



REPUBLIQUE ALGERIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Ministère de l'Enseignement Supérieur  
et de la Recherche Scientifique



## Université Hadj Lakhdar-Batna

Institut de Génie Civil, d'Hydraulique et d'Architecture

Département de génie civil

Mémoire de Magister en Génie Civil

Option : Interaction sol-structure

Présenté par :

ANNANE Abdallah

Pour obtenir le diplôme de Magister en génie civil

---

## Mur de soutènement en zone sismique

---

Sous la direction du Dr. DEMAGH KAMEL

Mémoire soutenu le : 22/12/2013

Devant le jury composé de :

---

Pr. H. CHABIL	Président	Université de Constantine
Dr. K. DEMAGH	Rapporteur	Université de Batna
Dr. T. BOUZID	Examineur	Université de Batna
Dr. M. BAHEDDI	Examineur	Université de Batna

# *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 toute ma famille et tous mes amis.

A mes collègues de promotion,

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

*Et à tous ceux qui me sont chers.*

***Annane abdallah***

## *Remerciements*

Louange à Dieu, tout puissant de m'avoir guidé durant ma formation et de m'avoir permis de réaliser ce modeste travail.

Mes vifs remerciements à mon Promoteur :

Dr. **Demagh Kamel** pour ses conseils durant l'élaboration de ce mémoire ainsi qu'à l'ensemble des enseignants qui ont assuré ma formation.

Mes respects aux membres du jury qui me feront l'honneur d'apprécier ce modeste travail.

Enfin ma reconnaissance à tous ceux qui ont contribué, de près ou de loin, à la réalisation de cette thèse.

## **Résumé :**

---

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. La préservation de ces ouvrages commence par une bonne conception et donc un bon calcul. Ce mémoire a pour principal objectif la mise en œuvre d'un programme sur Excel qui permet de dimensionner et vérifier un mur de soutènement. Il existe deux type de programme : sans charge statique et avec une charge dynamique. Le 1<sup>er</sup> programme statique prend en compte une monocouche et une bicouche avec et sans nappe phréatique. Le 2<sup>eme</sup> programme dynamique permet de faire le calcul et la vérification avec une monocouche avec nappe et une bicouche sans nappe. Pour ce programme la méthode pseudo-statique est utilisée. Les résultats de ce travail adoptent l'influence des paramètres mécaniques de sol et les caractéristiques géométriques de mur et variations des (charges cas statique et cas dynamique) sur les coefficients des sécurités de glissement, renversement et l'incrément dynamique.

## **Mots clés:**

Vérification stabilité, soutènement, séisme, calcul pseudo-statique, stabilité

# SOMMAIRE

INTRODUCTION	01
<b>CHAPITRE I : GÉNÉRALITÉ SUR LES MURS DE SOUTÈNEMENT</b>	
1.1 DÉFINITION DES MURS DE SOUTÈNEMENT	03
1.2 TYPE DES MURS DE SOUTÈNEMENT	03
1.2.1 Mur poids	03
1.2.2 Mur en gabions	04
1.2.3 Les murs en éléments préfabriqués	04
1.2.4 Les murs en béton armés	05
1.2.4.1 Mur en «T renversé » classique	05
1.2.4.2 Mur à contreforts	07
1.2.4.3 Murs divers	07
1.3 TYPE DES ÉCRANS DE SOUTÈNEMENT	08
1.3.1 Les murs en parois moulées	08
1.3.2 Les rideaux de palplanches	09
1.3.3 Les murs en terre armée	09
<b>CHAPITRE II : LES APPROCHES ET LES MÉTHODES DE CALCUL</b>	
2.1 Introduction	10
2.2 Étude sur la poussée et butée	11
2.3 État de repos	11
2.4 Frottement sol-structure	12
2.5 Équilibres de poussée et de butée	13
2.5.1 Équilibre de poussée	14
2.5.2 Équilibre de butée	15
2.6 Les théories de calcul des coefficients de poussée et de butée d'un sol sans cohésion (sol pesant)	16
2.6.1 Théorie de COULOMB	16
2.6.1.1 Formule de Poncelet	18
2.6.2 Théorie de RANKINE	19
2.6.3 Théorie de BOUSSINESQ	23

2.7 Sol stratifiés	28
2.8 Présence d'une nappe	29
2.9. Stabilité des murs de soutènement	29
2.9.1. Vérification de la stabilité	30
2.9.1.1. Stabilité au renversement	30
2.9.1.2. Stabilité au glissement sur la base	30
2.9.1.3. Stabilité au poinçonnement	31
2.10. La force de surcharge	31
2.11. La force dynamique	32
2.11.1. Cas des sols secs	34
2.11.2. Cas des sols saturés de perméabilité faible ou moyenne	34
2.11.3. Cas des sols salures de perméabilité forte	34
2.11.4. Cas des sols partiellement sous nappe et des sols stratifiés	34
2.11.5. Cas des sols cohérents	35
2.11.6. Liquéfaction partielle	35
2.12. La force de surcharge dynamique	35
2.13. Les combinaisons statique et dynamique	36

### CHAPITRE III : VALIDATION ET EXPÉRIMENTATION

3.1 VALIDATION	37
3.1.1 Données	37
3.1.2 Les résultats de l'exemple [EC2 – clause 2.4]	37
3.1.3 Les résultats de programme	38
3.2 EXPÉRIMENTATION	40
3.2.1 Les résultats de 1 <sup>er</sup> programme une couche avec nappe aquifère	40
3.2.1.1 Les coefficients de sécurité en fonction de l'angle de frottement (sans nappe):	40
3.2.1.2 Les coefficients de sécurité en fonction de poids volumique (sans eau)	41
3.2.1.3 Les coefficients de sécurité en fonction de la hauteur totale de remblai (sans eau)	42
3.2.1.4 Les coefficients de sécurité en fonction d'angle d'inclinaison de talus (sans eau)	43

3.2.1.5	Les coefficients de sécurité en fonction de surcharge d'exploitation (sans eau)	-----44
3.2.1.6	Les coefficients de sécurité en fonction de hauteur de nappe (avec eau)	-----45
3.2.2	les résultats de 2 <sup>em</sup> programme deux couche avec nappe aquifère	-----47
3.2.2.1	Les coefficients de sécurité en fonction de rapport des angles de frottement (sans eau)	-----47
3.2.2.2	Les coefficients de sécurité en fonction de rapport des poids volumique (sans eau)	-----49
3.2.3	Les résultats de 3 <sup>em</sup> programme une couche avec nappe aquifère cas dynamique	-----51
3.2.3.1	L'incrément dynamique en fonction de l'angle de frottement (sans eau)	-----51
3.2.3.2	Les coefficients de sécurité en fonction de L'incrément dynamique (sans eau)	-----52
3.2.3.3	L'incrément dynamique en fonction de poids volumique (sans eau)	-----53
3.2.3.4	L'incrément dynamique en fonction de la hauteur de remblai (sans eau)	-----54
3.2.3.5	L'incrément dynamique en fonction de l'angle de frottement (avec eau) perméabilité faible	-----56
3.2.3.6	Les coefficients de sécurité en fonction de L'incrément dynamique (avec eau) perméabilité faible	-----57
3.2.3.7	L'incrément dynamique en fonction de l'angle de frottement (avec eau) perméabilité forte	-----58
3.2.3.8	Les coefficients de sécurité en fonction de L'incrément dynamique (avec eau) perméabilité forte	-----59
3.2.3.9	L'incrément dynamique en fonction de coefficient d'accélération	-----59
3.2.3.10	Les coefficients de sécurité en fonction de L'incrément dynamique	-----60
3.2.4	Les résultats de 4 <sup>em</sup> programme avec deux couche sans nappe aquifère cas dynamique	-----61

3.2.4.1 L'incrément dynamique en fonction de rapport de poids volumique -----	61
3.2.4.2 L'incrément dynamique en fonction de coefficient d'accélération-----	61
3.2.4.3 Les coefficients de sécurité en fonction de L'incrément dynamique-----	62
<b>CHAPITRE IV : CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS</b>	
<b>4.1 Conclusion</b> -----	63
4.1.1 Chargement statique -----	63
4.1.1.1 Chargement statique monocouche-----	63
4.1.1.2 Chargement statique bicouche -----	63
4.1.2 Chargement dynamique monocouche et bicouche -----	63
<b>4.2 Recommendations</b> -----	64
<b>4.3 Perspective</b> -----	64
<b>ANNEXE</b> -----	65
<b>RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES</b> -----	79



# LISTE DES FIGURES

N°	Titre de la figure	Page
Fig.1.1	Mur en maçonnerie de pierres sèches -----	03
Fig.1.2	Mur en maçonnerie jointoyée -----	04
Fig.1.3	Mur poids en béton -----	04
Fig.1.4	Mur en gabions -----	04
Fig.1.5	Mur en éléments préfabriqués en béton empilés (PELLER) -----	05
Fig.1.6	Mur en «T renversé» classique -----	05
Fig.1.7	Présentation murs en déblai -----	06
Fig.1.8	Diverses dispositions de bûches -----	06
Fig.1.9	Mur à contreforts en béton arme -----	07
Fig.1.10	Les murs divers-----	08
Fig.1.11	Les murs en parois moulées-----	08
Fig.1.12	Les rideaux de palplanches -----	09
Fig.1.13	Mur en terre arme -----	09
Fig.2.1	État initial du sol au repos( <i>sans talus, <math>\beta = 0</math></i> ) -----	12
Fig.2.2	État initial, sol sans déplacement -----	13
Fig.2.3	déplacement nécessaire à la mobilisation des états limite de poussée et butée -----	14
Fig.2.4	État limite de poussée du sol -----	15
Fig.2.5	État limite de butée du sol -----	16
Fig.2.6	Équilibre du coin coulomb -----	17
Fig.2.7	Formule de poncelet -----	19
Fig.2.8	Équilibres de poussée et de butée de Rankine -----	20
Fig.2.9	Diagramme de poussée sur l'écran <i>l</i> -----	22
Fig.2.10	Équilibres de Boussinesq et de Rankine -----	23
Fig.2.11	Multicouche - poussée le long de AB -----	28
Fig.2.12	Prise en compte de pression hydrostatique -----	29
Fig.2.13	Notations pour le calcul des ouvrages de soutènement -----	32
Fig.2.14	Prise en compte des pressions d'eau -----	32
Fig.3.1	Influence de l'angle de frottement sur les coefficients de sécurité -----	40
Fig.3.2	Influence de poids volumique sur coefficient de sécurité -----	42
Fig.3.3	Influence de hauteur de remblai total coefficient de sécurité -----	43

Fig.3.4 Influence d'angle d'inclinaison de talus sur coefficient de sécurité -----	44
Fig.3.5 Influence de surcharge d'exploitation sur le coefficient de sécurité-----	45
Fig.3.6 Influence de l'hauteur de nappe sur coefficient de sécurité-----	46
Fig.3.7 Influence de rapport des angles de frottement ( $\varphi_1/\varphi_2$ ) sur le coefficient de sécurité de renversement -----	48
Fig.3.8 Influence de rapport des angles de frottement ( $\varphi_1/\varphi_2$ ) sur le coefficient de sécurité de glissement -----	49
Fig.3.9 Influence de rapport des poids volumique ( $\gamma_1/\gamma_2$ ) sur le coefficient de sécurité de renversement -----	50
Fig.3.10 Influence de rapport des poids volumique ( $\gamma_1/\gamma_2$ ) sur le coefficient de sécurité de glissement -----	51
Fig.4.11 Influence de l'angle de frottement sur L'incrément dynamique -----	52
Fig.4.12 Influence de L'incrément dynamique sur les coefficients de sécurité -----	53
Fig.4.13 Influence de poids volumique sur L'incrément dynamique -----	54
Fig.4.14 Influence la hauteur de remblai sur L'incrément dynamique -----	55
Fig.4.15 Influence l'angle de frottement sur L'incrément dynamique (Perméabilité faible : $0.00005m/s$ )-----	57
Fig.4.16 Influence de L'incrément dynamique sur les coefficients de sécurité (Perméabilité faible : $0.00005m/s$ )-----	58
Fig.4.17 Influence l'angle de frottement sur L'incrément dynamique (Perméabilité forte : $10m/s$ )-----	58
Fig.4.18 Influence de L'incrément dynamique sur les coefficients de sécurité (Perméabilité forte : $10 m/s$ ) -----	59
Fig.4.19 l'incrément dynamique en fonction du coefficient d'accélération -----	60
Fig.4.20 Les coefficients de sécurité en fonction de l'incrément dynamique -----	60
Fig.4.21 L'incrément dynamique en fonction de rapport de poids volumique -----	61

Fig.4.22 l'incrément dynamique en fonction du coefficient d'accélération -----

-----62

Fig.4.23 Les coefficients de sécurité en fonction de l'incrément dynamique -----

-----62

# LISTE DES TABLEAUX

N°	Titre du tableau	Page
Tableau.2.1	Angle de frottement sol-mur en fonction de l'état de surface du parement -----	13
Tableaux.2.2	coefficient de poussée et butée (caquot et kérésel)-----	24
Tableaux.2.2.1	valeurs du coefficient de poussée $K_a$ -----	24
Tableaux .2.2.2	valeurs du coefficient de Butée $K_p$ -----	27

## Liste des symboles

$K_0$	Coefficient de pression des terres au repos.
$\nu$	Coefficient de poisson.
$\varphi$	Angle de frottement de sol.
$\delta$	Angle de frottement sol-mur.
$\sigma_{h0}$	Contrainte horizontale initiale.
$K_a$	Coefficient de poussée.
$K_p$	Coefficient de butée.
$\sigma_v$	Contrainte verticale.
$\tau$	Contrainte de cisaillement.
$\vec{R}$	Réaction totale du sol.
$\beta$	Inclinaison de talus.
$\lambda$	Inclinaison de voil avec le horizontal.
$\gamma$	Poids volumique.
$K_R$	Coefficient de securit de renversement.
$K_G$	Coefficient de securit de glissement.
$K_{aq}$	Coefficient de poussée de surcharge.
$K_{pq}$	Coefficient de butée de surcharge.
$E_{ws}$	Poussée statique d'eau interstitielle.
$E_{wd}$	Poussée hydrostatique.
$G$	Charge permanente.
$Q$	Charge exploitation.
$var$	Valeur variable.

# **INTRODUCTION**

### INTRODUCTION

Ce mémoire s'intéresse aux ouvrages qui retiennent du terrain. Le matériau est retenu par l'ouvrage s'il est maintenu à une pente plus raide que celle qu'il adopterait éventuellement si aucun ouvrage n'était présent. Les ouvrages de soutènement comprennent tous les types de murs et de systèmes de l'appui dans lesquels des éléments de structure sont combinés avec du sol ou du rocher.

Pour le dimensionnement des ouvrages de soutènement, il peut être judicieux de distinguer les trois principaux types d'ouvrages de soutènement suivant :

Les murs-poids qui sont des murs en pierre, en béton ou en béton armé, ayant une semelle de base horizontale avec ou sans talon, épaulement ou contrefort. Le poids du mur lui-même, qui inclut parfois une masse stabilisatrice de sol ou de rocher joue un rôle important dans le soutènement du matériau retenu. On peut citer comme exemples de tels murs, les murs-poids en béton d'épaisseur constante ou variable, les murs en béton armé à semelle, les murs à contreforts,...

Les murs encastrés sont des murs relativement minces en acier, en béton armé ou en bois, supportés par des ancrages, des butons et/ou la butée des terres. La résistance à la flexion de ces murs joue un rôle important dans le soutènement du matériau retenu alors que le poids du mur a un rôle insignifiant. On peut citer comme exemples, de tels murs, les murs cantilever en palplanches métalliques, les murs ancrés ou butonnés en palplanches d'acier ou de béton, les murs à diaphragme,...

Les ouvrages de soutènement composites sont des murs formés d'éléments appartenant aux deux types précédents. Il existe un très grand nombre de murs de ce type. On peut citer comme exemples, les batardeaux constitués de deux rideaux de palplanches, les murs en sol renforcé, les ouvrages de soutènement renforcés par des ancrages, des géotextiles ou des injections, les ouvrages comportant des rangées multiples d'ancrages ou de clous,...

Destinés à soutenir les terres, à contenir leur poussées, les murs de soutènement sont réalisés dans le but de limiter l'emprise du talus.

Il est important, pour la stabilité des murs de soutènement, d'éviter l'accumulation d'eau dans les terres qu'ils soutiennent ; d'où la réalisation fréquente de barbacanes et d'un drainage au pied du mur cote «terres». L'eau est

recupérée dans le drain (poteries non jointives) et s'écoule vers un ou plusieurs exutoires appropriés. [2]

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. Ce mémoire a pour but d'écrire un programme de calcul qui permet de faire le pré dimensionnement, de vérifier la stabilité interne et externe, et de calculer le ferrailage d'un mur de soutènement en tenant compte de l'action sismique. Pour généraliser l'outil il sera pris une multicouche pour le sol de remblai.

Après une Introduction (problématique, buts du mémoire, plan du mémoire), les chapitres I et II donnent une synthèse bibliographique sur les murs de soutènement, ainsi que les approches et les méthodes de calcul.

Le chapitre III présente la validation de programme et expérimentation. Enfin une conclusion générale et des recommandations pour d'éventuelles futures recherches sont données.



# **CHAPITRE I**

**GÉNÉRALITÉ  
SUR LES MURS  
DE SOUTÈNEMENT**

## GENERALITES

### 1.1 DÉFINITION DES MURS DE SOUTÈNEMENT

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) (3).

### 1.2 TYPE DES MURS DE SOUTÈNEMENT

#### 1.2.1 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, [4]. 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.

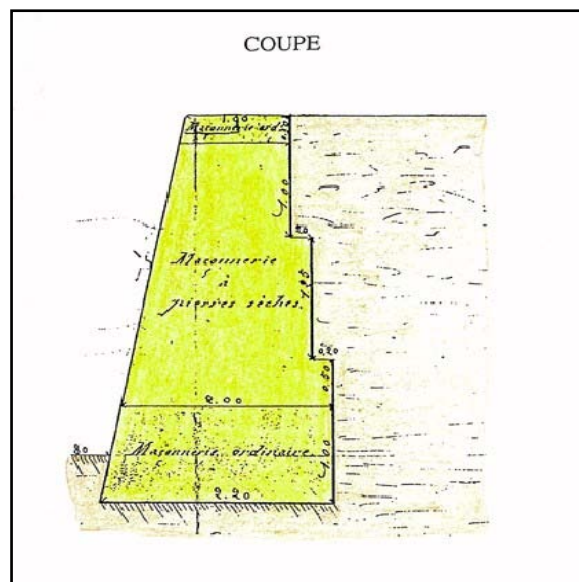


Fig.1.1 Mur en maçonnerie de pierres sèches.

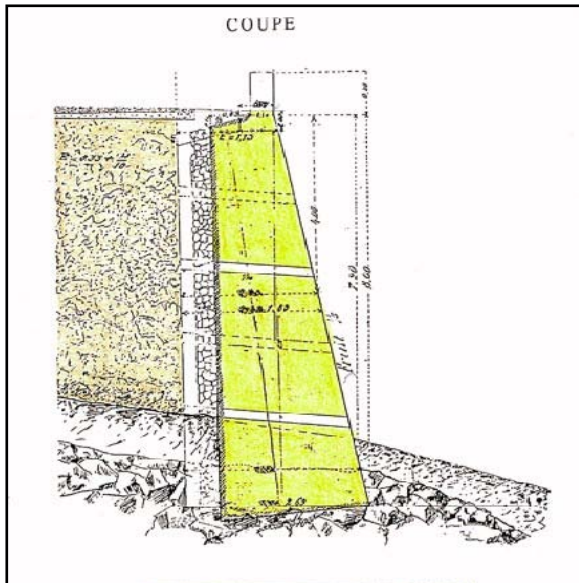


Fig.1.2 Mur en maçonnerie jointoyée.

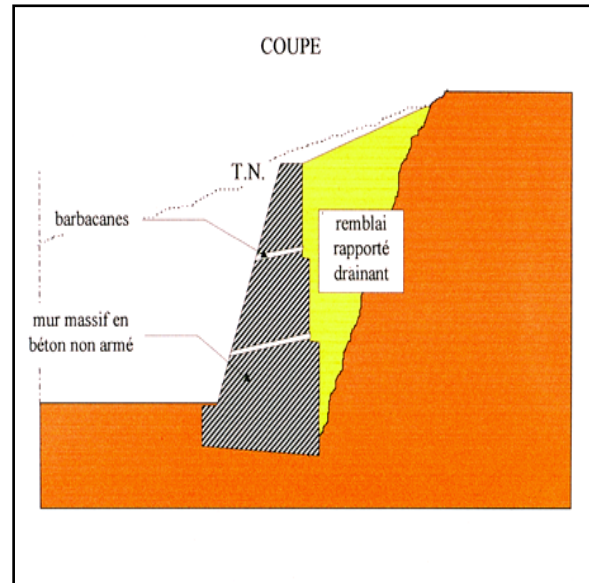


Fig.1.3 Mur poids en béton.

### 1.2.2 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 parallélépipédique 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.

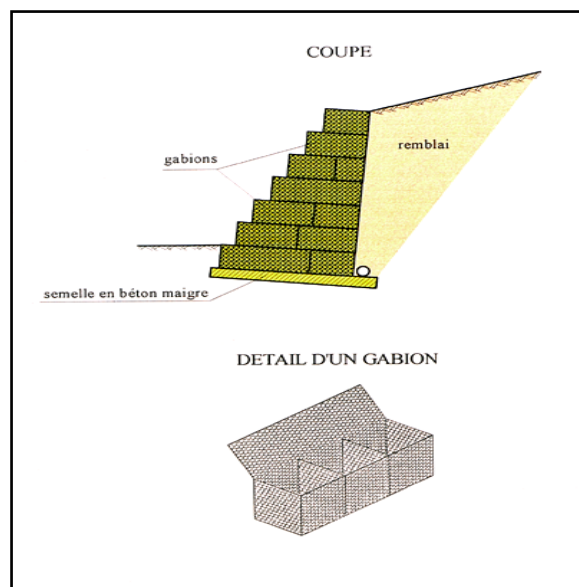


Fig.1.4 Mur en gabions.

### 1.2.3 Les murs en éléments préfabriqués

Ce sont des murs en béton armé préfabriqué ou en métal constitués d'éléments superposés. Ce dispositif offre un aspect architectural très intéressant, la face visible n'est pas forcément plane et uniforme certains éléments étant avancés ou reculés les uns par rapport aux autres.

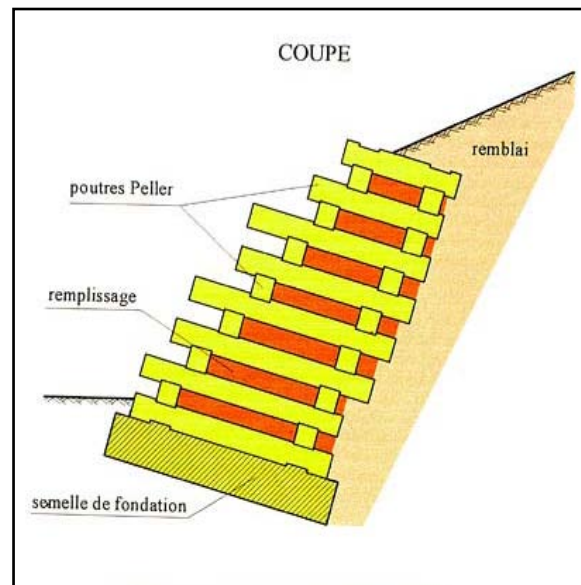


Fig.1.5 Mur en éléments préfabriqués en béton empilés (PELLER).

#### 1.2.4 Les murs en béton armés

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

##### 1.2.4.1 Mur en «T renversé» classique

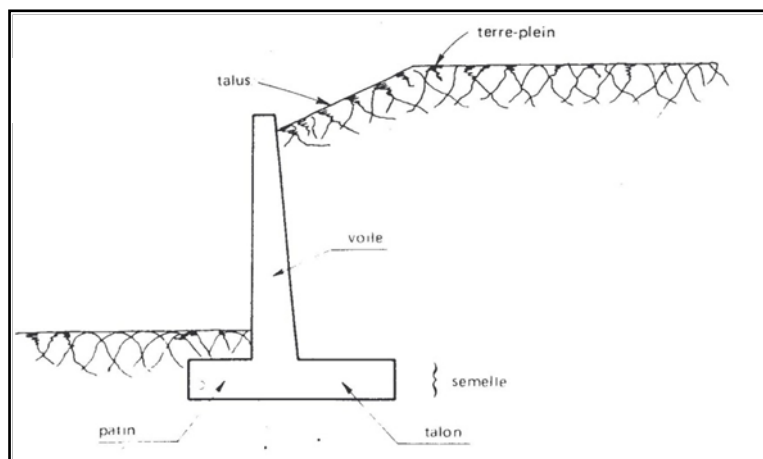


Fig.1.6 mur en «T renversé» classique

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

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 (Fig.1.7). [3]

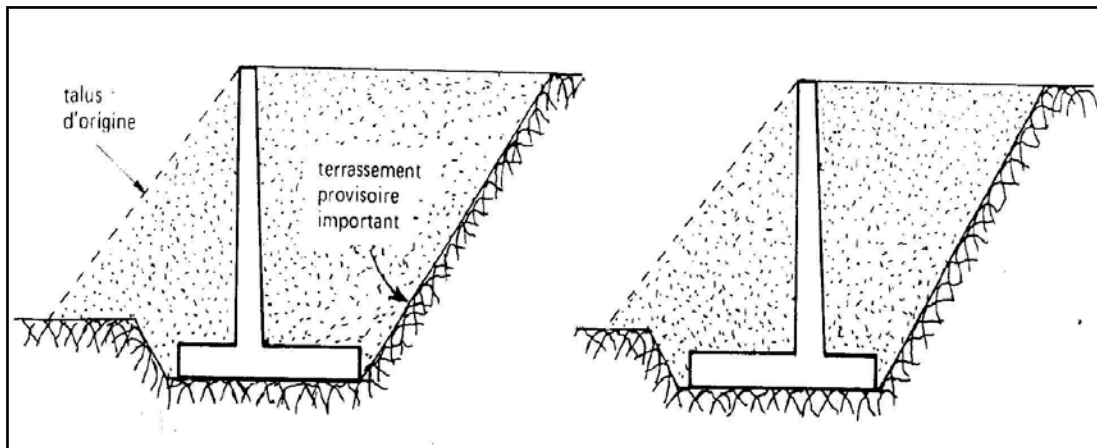


Fig.1.7 présentation murs en déblai.

Parfois, la stabilité au glissement du mur nécessite de disposer sous la semelle une « bêche ». Celle-ci peut être soit à l'avant, soit à l'arrière de la semelle, soit parfois encore en prolongement du voile. Cette bêche est toujours coulée en « pleine fouille » sans coffrage. Le premier cas (1) peut paraître intéressant car il permet de mettre la semelle totalement hors gel. Mais à l'ouverture de la fouille de la bêche, il y a un risque de décompression du sol dans la zone où il est le plus sollicité. De plus, il y a aussi un risque de voir, après la construction du mur, la butée devant la bêche supprimée par des travaux de terrassement (ouverture d'une tranchée pour pose d'une canalisation par exemple).

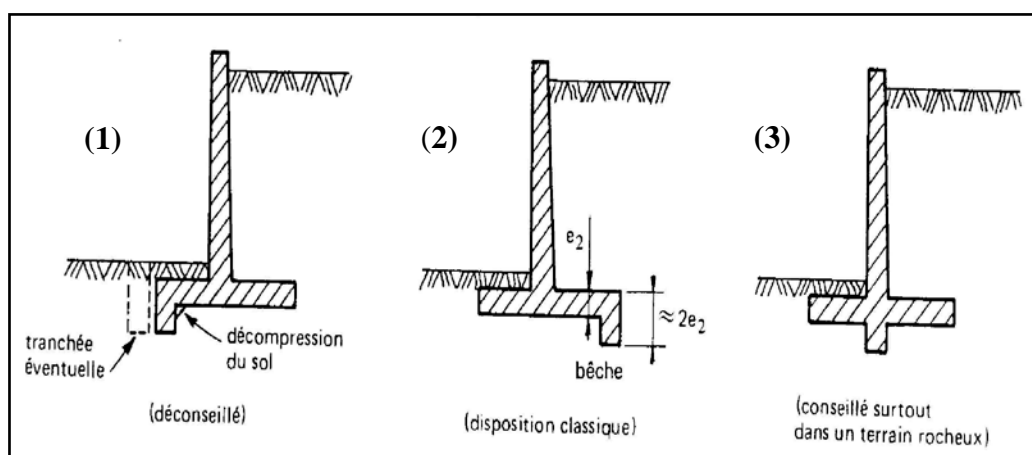


Fig.1.8 Diverses dispositions de bèches.

