$$

$$\mathbf{M = 40.69 \text{ t.m}}$$

- Section D'encastrement du patin :

$$d = 0.9 h = 0.9 * 0.55$$

$$\mathbf{d = 0.495 \text{ m}}$$

$$\mu = \frac{M}{b \cdot d^2 \cdot F_{bu}} \left\{ \begin{array}{l} F_{bu} = \frac{0.85 * F_{cu}}{1.5} \\ F_{bu} = 14.16 \text{ N/mm}^2 \end{array} \right.$$

$$\mu = \mathbf{0.117} < 0.186 \rightarrow A_s = 0$$

Il n'est pas nécessaire de mettre des Armatures comprimées

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2(0.117)})$$

$$\mathbf{\alpha = 0.156}$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.495(1 - 0.4(0.156))$$

$$\mathbf{Z = 0.464 \text{ m}}$$

$$A_s = \frac{M}{Z * \sigma_s} = \mathbf{25.20 \text{ cm}^2} \quad \left\{ \begin{array}{l} \sigma_s = \frac{f_e}{1.15} \\ \sigma_s = \frac{400}{1.15} = 347.89 \end{array} \right.$$

$$A_s = \frac{40.69 * 104}{0.464 * 347.89} = 2520 \text{ mm}^2$$

$$\mathbf{A_s = 25.20 \text{ cm}^2}$$

- Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{0.23 * b * d * f_{t28}}{F_e} = \frac{0.23 * 1000 * 495 * 2.10}{400} = \mathbf{5.97 \text{ cm}^2}$$

$$A_{min} = 5.97 \text{ cm}^2$$

$A_s > A_{min}$ Donc on adopte A_s pour ferrailée la semelle.

Choix : $A = 9\text{HA}20 / \text{ml} = 28.27 \text{ cm}^2$

- **Armatures de répartition :**

$$A_{\text{rép}} = \frac{A}{4} = \frac{28.27}{4} = 7.06 \text{ cm}^2$$

Choix : 8 HA 12

$$A_{\text{rép}} = 8 \text{ HA}12 = 9.05 \text{ cm}^2$$

Choix des Barres :

- Pour la nappe inférieure on prend : 9 T 20/ml espacement de 12 cm
- Pour les armatures de répartition on prend : 8 T 12/ml espacement de 14cm
- Pour la nappe supérieure on prend : 9 T 16 espacement de 12 cm
- Pour les armatures de répartitions on prend : 8 T 12 espacement de 14 cm

V.7.2. Ferrailage du Rideau :

$$M = P_{St(h)} * \frac{H}{3} + P_{(q)} * \frac{H}{2} + F_{ad(q)} * \frac{H}{2}$$

$$M = 9.664 * \frac{5.65}{3} + 1.02 * \frac{5.65}{2} + 2.862 * \frac{5.65}{2}$$

$$M = 29.166 \text{ t.m}$$

$$\mu = \frac{M}{b * d^2 * F_{bu}} = \frac{29.166 * 10^4}{1 * 495^2 * 14.16}$$

$$\mu = 0.084 \quad d = 0.495 \text{ m}$$

$\mu < 0.180$ (Il n'est pas nécessaire de mettre des Armatures comprimés)

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - (2 \times 0.180)})$$

$$\alpha = 0.11$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.495(1 - 0.4(0.11))$$

$$Z = 0.473m$$

$$A_s = \frac{M}{Z * \sigma_s} = \frac{62.63 * 104}{0.445 * 347.89} = 1772 \text{ mm}^2$$

$$A_s = 17.72 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{0.23 * b * d * f_{t28}}{F_e} = \frac{0.23 * 1000 * 495 * 2.1}{400} = 5.97 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 5.97 \text{ cm}^2$$

$$A = \sigma_{max}(A_s * A_{min}) = 17.72 \text{ cm}^2$$

Choix : A = 9 HA 16/ml = 18.09 cm²

- **Armatures de répartition :**

$$A_{\text{rép}} = \frac{A}{4} = \frac{18.09}{4} = 4.52 \text{ cm}^2$$

Choix : 6 HA 12

$$A_{\text{rép}} = 6 \text{ HA12} = 6.78 \text{ cm}^2$$

Choix des Barres :

- Pour la nappe inférieure on prend : 9 T 16/ml espacement de 12 cm
- Pour les armatures de répartition on prend : 6 T 12 /ml espacement de 20cm
- Pour la nappe supérieure on prend : 9 T 14 espacement de 12 cm
- Pour les armatures de répartitions on prend : 6 T 12 espacement de 20 cm