Le troisième cas (3) est peu employé. Il est néanmoins très intéressant car il permet de réaliser facilement le ferrailage de l'encastrement du voile sur la semelle en prolongeant dans la bêche les treillis soudés formant armatures en attente.

### 1.2.4.2 Mur à contreforts

Lorsque la hauteur du mur devient importante ou que les coefficients de poussée sont élevés, le moment d'encastrement du voile sur la semelle devient grand. Une première solution consiste à disposer des contreforts dont le but est de raidir le voile.

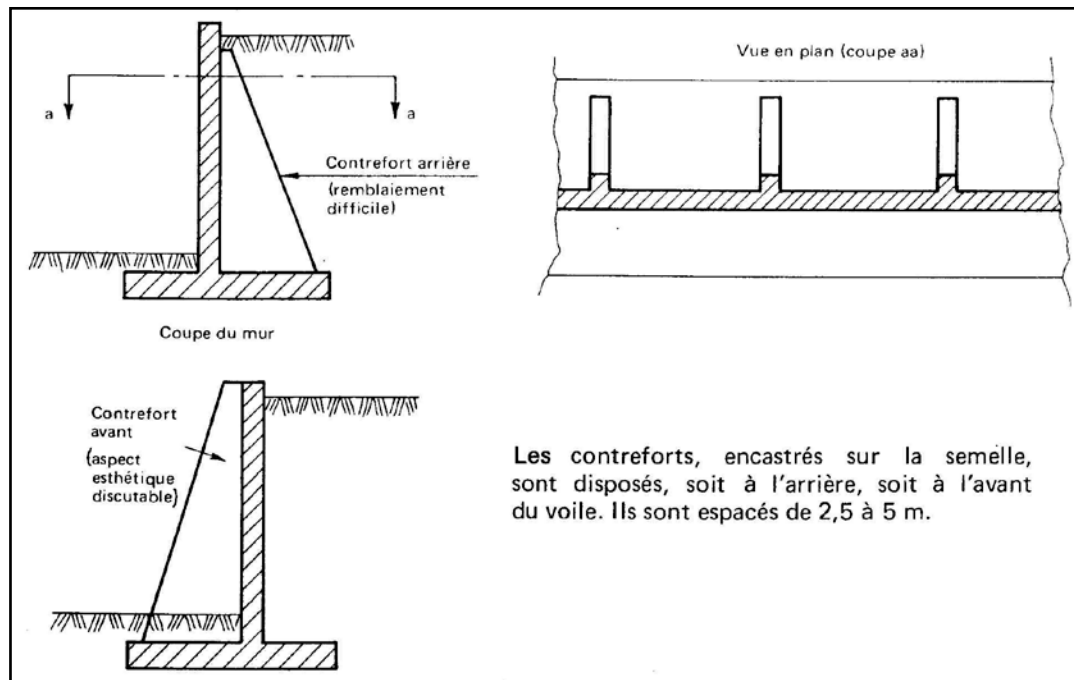


Fig.1.9 Mur à contreforts en béton armé.

### 1.2.4.3 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.

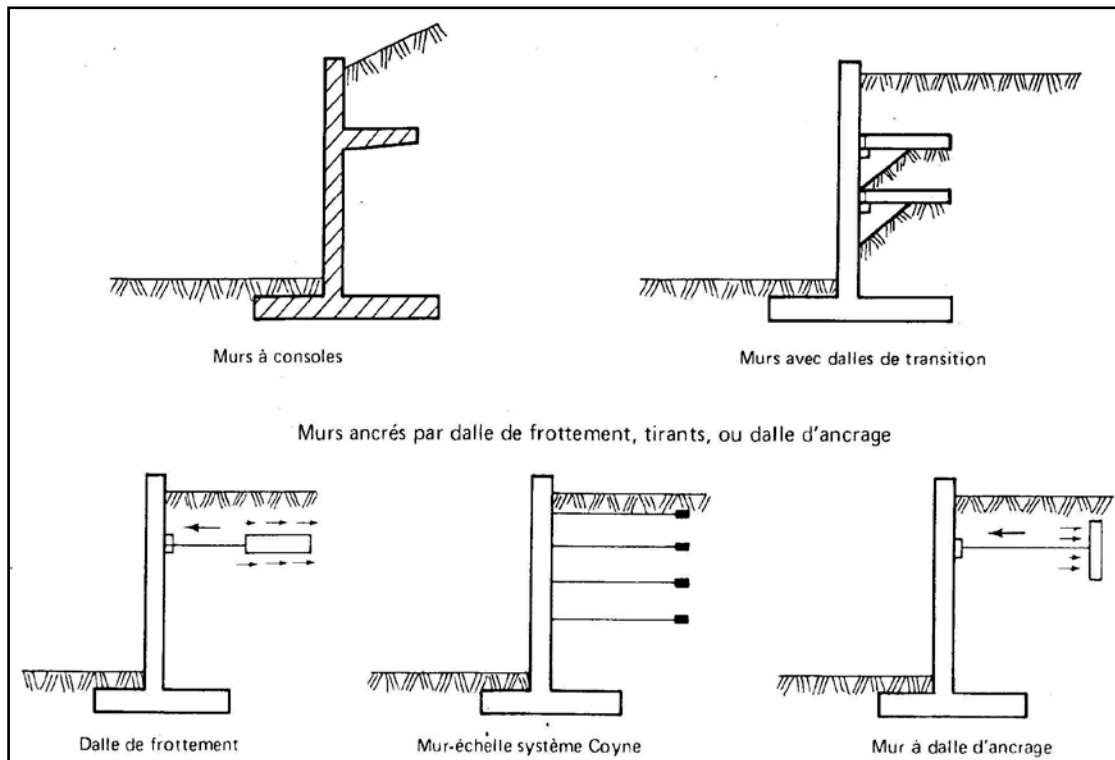


Fig.1.10 Les murs divers.

### 1.3 TYPE DES ÉCRANS DE SOUTÈNEMENT

#### 1.3.1 Les murs en parois moulées

Les murs en parois moulées, technique qui consiste à construire un mur au sein du sol en place, avant toute excavation, par bétonnage d'une tranchée remplie de boue pour en assurer la stabilité. Cette technique est particulièrement utilisée pour les travaux sous la nappe, en zones urbaine et portuaire. Une paroi moulée fonctionne par encastrement total ou partiel dans le sol de fondation. [4]



Fig.1.11 Les murs en parois moulées.



### 1.3.2 Les rideaux de palplanches

Les rideaux de palplanches, encastrés dans le sol de fondation : ce sont des ouvrages de soutènement flexibles, où l'interaction structure-remblai a une influence prépondérante sur le comportement de l'ouvrage. [4]



Fig.1.12 Les rideaux de palplanches.

### 1.3.3 Les murs en terre armée

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.1.13 mur en terre armée.



# **CHAPITRE II**

**LES APPROCHES  
ET LES MÉTHODES DE CALCUL**

### 2.1 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..).

Les méthodes de calcul des murs de soutènement sont du type calcul à la rupture en adoptant une loi de comportement rigide-plastique.

Les méthodes de calcul des écrans sont globalement, actuellement, de trois types :

\*sans interaction avec la structure, le sol est considéré à l'état d'équilibre limite. Ce sont les méthodes rigides-plastiques, les plus anciennes, qui s'appliquent assez bien aux calculs des rideaux de palplanches. Elles ont une solution analytique dans les cas simples.

\* avec interaction avec la paroi et les tirants ou butons. Le sol est alors modélisé, à l'interface du sol et de l'écran par des ressorts et des patins (méthodes aux coefficients de réaction). Cette méthode a été particulièrement développée en France, parallèlement au pressiomètre. Elle est encore beaucoup utilisée pour le calcul des parois, mais nécessite l'emploi d'un logiciel et d'un micro-ordinateur.

La méthode des éléments finis permet d'étudier la paroi comme une partie de l'ensemble constitué par le sol, la paroi et les tirants d'ancrage ou les butons. Si le problème est bien résolu mathématiquement, l'état des connaissances est moins avancé concernant les lois de comportement du sol et surtout les éléments d'interface entre les tirants d'ancrage et le sol. Le calcul est généralement effectué en déformation plane, ce qui suppose de trouver une équivalence entre les nappes de tirants et des plaques continues. Cette méthode, souvent utilisée dans le cadre de recherches appliquées, est actuellement en cours de développement pour les études courantes grâce au développement de logiciels de calcul destinés aux ingénieurs et à la puissance des micro-ordinateurs. [5]

## 2.2 Étude sur la poussée et butée :

On détermine les actions du sol sur un écran quand le sol est à la rupture. Suivant les déplacements relatifs entre le sol et l'écran, le sol se trouvera en équilibre de poussée (état actif) ou de butée (état passif).

## 2.3 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 : [6]

$$\sigma_{h0} = K_0 * \sigma_{v0} \quad (2.1)$$

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

Soit  $\sigma_{h0}$  la contrainte sur un élément de facette verticale. Cette contrainte est aussi principale et donc horizontale (Fig.2.1). [6,7]

En supposant que le sol est un matériau élastique isotrope, le coefficient de pression des terres au repos s'écrit : [6]

$$K_0 = \frac{\nu}{1-\nu} \quad (2.2)$$

$K_0$  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). [7]

Puisque le coefficient de poisson varie entre 0 et 0.5,  $K_0$  varie entre 0 et 1. [6]

Jaky (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 Jaky s'écrit : [5, 6, 8, 9]

$$K_0 = 1 - \sin \varphi \quad (2.3)$$

Pour les sols fins surconsolidés ou pulvérulents surcomprimés, le coefficient  $K_0$  dépend du degré de surconsolidation OCR, tel que : [5,6, 9]

$$K_0 = K_0(NC) * OCR^{1/2} \quad (2.4)$$

$K_0(NC)$  Peut être estimé par la formule de Jaky 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  $K_0$ . [6]

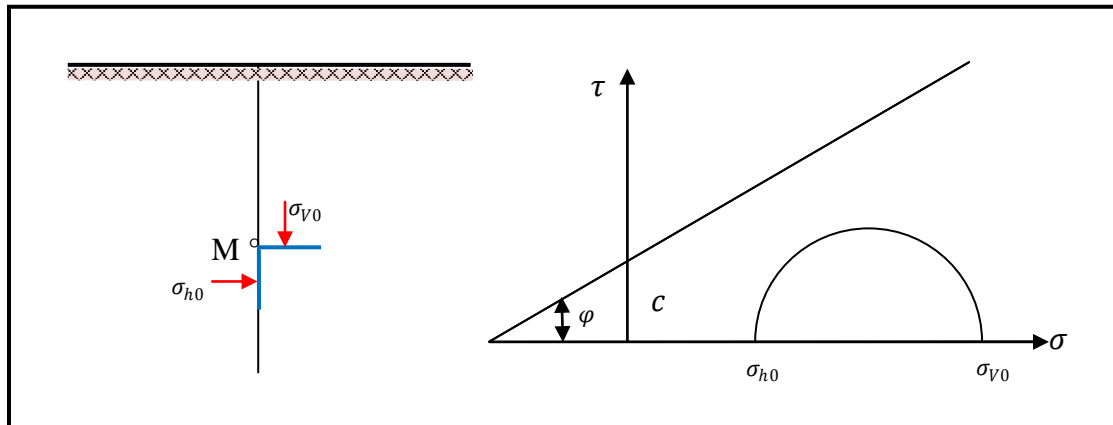


Fig.2.1 État initial du sol au repos (*sans talus,  $\beta = 0$* ). [5, 6, 7, 8]

#### 2.4 Frottement sol-mur :

L'angle de frottement  $\delta$  entre le sol et le parement du mur dépend des facteurs suivants :

- la rugosité du parement ;
- l'angle de frottement interne du sol  $\varphi$  ;
- 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 .2.1.

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  $\delta$  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.

Tableau .2.1 Angle de frottement sol-mur en fonction de l'état de surface du parement. [4]

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.....	$\delta = \varphi$

2.5 Équilibres de poussée et de butée :

Pour qu'il y ait équilibre de poussée ou de butée, il faut qu'il y ait déplacements (Fig.2.2). grossièrement de l'ordre de  $\frac{H}{1000}$  pour mobiliser la poussée et supérieur à  $\frac{H}{100}$  pour mobiliser la butée. (Expériences de Terzaghi). [4]

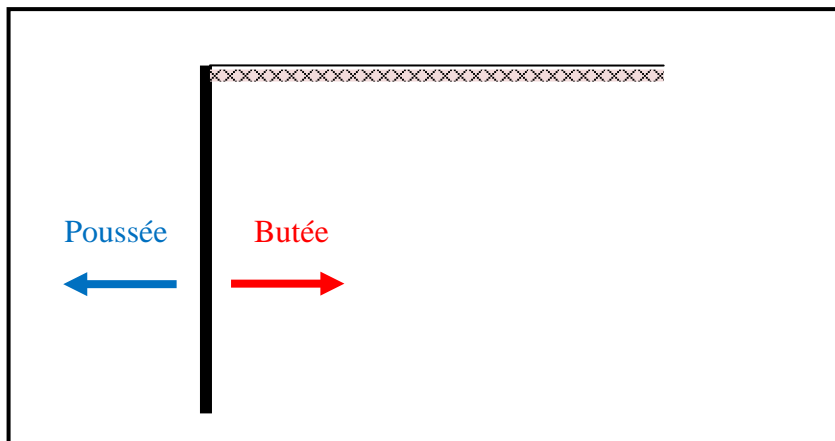


Fig.2.2 État initial, sol sans déplacement

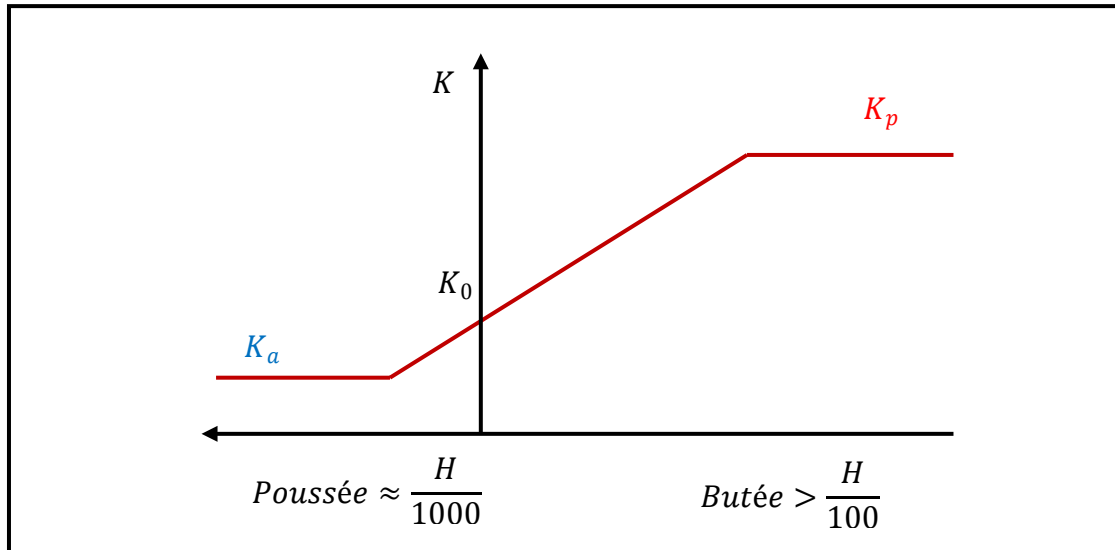


Fig.2.3 déplacement nécessaire à la mobilisation des états limite de poussée et butée.

### 2.5.1 Équilibre de poussée :

Le sol pousse sur l'écran et le met en poussée. Le sol se déplacera jusqu'à ce que la contrainte horizontale initiale  $\sigma_{h0}$  diminue, le sol se décomprime, pour atteindre une valeur limite  $\sigma_a$  (équilibre actif ou inférieur) inférieure à  $\sigma_{h0}$ . [7]

Par rapport à l'état initial, la contrainte  $\sigma_{v0}$  étant constante, la contrainte horizontale  $\sigma_{h0}$  diminue jusqu'à ce que le cercle de Mohr devienne tangent à la droite de Mohr-Coulomb pour une valeur de  $\sigma_h = \sigma_a$ . Le sol est à l'état de poussée ; la contrainte de poussée est reliée à la contrainte verticale  $\sigma_{v0}$ , dans le cas d'un écran vertical sans frottement sol-écran, par le coefficient de poussée  $K_a$  (**a** comme actif).

$$\sigma_a = K_a * \sigma_{v0} \tag{2.5}$$

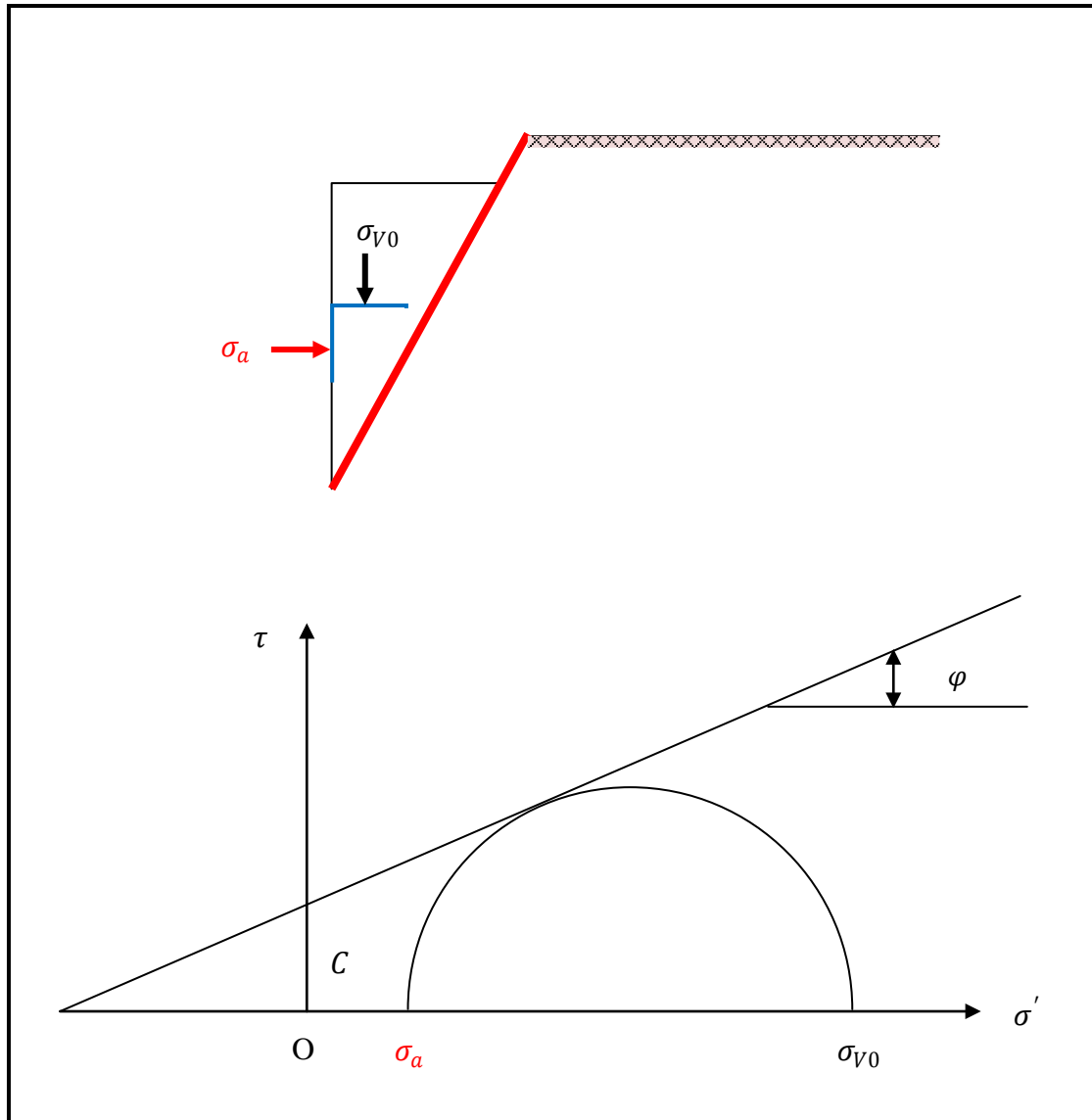


Fig. 2.4 État limite de poussée du sol.

**2.5.2 Équilibre de butée :**

L'écran pousse sur le sol et le met en butée. Le sol se déplacera jusqu'à ce que la contrainte initiale  $\sigma_{h0}$  augmente, le sol se comprime, pour atteindre une valeur limite  $\sigma_p$  (équilibre passif ou supérieur) supérieure à  $\sigma_{h0}$ . Par rapport à l'état initial, la contrainte  $\sigma_{v0}$  étant constante, la contrainte horizontale  $\sigma_{h0}$  augmente jusqu'à ce que le cercle de Mohr devienne tangent à la droite de Mohr-Coulomb pour une valeur de  $\sigma_h = \sigma_p$ . Le sol est à l'état de butée la contrainte de butée est reliée à la contrainte verticale  $\sigma_v$ , dans le cas d'un écran vertical sans frottement sol-écran, par le coefficient de butée  $K_p$  (p comme passif).

$$\sigma_p = K_p * \sigma_{v0} \tag{2.6}$$

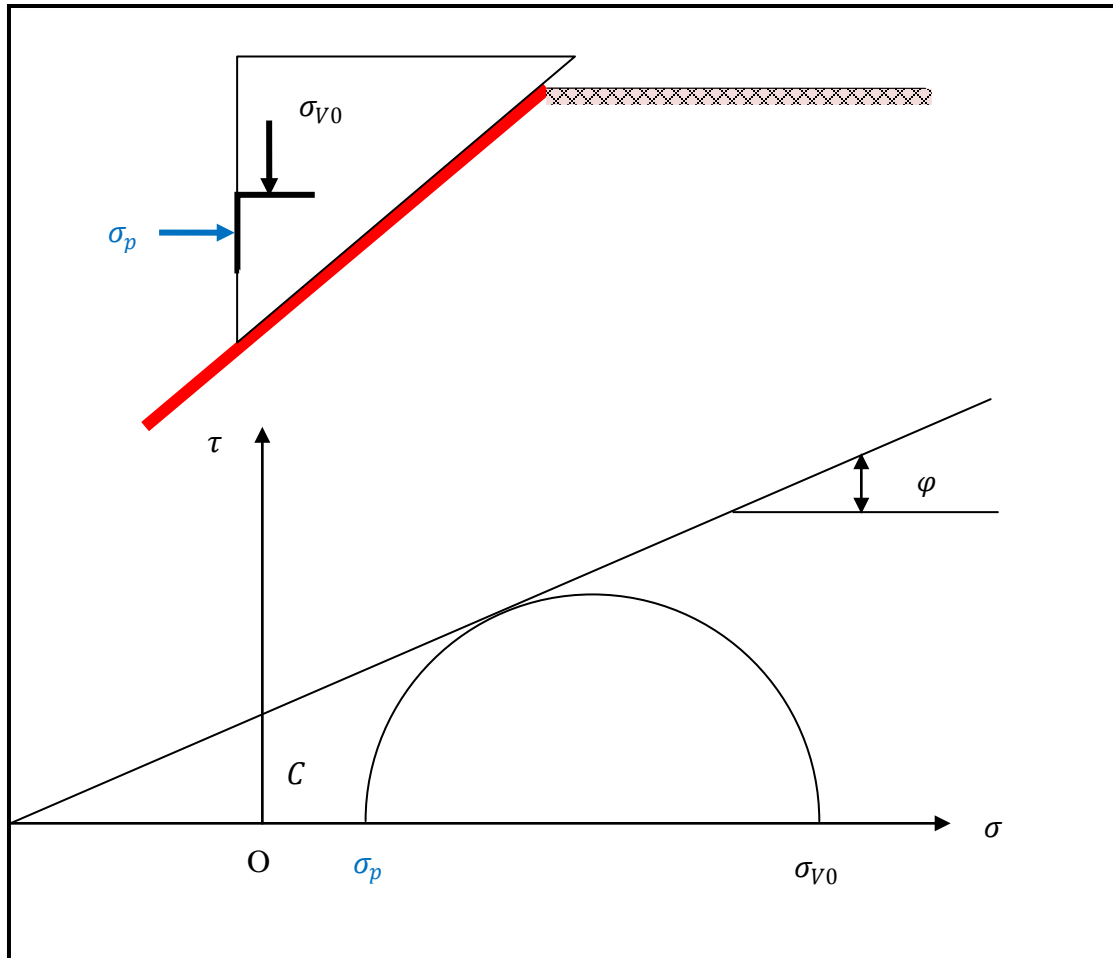


Fig.2.5 État limite de butée du sol.

## 2.6 Les théories de calcul des coefficients de poussée et de butée d'un sol sans cohésion (sol pesant) :

Plusieurs théories permettent de calculer les coefficients de poussée et de butée d'un sol pulvérulent ( $C = 0$ ). On mentionne les principales par ordre chronologique.

### 2.6.1 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.2.6).

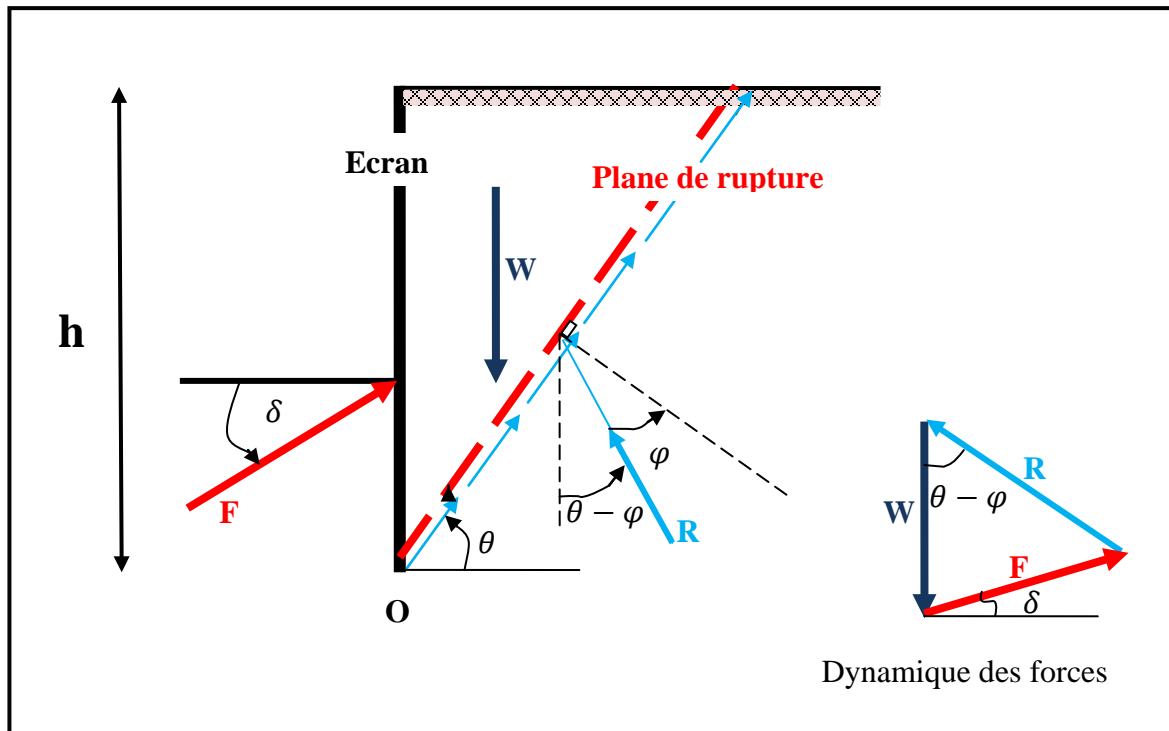


Fig.2.6 Équilibre du coin coulomb.

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  $\theta$  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  $\varphi$  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  $\delta$  sur la normale à l'écran (Fig.2.6).

On détermine ainsi  $\vec{F}$  en fonction de l'angle  $\theta$ . 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  $\delta = 0$ .

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

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

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

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

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

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

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

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

$$\boxed{K_a = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \varphi\right)} \quad (2.7)$$

Et

$$\boxed{F_a = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \varphi\right) \frac{1}{2} \gamma h^2} \quad (2.8)$$

### 2.6.1.1 Formule de Poncelet :

On a supposé, jusqu'à présent, le-massif pulvérulent et homogène et l'écran  $AB$  rectiligne ; si de plus le terre-plein est également rectiligne et non surchargé, on peut conduire le calcul jusqu'au bout, on se trouve d'ailleurs dans les conditions d'utilisation-du schéma de Boussinesq, ce qui permettra une confrontation des résultats. La (Fig.2.7) montre les éléments de la démonstration : [10]

- ❖ l'écran  $AB$ ,
- ❖ le terre-plein  $AT$ ,
- ❖ la ligne de glissement possible  $BC$ , qui fait un angle avec l'horizontale,
- ❖ une ligne auxiliaire  $BD$  qui fait un angle  $\varphi$  avec l'horizontale,
- ❖ la direction  $BS$  qui fait avec la ligne  $BD$  l'angle  $\psi$  connu que  $E$  fait avec la verticale.

On mène par  $A$  et  $C$  des parallèles à la direction  $BS$  qui coupent  $BD$  respectivement en  $K$  et  $g$ . On voit sans peine que le triangle  $BCg$  est semblable au triangle des forces  $FEW$ , ce qui permet d'écrire :

$$\frac{E}{W} = \frac{Cg}{Bg}$$

$$W = \frac{\gamma}{2} * l * AC$$

$$Cg = AK * \frac{Dg}{DK}$$

$$AC = Kg * \frac{AD}{DK}$$



- 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. [4]

• **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 ( $\gamma, \varphi$ ) 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.2.8).

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

OM' est le vecteur contrainte  $s$  s'exerçant sur la facette verticale à la même profondeur  $z$ .

Ces deux contraintes sont conjuguées.

ON est le vecteur contrainte  $t$  s'exerçant sur la facette inclinée de  $\lambda$  à la même profondeur  $z$ .

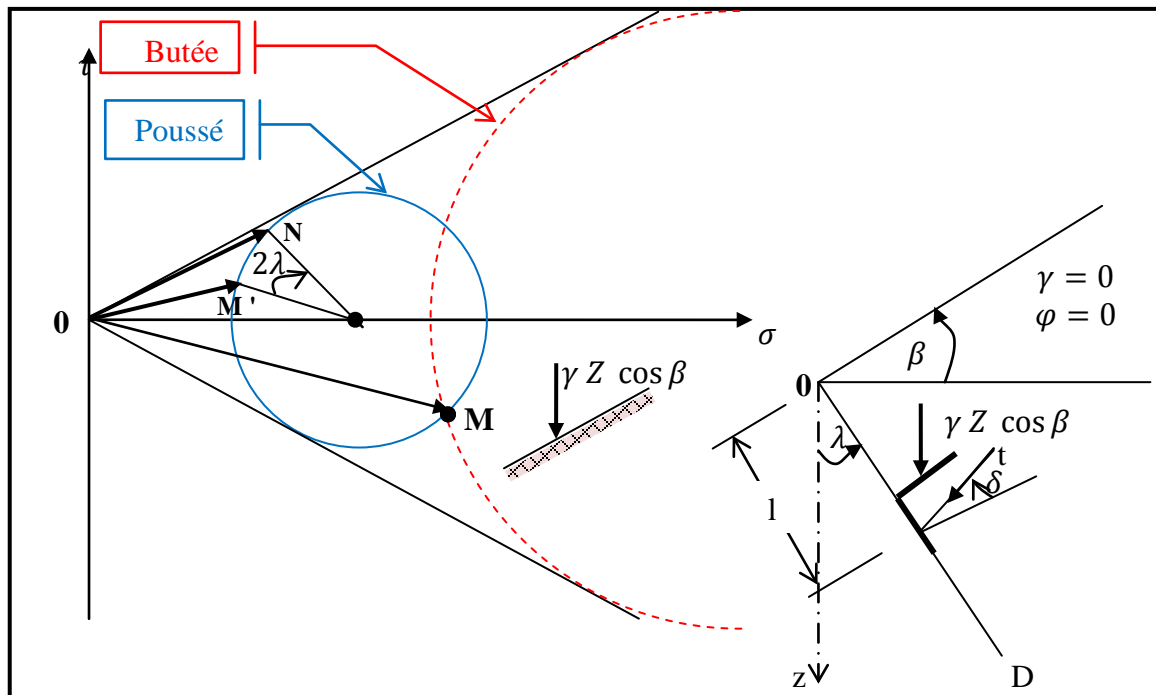


Fig.2.8 Équilibres de poussée et de butée de Rankine.

Le développement des calculs montre que :

- l'angle  $\delta$ , que fait le vecteur contrainte  $\mathbf{t}$  avec la normale à la facette dépend de  $\varphi, \lambda$  et  $\beta$ .  $\delta$  Il est **constant** quelle que soit la profondeur  $\mathbf{z}$  puisqu'il ne dépend pas de  $\mathbf{z}$ .

$$\boxed{\tan \delta = \frac{\sin \varphi \sin (2\lambda + \alpha - \beta)}{1 - \sin \varphi \cos (2\lambda + \alpha - \beta)}} \quad (2.12)$$

Avec  $\alpha$ , angle auxiliaire défini par :

$$\boxed{\sin \alpha = \frac{\sin \beta}{\sin \varphi}} \quad (2.13)$$

En particulier, si l'écran est vertical, le cercle de Mohr montre directement que  $\delta = \beta$ , le vecteur contraint de poussée est parallèle à la pente.

- les lignes de glissement, enveloppes des facettes de glissement forment un réseau de droites faisant entre elles un angle  $\frac{\pi}{2} - \varphi$ .

- la contrainte  $t_a$  en un point du plan OD (écran) est proportionnelle au rayon polaire  $l$ . La distribution des contraintes est donc triangulaire,  $t_a$  fait un angle  $\delta$  avec la normale à l'écran.

$$\boxed{t_a = \left\{ \frac{\cos(\lambda - \beta) \sin \alpha}{\cos \delta \sin(\alpha + \beta)} [1 - \sin \varphi \cos(2\lambda + \varphi - \beta)] \right\} \gamma * l} \quad (2.14)$$

Avec l'inclinaison  $\delta$  par rapport à la normale à l'écran définie plus haut.

$$\begin{aligned} t_a &= K_a * \gamma * l \\ \Rightarrow \boxed{K_a &= \frac{\cos(\lambda - \beta) \sin \alpha}{\cos \delta \sin(\alpha + \beta)} [1 - \sin \varphi \cos(2\lambda + \varphi - \beta)]} \end{aligned} \quad (2.15)$$

L'inconvénient de la théorie de RANKINE est que l'angle  $\delta$  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.

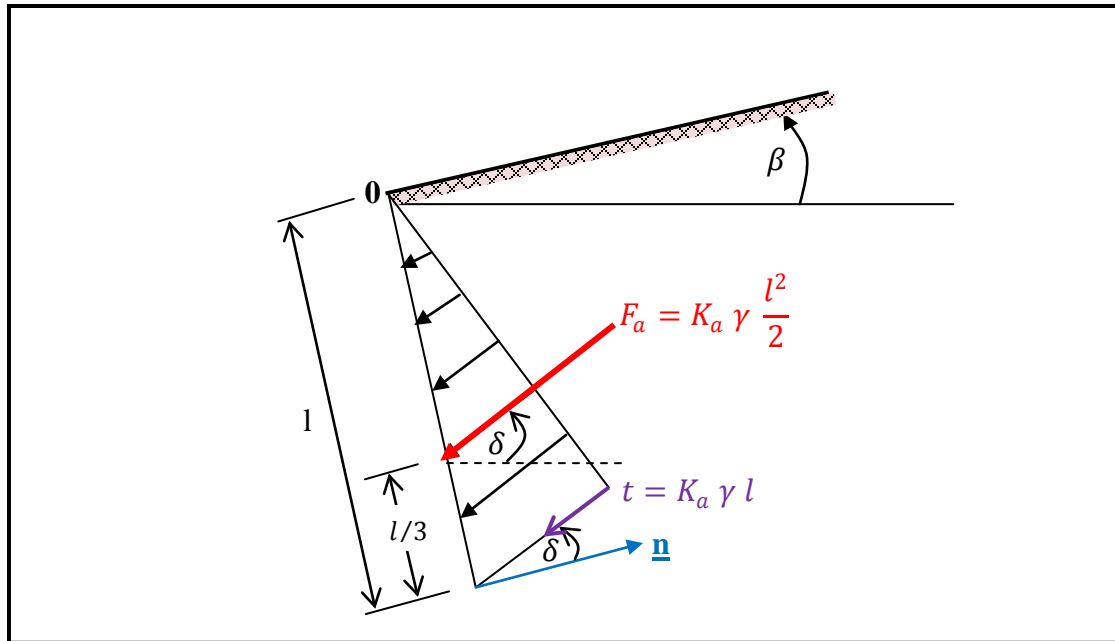


Fig.2.9 Diagramme de poussée sur l'écran  $l$

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.

$$F_a = K_a * \gamma * \frac{l^2}{2} \tag{2.16}$$

Dont le point d'application est situé au  $l/3$  à partir de la base de l'écran. [4]

- **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 :**

$\lambda = \beta = \delta = 0$  (Pas de frottement sol-écran)

$\varphi \neq 0$

$C = 0$

- **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 :

$$K_a = \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \tag{2.17}$$

$$K_p = \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) \tag{2.18}$$

2.6.3 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  $\delta$  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.

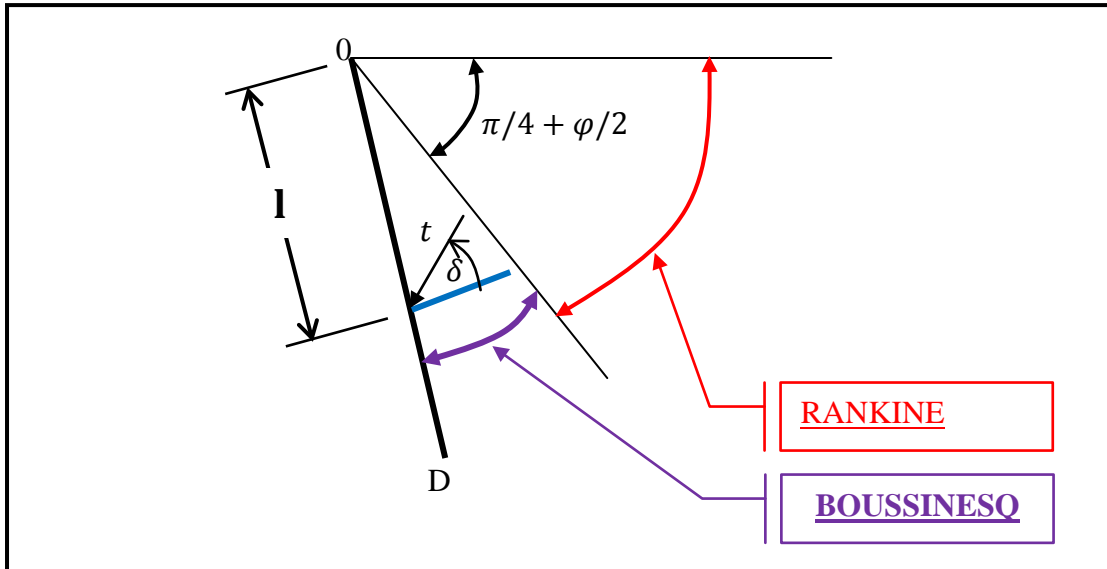


Fig.2.10 Équilibres de Boussinesq et de Rankine.

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  $\delta$  ;
- la répartition des contraintes sur l'écran est triangulaire :

$$t = K_a * \gamma * l \tag{2.19}$$

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

$$div\tau + F = 0 \tag{2.20}$$

s'écrivent :

$$\begin{cases} \frac{\partial \sigma_r}{\partial r} + \frac{\partial \sigma_r}{r \partial \theta} + \frac{\sigma_r - \sigma_\theta}{r} = \gamma \cos \theta \\ \frac{\partial \tau_r}{\partial r} + \frac{\partial \sigma_\theta}{r \partial \theta} + 2 \frac{\tau}{r} = -\gamma \sin \theta \end{cases} \tag{2.21}$$

$\sigma_r$  : Contrainte normale radiale.

$\sigma_\theta$  : Contrainte normale orthoradiale.

$\tau$  : 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 :

$$\frac{\partial \sigma_\theta}{\partial \theta} + 2 \tau = -\gamma r \sin \theta \tag{2.22}$$

$$\frac{\partial \sigma_\theta}{\partial \theta} + 2(\sigma_r - \sigma_\theta) = -\gamma r \cos \theta \tag{2.23}$$

Avec:  $\sigma_\theta = K \sigma_r$  (2.24)

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  $\delta$  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. [4]

## 2.2 Tableaux de coefficient poussée et butée (caquot et kérésel).

Tableaux 2.2.1 valeurs du coefficient de poussée  $K_a$ . [4]

$\beta/\varphi=0.8$	$\lambda^\circ$	$\varphi=10^\circ$	$\varphi=15^\circ$	$\varphi=20^\circ$	$\varphi=25^\circ$	$\varphi=30^\circ$	$\varphi=35^\circ$	$\varphi=40^\circ$	$\varphi=45^\circ$	$\varphi=50^\circ$
$\delta/\varphi=1$	+15	0.881	0.838	0.796	0.754					
	+10	0.860	0.801	0.743	0.688	0.634	0.583	0.533	0.487	0.443
	+5	0.834	0.759	0.689	0.622	0.559	0.499	0.443	0.390	0.341
	0	0.802	0.714	0.633	0.557	0.488	0.423	0.364	0.309	0.258
	-5	0.765	0.665	0.575	0.494	0.421	0.354	0.294	0.240	0.192
	-10	0.722	0.613	0.517	0.432	0.357	0.291	0.233	0.182	0.139
	-15	0.676	0.559	0.459	0.373	0.298	0.234	0.180	0.133	0.096
$\delta/\varphi=2/3$	+15	0.883	0.837	0.782	0.728					
	+10	0.863	0.799	0.733	0.668	0.602	0.538	0.475	0.415	0.357
	+5	0.837	0.759	0.682	0.607	0.534	0.465	0.399	0.337	0.279
	0	0.806	0.715	0.628	0.546	0.469	0.397	0.330	0.269	0.215
	-5	0.770	0.667	0.573	0.486	0.406	0.334	0.269	0.211	0.161
	-10	0.728	0.617	0.517	0.427	0.347	0.276	0.214	0.161	0.117
	-15	0.682	0.564	0.460	0.369	0.291	0.223	0.166	0.119	0.081
$\delta/\varphi=0$	+15	0.920	0.872	0.816	0.753					
	+10	0.903	0.841	0.773	0.699	0.624	0.548	0.472	0.400	0.331
	+5	0.880	0.805	0.725	0.644	0.562	0.482	0.405	0.333	0.267
	0	0.850	0.763	0.674	0.586	0.500	0.419	0.342	0.272	0.210
	-5	0.814	0.717	0.621	0.528	0.440	0.358	0.284	0.218	0.161
	-10	0.773	0.667	0.565	0.469	0.381	0.301	0.231	0.170	0.120
	-15	0.727	0.614	0.508	0.411	0.324	0.248	0.182	0.128	0.085



$\beta/\varphi=0.6$	$\lambda^\circ$	$\varphi=10^\circ$	$\varphi=15^\circ$	$\varphi=20^\circ$	$\varphi=25^\circ$	$\varphi=30^\circ$	$\varphi=35^\circ$	$\varphi=40^\circ$	$\varphi=45^\circ$	$\varphi=50^\circ$
$\delta/\varphi=1$	+15	0.810	0.744	0.685	0.631	0.583	0.539	0.500	0.471	
	+10	0.794	0.714	0.644	0.580	0.523	0.472	0.425	0.383	0.345
	+5	0.771	0.680	0.599	0.528	0.465	0.408	0.358	0.312	0.270
	0	0.744	0.641	0.553	0.476	0.409	0.349	0.297	0.250	0.209
	-5	0.710	0.599	0.505	0.424	0.355	0.295	0.243	0.197	0.157
	-10	0.671	0.553	0.455	0.373	0.303	0.245	0.194	0.152	0.115
$\delta/\varphi=2/3$	+15	0.813	0.743	0.677	0.614	0.554	0.498	0.445	0.396	
	+10	0.798	0.715	0.638	0.566	0.499	0.439	0.382	0.328	0.282
	+5	0.776	0.681	0.596	0.518	0.447	0.383	0.324	0.271	0.224
	0	0.748	0.644	0.551	0.468	0.395	0.329	0.271	0.219	0.174
	-5	0.716	0.603	0.504	0.419	0.344	0.279	0.223	0.174	0.132
	-10	0.678	0.558	0.456	0.369	0.295	0.233	0.179	0.135	0.098
$\delta/\varphi=0$	+15	0.853	0.785	0.716	0.646	0.578	0.509	0.443	0.381	
	+10	0.839	0.760	0.681	0.603	0.528	0.456	0.388	0.325	0.266
	+5	0.819	0.729	0.641	0.558	0.478	0.404	0.336	0.273	0.218
	0	0.793	0.693	0.599	0.510	0.428	0.353	0.286	0.226	0.173
	-5	0.761	0.653	0.553	0.461	0.378	0.304	0.239	0.182	0.135
	-10	0.724	0.609	0.505	0.412	0.329	0.257	0.195	0.144	0.101
	-15	0.683	0.562	0.456	0.362	0.281	0.213	0.156	0.110	0.073

$\beta/\varphi=0.4$	$\lambda^\circ$	$\varphi=10^\circ$	$\varphi=15^\circ$	$\varphi=20^\circ$	$\varphi=25^\circ$	$\varphi=30^\circ$	$\varphi=35^\circ$	$\varphi=40^\circ$	$\varphi=45^\circ$	$\varphi=50^\circ$
$\delta/\varphi=1$	+15	0.762	0.683	0.615	0.557	0.507	0.464	0.426	0.393	0.367
	+10	0.748	0.568	0.581	0.515	0.458	0.409	0.366	0.328	0.295
	+5	0.729	0.628	0.554	0.472	0.411	0.357	0.311	0.270	0.234
	0	0.704	0.594	0.504	0.428	0.363	0.309	0.261	0.220	0.183
	-5	0.673	0.556	0.461	0.383	0.318	0.262	0.215	0.175	0.140
	-10	0.637	0.515	0.417	0.338	0.273	0.219	0.174	0.136	0.104
$\delta/\varphi=2/3$	+15	0.766	0.683	0.610	0.544	0.484	0.430	0.381	0.337	0.296
	+10	0.753	0.659	0.577	0.504	0.440	0.383	0.331	0.284	0.242
	+5	0.734	0.631	0.542	0.464	0.396	0.336	0.283	0.236	0.195
	0	0.710	0.598	0.503	0.442	0.352	0.291	0.239	0.193	0.154
	-5	0.680	0.561	0.462	0.379	0.309	0.249	0.198	0.155	0.118
	-10	0.645	0.521	0.419	0.336	0.267	0.209	0.161	0.121	0.089
$\delta/\varphi=0$	+15	0.807	0.728	0.652	0.579	0.511	0.446	0.387	0.330	0.279
	+10	0.796	0.706	0.622	0.544	0.470	0.403	0.341	0.284	0.233
	+5	0.779	0.680	0.588	0.505	0.428	0.359	0.297	0.241	0.192
	0	0.756	0.648	0.551	0.464	0.386	0.316	0.254	0.201	0.154
	-5	0.727	0.612	0.511	0.422	0.342	0.273	0.214	0.164	0.121
	-10	0.693	0.573	0.468	0.378	0.300	0.233	0.177	0.130	0.092
	-15	0.654	0.530	0.424	0.333	0.258	0.194	0.143	0.101	0.068

$\beta/\varphi=0.2$	$\lambda^\circ$	$\varphi=10^\circ$	$\varphi=15^\circ$	$\varphi=20^\circ$	$\varphi=25^\circ$	$\varphi=30^\circ$	$\varphi=35^\circ$	$\varphi=40^\circ$	$\varphi=45^\circ$	$\varphi=50^\circ$
$\delta/\varphi=1$	+15	0.725	0.637	0.564	0.504	0.453	0.411	0.375	0.345	0.320
	+10	0.714	0.616	0.536	0.469	0.413	0.366	0.326	0.291	0.262
	+5	0.696	0.590	0.503	0.432	0.373	0.323	0.280	0.243	0.211
	0	0.673	0.559	0.468	0.394	0.332	0.281	0.237	0.200	0.167
	-5	0.645	0.525	0.430	0.354	0.292	0.241	0.198	0.161	0.130
	-10	0.612	0.487	0.391	0.314	0.253	0.203	0.161	0.127	0.098
$\delta/\varphi=2/3$	+15	0.729	0.638	0.561	0.493	0.435	0.383	0.338	0.297	0.261
	+10	0.719	0.618	0.533	0.461	0.398	0.343	0.296	0.253	0.216
	+5	0.702	0.593	0.502	0.426	0.360	0.304	0.256	0.213	0.176
	0	0.680	0.564	0.469	0.389	0.322	0.266	0.218	0.176	0.140
	-5	0.652	0.530	0.432	0.351	0.284	0.229	0.182	0.143	0.110
	-10	0.605	0.494	0.393	0.313	0.247	0.194	0.149	0.113	0.083
$\delta/\varphi=0$	+15	0.771	0.684	0.604	0.531	0.464	0.402	0.346	0.295	0.249
	+10	0.763	0.666	0.579	0.501	0.430	0.365	0.308	0.256	0.210
	+5	0.748	0.643	0.550	0.467	0.393	0.328	0.270	0.219	0.175
	0	0.727	0.615	0.517	0.431	0.356	0.290	0.233	0.184	0.142
	-5	0.701	0.583	0.481	0.393	0.318	0.253	0.198	0.152	0.113
	-10	0.669	0.546	0.442	0.354	0.280	0.217	0.165	0.122	0.087
	-15	0.633	0.506	0.402	0.314	0.242	0.183	0.134	0.095	0.065

$\beta/\varphi=0.0$	$\lambda^\circ$	$\varphi=10^\circ$	$\varphi=15^\circ$	$\varphi=20^\circ$	$\varphi=25^\circ$	$\varphi=30^\circ$	$\varphi=35^\circ$	$\varphi=40^\circ$	$\varphi=45^\circ$	$\varphi=50^\circ$
$\delta/\varphi=1$	+15	0.694	0.600	0.524	0.462	0.412	0.371	0.336	0.308	0.286
	+10	0.685	0.582	0.500	0.433	0.378	0.333	0.295	0.264	0.237
	+5	0.670	0.559	0.471	0.401	0.344	0.296	0.256	0.222	0.193
	0	0.649	0.531	0.440	0.367	0.308	0.260	0.219	0.185	0.155
	-5	0.622	0.500	0.406	0.332	0.273	0.224	0.184	0.150	0.121
	-10	0.591	0.465	0.370	0.296	0.237	0.190	0.152	0.119	0.093
	-15	0.555	0.427	0.332	0.259	0.203	0.158	0.122	0.092	0.068
$\delta/\varphi=2/3$	+15	0.700	0.602	0.519	0.454	0.396	0.347	0.304	0.267	0.234
	+10	0.691	0.585	0.499	0.427	0.366	0.314	0.296	0.230	0.196
	+5	0.676	0.563	0.471	0.396	0.333	0.280	0.235	0.196	0.161
	0	0.656	0.537	0.442	0.364	0.300	0.247	0.202	0.163	0.130
	-5	0.630	0.506	0.408	0.330	0.266	0.214	0.170	0.134	0.103
	-10	0.600	0.472	0.373	0.295	0.233	0.182	0.141	0.107	0.079
	-15	0.565	0.435	0.336	0.260	0.200	0.152	0.114	0.083	0.058
$\delta/\varphi=0$	+15	0.742	0.649	0.566	0.492	0.426	0.367	0.315	0.277	0.225
	+10	0.736	0.634	0.545	0.467	0.398	0.336	0.282	0.235	0.192
	+5	0.723	0.613	0.520	0.438	0.366	0.304	0.250	0.202	0.161
	0	0.704	0.589	0.490	0.406	0.333	0.271	0.217	0.172	0.133
	-5	0.680	0.558	0.458	0.372	0.299	0.238	0.186	0.143	0.106
	-10	0.650	0.525	0.422	0.336	0.265	0.206	0.156	0.116	0.083
	-15	0.616	0.488	0.384	0.300	0.231	0.174	0.128	0.091	0.062

$\beta/\varphi=0.0$	$\lambda^\circ$	$\varphi=10^\circ$	$\varphi=15^\circ$	$\varphi=20^\circ$	$\varphi=25^\circ$	$\varphi=30^\circ$	$\varphi=35^\circ$	$\varphi=40^\circ$	$\varphi=45^\circ$	$\varphi=50^\circ$
$\delta/\varphi=1$	+15	0.694	0.600	0.524	0.462	0.412	0.371	0.336	0.308	0.286
	+10	0.685	0.582	0.500	0.433	0.378	0.333	0.295	0.264	0.237
	+5	0.670	0.559	0.471	0.401	0.344	0.296	0.256	0.222	0.193
	0	0.649	0.531	0.440	0.367	0.308	0.260	0.219	0.185	0.155
	-5	0.622	0.500	0.406	0.332	0.273	0.224	0.184	0.150	0.121
	-10	0.591	0.465	0.370	0.296	0.237	0.190	0.152	0.119	0.093
	-15	0.555	0.427	0.332	0.259	0.203	0.158	0.122	0.092	0.068
$\delta/\varphi=2/3$	+15	0.700	0.602	0.519	0.454	0.396	0.347	0.304	0.267	0.234
	+10	0.691	0.585	0.499	0.427	0.366	0.314	0.296	0.230	0.196
	+5	0.676	0.563	0.471	0.396	0.333	0.280	0.235	0.196	0.161
	0	0.656	0.537	0.442	0.364	0.300	0.247	0.202	0.163	0.130
	-5	0.630	0.506	0.408	0.330	0.266	0.214	0.170	0.134	0.103
	-10	0.600	0.472	0.373	0.295	0.233	0.182	0.141	0.107	0.079
	-15	0.565	0.435	0.336	0.260	0.200	0.152	0.114	0.083	0.058
$\delta/\varphi=0$	+15	0.742	0.649	0.566	0.492	0.426	0.367	0.315	0.277	0.225
	+10	0.736	0.634	0.545	0.467	0.398	0.336	0.282	0.235	0.192
	+5	0.723	0.613	0.520	0.438	0.366	0.304	0.250	0.202	0.161
	0	0.704	0.589	0.490	0.406	0.333	0.271	0.217	0.172	0.133
	-5	0.680	0.558	0.458	0.372	0.299	0.238	0.186	0.143	0.106
	-10	0.650	0.525	0.422	0.336	0.265	0.206	0.156	0.116	0.083
	-15	0.616	0.488	0.384	0.300	0.231	0.174	0.128	0.091	0.062