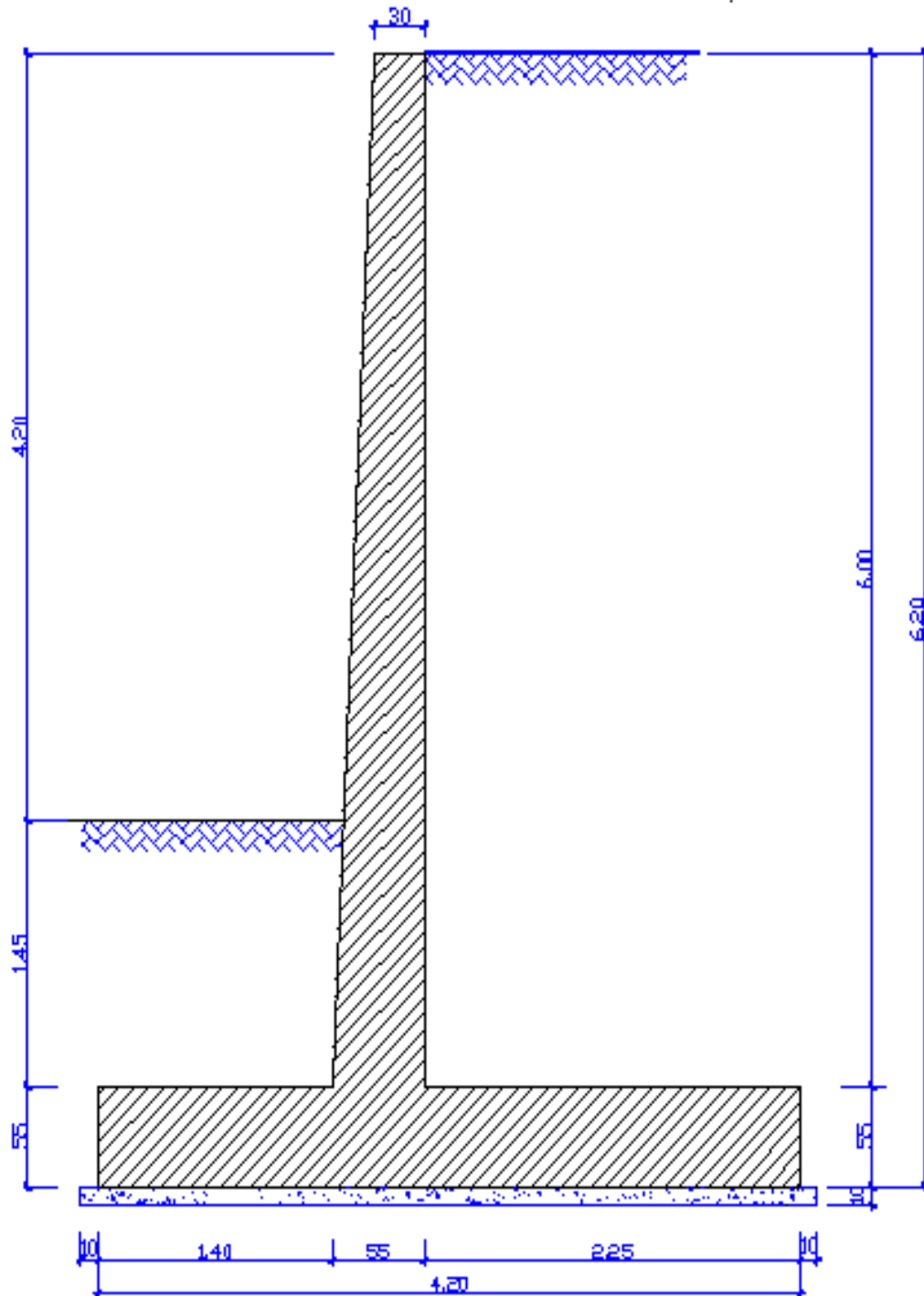
Schéma de coffrageCOFFRAGE DU MUR DE SOUTÈNEMENT