$\beta/\varphi=0.2$	$\lambda^\circ$	$\varphi=10^\circ$	$\varphi=15^\circ$	$\varphi=20^\circ$	$\varphi=25^\circ$	$\varphi=30^\circ$	$\varphi=35^\circ$	$\varphi=40^\circ$	$\varphi=45^\circ$	$\varphi=50^\circ$
$\delta/\varphi=1$	+15	0.668	0.568	0.490	0.428	0.378	0.337	0.304	0.278	0.257
	+10	0.661	0.553	0.470	0.403	0.350	0.306	0.270	0.241	0.216
	+5	0.647	0.533	0.445	0.376	0.320	0.275	0.237	0.205	0.178
	0	0.628	0.508	0.417	0.346	0.289	0.243	0.204	0.172	0.145
	-5	0.602	0.479	0.386	0.314	0.257	0.211	0.173	0.142	0.115
	-10	0.573	0.446	0.352	0.281	0.225	0.180	0.144	0.114	0.088
	-15	0.539	0.411	0.317	0.247	0.193	0.150	0.116	0.088	0.065
$\delta/\varphi=2/3$	+15	0.674	0.572	0.489	0.421	0.365	0.317	0.276	0.241	0.211
	+10	0.667	0.558	0.470	0.398	0.339	0.289	0.247	0.211	0.179
	+5	0.655	0.539	0.447	0.372	0.311	0.260	0.218	0.181	0.150
	0	0.636	0.515	0.420	0.343	0.282	0.231	0.189	0.153	0.122
	-5	0.612	0.487	0.390	0.313	0.252	0.202	0.161	0.126	0.098
	-10	0.583	0.455	0.357	0.281	0.221	0.173	0.134	0.102	0.076
	-15	0.549	0.420	0.323	0.249	0.191	0.145	0.109	0.080	0.056
$\delta/\varphi=0$	+15	0.718	0.620	0.534	0.460	0.395	0.338	0.288	0.244	0.205
	+10	0.713	0.607	0.517	0.439	0.371	0.312	0.261	0.216	0.177
	+5	0.702	0.590	0.495	0.414	0.344	0.284	0.233	0.198	0.150
	0	0.685	0.567	0.468	0.385	0.315	0.255	0.205	0.161	0.124
	-5	0.663	0.540	0.439	0.354	0.285	0.226	0.177	0.135	0.100
	-10	0.635	0.509	0.406	0.322	0.253	0.196	0.149	0.111	0.079
	-15	0.602	0.474	0.371	0.288	0.221	0.167	0.124	0.088	0.061

$\beta/\varphi = -0.4$	$\lambda^\circ$	$\varphi = 10^\circ$	$\varphi = 15^\circ$	$\varphi = 20^\circ$	$\varphi = 25^\circ$	$\varphi = 30^\circ$	$\varphi = 35^\circ$	$\varphi = 40^\circ$	$\varphi = 45^\circ$	$\varphi = 50^\circ$
$\delta/\varphi = 1$	+15	0.645	0.541	0.461	0.398	0.349	0.309	0.276	0.250	0.230
	+10	0.639	0.528	0.444	0.378	0.325	0.283	0.248	0.220	0.197
	+5	0.627	0.510	0.422	0.354	0.299	0.256	0.220	0.190	0.165
	0	0.609	0.488	0.397	0.327	0.272	0.228	0.192	0.161	0.136
	-5	0.585	0.461	0.368	0.298	0.243	0.199	0.164	0.134	0.109
	-10	0.557	0.430	0.337	0.268	0.214	0.171	0.137	0.108	0.085
$\delta/\varphi = 2/3$	+15	0.652	0.546	0.462	0.393	0.337	0.291	0.252	0.218	0.190
	+10	0.647	0.534	0.445	0.374	0.316	0.268	0.228	0.194	0.164
	+5	0.636	0.517	0.425	0.352	0.292	0.243	0.203	0.168	0.139
	0	0.619	0.496	0.401	0.326	0.266	0.218	0.177	0.144	0.115
	-5	0.596	0.470	0.373	0.299	0.239	0.191	0.152	0.120	0.093
	-10	0.569	0.440	0.343	0.269	0.211	0.165	0.128	0.098	0.073
$\delta/\varphi = 0$	+15	0.697	0.594	0.507	0.432	0.368	0.313	0.265	0.223	0.186
	+10	0.694	0.585	0.493	0.415	0.348	0.291	0.242	0.200	0.163
	+5	0.685	0.569	0.473	0.393	0.325	0.267	0.218	0.176	0.140
	0	0.669	0.549	0.450	0.368	0.300	0.242	0.193	0.152	0.118
	-5	0.648	0.524	0.423	0.340	0.272	0.215	0.168	0.129	0.097
	-10	0.622	0.495	0.393	0.310	0.243	0.189	0.144	0.107	0.077
-15	0.591	0.462	0.360	0.279	0.214	0.162	0.120	0.086	0.059	

$\beta/\varphi = -0.6$	$\lambda^\circ$	$\varphi = 10^\circ$	$\varphi = 15^\circ$	$\varphi = 20^\circ$	$\varphi = 25^\circ$	$\varphi = 30^\circ$	$\varphi = 35^\circ$	$\varphi = 40^\circ$	$\varphi = 45^\circ$	$\varphi = 50^\circ$
$\delta/\varphi = 1$	+15	0.625	0.517	0.435	0.372	0.322	0.282	0.250	0.224	0.204
	+10	0.620	0.506	0.421	0.356	0.303	0.262	0.228	0.201	0.178
	+5	0.609	0.490	0.402	0.335	0.281	0.239	0.204	0.176	0.152
	0	0.592	0.470	0.379	0.310	0.257	0.214	0.180	0.151	0.127
	-5	0.570	0.444	0.353	0.285	0.231	0.189	0.155	0.127	0.103
	-10	0.542	0.415	0.324	0.256	0.204	0.163	0.130	0.103	0.081
$\delta/\varphi = 2/3$	+15	0.633	0.523	0.437	0.368	0.313	0.267	0.229	0.197	0.188
	+10	0.629	0.514	0.424	0.353	0.296	0.249	0.210	0.177	0.169
	+5	0.619	0.499	0.406	0.333	0.275	0.228	0.189	0.156	0.149
	0	0.603	0.479	0.384	0.311	0.253	0.206	0.167	0.135	0.129
	-5	0.582	0.455	0.359	0.286	0.228	0.182	0.145	0.114	0.108
	-10	0.556	0.427	0.331	0.259	0.203	0.158	0.123	0.094	0.088
$\delta/\varphi = 0$	+15	0.679	0.572	0.483	0.408	0.344	0.289	0.243	0.203	0.168
	+10	0.677	0.565	0.471	0.394	0.328	0.272	0.225	0.185	0.150
	+5	0.669	0.552	0.455	0.375	0.309	0.252	0.205	0.165	0.130
	0	0.656	0.534	0.434	0.353	0.287	0.230	0.183	0.144	0.111
	-5	0.636	0.511	0.410	0.328	0.262	0.206	0.161	0.123	0.092
	-10	0.611	0.483	0.382	0.301	0.235	0.182	0.138	0.103	0.074
-15	0.581	0.452	0.351	0.271	0.251	0.158	0.116	0.084	0.058	

Tableaux 2.2.2 valeurs du coefficient de Butée  $K_p$ .

Coefficient de butée pour ( $i = 0, \lambda = 0, \delta = -\varphi$ ).

$\varphi^\circ$	$K_p^y$	$\varphi$	$K_p^y$	$\varphi$	$K_p^y$	$\varphi$	$K_p^y$	$\varphi$	$K_p^y$
10	1.645	18	2.639	26	4.634	34	9.25	42	22.40
11	1.737	19	2.815	27	5.011	35	10.20	43	25.49
12	1.837	20	3.008	28	5.432	36	11.29	44	29.17
13	1.964	21	3.220	29	5.899	37	12.53	45	33.53
14	2.063	22	3.451	30	6.421	38	13.96	46	38.80
15	2.190	23	3.706	31	7.007	39	15.62	47	45.16
16	2.327	24	3.984	32	7.666	40	17.54	48	52.93
17	2.476	25	4.293	33	8.407	41	19.78	49	62.49

Coefficient de butée pour ( $i = 0$  et  $\delta = -\varphi$ ).

$\varphi^\circ$	10	15	20	25	30	35	40	45	50
$\lambda=+15$	1.44	1.82	2.35	3.14	4.35	6.35	9.87	16.7	32.0
$\lambda=+10$	1.52	1.95	2.57	3.50	4.98	7.47	12.0	21.2	42.5
$\lambda=+5$	1.59	2.07	2.79	3.89	5.67	8.75	14.5	26.7	56.3
$\lambda=0$	1.64	2.19	3.01	4.29	6.42	10.2	17.5	33.5	74.3
$\lambda=-5$	1.69	2.30	3.23	4.72	7.25	11.9	21.1	42.1	98.2
$\lambda=-10$	1.73	2.40	3.45	5.17	8.17	13.8	25.5	52.9	130
$\lambda=-15$	1.76	2.50	3.67	5.66	9.20	16.1	30.7	66.6	172

Coefficient de minoration à appliquer aux valeurs ci-dessus pour  $\delta \neq -\varphi$ .

$\varphi^\circ$	10	15	20	25	30	35	40	45	50
$\delta/\varphi=0.75$	0.984	0.971	0.954	0.934	0.908	0.877	0.835	0.784	0.718
$\delta/\varphi=0.66$	0.973	0.952	0.926	0.895	0.856	0.808	0.749	0.679	0.594
$\delta/\varphi=0.50$	0.946	0.907	0.862	0.808	0.746	0.674	0.592	0.500	0.399
$\delta/\varphi=0.33$	0.918	0.863	0.799	0.727	0.647	0.558	0.463	0.364	0.266
$\delta/\varphi=0.00$	0.864	0.775	0.678	0.574	0.467	0.362	0.262	0.174	0.102

### 2.7 Sol stratifiés :

Les terres situées au-dessus de la couche dans laquelle la pression des terres doit être calculée sont supposées agir comme une surcharge.

En effet, pour déterminer la poussée des terres le long de AB dans le cas général (Fig 2.11), il est possible de superposer les actions suivantes :

- La poussée due au poids de la couche  $i$ ,
- L'action des couches supérieures et de la surcharge  $q_1$ ,
- L'action de la cohésion.

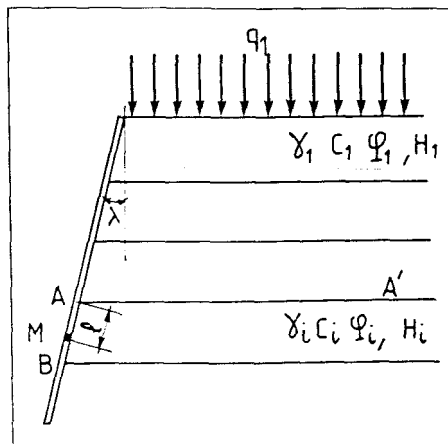


Fig.2.11 multicouche - poussée le long de AB.

En un point M compris entre A et B, la composante normale de la pression des terres est la somme des actions suivantes :

- L'action de S, soit  $q_S = K_a * S * \cos \delta$
- L'action de la poussée due à la couche  $i$ , elle-même  $q_i = K_a * \gamma_i * l * \cos \delta$
- L'action de la cohésion  $q_c = (1 - K_a * \cos \delta) * c_i * \tan \varphi_i$ .

### 2.8 Présence d'une nappe :

Deux actions doivent être superposées (Fig.2.12) :

- L'action de la poussée des terres, en considérant le poids volumique déjaugé en dessous de la nappe.
- La poussée hydrostatique de l'eau, qui est normale à l'écran.

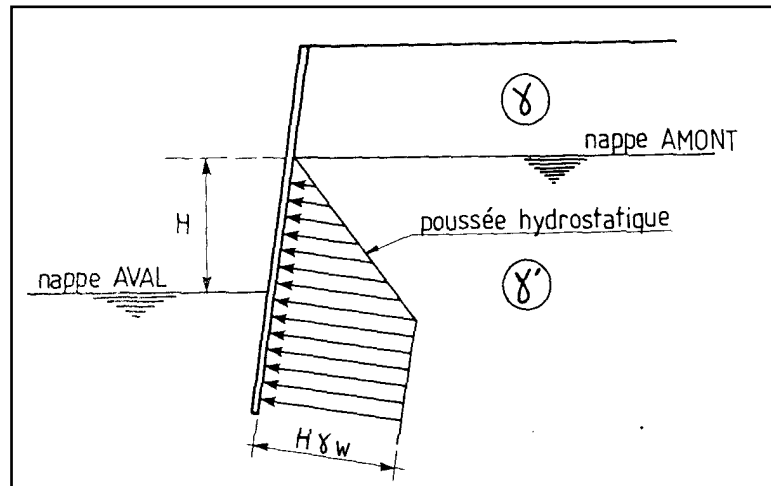


Fig.2.12 prise en compte de pression hydrostatique.

S'il existe également une nappe côté aval de l'écran, la poussée hydrostatique est considérée comme constat en dessous du niveau aval et égale à la différence de niveau  $H$  entre les côtes amont et aval.

- La poussée due à l'eau est considérable. Des systèmes de drainage et des barbacanes sont installés derrière les murs de soutènement autostables afin d'éliminer cette poussée. la mise en œuvre d'un drainage est rarement possible pour les rideaux de palplanches ou les parois moulées.
- Cette modélisation est une simplification puisqu'elle ne prend pas en compte les poussées dues à l'écoulement de l'amont vers l'aval ou vers le drainage. Ces poussées d'écoulement peuvent avoir une action défavorable, même si un drainage est prévu.

### 2.9. STABILITE DES MURS DE SOUTÈNEMENT :

Dans la plupart des cas, un mur de soutènement est enterré en pied d'une certaine hauteur. Il se trouve donc soumis à un effort de poussée et un effort de butée (considérée comme stabilisante). Or pour mobiliser la butée, il faut un déplacement beaucoup plus fort que pour mobiliser la poussée. La valeur calculée de la butée risque de ne jamais être atteinte. Dans la pratique, lorsque le déplacement du mur paraît insuffisant pour mobiliser la butée, on ne

considère qu'une partie de cette butée ou on n'en tient pas compte. (Cas des remblais récents compactés servant à enterrer le pied du mur). On reste donc du côté de la sécurité.

### 2.9.1. Vérification de la stabilité :

#### 2.9.1.1. Stabilité au renversement :

La stabilité se définit comme le rapport du moment des forces stabilisatrices sur le moment des forces de renversement, moments calculés par rapport au point 0.

**Forces de renversement :** poussée, résultante éventuelle des sous-pressions de l'eau.

**Force stabilisatrices :** poids, butée.

Si la condition suffisante n'est pas vérifiée, la stabilité au renversement est assurée si:

$$K_R = \frac{\sum \text{Moments stabilisants}}{\sum \text{Moments renversants}} \quad (2.25)$$

**2.9.1.2. Stabilité au glissement sur la base :** On doit s'assurer que les contraintes de cisaillement mobilisées à la base du mur sont en deçà de la résistance à l'adhérence base/sol. Par analogie avec le critère de rupture du sol de Mohr-Coulomb, on écrit que la contrainte de cisaillement maximum à la base du mur ou résistance à l'adhérence est égale à :

$$\tau_{ult} = a + \sigma \tan \psi_a \quad (2.26)$$

$a$  est "l'adhérence" sol/base du mur et  $\psi_a$  est l'angle d'adhérence, prise souvent égale à  $\frac{2\varphi}{3}$ .

En cas d'un sol frottant ( $\varphi \neq 0$ ) à la base du mur, pour des raisons de sécurité, on néglige l'adhérence  $a$ , ce qui permet d'écrire l'expression suivante du coefficient de sécurité  $F_s$ . La stabilité au glissement à la base est assurée si ce coefficient est au moins égal à 1.50 :

$$K_G = \frac{\psi_a}{\theta} \geq 1.50 \quad (2.27)$$

$\theta$  : est l'inclinaison de la résultante des efforts sur le mur par rapport à l'axe vertical de la semelle.

En cas d'un sol purement cohérent à la base du mur ( $\varphi = 0$ ), la résistance à l'adhérence sera réduite à " $a$ ". Ce dernier peut être pris en première approximation égal à  $2C_u/3$ ,  $C_u$  étant la cohésion non drainée à la base du mur. En notant  $T$  la composante horizontale de la résultante des efforts et  $S$  l'aire de la base de la semelle, la stabilité au glissement à la base est assurée si :



$$K_G = \frac{a * S}{T} \geq 1.50 \quad (2.28)$$

Par souci de prudence, il est couramment recommandé de négliger une éventuelle butée sur la semelle, notamment à l'aval du mur. En outre, la résistance au glissement peut être améliorée en munissant la base de la semelle par un système de bèches dans lequel le frottement se fait sol/sol.

**2.9.1.3. Stabilité au poinçonnement :** La résultante des efforts agissant sur le mur (la réaction du sol à la base du mur étant exclue) est en général inclinée et excentrée. Il faut vérifier la capacité portante du sol sous la fondation du mur en considérant celle-ci comme une semelle continue de largeur réduite  $B'$ , transmettant une force inclinée et excentrée dont la composante verticale est  $N$ , soit:

$$\frac{N}{B'} \leq q_a \quad (2.29)$$

$\frac{N}{B'}$  : La contrainte de Meyerhof.

$q_a$  : La contrainte admissible se calcule selon les méthodes de la capacité portante des fondations superficielle.

## 2.10. La force de surcharge :

La pression ultime sur mur provenant d'une surcharge uniforme  $Q$  agissant à la surface d'un sol non cohérent ( $C = 0$ ) et non pesant ( $\gamma = 0$ ) a été déterminée par Sokolovsky (1961) par le biais de la méthode des caractéristiques des contraintes, comme suit :

$$P = K_q * Q \quad \text{avec } K_q = f(\lambda, \varphi, \beta, \delta)$$

$$K_q = \frac{\cos \delta \mp \sin \varphi \cos \Delta_2}{\cos \alpha \mp \sin \varphi \cos \Delta_1} e^{\mp 2\psi \tan \varphi} \quad (2.30)$$

$$\cos \Delta_1 = \frac{\sin \alpha}{\sin \varphi}$$

$$\cos \Delta_2 = \frac{\sin \delta}{\sin \varphi}$$

On considère le signe supérieur pour la poussée ( $K_{aq}$ ) et tout angle est positif si son sens est contraint à celui des aiguilles d'une montre. Le signe inférieur correspond à la butée ( $K_{pq}$ ), et dans ce cas, considérer tout angle comme positif si son sens est celui des aiguilles d'une montre.

Le sol est homogène la pression est uniforme et sa résultante agit au milieu du mur.

Le tableau 63 [4], donne les valeurs typiques des coefficients de poussée  $K_{aq}$  pour une surcharge normale ( $\alpha = 0$ ) en fonction de  $\varphi, \delta$  et la différence  $\lambda - \beta$ .

2.11. La force dynamique :

Les calculs sont conduits dans les hypothèses suivantes (figures 13 à 14):

- l'obliquité  $\delta$  des poussées actives est limitée supérieurement au tiers de l'angle de frottement interne  $\varphi_u$  du matériau considéré (valeur à déterminer dans le cadre du projet):

$$\varphi_u \leq \delta \leq \frac{\varphi_u}{3}$$

(obliquité réduite par rapport à un calcul statique)

- le théorème des états correspondants est considéré comme applicable dans les situations sismiques, ce qui permet de prendre en compte l'effet de la cohésion.

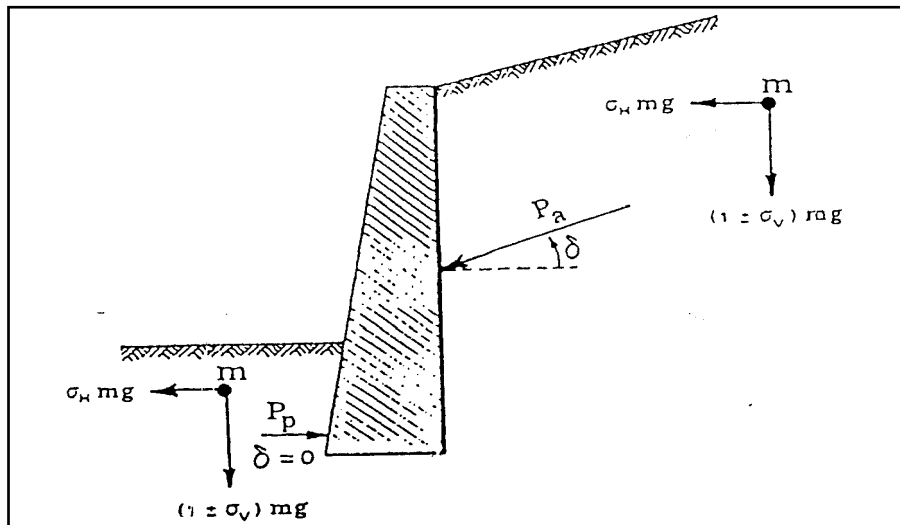


Fig.2.13 Notations pour le calcul des ouvrages de soutènement.

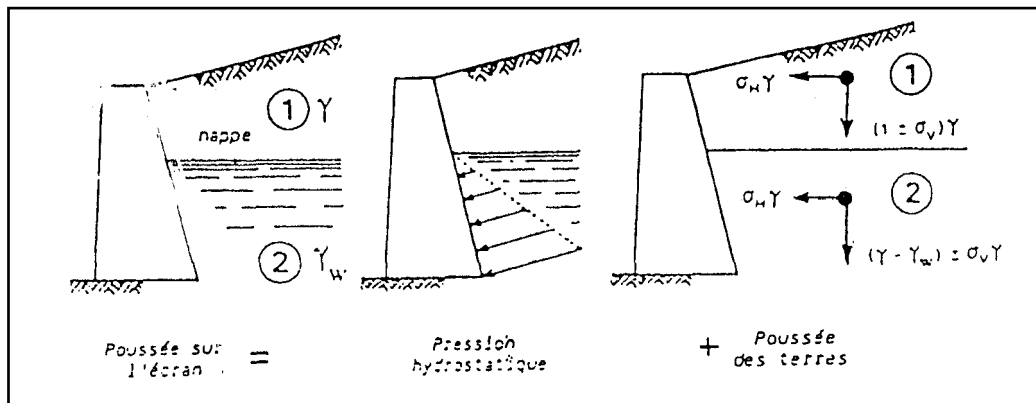


Fig.2.14 Prise en compte des pressions d'eau.

La force de poussée totale (statique + dynamique) s'exerçant sur le soutènement E, s'écrit :

$$E_t = \frac{1}{2} * \gamma^* * (1 \mp \sigma_v) * K * H^2 + E_{ws} + E_{wd} + surcharge \tag{2.31}$$

où:

$H$  : est la hauteur du soutènement.

$E_{ws}$  : poussée statique de l'eau interstitielle.



$E_{wd}$  : poussée hydrodynamique (définie ci-dessous) de l'eau interstitielle.

$\gamma$  : poids volumique du sol dépendant du cas étudié (défini ci-dessous).

$K$  : coefficient de poussée des terres (statique + dynamique).

Le coefficient  $K$  peut être calculé en notant que l'introduction des coefficients sismiques peut se ramener à considérer que le soutènement est soumis à une accélération inclinée sur la verticale. Il suffit donc d'effectuer une rotation d'angle  $\theta = \arctan\left(\frac{\sigma_h}{1 \pm \sigma_v}\right)$  pour se ramener à un calcul classique de mur de soutènement.

Si l'on adopte de plus l'expression de la formule de Coulomb pour le coefficient de poussée, on obtient le coefficient  $K$  par la formule de Mononobe-Okabe, adoptée par les Recommandations AFPS ou l'Eurocode 8, et rappelée ci-après:

si :  $\beta \leq \varphi_u - \theta$

$$\text{alors} \quad K = \frac{\cos^2(\varphi_u - \lambda - \theta)}{\cos \theta \cos^2 \lambda \cos(\delta + \lambda + \theta)} \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi_u + \delta) \sin(\varphi_u - \beta - \theta)}{\cos(\delta + \lambda + \theta) \cos(\beta - \lambda)}} \right]^{-2} \quad (2.32)$$

si :  $\beta \geq \varphi_u - \theta$

$$\text{alors} \quad K = \frac{\cos^2(\varphi_u - \lambda - \theta)}{\cos \theta \cos^2 \lambda \cos(\delta + \lambda + \theta)} \quad (2.33)$$

$\tan \theta$  égale à  $\frac{\sigma_h}{1 \pm \sigma_v}$  pour un sol sec et donné ci-dessous pour les autres cas.

Il est à noter que la poussée est calculée à partir de la valeur caractéristique de l'angle de cisaillement  $\varphi_u$  du sol.

Une très bonne approximation du coefficient  $K$ , proposée par Seed et Whitman (référence 23), valable pour  $\sigma_h < 0.2$ , est donnée par:

$$K = K_a + \frac{3}{4} \sigma_h \quad (2.34)$$

Est  $K_a$  le coefficient de poussée correspondant à une sollicitation statique.

La poussée totale du sol est donnée par:

$$p = \frac{1}{2} \gamma^* (1 \mp \sigma_v) K H^2 = P_0 + P_{ad} \quad (2.35)$$

Où  $P_0$  correspond à la situation non sismique;  $P_{ad}$  est l'incrément de poussée dynamique qui est supposé agir à mi-hauteur du soutènement, ce qui correspond à une répartition uniforme de contraintes. Dans le cas particulier où le soutènement peut tourner autour du pied (mur de soutènement avec butée négligeable), l'incrément de poussée dynamique agit à la même hauteur que la poussée statique  $P_0$ .

La poussée statique  $P_0$  est calculée par les procédures habituelles.

La partie de l'action sismique  $E$  correspondra dans ce contexte à l'incrément de poussée dynamique  $P_a$ .

$\theta$ ,  $\gamma^*$  et  $E_{wd}$  : Sont définis suivant les propriétés du sol, de la façon suivante:

**2.11.1. Cas des sols secs :**

$\gamma^* = \gamma_d$  : Poids volumique du sol humide.

$$\tan \theta = \left( \frac{\sigma_h}{1 \pm \sigma_v} \right) \quad (2.36)$$

$$E_{wd} = 0 \quad (2.37)$$

**2.11.2. Cas des sols saturés de perméabilité faible ou moyenne ( $k < 5 \cdot 10^{-4}$  m/s) :**

$$\gamma^* = \gamma_{sat} - \gamma_w \quad (2.38)$$

$\gamma_{sat}$  : Poids volumique du sol saturé.

$\gamma_w$  : densité d'eau.

$$\tan \theta = \frac{\gamma_{sat}}{\gamma_{sat} - \gamma_w} \left( \frac{\sigma_h}{1 \pm \sigma_v} \right) \quad (2.39)$$

$$E_{wd} = 0$$

**2.11.3. Cas des sols salures de perméabilité forte ( $k > 5 \cdot 10^{-3}$  m/s) :**

$$\gamma^* = \gamma_{sat} - \gamma_w$$

$\gamma_{sat}$  : Poids volumique du sol saturé.

$\gamma_w$  : Poids volumique d'eau.

$\gamma_d$  : Poids volumique du sol sec.

$$\tan \theta = \frac{\gamma_d}{\gamma_{sat} - \gamma_w} \left( \frac{\sigma_h}{1 \pm \sigma_v} \right) \quad (2.40)$$

$$E_{wd} = \frac{7}{30} * \gamma_w * H_w^2 * \sigma_h \quad (2.41)$$

Où :  $H_w$  est la hauteur de la couche de sol saturé. Le point d'application de  $E_{wd}$  se situe à  $0.6 * H_w$  sous le niveau de la nappe.

Cette relation correspond à la formule de Westergaard pour le calcul de la poussée hydrodynamique, affectée d'un coefficient 0.4, pour tenir compte du fait que cette poussée n'est pas concomitante avec la poussée des terres.

**2.11.4. Cas des sols partiellement sous nappe et des sols stratifiés :**

Dans ce cas, la poussée est calculée de la façon suivante:

- le coefficient de poussée des terres  $K$  est calculé dans chaque couche, et la poussée calculée par:

$$P = \sum_l \left( \frac{\sigma_h}{1 \pm \sigma_v} \right) K_l \left[ \sum_{k=1}^{l-1} \gamma_k^* Z_k + \frac{1}{2} \gamma_l^* \{ (Z_{l+1})^2 - Z_l^2 \} \right] \quad (2.45)$$

$\gamma_l^*$  : est le poids volumique du sol dépendant du cas étudié, pour la couche  $i$ ,

$K_l$ : est le coefficient de poussée dans la couche étudiée,

$Z_l$ : est la cote du haut de la couche  $l$  par rapport au niveau supérieur du soutènement.

Le point d'application de la force dynamique correspondant à chaque terme de la somme est placé au milieu de la couche correspondante.

### 2.11.5. Cas des sols cohérents :

En règle générale, la cohésion n'est pas prise en compte. Pour les cas le nécessitant (cohésion élevée et frottement faible), il faut revenir à la procédure de calcul du coefficient de poussée, utilisant la rotation d'angle  $\theta = \arctan \left( \frac{\sigma_h}{1 \pm \sigma_v} \right)$ .

La méthode classique de l'équilibre de Rankine (référence 16) permet alors de calculer la diminution de poussée due à la cohésion.

### 2.11.6. Liquefaction partielle:

Dans le cas où les essais triaxiaux cycliques conduiraient à un coefficient de sécurité vis à vis de la liquéfaction  $F$  supérieur à 1.33 mais proche de cette valeur, les surpressions interstitielles dynamiques doivent être prises en compte. Toutefois, il n'existe pas dans la littérature, de procédure reconnue pour apprécier de façon quantitative les effets sur la stabilité de l'augmentation de pression interstitielle. Une interprétation bien menée des essais au triaxial cyclique peut permettre d'évaluer l'augmentation de pression interstitielle, mais ce type d'interprétation doit être confié à un bureau spécialisé en génie parasismique.

### 2.12. La force de surcharge dynamique :

Lorsque le terre plain située derrière un écran est chargée d'une surcharge uniformément répartie  $q$ , la poussée active statique qui en résulte a pour expression

$$P_{qas} = qH \frac{H}{\cos(\lambda - i)} K_{as} \quad (2.46)$$

Dans cette relation le coefficient de poussée statique active  $K_{as}$  est celui défini par la relation statique, et le point d'application de la poussée est situé à mi-hauteur de l'encran ( $H/2$ ).

Lorsque le terre-plein situé devant un écran est chargé par une surcharge uniforme d'intensité  $q$ , la poussée statique passive qui en résulte a pour expression :

$$P_{qps} = qH \frac{H}{\cos(\lambda-i)} K_{ps} \quad (2.47)$$

Dans cette relation le coefficient de poussée statique passive  $K_{ps}$  est celui défini par la relation statique, et le point d'application de la poussée est situé à mi-hauteur de l'écran ( $H/2$ ).

### 2.13. Les combinaisons statique et dynamique :

#### ➤ Les combinaisons statiques :

Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations et des déformations de calcul sont :

- $1.35 G + 1.5 Q$
- $1.35 P_{remblai} + 1.0 G_{mur} + 1.0 G_{remblai} + 1.5 Q_{surcharge} + 1.5 P_{surcharge}$
- $1.35 P_{remblai} + 1.35 G_{mur} + 1.35 G_{remblai} + 1.5 Q_{surcharge} + 1.5 P_{surcharge}$
- $1.35 P_{remblai} + 1.0 G_{mur} + 1.35 G_{remblai} + 1.5 Q_{surcharge} + 1.5 P_{surcharge}$
- $1.35 P_{remblai} + 1.35 G_{mur} + 1.0 G_{remblai} + 1.5 Q_{surcharge} + 1.5 P_{surcharge}$

#### ➤ Les combinaisons statique et dynamique :

L'action sismique est considérée comme une action accidentelle au sens de la philosophie de calcul aux Etats Limites.

Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations et des déformations de calcul sont :

- $G + Q + E$
- $0.8 G \pm E$  [RPA]

# **CHAPITRE III**

**VALIDATION ET  
EXPRIMEVTATION**

**3.1 VALIDATION :****3.1.1 Données :**

Hauteur de voile : 2.50 m

Hauteur de remblai : 2.50 m

Largeur de base : 2.50 m

Epaisseur de la semelle : 0.50 m

Epaisseur de la tête de voile : 0.30 m

Epaisseur de la base de voile : 0.30 m

Angle de frottement interne remblai :  $\varphi = 30^\circ$

Angle de d'inclinaison de talus :  $i = 0^\circ$

Angle de frottement sol- mur :  $\delta = 0$

Poids volumique de remblai :  $\gamma_{remblai\ 1} = 18\ KN/m^3$

Poids volumique de béton :  $\gamma_{béton} = 25\ KN/m^3$

Hauteur de remblai (Butée) : 0.00 m

Surcharge d'exploitation :  $Q = 10.00\ KN/m^2$

**3.1.2 Les résultats de l'exemple [EC2 – clause 2.4] :**

a) Vérification de la stabilité au glissement:

Les forces de glissement :

- La poussée de terre horizontale (  $\gamma_G = 1.1$  ) : 29.40 KN
- La poussée de surcharge horizontale (  $\gamma_Q = 1.5$  ) : 14.85 KN

La force de glissement totale: **44.25 KN**

Les forces résistantes :

- La force de mur en béton (  $\gamma_G = 0.9$  ) : 25.65 KN
- La force de terre amont (  $\gamma_G = 0.9$  ) : 39.24 KN

La force résistante totale : **64.89 KN**

Le coefficient de sécurité de glissement :  $F_G = \frac{64.89}{44.25} = \mathbf{1.466}$

b) Vérification de la stabilité au renversement:

Les moments de renversement :

- moment de poussée de terre horizontale (  $\gamma_G = 1.1$  ) : 29.40 KN.m
- moment de poussée de surcharge horizontale (  $\gamma_Q = 1.5$  ) : 22.28 KN.m

Le moment total de renversement : **51.68 KN.m**

Les moments stabilisants :

- le moment de mur en béton ( $\gamma_G = 0.9$ ) : 46.13 *KN.m*
- le moment de terre amont ( $\gamma_G = 0.9$ ) : 113.60 *KN.m*

Le moment total stabilisant : 159.73 *KN.m*

Le coefficient de sécurité de renversement :  $F_R = \frac{159.73}{51.68} = 3.09$

c) Vérification des contraintes sur le sol en ELU :

Le moment a par rapport au centre de gravité de la semelle :

- Le moment de poussée de terre ( $\gamma_G = 1.35$ ) : 36.08 *KN.m*
- Le moment de poussée surcharge ( $\gamma_Q = 1.5$ ) : 22.28 *KN.m*
- Le moment de mur en béton ( $\gamma_G = 1.0$ ) : 11.25 *KN.m*
- Le moment de terre amont ( $\gamma_G = 1.0$ ) : -30.60 *KN.m*

Le moment total : 39.01 *KN.m*

Les forces verticales :

- Force de mur en béton (poids) : 50 *KN*
- Force de terre (poids) : 76.5 *KN*

La force totale : 126.5 *KN*

Excentricité :  $e = 39.01/126.5 = 0.31$  m

La contrainte de Meyerhof : 67.28 *KN/m*

### 3.1.3 Les résultats de programme :

a) Vérification de la stabilité au glissement:

Les forces de glissement :

- La poussée de terre horizontale ( $\gamma_G = 1.1$ ) : 29.7000 *KN*
- La poussée de surcharge horizontale ( $\gamma_Q = 1.5$ ) : 15.0000 *KN*

La force de glissement totale: 44.7000 *KN*

Les forces résistantes :

- La force de mur en béton ( $\gamma_G = 0.9$ ) : 25.9808 *KN*
- La force de terre amont ( $\gamma_G = 0.9$ ) : 39.7506 *KN*

La force résistante totale : 65.7313 *KN*

Le coefficient de sécurité de glissement :  $F_G = \frac{65.7313}{44.7000} = 1.4705$

b) Vérification de la stabilité au renversement:

Les moments de renversement :

- moment de poussée de terre horizontale ( $\gamma_G = 1.1$ ): 29.7000 *KN.m*
- moment de poussée de surcharge horizontale ( $\gamma_Q = 1.5$ ): 22.5000 *KN.m*

Le moment total de renversement : 52.2000 *KN.m*

Les moments stabilisants :

- le moment de mur en béton ( $\gamma_G = 0.9$ ) : 46.125 *KN.m*
- le moment de terre amont ( $\gamma_G = 0.9$ ): 113.6025 *KN.m*

Le moment total stabilisant : 159.7275 *KN.m*

Le coefficient de sécurité de renversement :  $F_R = \frac{159.7275}{52.2000} = 3.0599$

c) Vérification des contraintes sur le sol en ELU :

Le moment a par pour cotée de la semelle (points de rotation) :

- Le moment de poussée de terre ( $\gamma_G = 1.35$ ) : -36.4500 *KN.m*
- Le moment de poussée surcharge ( $\gamma_Q = 1.5$ ) : -22.500 *KN.m*
- Le moment de mur en béton ( $\gamma_G = 1.0$ ) : 51.2500 *KN.m*
- Le moment de terre amont ( $\gamma_G = 1.0$ ) : 126.2250 *KN.m*

Le moment total : 118.5250 *KN.m*

Les forces verticales :

- Force de mur en béton (poids) : 50 *KN*
- Force de terre (poids) : 76.5 *KN*

La force totale : 126.5000 *KN*

Excentricité :  $e = \left(\frac{2.5}{2}\right) - (118.5250/126.5000) = 0.3130 \text{ m}$

La contrainte de Meyerhof : 67.5058 *KN/m<sup>2</sup>*

### L'interprétation :

	Le coefficient de sécurité de glissement	Le coefficient de sécurité de renversement	Excentricité	La contrainte de Meyerhof
Les résultats de l'exemple	1.466	3.09	0.31	67.28
Les résultats de programme	1.4705	3.0599	0.3130	67.5058

On remarque que les résultats d'un exemple de validation [EC2 – clause 2.4] et les résultats de programme sont presque les mêmes avec une précision de programme quatre chiffres après la virgule.



### 3.2 EXPERIMENTATION :

#### 3.2.1 Les résultats de 1<sup>er</sup> programme une couche avec nappe aquifère :

##### 3.2.1.1 Les coefficients de sécurité en fonction de l'angle de frottement (sans nappe):

a) Données :

Hauteur de voile : 4.50 m

Hauteur de remblai : 4.00 m

Largeur de base : 2.50 m

Épaisseur de la semelle : 0.50 m

Épaisseur de la tête de voile : 0.30 m

Épaisseur de la base de voile : 0.30 m

Angle de frottement interne remblai :  $\varphi = var$

Angle de d'inclinaison de talus :  $i = 0^\circ$

Angle de frottement sol- mur :  $\delta = \left(\frac{2}{3}\right) \varphi$

Poids volumique de remblai :  $\gamma_{remblai\ 1} = 18\ KN/m^3$

Poids volumique de béton :  $\gamma_{béton} = 25\ KN/m^3$

Hauteur de remblai (Butée) : 0.00 m

Surcharge d'exploitation :  $Q=0.00\ KN/m^2$

b) Résultat:

$\varphi$ (°)	20	25	30	35	40
$K_R$	2.235	2.881	3.741	4.911	6.547
$K_G$	1.056	1.302	1.611	2.005	2.520

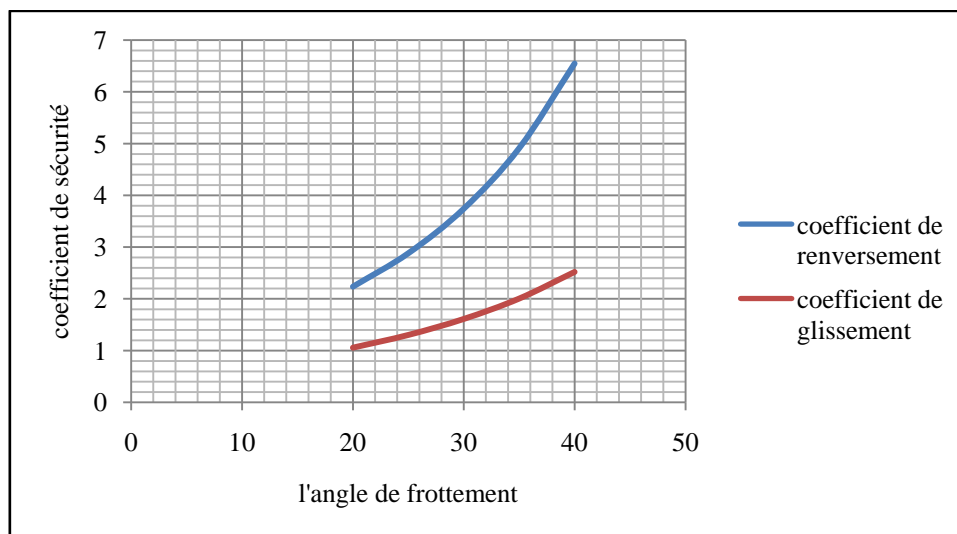


Fig.3.1 Influence de l'angle de frottement sur les coefficients de sécurité.

**L'interprétation :**

Quand on augmente l'angle de frottement  $\varphi$  les coefficients de sécurité (glissement, renversement) augmentent, le coefficient de renversement ( $KR$ ) est plus grand de coefficient de glissement ( $KG$ ).

**3.2.1.2 Les coefficients de sécurité en fonction de poids volumique (sans eau) :**

a) Données :

Hauteur de voile : 4.50 m

Hauteur de remblai : 4.00 m

Largeur de base : 2.50 m

Epaisseur de la semelle : 0.50 m

Epaisseur de la tête de voile : 0.30 m

Epaisseur de la base de voile : 0.30 m

Angle de frottement interne remblai :  $\varphi = 30^\circ$

Angle de d'inclinaison de talus :  $i = 0^\circ$

Angle de frottement sol- mur :  $\delta = \left(\frac{2}{3}\right)\varphi$

Poids volumique de remblai :  $\gamma_{remblai 1} = var$

Poids volumique de béton :  $\gamma_{béton} = 25 \text{ KN/m}^3$

Hauteur de remblai (Butée) : 0.00 m

Surcharge d'exploitation :  $Q=0.00 \text{ KN/m}^2$

b) Résultat:

$\gamma$	14	16	18	20
$KR$	4.007	3.857	3.741	3.648
$KG$	1.778	1.684	1.611	1.552

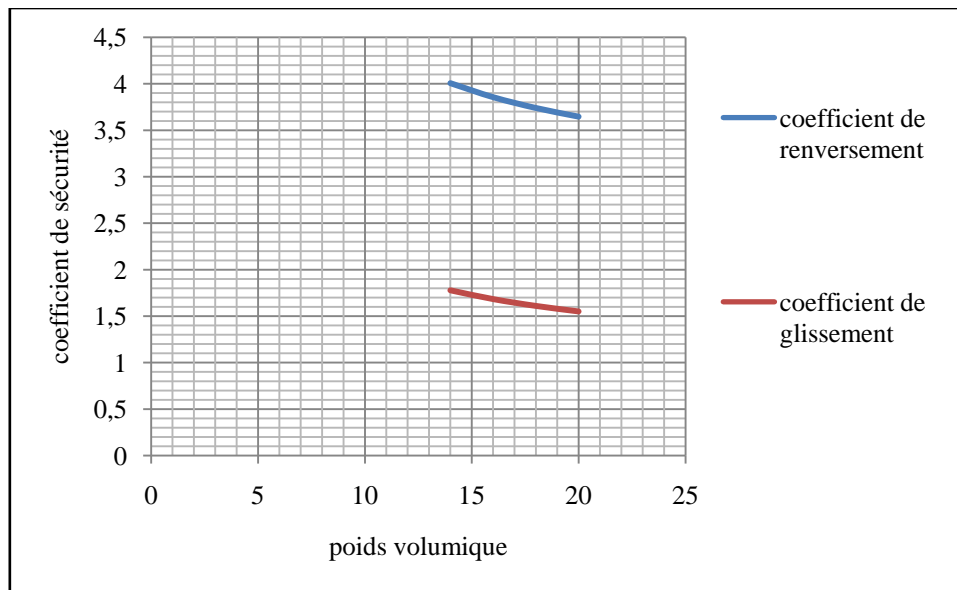


Fig.3.2 Influence de poids volumique sur coefficient de sécurité.

### L'interprétation :

Les coefficients de sécurité sont varient très peu, ils sont presque constants.

### 3.2.1.3 Les coefficients de sécurité en fonction de la hauteur totale de remblai (sans eau):

a) Données :

Hauteur de voile : 4.50 m

Hauteur de remblai : var

Largeur de base : 2.50 m

Epaisseur de la semelle : 0.50 m

Epaisseur de la tête de voile : 0.30 m

Epaisseur de la base de voile : 0.30 m

Angle de frottement interne remblai :  $\varphi = 30^\circ$

Angle de d'inclnissant de talus :  $i = 0^\circ$

Angle de frottement sol- mur :  $\delta = \left(\frac{2}{3}\right) \varphi$

Poids volumique de remblai :  $\gamma_{remblai\ 1} = 18\ KN/m^3$

Poids volumique de béton :  $\gamma_{béton} = 25\ KN/m^3$

Hauteur de remblai (Butée) : 0.00 m

Surcharge d'exploitation :  $Q=0.00\ KN/m^2$

b) Résultat:

$H_t$	3	3.5	4	4.5
$KR$	7.680	5.192	3.741	2.822
$KG$	2.343	1.913	1.611	1.388

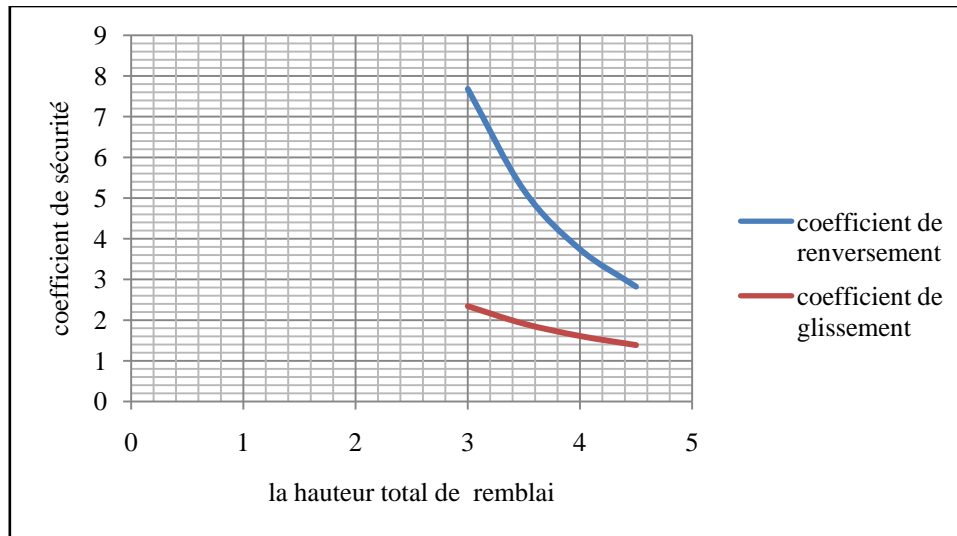


Fig.3.3 Influence de hauteur de remblai total coefficient de sécurité.

### L'interprétation :

Les deux coefficients de sécurité diminuent quand la hauteur du remblai est augmentée.

#### 3.2.1.4 Les coefficients de sécurité en fonction d'angle d'inclinaison de talus (sans eau):

a) Données :

Hauteur de voile : 4.50 m

Hauteur de remblai : 4.00 m

Largeur de base : 2.50 m

Epaisseur de la semelle : 0.50 m

Epaisseur de la tête de voile : 0.30 m

Epaisseur de la base de voile : 0.30 m

Angle de frottement interne remblai :  $\varphi = 30^\circ$

Angle de d'inclinaison de talus :  $i = var$

Angle de frottement sol- mur :  $\delta = \left(\frac{2}{3}\right) \varphi$

Poids volumique de remblai :  $\gamma_{remblai 1} = 18 \text{ KN/m}^3$

Poids volumique de béton :  $\gamma_{béton} = 25 \text{ KN/m}^3$

Hauteur de remblai (Butée) : 0.00 m

Surcharge d'exploitation :  $Q=0.00 \text{ KN/m}^2$

b) Résultat:

$i(^{\circ})$	10	15	20	25	30
$KR$	3.394	3.172	2.894	2.511	1.566
$KG$	1.447	1.345	1.221	1.054	0.653

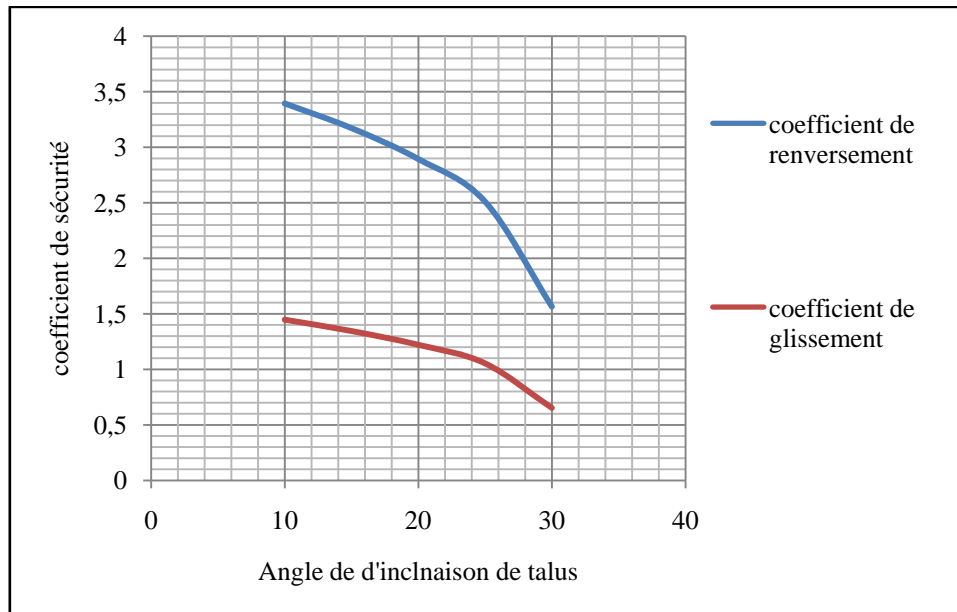


Fig.3.4 Influence d'angle d'inclinaison de talus sur coefficient de sécurité.

### L'interprétation :

L'angle d'inclinaisons du talus ( $10^{\circ} \rightarrow 30^{\circ}$ ) on notée que coefficient de sécurité de renversement et glissement ( $KR$ ,  $KG$ ) est diminué.

### 3.2.1.5 Les coefficients de sécurité en fonction de surcharge d'exploitation (sans eau):

a) Données :

Hauteur de voile : 4.50 m

Hauteur de remblai : 4.00 m

Largeur de base : 2.50 m

Epaisseur de la semelle : 0.50 m

Epaisseur de la tête de voile : 0.30 m

Epaisseur de la base de voile : 0.30 m

Angle de frottement interne remblai :  $\varphi = 30^{\circ}$

Angle de d'inclinaison de talus :  $i = 0^\circ$

Angle de frottement sol- mur :  $\delta = \left(\frac{2}{3}\right) \varphi$

Poids volumique de remblai :  $\gamma_{remblai 1} = 18 \text{ KN/m}^3$

Poids volumique de béton :  $\gamma_{béton} = 25 \text{ KN/m}^3$

Hauteur de remblai (Butée) : 0.00 m

Surcharge d'exploitation :  $Q = \text{var}$

b) Résultat:

$Q$	2.5	5	7.5	10
$KR$	3.3131	2.9730	2.6962	2.4666
$KG$	1.4930	1.3914	1.3027	1.2247

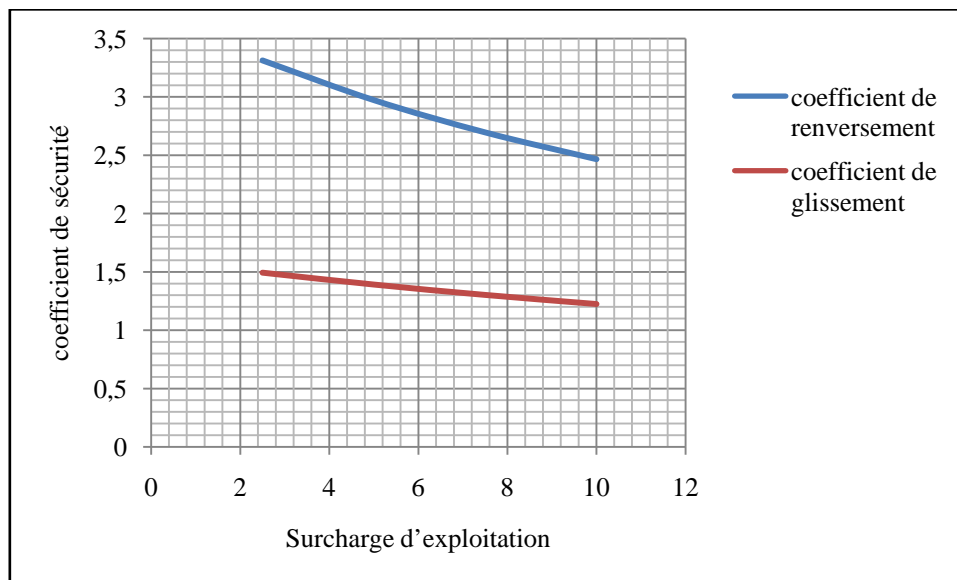


Fig.3.5 Influence de surcharge d'exploitation sur le coefficient de sécurité.

### L'interprétation :

L'augmentation de la surcharge  $Q$ , produit une diminution des coefficients de sécurité renversement et glissement.

#### 3.2.1.6 Les coefficients de sécurité en fonction de hauteur de nappe (avec eau) :

a) Données :

Hauteur de voile : 4.50 m

Hauteur de remblai : 4.00 m

Largeur de base : 2.50 m

Épaisseur de la semelle : 0.50 m

Épaisseur de la tête de voile : 0.30 m

Epaisseur de la base de voile : 0.30 m

Angle de frottement interne remblai :  $\varphi = 30^\circ$

Angle de d'inclinaison de talus :  $i = 0^\circ$

Angle de frottement sol- mur :  $\delta = \left(\frac{2}{3}\right) \varphi$

Poids volumique de remblai :  $\gamma_{remblai} = 18 \text{ KN}/m^3$

Poids volumique de béton :  $\gamma_{béton} = 25 \text{ KN}/m^3$

Poids de remblai saturée :  $\gamma_{sat} = 20 \text{ KN}/m^3$

Densité d'eau :  $\gamma_w = 10 \text{ KN}/m^3$

Hauteur de remblai (Butée) : 0.00 m

Hauteur de la nappe aquifère :  $H_w = var$

Surcharge d'exploitation :  $Q=0.00$

b) Résultat :

$H_w$	2	2.5	3	3.5	4.00
$KR$	2.422	1.906	1.452	1.086	0.804
$KG$	0.974	0.811	0.670	0.552	0.454

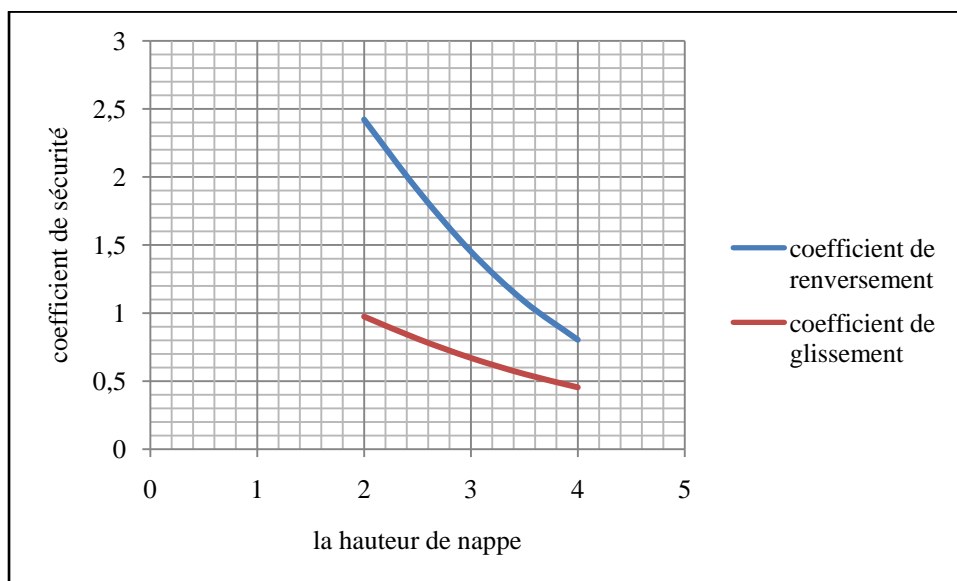


Fig.3.6 Influence de l'hauteur de nappe sur coefficient de sécurité.