Fig. V.7. Schéma de coffrage

Schéma de ferrailage

FERRAILLAGE DU MUR DE SOUTÈNEMENT

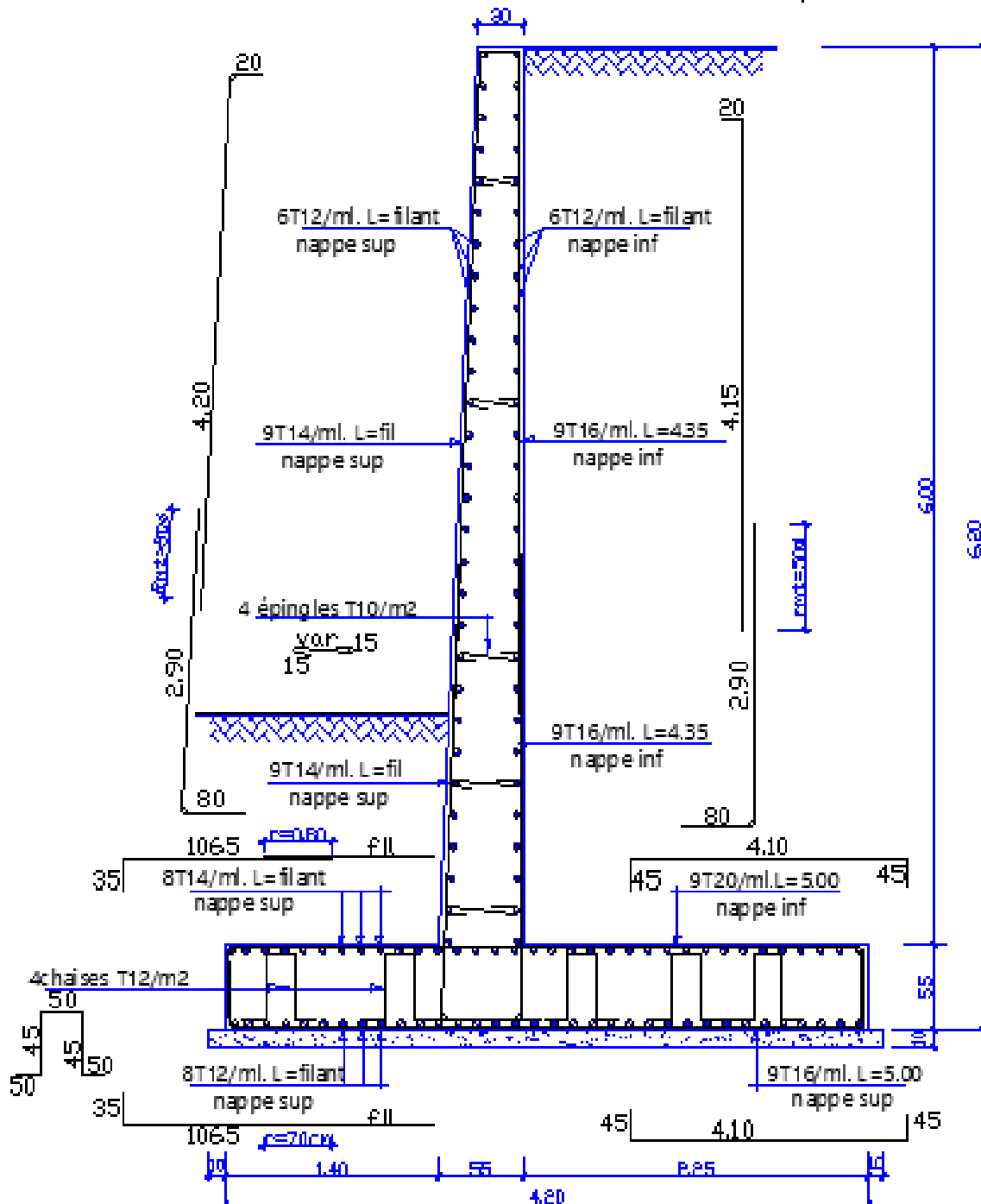


Fig. V.8. Schéma de ferrailage.

Conclusion générale

A travers le déroulement de notre étude pour l'élaboration de ce mémoire, par lequel nous avons essayé de donner un maximum d'informations en synthétisant la recherche bibliographique concernant une grande partie des différents types de soutènement. Les effets du séisme par le biais des pressions actives des terres qui en découlent sont pris en compte pour la conception d'un ouvrage de soutènement. Nous avons lors de notre travail, retenu que la conception et le calcul complet d'un mur de soutènement est assez laborieux, le dimensionnement de l'ouvrage et ses vérifications demande une succession de calculs longs itératifs. Alors pour arriver aux bons résultats, il est important de pré-dimensionner de la manière la plus juste possible les caractéristiques géométriques du mur.

Dans le cas de notre étude nous avons traité le coté stabilité vis-à-vis au glissement, au renversement, au poinçonnement et la capacité portante d'un projet réel y compris le calcul du ferrailage tenant compte de l'effet sismique.