### L'interprétation :

On remarque l'influence de la hauteur de la nappe sur les coefficients de sécurité ( $KR$ ,  $KG$ ), quelle que soit la hauteur de la nappe aquifère augment les coefficients de sécurité diminuée.

**3.2.2 les résultats de 2<sup>em</sup> programme deux couche avec nappe aquifère :**

**3.2.2.1 Les coefficients de sécurité en fonction de rapport des angles de frottement (sans eau) :**

a) Données :

Hauteur de voile : 4.50 m

Hauteur de remblai totale : 4.00 m

Largeur de base : 2.50 m

Epaisseur de la semelle : 0.50 m

Epaisseur de la tête de voile : 0.30 m

Epaisseur de la base de voile : 0.30 m

Angle de frottement interne remblai 01 :  $\varphi_1 = var$

Angle de frottement interne remblai 02 :  $\varphi_2 = var$

Angle de d'inclinaison de talus :  $i = 0^\circ$

Angle de frottement sol- mur :  $\delta = \left(\frac{2}{3}\right) \varphi$

Poids volumique de remblai :  $\gamma_{remblai\ 1} = 18\ KN/m^3$

Poids de remblai saturée :  $\gamma_{sat\ 1} = 0.00\ KN/m^3$

Poids volumique de béton :  $\gamma_{béton} = 25\ KN/m^3$

Poids volumique de remblai :  $\gamma_{remblai\ 2} = 14\ KN/m^3$

Poids de remblai saturée :  $\gamma_{sat\ 2} = 0.00\ KN/m^3$

Hauteur de remblai 02 : 2.00 m

Densité d'eau :  $\gamma_w = 10\ KN/m^3$

Hauteur de remblai (Butée) : 0.00 m

Hauteur de la nappe aquifère :  $H_w = 0$

Surcharge d'exploitation :  $Q = 0$

b) Résultat :



rapport des angles de frottement	$\varphi_1/\varphi_2$	0.5	0.6	0.7	0.8	1
Angle de frottement couche 02	$\varphi_2(^{\circ})$	30	30	30	30	30
Angle de frottement couche 01	$\varphi_1(^{\circ})$	15	18	21	24	30
$H_1 = 2m$ $H_2 = 2m$	$KR(KN.m)$	2.1790	2.3976	2.6280	2.8700	2.3869
	$KG(KN.m)$	1.2288	1.2865	1.3421	1.3955	1.4957
Angle de frottement couche 02	$\varphi_2(^{\circ})$	30	30	30	30	30
Angle de frottement couche 01	$\varphi_1(^{\circ})$	15	18	21	24	30
$H_1 = 1m$ $H_2 = 3m$	$KR(KN.m)$	2.8637	2.9806	3.0912	3.1954	3.3850
	$KG(KN.m)$	1.4771	1.4982	1.5173	1.5347	1.5648
Angle de frottement couche 02	$\varphi_2(^{\circ})$	30	30	30	30	30
Angle de frottement couche 01	$\varphi_1(^{\circ})$	15	18	21	24	30
$H_1 = 3m$ $H_2 = 1m$	$KR(KN.m)$	1.8517	2.1174	2.4201	2.7658	3.6174
	$KG(KN.m)$	1.0309	1.1220	1.2168	1.3153	1.5226

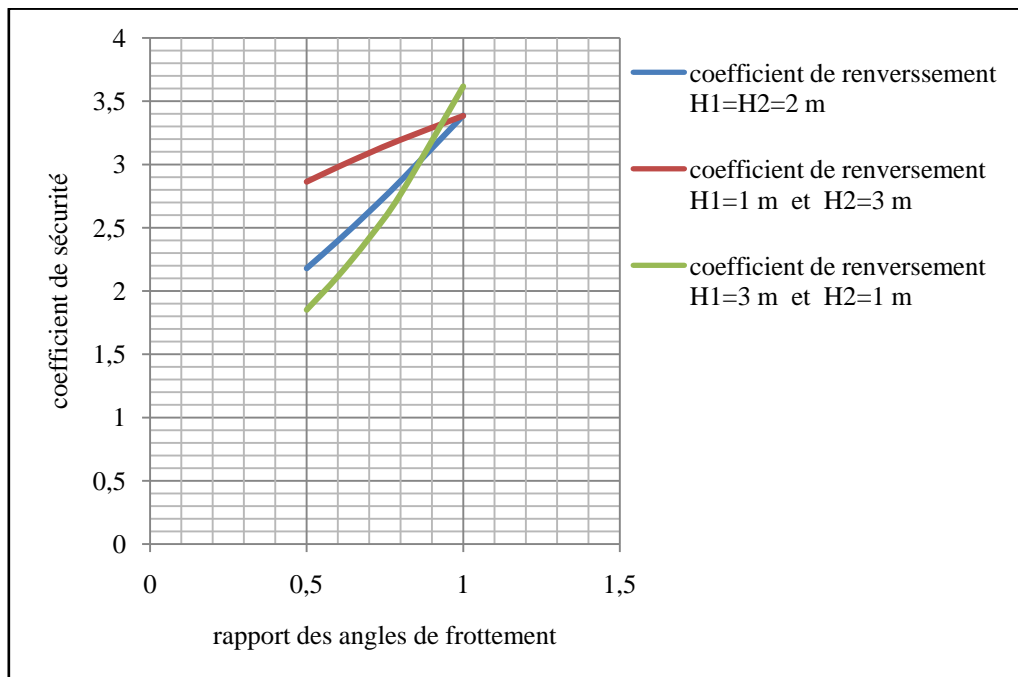


Fig.3.7 Influence de rapport des angles de frottement ( $\varphi_1/\varphi_2$ ) sur le coefficient de sécurité de renversement.

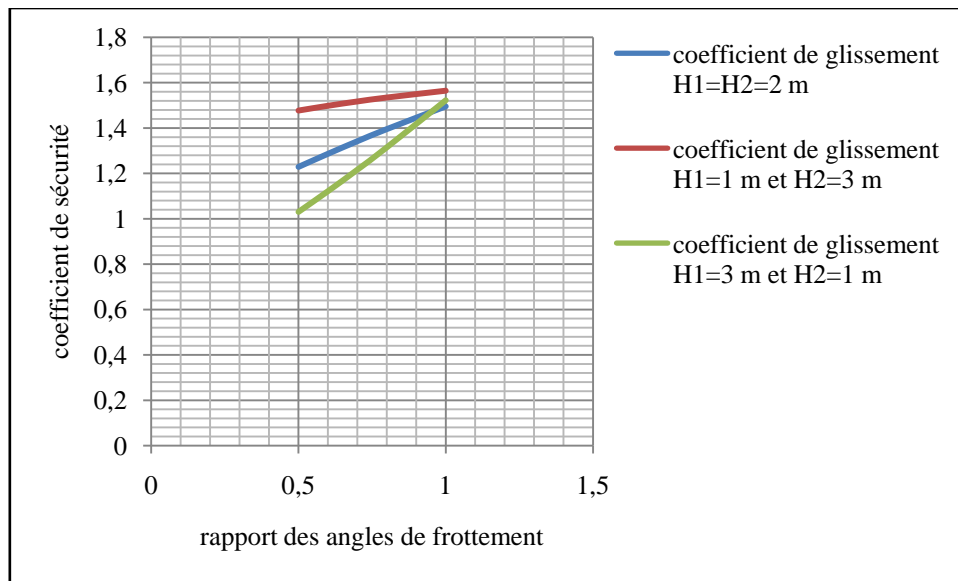


Fig.3.8 Influence de rapport des angles de frottement ( $\varphi_1/\varphi_2$ ) sur le coefficient de sécurité de glissement.

### L'interprétation :

On remarque que : ( $H_1 = 2m, H_2 = 2m$ ); ( $H_1 = 1m, H_2 = 3m$ ) et ( $H_1 = 3m, H_2 = 1m$ ) quand l'angle de frottement  $\varphi_1$  augmente les coefficients de sécurité augmentent.

#### 3.2.2.2 Les coefficients de sécurité en fonction de rapport des poids volumique (sans eau) :

a) Données :

Hauteur de voile : 4.50 m

Hauteur de remblai totale : 4.00 m

Largeur de base : 2.50 m

Epaisseur de la semelle : 0.50 m

Epaisseur de la tête de voile : 0.30 m

Epaisseur de la base de voile : 0.30 m

Angle de frottement interne remblai 01 :  $\varphi_1 = 30^\circ$

Angle de frottement interne remblai 02 :  $\varphi_2 = 30^\circ$

Angle de d'inclinaison de talus :  $i = 0^\circ$

Angle de frottement sol- mur :  $\delta = \left(\frac{2}{3}\right) \varphi$

Poids volumique de remblai :  $\gamma_{remblai\ 1} = var$

Poids de remblai saturée :  $\gamma_{sat\ 1} = 0.00\ KN/m^3$

Poids volumique de béton :  $\gamma_{béton} = 25\ KN/m^3$

Poids volumique de remblai :  $\gamma_{remblai\ 2} = var$

Poids de remblai saturée :  $\gamma_{sat 2} = 0.00 \text{ KN /m}^3$

Hauteur de remblai 02 : 2.00 m

Densité d'eau :  $\gamma_w = 10 \text{ KN /m}^3$

Hauteur de remblai (Butée) : 0.00 m

Hauteur de la nappe aquifère :  $H_w = 0$

Surcharge d'exploitation :  $Q= 10$

b) Résultat :

rapport des poids volumique	$\gamma_1/\gamma_2$	0.7	0.8	0.9	1
poids volumique couche 02	$\gamma_2(^{\circ})$	20	20	20	20
poids volumique couche 01	$\gamma_1(^{\circ})$	14	16	18	20
$H_1 = 2m$ $H_2 = 2m$	$KR(KN.m)$	4.1716	3.8930	3.6704	3.4885
	$KG(KN.m)$	1.6744	1.5878	1.5155	1.4544
poids volumique couche 02	$\gamma_2(^{\circ})$	20	20	20	20
poids volumique couche 01	$\gamma_1(^{\circ})$	14	16	18	20
$H_1 = 1m$ $H_2 = 3m$	$KR(KN.m)$	3.9817	3.7772	3.6006	3.4465
	$KG(KN.m)$	1.6197	1.5675	1.5203	1.4776
poids volumique couche 02	$\gamma_2(^{\circ})$	20	20	20	20
poids volumique couche 01	$\gamma_1(^{\circ})$	14	16	18	20
$H_1 = 3m$ $H_2 = 1m$	$KR(KN.m)$	4.1329	3.9158	3.7468	3.6115
	$KG(KN.m)$	1.7089	1.6140	1.5387	1.4776

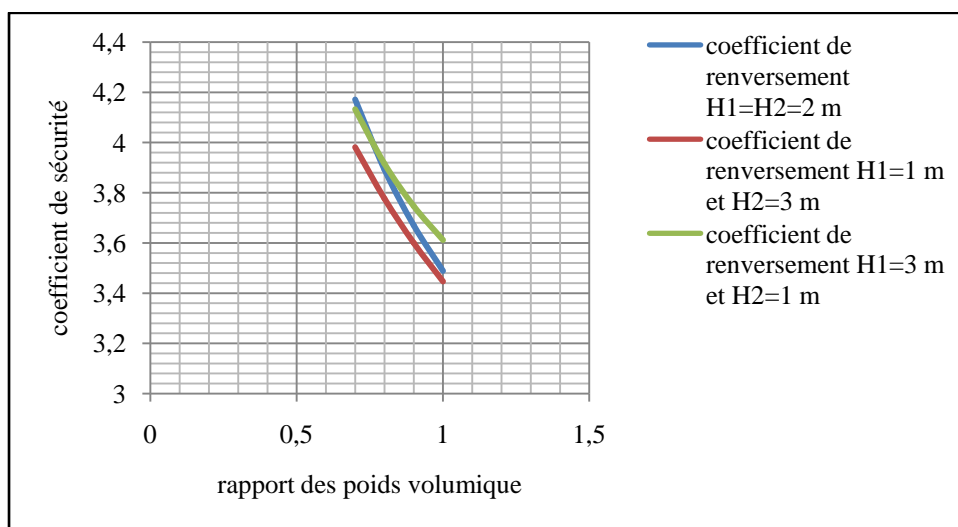


Fig.3.9 Influence de rapport des poids volumique ( $\gamma_1/\gamma_2$ ) sur le coefficient de sécurité de renversement.

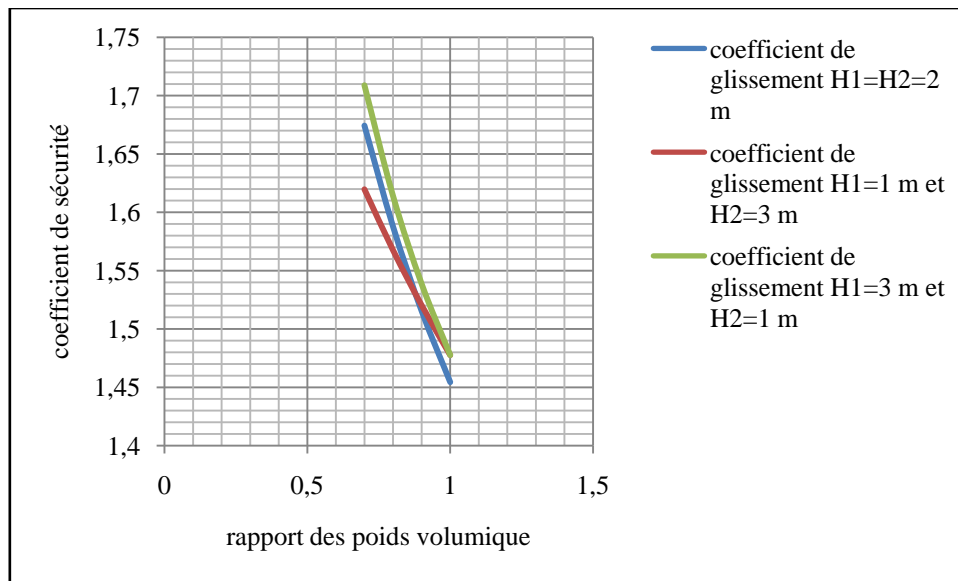


Fig.3.10 Influence de rapport des poids volumique ( $\gamma_1/\gamma_2$ ) sur le coefficient de sécurité de glissement.

### L'interprétation :

Les deux coefficients de sécurité diminuent quand les poids volumique des couches est augmente.

### 3.2.3 Les résultats de 3<sup>em</sup> programme une couche avec nappe aquifère cas dynamique :

#### 3.2.3.1 L'incrément dynamique en fonction de l'angle de frottement (sans eau):

a) Données :

Hauteur de voile : 4.50 m

Hauteur de remblai : 4.00 m

Largeur de base : 2.50 m

Epaisseur de la semelle : 0.50 m

Epaisseur de la tête de voile : 0.30 m

Epaisseur de la base de voile : 0.30 m

Angle de frottement interne remblai :  $\varphi = var$

Angle de d'inclinaison de talus :  $i = 0^\circ$

Angle de frottement sol- mur :  $\delta = \left(\frac{2}{3}\right) \varphi$

Poids volumique de remblai :  $\gamma_{remblai} = 18 \text{ KN/m}^3$

Poids volumique de béton :  $\gamma_{béton} = 25 \text{ KN/m}^3$

Poids de remblai saturé :  $\gamma_{sat} = 0.00 \text{ KN/m}^3$

Densité d'eau :  $\gamma_w = 10 \text{ KN/m}^3$

Hauteur de remblai (Butée) : 0.00 m

Hauteur de la nappe aquifère :  $H_w = 0$

Surcharge d'exploitation :  $Q = 00$

Le coefficient d'accélération de zone :  $A = 0.20$

La perméabilité :  $K = 0.00005 \text{ m/s}$

b) Résultat:

$\varphi$	25	27.5	30	32.5	35	37.5	40
$\Delta P$	28.3164	26.4284	24.7693	23.2894	21.9539	20.7373	19.6199

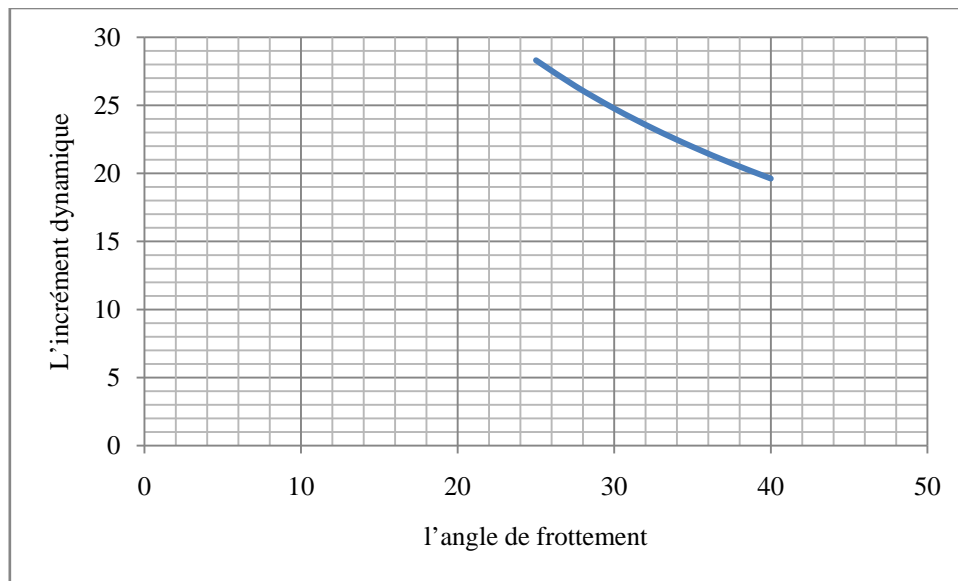


Fig.3.11 Influence de l'angle de frottement sur L'incrément dynamique.

**L'interprétation :**

L'incrément dynamique diminue avec l'augmentation de l'angle de frottement.

**3.2.3.2 Les coefficients de sécurité en fonction de L'incrément dynamique (sans eau) :**

$\Delta P$	28.3164	26.4284	24.7693	23.2894	21.9539	20.7373	19.6199
$KR$	1.7713	1.9599	2.1654	2.3900	2.6364	2.9075	3.2066
$KG$	1.1375	1.2521	1.3774	1.5151	1.6670	1.8353	2.0226

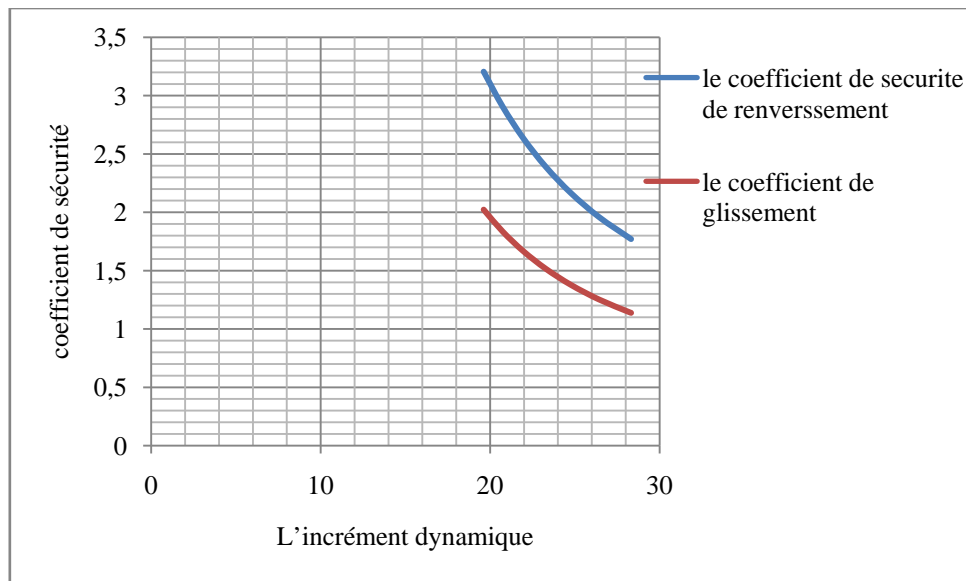


Fig.3.12 Influence de L'incrément dynamique sur les coefficients de sécurité.

### L'interprétation :

Les coefficients de sécurité diminuent avec l'augmentation de l'incrément dynamique.

#### 3.2.3.3 L'incrément dynamique en fonction de poids volumique (sans eau):

a) Données :

Hauteur de voile : 4.50 m

Hauteur de remblai : 4.00 m

Largeur de base : 2.50 m

Epaisseur de la semelle : 0.50 m

Epaisseur de la tête de voile : 0.30 m

Epaisseur de la base de voile : 0.30 m

Angle de frottement interne remblai :  $\varphi = 30^\circ$

Angle de d'inclnissant de talus :  $i = 0^\circ$

Angle de frottement sol- mur :  $\delta = \left(\frac{2}{3}\right) \varphi$

Poids volumique de remblai :  $\gamma_{remblai} = var$

Poids volumique de béton :  $\gamma_{béton} = 25 \text{ KN}/m^3$

Poids de remblai saturé :  $\gamma_{sat} = 0.00 \text{ KN}/m^3$

Densité d'eau :  $\gamma_w = 10 \text{ KN}/m^3$

Hauteur de remblai (Butée) : 0.00 m

Hauteur de la nappe aquifère :  $H_w = 0$

Surcharge d'exploitation :  $Q= 00$

Le coefficient d'accélération de zone :  $A=0.20$

La perméabilité :  $K=0.00005 \text{ m/s}$

b) Résultat:

$\gamma$	14	15	16	17	18	19	20
$\Delta P$	19.2650	20.6411	22.0172	23.3932	24.7693	26.1454	27.5215

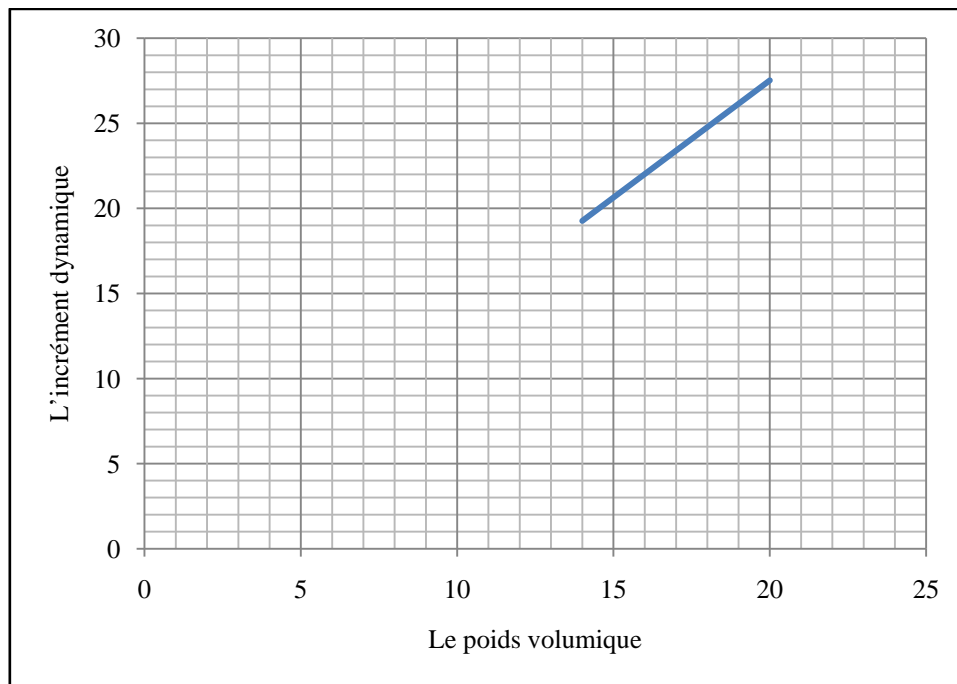


Fig.3.13 Influence de poids volumique sur L'incrément dynamique.

### L'interprétation :

L'incrément dynamique augment quand le poids volumique augmente.

#### 3.2.3.4 L'incrément dynamique en fonction de la hauteur de remblai (sans eau):

a) Données :

Hauteur de voile : 4.50 m

Hauteur de remblai : var

Largeur de base : 2.50 m

Epaisseur de la semelle : 0.50 m

Epaisseur de la tête de voile : 0.30 m

Epaisseur de la base de voile : 0.30 m

Angle de frottement interne remblai :  $\varphi = 30^\circ$

Angle de d'inclisant de talus :  $i = 0^\circ$

Angle de frottement sol- mur :  $\delta = \left(\frac{2}{3}\right) \varphi$

Poids volumique de remblai :  $\gamma_{remblai} = 18 \text{ KN/m}^3$

Poids volumique de béton :  $\gamma_{béton} = 25 \text{ KN/m}^3$

Poids de remblai saturé :  $\gamma_{sat} = 0.00 \text{ KN/m}^3$

Densité d'eau :  $\gamma_w = 10 \text{ KN/m}^3$

Hauteur de remblai (Butée) : 0.00 m

Hauteur de la nappe aquifère :  $H_w = 0$

Surcharge d'exploitation :  $Q = 00$

Le coefficient d'accélération de zone :  $A = 0.20$

La perméabilité :  $K = 0.00005 \text{ m/s}$

b) Résultat:

$H$	1.5	2	2.5	3	3.5	4
$\Delta P$	3.4832	6.1923	9.6755	13.9327	18.9640	24.7693



Fig.3.14 Influence la hauteur de remblai sur L'incrément dynamique.

**L'interprétation :**

L'incrément dynamique augment avec l'augmentation de la hauteur de remblai.



### 3.2.3.5 L'incrément dynamique en fonction de l'angle de frottement (avec eau)

#### perméabilité faible :

a) Données :

Hauteur de voile : 4.50 m

Hauteur de remblai : 4.00 m

Largeur de base : 2.50 m

Epaisseur de la semelle : 0.50 m

Epaisseur de la tête de voile : 0.30 m

Epaisseur de la base de voile : 0.30 m

Angle de frottement interne remblai :  $\varphi = 30^\circ$

Angle de d'inclinaison de talus :  $i = 0^\circ$

Angle de frottement sol- mur :  $\delta = \left(\frac{2}{3}\right)\varphi$

Poids volumique de remblai :  $\gamma_{remblai} = 18 \text{ KN/m}^3$

Poids volumique de béton :  $\gamma_{béton} = 25 \text{ KN/m}^3$

Poids de remblai saturé :  $\gamma_{sat} = 21 \text{ KN/m}^3$

Densité d'eau :  $\gamma_w = 10 \text{ KN/m}^3$

Hauteur de remblai (Butée) : 0.00 m

Hauteur de la nappe aquifère :  $H_w = 2$

Surcharge d'exploitation :  $Q = 00$

Le coefficient d'accélération de zone :  $A = 0.20$

b) Résultat:

$\varphi$	25	27.5	30	32.5	35	37.5	40
$\Delta P$	12.1629	12.4941	13.2784	14.2055	15.1669	16.1157	17.0297

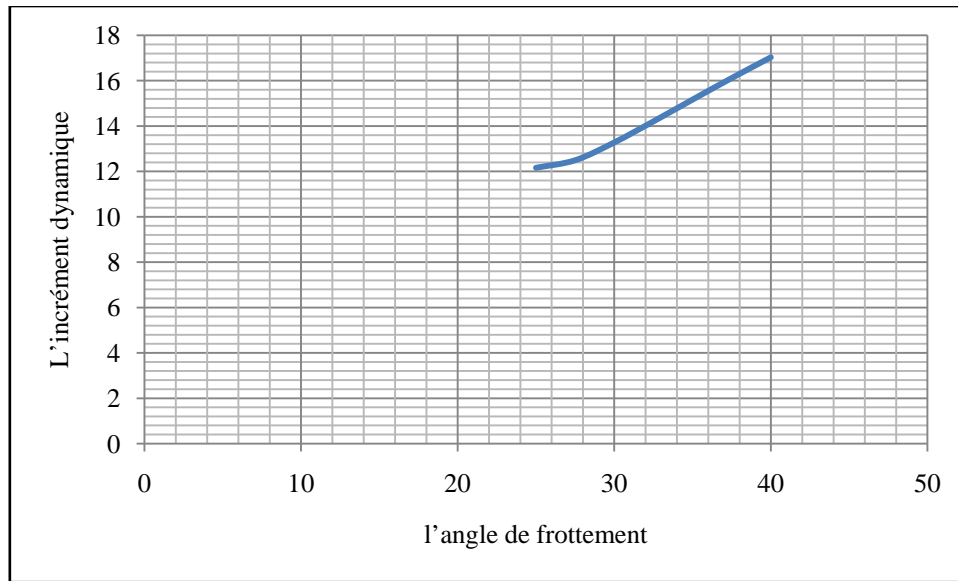


Fig.3.15 Influence l'angle de frottement sur L'incrément dynamique  
(Perméabilité faible : 0.00005m/s).