Les séismes peuvent également jouer un rôle important dans le déclenchement des mouvements de terrain. Surtout quand les constructions se trouvent dans une zone à sismicité élevée selon la dernière révision des règles parasismiques algériennes (RPA-99/2003) qui joue un rôle non négligeable dans le déboulement (des mouvements gravitaires dans les terrains)

En vue de diminuer les dégâts subis par les glissements de terrains on propose de :

- La mise en place d'un système de drainage afin d'assurer la dissipation et l'évacuation des eaux qui s'accumule dans le sol ;

- Eviter les grands terrassements sans la présence de systèmes de soutènement naturels.

Enfin, on a traité le coté stabilité vis-à-vis au glissement, au renversement, au poinçonnement et la capacité portante (statique et dynamique) d'un projet réel calculer, leur ferrailage pris en compte l'effet sismique

Pour finir, On espère que ce projet sera une base et un point de départ pour notre vie

Professionnelle ainsi que le prolongement des futurs étudiants travaillant dans ce domaine

*Références
bibliographiques*

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [1] Livre De Fondations et ouvrages en terre juillet 2003« Gérard Philipponnat Bertrand Hubert »
- [2] M. CAVÉ, M. LEVEILLARD, M. SANDROLINI, M. JALIL, M. PERCHAT et JEAN PERCHAT «Règles BAEL 91 modifiées 99» Édition 2005.
- [3] François SCHLOSSER «Techniques de l'Ingénieur C244» Murs de soutènement.
- [4] Mémoire de Magister : Mur de soutènement en zone sismique (université de Batna 2013)
- [5] Mémoire de Master : Stabilisation des talus par mur de soutènement (université de Guelma 2015)
- [6] Kramer.S.L (1996),”Geotechnical earthquake engineering”, Prentice-Hall, New Jersey, pp 466-505.
- [7] Mémoire de Magister : Evaluation de la pression dynamique active sur les murs de soutènement par approche numérique (université Constantine 2015)
- [8] C. Plumelle «B6/chapitre 14 (version du 17/12/02)» Cnam – Paris – Géotechnique.
- [9] Ali BUAFIA «CALCUL PRATIQUE DES FONDATION ET DES SOUTENEMENT» 2éme Edition revue et corrigée /OFFICE DES PUBLICTIONS UNIVERSITAIRES 02-2009.
- [10] Gérard PHILPPONNAT PRÉFACE DE Maurice ALBIGÈS «FONDATION ET OUVRAGES EN TERRE» DEUXIEME EDITION nouveau tirage EDITIONS EYROLLES 61, boulevard Saint-Germain, 75005 Paris 1987.
- [11] Mononobe, N., and Matsuo, H., (1929). “On the determination of earth pressure during earthquakes”, In Proceedings of the World Engineering Conference, Vol. 9, pp. 176.
- [12] Okabe, S., (1926). “General Theory of Earth Pressure”, Journal of the Japanese Society of Civil Engineers, Tokyo, Japan, Vol. 12, No. 1.
- [13] Matsuzawa, H., Ishibashi, I., and Kawamura, M., (1985). “Dynamic Soil and Water Pressures of Submerged Soils”, ASCE, Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 111, No. 10, pp. 1161-1176.
- [14] Ortigosa, P., (2005). “Seismic earth pressure including soil cohesion” The 16th international conference on soil mechanics and geotechnical engineering, Osaka.
- [15] RPA 1999 (Version 2003). Règlement Parasismique Algérien.

Annexe

Annexe A : tableau de valeur de K_a ($\alpha=0^\circ$), ($\theta=0^\circ$)

$\downarrow \phi'$ (deg)	δ' (deg) \rightarrow					
	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
36	0.2596	0.2497	0.2426	0.2379	0.2354	0.2350
38	0.2379	0.2292	0.2230	0.2190	0.2169	0.2167
40	0.2174	0.2089	0.2045	0.2011	0.1994	0.1995
42	0.1982	0.1916	0.1870	0.1841	0.1828	0.1831

Annexe B : tableau de valeur de K_a : ($\alpha = 2/3 \varphi$)

α (deg)	ϕ' (deg)	θ (deg)					
		0	5	10	15	20	25
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
	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	
10	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	

α (deg)	ϕ' (deg)	θ (deg)					
		0	5	10	15	20	25
15	28	0.4065	0.4585	0.5179	0.5868	0.6685	0.7670
	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	
20	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	