**L'interprétation :**

On remarque que l'angle de frottement augmente en observe l'incrément dynamique et plus important pour une perméabilité faible (0.00005m/s).

**3.2.3.6 Les coefficients de sécurité en fonction de L'incrément dynamique (avec eau) perméabilité faible :**

$\Delta P$	12.1629	12.4941	13.2784	14.2055	15.1669	16.1157	17.0297
$KR$	2.478	2.593	2.666	2.719	2.761	2.797	2.830
$KG$	1.513	1.567	1.606	1.638	1.666	1.691	1.716

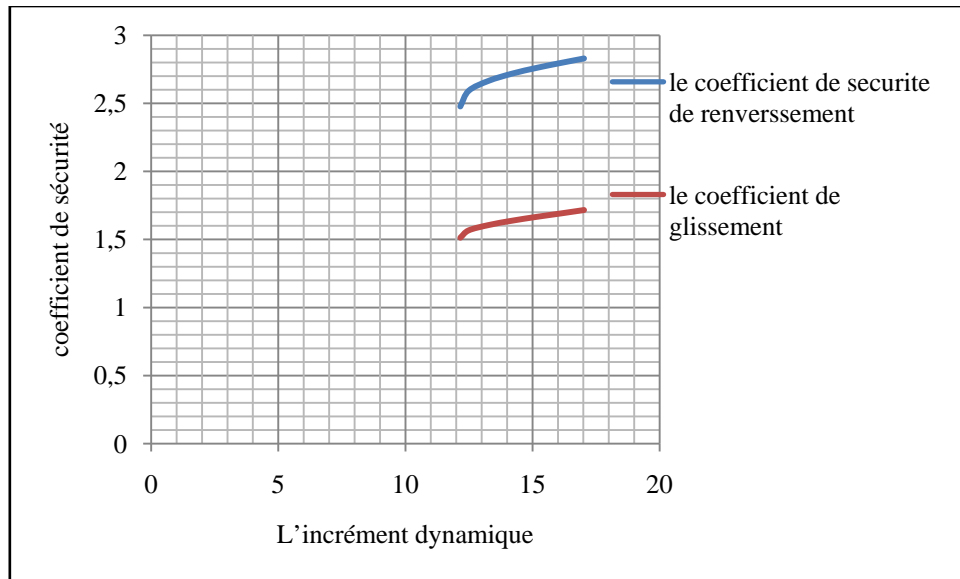


Fig.3.16 Influence de L'incrément dynamique sur les coefficients de sécurité (Perméabilité faible : 0.00005m/s).

**L'interprétation :**

On observe les coefficients de sécurité ( $KR$ ,  $KG$ ) augment malgré incrément dynamique est augment pour une perméabilité faible (0.00005m/s).

**3.2.3.7 L'incrément dynamique en fonction de l'angle de frottement (avec eau)**

**perméabilité forte:**

$\varphi$	25	27.5	30	32.5	35	37.5	40
$\Delta P$	10.3423	11.5137	12.7472	13.9645	15.1330	16.2389	17.2772

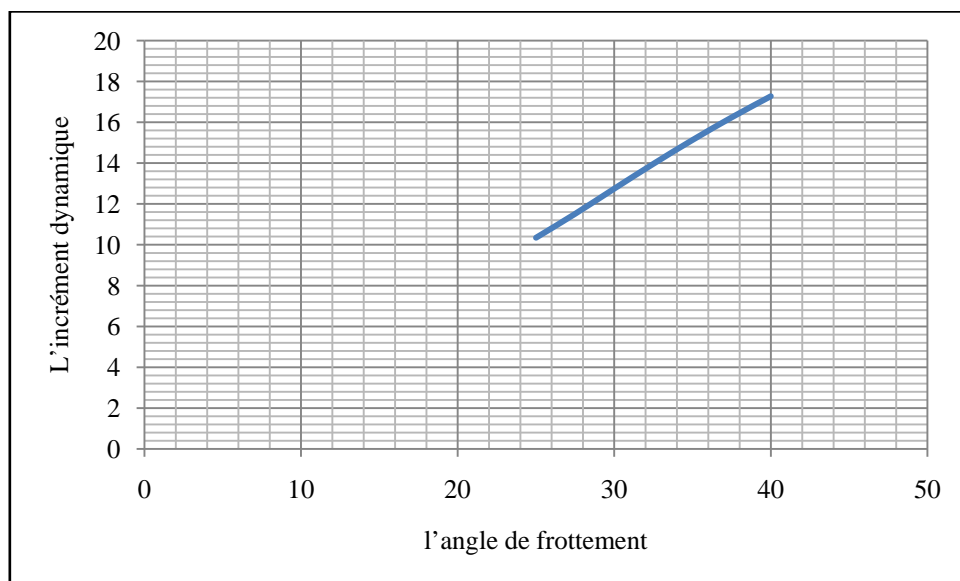


Fig.3.17 Influence l'angle de frottement sur L'incrément dynamique (Perméabilité forte : 10m/s).

**L'interprétation :**

On remarque que l'angle de frottement augmente en observe l'incrément dynamique et plus important pour une perméabilité forte (10 m/s).

**3.2.3.8 Les coefficients de sécurité en fonction de L'incrément dynamique (avec eau) perméabilité forte :**

$\Delta P$	10.3423	11.5137	12.7472	13.9645	15.1330	16.2389	17.2772
$KR$	2.625	2.677	2.713	2.740	2.764	2.785	2.807
$KG$	1.565	1.597	1.623	1.646	1.667	1.687	1.708

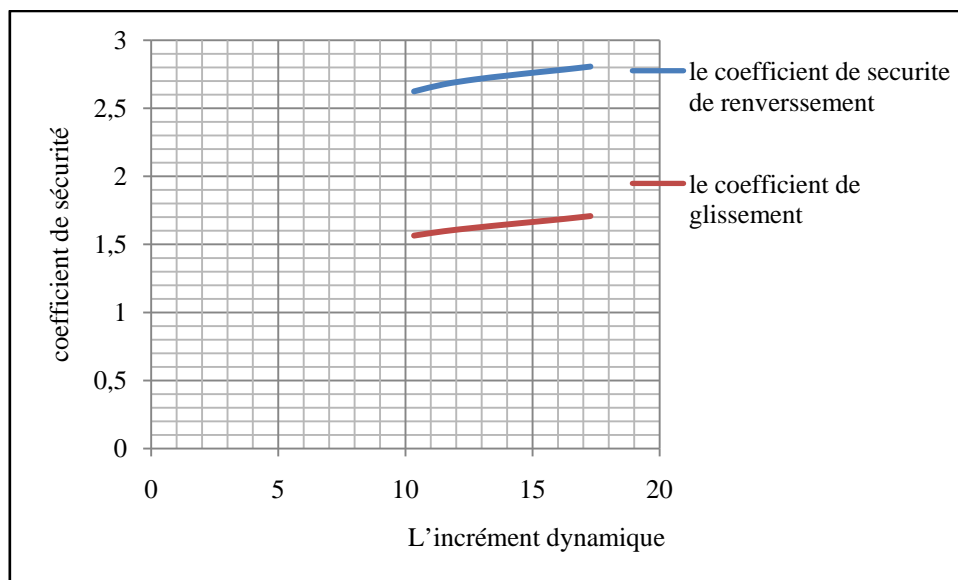


Fig.3.18 Influence de L'incrément dynamique sur les coefficients de sécurité (Perméabilité forte : 10 m/s).

**L'interprétation :**

On observe les coefficients de sécurité ( $KR$ ,  $KG$ ) presque constante malgré incrément dynamique est augment pour une perméabilité forte (10 m/s).

**3.2.3.9 L'incrément dynamique en fonction de coefficient d'accélération:**

$A$	0.15	0.25	0.30	0.40
$\Delta P$	17.5908	32.7779	41.7647	67.6482

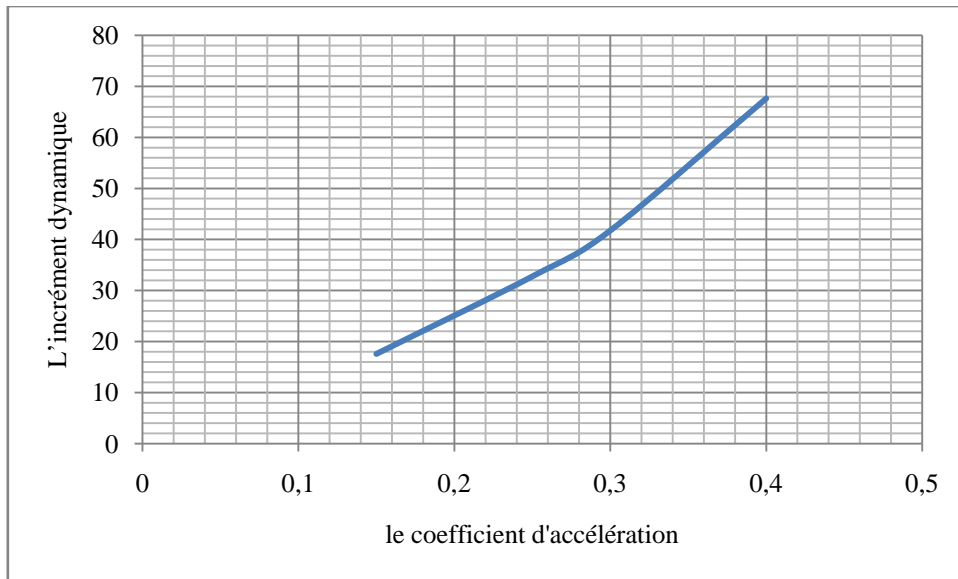


Fig.3.19 l'incrément dynamique en fonction du coefficient d'accélération

**L'interprétation :**

On remarque que le coefficient d'accélération augmente en observe l'incrément dynamique et augmente.

**3.2.3.10 Les coefficients de sécurité en fonction de L'incrément dynamique :**

$\Delta P$	17.5908	32.7779	41.7647	67.6482
$KR$	2.5950	1.8278	1.5556	1.0887
$KG$	1.5411	1.2315	1.1007	0.8427

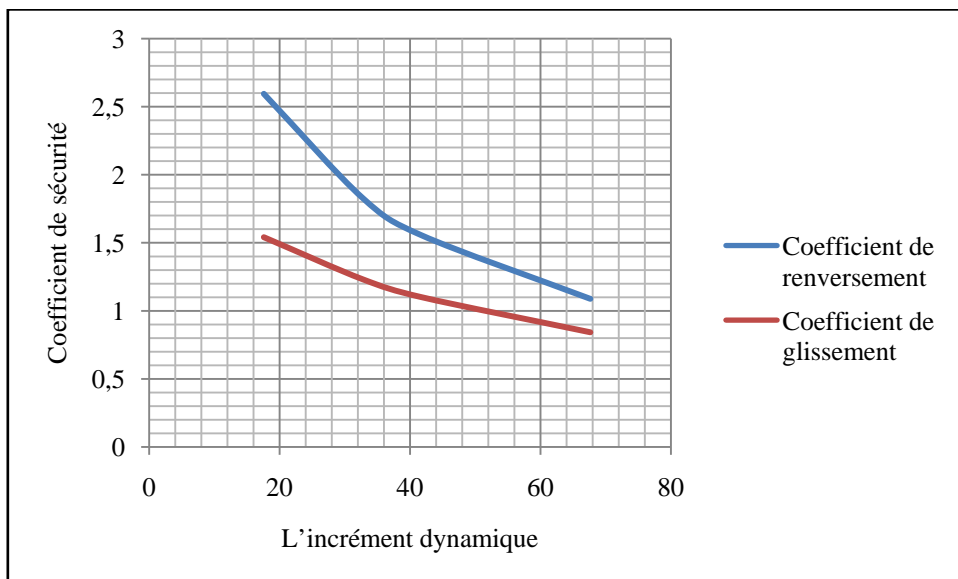


Fig.3.20 Les coefficients de sécurité en fonction de l'incrément dynamique.

**L'interprétation :**

Les coefficients de sécurité diminuent avec l'augmentation de l'incrément dynamique.

**3.2.4 Les résultats de 4<sup>em</sup> programme avec deux couches sans nappe aquifère cas dynamique :**

**3.2.4.1 L'incrément dynamique en fonction de rapport de poids volumique:**

rapport des poids volumique	$\gamma_1/\gamma_2$	0.7	0.8	0.9	1
poids volumique couche 02	$\gamma_2(^{\circ})$	20	20	20	20
poids volumique couche 01	$\gamma_1(^{\circ})$	14	16	18	20
$\gamma_2 = 20$	$\Delta P(KN)$	20.9811	22.9955	25.0099	27.0243
poids volumique couche 02	$\gamma_2(^{\circ})$	18	18	18	18
poids volumique couche 01	$\gamma_1(^{\circ})$	12.6	14.4	16.2	18
$\gamma_2 = 18$	$\Delta P(KN)$	18.8830	20.6959	22.5089	24.3218
poids volumique couche 02	$\gamma_2(^{\circ})$	19	19	19	19
poids volumique couche 01	$\gamma_1(^{\circ})$	13.3	15.2	17.1	19
$\gamma_2 = 19$	$\Delta P(KN)$	19.9320	21.8457	23.7594	25.6730

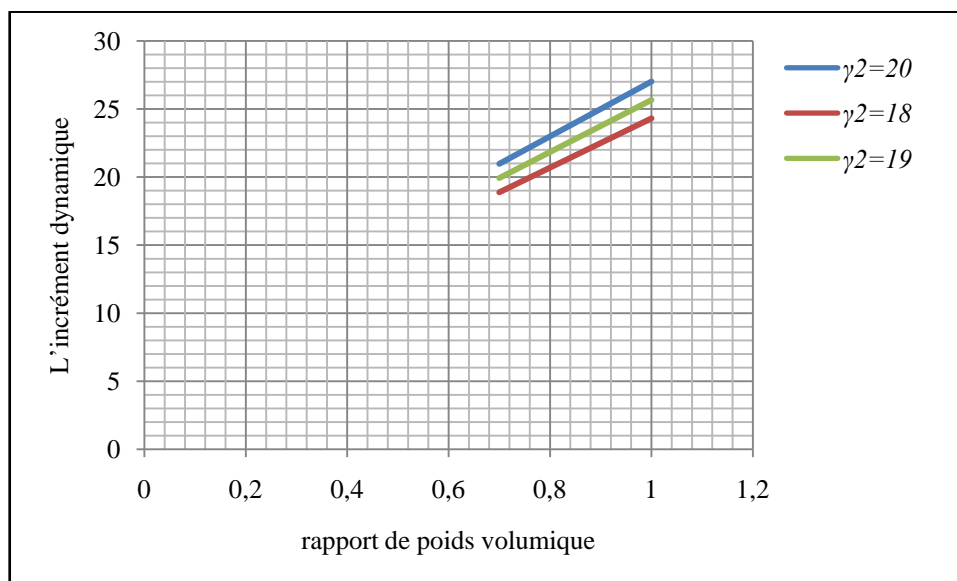


Fig.3.21 L'incrément dynamique en fonction de rapport de poids volumique.

**L'interprétation :**

L'incrément dynamique augmente quand le poids volumique augmente.

**3.2.4.2 L'incrément dynamique en fonction de coefficient d'accélération:**

A	0.15	0.25	0.30	0.40
$\Delta P$	15.318	28.6951	36.5110	56.8410

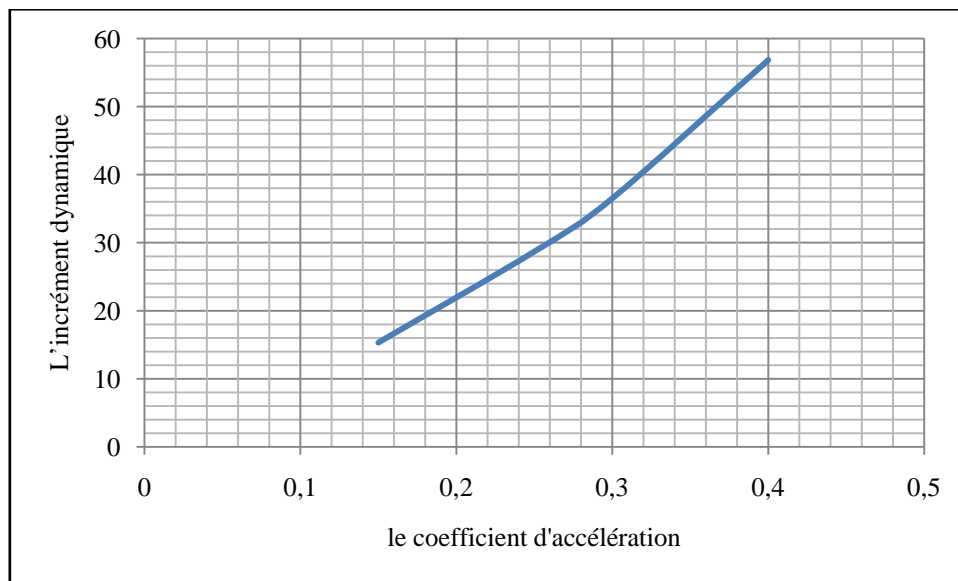


Fig.3.22 l'incrément dynamique en fonction du coefficient d'accélération.

**L'interprétation :**

L'incrément dynamique augment quand le coefficient d'accélération augmente.

**3.2.4.3 Les coefficients de sécurité en fonction de L'incrément dynamique :**

$\Delta P$	15.318	28.6951	36.5110	56.8410
$KR$	1.5865	1.3189	1.2002	0.9666
$KG$	1.9981	1.5873	1.4171	1.1078

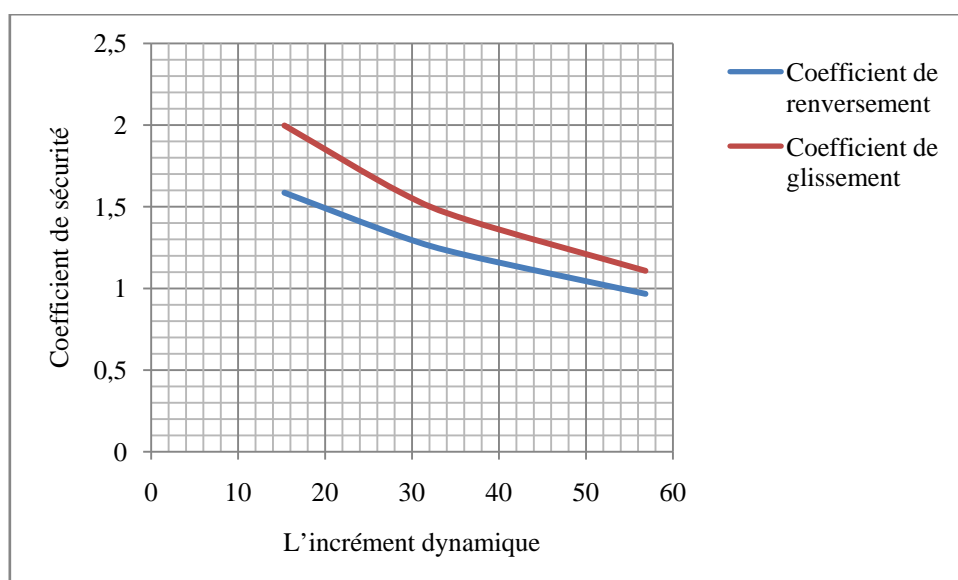


Fig.3.23 Les coefficient de sécurité en fonction de l'incrément dynamique.

**L'interprétation :**

Les coefficients de sécurité diminuent avec l'augmentation de l'incrément dynamique.

# **CHAPITRE IV**

## **CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS**



## 4.1 Conclusion :

Ce présent travail consiste à élaborer un programme de calcul sur Excel qui permet de dimensionner et de vérifier les murs de soutènement sous charges statiques et sismiques. Le programme prend en compte un remblai monocouche et bicouche avec présence d'une nappe phréatique. La 1<sup>ère</sup> étape était la mise en œuvre du programme, la 2<sup>ème</sup> étape concernait sa validation et la 3<sup>ème</sup> étape son expérimentation.

A partir de cette dernière étape les divers paramètres qui influent sur les coefficients de sécurités (glissement, renversement) été simulés, les conclusions sont les suivantes :

### 4.1.1 Chargement statique :

#### 4.1.1.1 Chargement statique monocouche :

- Quand on augmente l'angle de frottement  $\varphi$  les coefficients sécurités augmentent ;
- Les coefficients de sécurité varient très peu, ils sont presque constants, en fonction de poids volumique ;
- Les deux coefficients de sécurité diminuent quand la hauteur du remblai est augmente ;
- Quand L'angle d'inclinaisons du talusaugment ( $10^\circ \rightarrow 30^\circ$ ) les coefficients de sécurité de renversement et glissement est diminué ;
- L'augmentation de la surcharge  $Q$ , produit une diminution des coefficients de sécurité renversement et glissement ;
- On remarque l'influence de la hauteur de la nappe sur les coefficients de sécurité, quelle que soit la hauteur de la nappe aquifère les coefficients de sécurité diminuent.

#### 4.1.1.2 Chargement statique bicouche :

- Pour les remblais bicouche quand l'angle de frottement de la couche 1 ( $\varphi_1$ ) augmentes les coefficients de sécurité augmentent;
- Les deux coefficients de sécurité diminuent quand les poids volumique des couches est augmente.

### 4.1.2 Chargement dynamique monocouche et bicouche :

- L'incrément dynamique diminue avec l'augmentation de l'angle de frottement.

- Les coefficients de sécurité diminuent avec l'augmentation de l'incrément dynamique
- L'incrément dynamique augmente quand le poids volumique augmente et l'augmentation de la hauteur de remblai ;
- On remarque que l'angle de frottement augmente en observant l'incrément dynamique et plus important pour une perméabilité faible et forte ;
- L'incrément dynamique augmente avec la sismicité.

#### **4.2 Recommandations :**

A partir des conclusions ci-dessus on peut émettre les recommandations suivantes :

- On utilise les sols avec un paramètre de l'angle de frottement grand et poids volumique petit.
- On évite le cas des sols saturés il faut produire des barbacanes.
- Les murs de soutènement en zone sismique doivent être vérifiés et calculés avec le séisme.

#### **4.3 Perspective :**

Il serait intéressant d'étendre cette recherche en considérant des murs plus hauts et donc prendre en compte un calcul dynamique.

# **ANNEXE**

## **PRÉSENTATION DES PROGRAMMES**

### 3.1 Programme de vérification cas statique :

#### 3.1.2 Programme une couche avec nappe aquifère :

##### 3.1.2.1 Structure de programme :

##### A. Blocue des données :

les données de calcul			
Hauteur de voile	(m)	$H_c$	4.50
Hauteur de remblai	(m)	$H_t$	4.00
Largeur de base	(m)	$B$	2.50
Epaisseur de la semelle	(m)	$E_3$	0.50
Epaisseur de la tete de voile	(m)	$E_1$	0.30
Epaisseur de la base de voile	(m)	$E_2$	0.30
Angle de frottement interne remblai	(°)	$\varphi$	30.00
Angle de d'inclinaison de talus	(°)	$i$	0.00
Angle de frottement sol- mur	(°)	$\delta$	20.00
cohésant de remblai		$C$	0.00
cohésant de sol sous la semelle		$C'$	0.00
poinds volumique de remblai	(KN/m <sup>3</sup> )	$\gamma_{remblai}$	17.00
poinds de remblai saturée	(KN/m <sup>3</sup> )	$\gamma_{sat remblai}$	20.00
poinds de sol sous semelle	(KN/m <sup>3</sup> )	$\gamma_{sol}$	18.00
Densité d'eau	(KN/m <sup>3</sup> )	$\gamma_w$	10.00
poinds volumique de béton	(KN/m <sup>3</sup> )	$\gamma_{Béton}$	25.00
Hateur de remblai (Butée)	(m)	$H$	0.00
Hauteur de la nappe aquifère	(m)	$H_w$	0.00
Surcharge d'exploitation	(KN/m <sup>2</sup> )	$Q$	0.00
largeur de béche	(m)	$E_4$	0.50
le coefficient de sécurité		$F$	3.00
Angle de d'inclinaison de voile avec le horizontal	(°)	$\lambda$	0.00
Angle de d'inclinaison de surcharge d'exploitation	(°)	$\alpha_0$	0.00
Angle de frottement sol-semelle	(°)	$\varphi'$	30.00
Le coefficient de perméabilité	(m/s)	$K$	0.00000

Fig.1 Les données de calcul (une couche avec nappe aquifère).

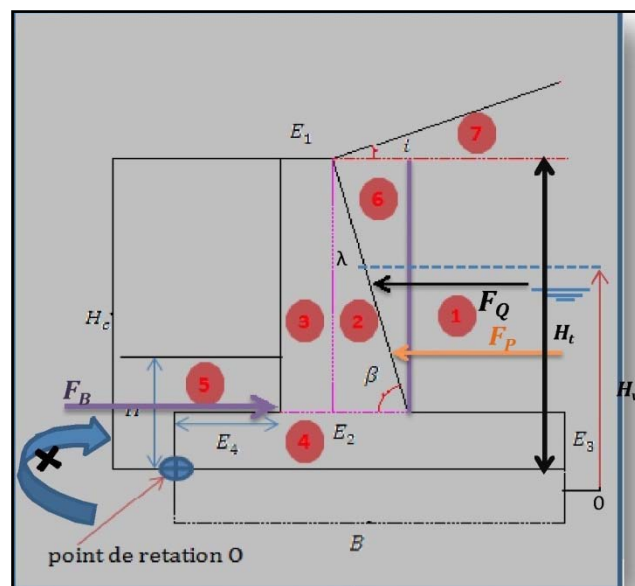


Fig.2 présentation de mur de soutènement en béton armé  
(une couche avec nappe aquifère).

**B. Bloc des données calculées :**

**B.1 Bloc des calculs des pressions :**

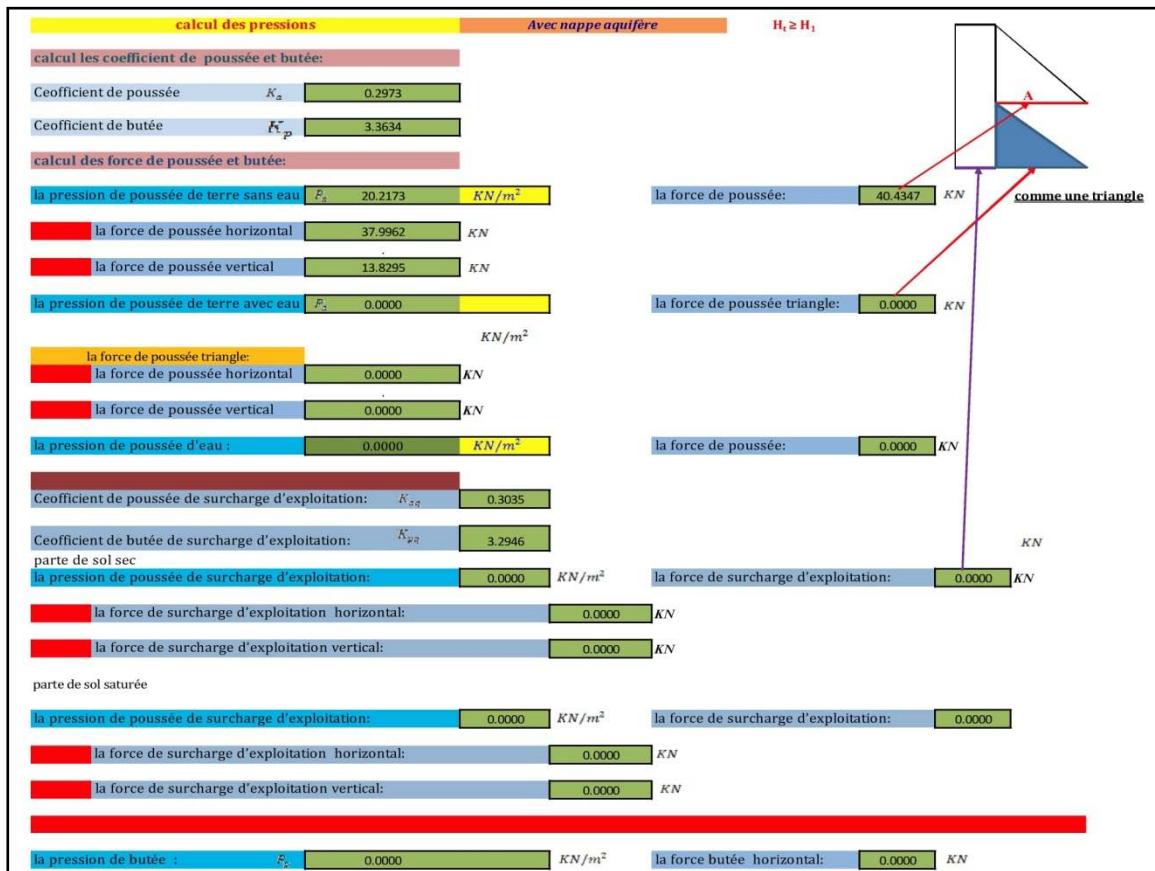


Fig.3 calcul des pressions (une couche avec nappe aquifère).

**B.2 Bloc des calculs des moments :**

**calcul les force de poids volumique:**

**DMARAGE**

séction	1	0.0000	KN
séction	2	0.0000	KN
séction	3	30.0000	KN
séction	4	31.2500	KN
séction	5	0.0000	KN
séction	6	101.1500	KN
séction	7	0.0000	KN
charge d'exploitation		0.0000	KN
Somme des force		162.4000	KN

force de terre amont	101.1500	KN
force de terre aval	0.0000	KN
mure en béton	61.2500	KN

**Tableaux de centre de gravité et les force et les moment :**

	centre de gravité /o (m)	les force (KN)	moment (KN*m)
séction	1	1.6500	0.0000
séction	2	0.8000	0.0000
séction	3	0.6500	30.0000
séction	4	1.2500	31.2500
séction	5	0.2500	0.0000
séction	6	1.6500	101.1500
séction	7	1.9333	0.0000
force de poussée horizontal	8	1.3333	37.9962
force de poussée vertical	9	0.8000	13.8295
force de poussée horizontal	12	0.0000	0.0000
force de poussée vertical	13	0.8000	0.0000
F charge d'exploit horiz sec	14	2.0000	0.0000
F charge d'exploit verti sec	15	0.8000	0.0000
la force de poussée eau hori	16	0.0000	0.0000
F charge d'exploit horiz sat		0.0000	0.0000
F charge d'exploit verti sat		0.0000	0.0000
force butée	17	0.0000	0.0000
charge d'exploitation		1.6500	0.0000

terre amont	/	101.1500	166.8975
terre aval	/	0.0000	0.0000
mure en béton	/	61.2500	58.5625
	/		

Fig.4 calcul des moments (une couche avec nappe aquifère).

**C. Blocue des vérifications des stabilités :**

**VÉRIFICATION DE LA STABILITÉ AU GLISSEMENT**

VALEUR	UNITÉ	VALEUR	UNITÉ		
1,35P <sub>1h</sub>	51.2948	KN	0,9G <sub>1</sub> tan $\phi$	31.8264	KN
1,5P <sub>2h</sub>	0.0000	KN	0,9G <sub>2</sub> tan $\phi$	52.5591	KN
			0,9G <sub>4</sub> tan $\phi$	0.0000	KN
			(0,9B <sub>1</sub> )	0.0000	KN
total	51.2948	KN	<?	84.3855	KN

*le glissement verifie*

**VÉRIFICATION DE LA STABILITÉ AU RENVERSEMENT**

VALEUR	UNUTÉ	VALEUR	UNUTÉ		
1,35 M <sub>p1</sub>	-53.4573	KN*m	0,9M <sub>G1</sub>	52.7063	KN*m
1,5M <sub>p2</sub>	0.0000	KN*m	0,9M <sub>G2</sub>	150.2078	KN*m
			0,9M <sub>G4</sub>	0.0000	KN*m
			(0,9M <sub>B</sub> )	0.0000	KN*m
total	53.4573	KN*m	<?	202.9140	KN*m

*le renversement verifie*

**VÉRIFICATION DES CONTRAINT SUR LE SOL EN ELU**

cas de charge	$\lambda_7$	$\lambda_0$	$\lambda_g$	$\lambda_q$
	P <sub>1h</sub>	P <sub>2h</sub>	G <sub>1</sub> ,G <sub>2</sub> et G <sub>4</sub>	G <sub>3</sub>
CAS 1	1.35	1.5000	1.3500	1.5
CAS 2	1.35	1.5000	1.0000	1.5
CAS 3	1.35	1.5000	1.3500	0
CAS 4	1.35	1.5000	1.0000	0
CAS 5	0	0.0000	1.3500	1.5

	UNITÉ	CAS1	CAS2	CAS3	CAS4	CAS5
$\lambda_7$		1.35	1.3500	1.3500	1.35	0
$\lambda_0$		1.5	1.5000	1.5000	1.5	0
$\lambda_g$		1.35	1.0000	1.3500	1	1.35
$\lambda_q$		1.5	1.5000	0.0000	0	1.5
G	KN	270.5348359	213.6948	270.5348	213.694836	219.24
M <sub>A</sub>	KN*m	235.9778855	157.0669	235.9779	157.066885	304.371
e <sub>0</sub>	m	-0.377735677	-0.5150	-0.3777	-0.51499447	0.138300493
contrainte meyerhof	KN/m	155.0761786	145.3695	155.0762	145.369543	98.60578265

**MAXI** 155.0762

Fig.5 Des vérifications des stabilités (une couche avec nappe aquifère).

3.2 Programme deux couches avec nappe aquifère cas statique:

3.2.1 Structure de programme :

A. Blocue des données :

les données de calcul				
			couche 1	couche 2
Longeur de voil	(m)	$H_c$	4.50	
Longeur totale de traine	(m)	$H_t$	4.0000	
Largeur de base	(m)	$B$	2.50	
Epaisseur de la semelle	(m)	$E_3$	0.50	
Epaisseur de la tete de voil	(m)	$E_1$	0.30	
Epaisseur de la base de voil	(m)	$E_2$	0.30	
Angle de frottement interne remblai	(°)	$\varphi$	30.00	# 30.00
Angle de d'inclisant de talus	(°)	$i$	0.00	
Angle de frottement sol- mur	(°)	$\delta$	20.00	# 20.00
cohésant de remblai		$C$	0.00	0.00
angle de frottement interne de sol sous la semelle	(°)	$\varphi$	0.00	
cohésant de sol sous la semelle		$C$	30.00	
Densité de remblai	(KN/m <sup>3</sup> )	$\gamma_{remblai}$	16.00	20.00
Densité de sol sous semelle	(KN/m <sup>3</sup> )	$\gamma_{sol}$	0.00	
Densité du béton	(KN/m <sup>3</sup> )	$\gamma_{Béton}$	25.00	
Hateur de remblai (Butée)	(m)	$H$	0.00	
Surcharge d'exploitation	(KN/m3)	$Q$	0.00	
largeur de béche	(m)	$E_4$	0.50	
le coefficient de sécurité		$F$	3.00	
Angle de d'inclisant de voil avec le horizontal	(°)	$\lambda$	0.00	
Angle de frottement sol-semelle	(°)	$\varphi'$	30.00	
la hateur de remblai (teraine 2)	(m)	$H_2$		2.0000
Angle de d'inclisant de surcharge d'exploitation	(°)	$\alpha_0$	0.00	
La position de nappe aquifère	(m)	$H_w$	2.0000	
Densité d'eau	(KN/m <sup>3</sup> )	$\gamma_w$	10.00	
Densité de remblai saturée	(KN/m <sup>3</sup> )	$\gamma_{sat remblai}$	19.00	22.00
le coefficient de perméabilité	(m/s)	$K$	10.0000	

Fig.6 Les données de calcul à deux couches.

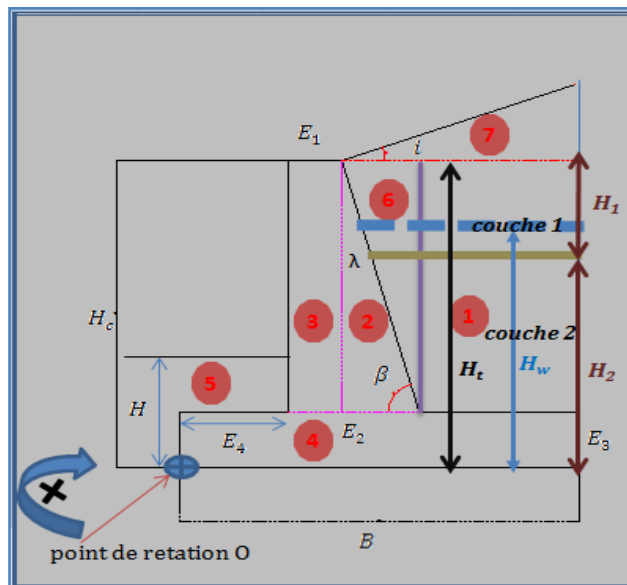


Fig.7 présentation de mur de soutènement en béton armé avec remblai à deux couches.



B. Blocue des données calculées :

B.1 Blocue des calculs des pressions :

calcul des pressions		avec nappe calcul de pression et moment (couche 1)	
<b>calcul les coefficient de poussée et butée de (couche 1):</b>			
Coefficient de poussée	$K_a$	0.2973	
Coefficient de butée	$K_p$	3.3634	
<b>calcul des force de poussée et butée (couche 1):</b>			
la pression de poussée de terre sans eau :	$E_s$	9.5140 $KN/m^2$	la force de poussée: 9.5140 $KN$
la force de poussée horizontal		8.9403 $KN$	
la force de poussée vertical		3.2540 $KN$	
la pression de poussée de terre avec eau :	$E_s$	0.0000 $KN/m^2$	la force de poussée triangle: 0.0000 $KN$
la force de poussée triangle:			
la force de poussée horizontal		0.0000 $KN$	
la force de poussée vertical		0.0000 $KN$	
0.7533	0.02021		
Coefficient de poussée de surcharge d'exploitation	$K_{s,z}$	0.3035	
Coefficient de butée de surcharge d'exploitation	$K_{p,z}$	3.2946	
sans nappe			
la pression de poussée de surcharge d'exploitation:		0.0000 $KN/m^2$	la force de surcharge d'exploitation: 0.0000 $KN$
la force de surcharge d'exploitation horizontal:		0.0000 $KN$	
la force de surcharge d'exploitation vertical:		0.0000 $KN$	
la pression de poussée de surcharge d'exploitation dans la couche 01 avec eau :			
avec nappe dans 1 <sup>er</sup> couche :			
la pression de poussée de surcharge d'exploitation:		9.7129 $KN/m^2$	la force de surcharge d'exploitation: 0.0000 $KN$
la force de surcharge d'exploitation horizontal:		0.0000 $KN$	
la force de surcharge d'exploitation vertical:		0.0000 $KN$	
la pression d'eau :		0.0000	la force d'eau: 0.0000 $KN$

Fig.8 calcul des pressions à deux couches.

		(couche 2)	
<b>calcul les coefficient de poussée et butée de (couche 2):</b>			
Coefficient de poussée	$K_a$	0.2973	
Coefficient de butée	$K_p$	3.3634	
<b>calcul des force de poussée et butée (couche 2):</b>			
la pression de poussée de terre sans eau :	$E_s$	0.0000 $KN/m^2$	la force de poussée: 0.0000 $KN$
la force de poussée horizontal		0.0000 $KN$	
la force de poussée vertical		0.0000 $KN$	
la pression de poussée de terre avec eau :	$E_s$	7.1355 $KN/m^2$	la force de poussée triangle: 7.1355 $KN$
la force de poussée triangle:			
la force de poussée horizontal		6.7052 $KN$	
la force de poussée vertical		2.4405 $KN$	
0.7533	0.02021		
Coefficient de poussée de surcharge d'exploitation	$K_{s,z}$	0.3035	
Coefficient de butée de surcharge d'exploitation	$K_{p,z}$	3.2946	
sans nappe			
la pression de poussée de surcharge d'exploitation:		9.7129 $KN/m^2$	la force de surcharge d'exploitation: 19.4258 $KN$
la force de surcharge d'exploitation horizontal:		18.2543 $KN$	
la force de surcharge d'exploitation vertical:		6.6440 $KN$	
avec nappe :			
la pression de poussée de surcharge d'exploitation:		9.7129 $KN/m^2$	la force de surcharge d'exploitation: 0.0000 $KN$
la force de surcharge d'exploitation horizontal:		0.0000 $KN$	
la force de surcharge d'exploitation vertical:		0.0000 $KN$	
la pression d'eau :		20.0000	la force d'eau: 20.0000 $KN$
la pression de butée :	$E_p$	0.0000 $KN/m^2$	la force butée horizontal: 0.0000 $KN$

Fig.9 calcul des pressions à deux couches.



B.2 Bloque des calculs des moments :

**calcul les force de poids volumique:**

1	séction 1	30.6000	KN	force de terre amont	85.0000	KN	
	séction 2	0.0000	KN		force de terre aval	0.0000	KN
	séction 3	30.0000	KN		mure en béton	61.2500	KN
	séction 4	31.2500	KN				
	séction 5	0.0000	KN				
6	séction 6	54.4000	KN				
	séction 7	0.0000	KN				
	charge d'exploitation	0.0000	KN				
	Somme des force	146.2500	KN				

**Tableaux de centre de gravité et les force et les moment :**

séction	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	12'	13'	14	15	14'	15'	16	17	
centre de gravité /o (m)	1.6500	0.8000	0.6500	1.2500	0.2500	1.6500	1.9333	2.6667	0.8000	0.0000	0.8000	3.0000	0.8000	2.0000	0.8000	1.0000	0.8000	0.0000	0.8000	0.0000	0.6667	1.6500
les force (KN)	30.6000	0.0000	30.0000	31.2500	0.0000	54.4000	0.0000	8.9403	3.2540	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	18.2543	6.6440	0.0000	0.0000	20.0000	0.0000	
moment (KN*m)	50.4900	0.0000	19.5000	39.0625	0.0000	89.7600	0.0000	-23.8407	2.6032	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	-18.2543	5.3152	0.0000	0.0000	-13.3333	0.0000	0.0000	

terre amont	/	85.0000	140.2500
terre aval	/	0.0000	0.0000
mure en béton	/	61.2500	58.5625

Fig.10 Calcul des moments à deux couches.

C. Bloque des vérifications des stabilités :

**VÉRIFICATION DE LA STABILITÉ AU GLISSEMENT**

VALEUR	UNITÉ	VALEUR	UNITÉ
1,35P <sub>1h</sub>	21.12140301	0,9G <sub>1tan0</sub>	31.8264
1,5P <sub>2h</sub>	27.38147754	0,9G <sub>2tan0</sub>	44.1673
		0,9G <sub>3tan0</sub>	0.0000
		(-0,9B <sub>1</sub> )	0.0000
total	48.50288054	<?	75.9937

*le glissement verifie*

**VÉRIFICATION DE LA STABILITÉ AU RENVERSEMENT**

VALEUR	UNITÉ	VALEUR	UNITÉ
1,35M <sub>p1</sub>	-50.06963203	0,9M <sub>G1</sub>	52.7063
1,5M <sub>p2</sub>	-19.4086433	0,9M <sub>G2</sub>	126.2250
		0,9M <sub>G4</sub>	0.0000
		(-0,9M <sub>B</sub> )	0.0000
total	69.47827533	<?	178.9313

*le renversement verifie*

**VÉRIFICATION DES CONTRAINT SUR LE SOL EN ELU**

cas de charge	$\lambda_y$	$\lambda_x$	$\lambda_z$	$\lambda_q$
	P <sub>1h</sub>	P <sub>2h</sub>	G <sub>1,G2 et G<sub>4</sub></sub>	G <sub>3</sub>
CAS 1	1.35	1.5000	1.3500	1.5
CAS 2	1.35	1.5000	1.0000	1.5
CAS 3	1.35	1.5000	1.3500	0
CAS 4	1.35	1.5000	1.0000	0
CAS 5	0	0.0000	1.3500	1.5

	UNITÉ	CAS1	CAS2	CAS3	CAS4	CAS5
$\lambda_y$		1.35	1.3500	1.3500	1.35	0
$\lambda_x$		1.5	1.5000	1.5000	1.5	0
$\lambda_z$		1.35	1.0000	1.3500	1	1.35
$\lambda_q$		1.5	1.5000	0.0000	0	1.5
G	KN	272.9403805	221.7529	272.9404	221.752881	197.4375
M	KN*m	184.7957158	115.2113	184.7957	115.211341	268.396875
e <sub>0</sub>	m	-0.572944756	-0.7305	-0.5729	-0.73045166	0.109401709
contrainte meyerhof	KN/m <sup>2</sup>	201.5643355	213.4093	201.5643	213.409286	86.5499719

**MAXI 213.409286**

Fig.11 Des vérifications des stabilités à deux couches.

3.3 Programme de vérification cas dynamique

3.3.1 Programme une couche avec nappe aquifère :

3.3.1.1 Structure de programme :

A. Blocue des données :

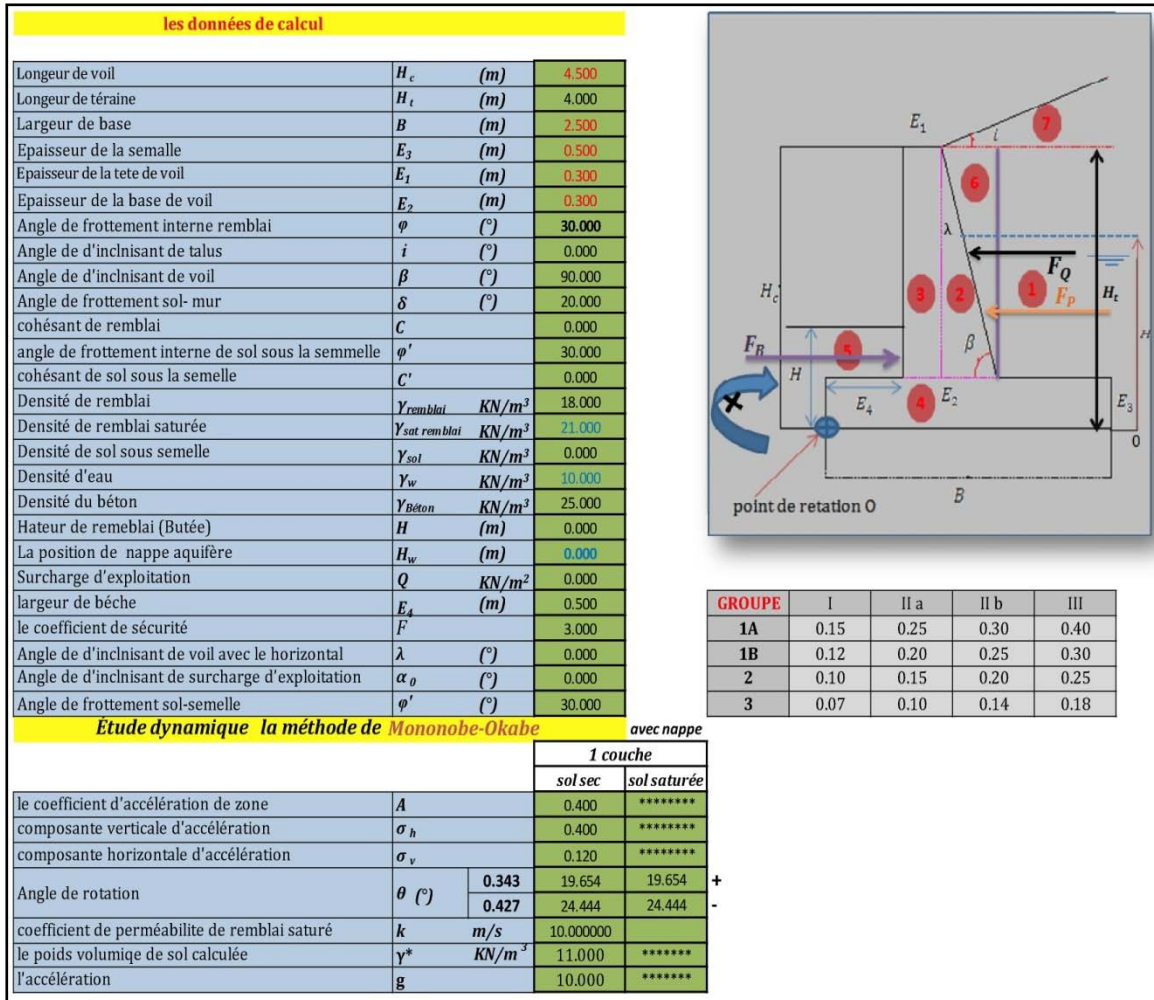


Fig.12 Les données de calcul (une couche avec nappe aquifère cas dynamique).

B. Bloc des données calculées :

B.1 Bloc des calculs des pressions :

B.1.1 Bloc des calcul des pressions cas statique :

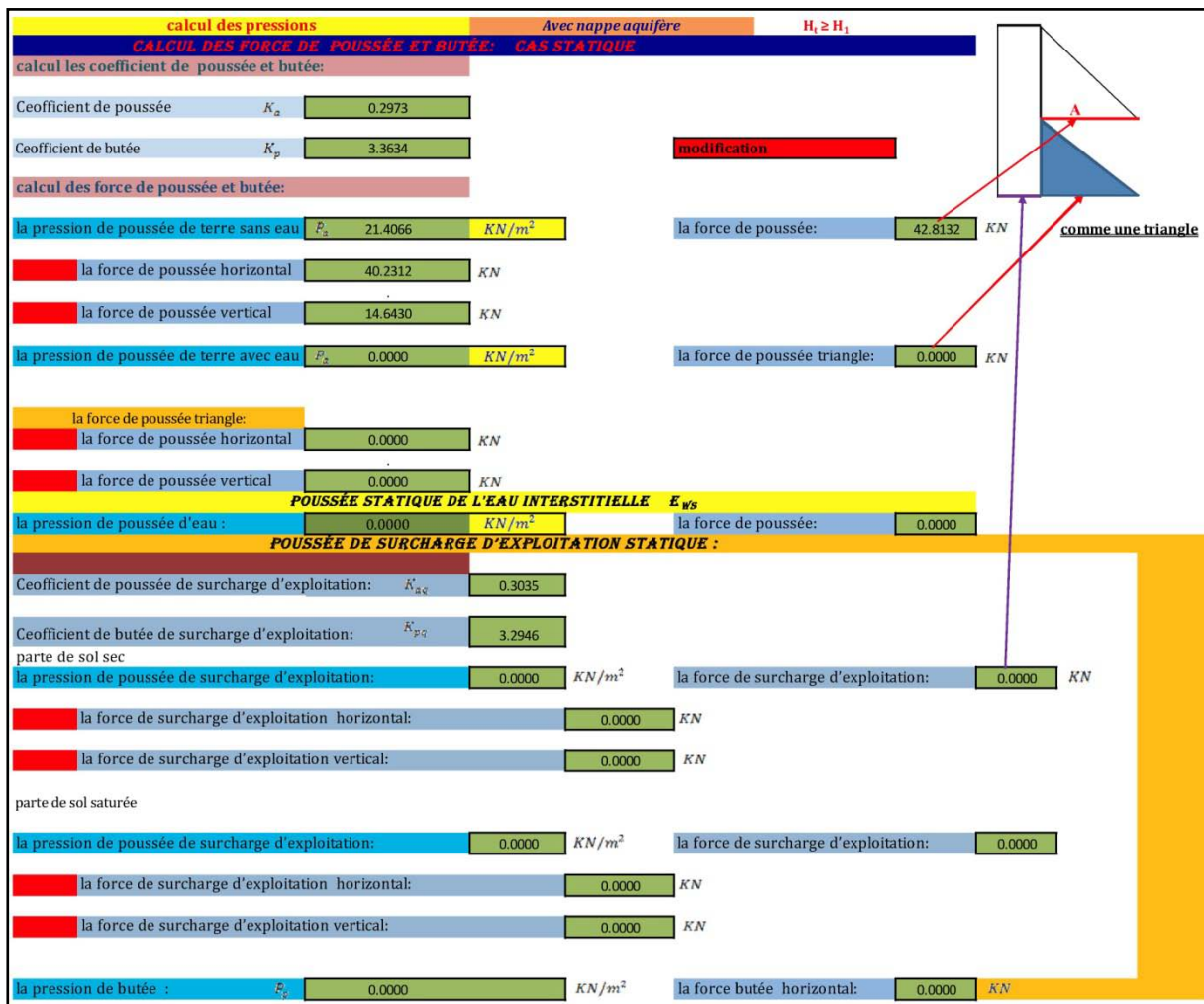


Fig.13 Calcul des pressions une couches.

## B .1.2 Bloc des calculs des pressions cas dynamique :

<b>CALCUL DES FORCE DE POUSSÉE ET BUTÉE: CAS DYNAMIQUE</b>						
<b>DIMARAGE dynamique</b>						
<b>pour le sol sec</b>						
0.9837	1.0000	0.77	0.9417	0.7660	0.1796	1 +
0.9953	1.0000	0.714	0.9104	0.7660	0.0968	1 -
Coefficient de poussée dynamique : +		0.6594				
Coefficient de poussée dynamique : -		0.8717				
la force de poussée dynamique : +		106.3478 KN				
la force de poussée dynamique : -		110.4614 KN				
<b>pour le sol saturée</b>						
0.9837	1.0000	0.77	0.9417	0.7660	0.1796	1 +
0.9953	1.0000	0.714	0.9104	0.7660	0.0968	1 -
Coefficient de poussée dynamique : +		0.6594				
Coefficient de poussée dynamique : -		0.8717				
la force de poussée dynamique : +		0.0000 KN				
la force de poussée dynamique : -		0.0000 KN				
<b>SURCHARGE D'EXPLOITATION DYNAMIQUE :</b>						
Coefficient de poussée de surcharge d'exploitation: +		<i>max</i> 0.6594				
Coefficient de poussée de surcharge d'exploitation: -		0.8717				
la force de surcharge d'exploitation : +		0.0000 KN				
la force de surcharge d'exploitation: -		0.0000 KN				
<b>POUSSÉE HYDRODYNAMIQUE DE L'EAU INTERSTITIEL <math>E_{wd}</math></b>						
la poussée hydrodynamique de l'eau interstitielle : $E_{wd}$		0.0000 KN				
<b>LA FORCE DE POUSSÉE TOTALE (STATIQUE+DYNAMIQUE)</b>						
cas +		106.3478				
cas -		110.4614				
<b>L'INCRÉMENT DYNAMIQUE</b>						
l'incrément dynamique +		63.5346				
l'incrément dynamique -		67.6482				
l'incrément dynamique horizontal		63.5685				
l'incrément dynamique vertical		23.1371				
		l'incrément dynamique		<i>max</i> 67.6482		

Fig.14 Calcul des pressions à deux couches.



B.1.3 Bloque des calculs des moments :

calcul les force de poids volumique:				
séction	1	0.0000	KN	
séction	2	0.0000	KN	
séction	3	30.0000	KN	
séction	4	31.2500	KN	
séction	5	0.0000	KN	
séction	6	107.1000	KN	
séction	7	0.0000	KN	
charge d'exploitation		0.0000	KN	
Somme des force		168.3500	KN	

force de terre amont	107.1000	KN
force de terre aval	0.0000	KN
mure en béton	61.2500	KN

Tableaux de centre de gravité et les force et les moment :			
	centre de gravité /o (m)	les force (KN)	moment (KN*m)
séction	1	1.6500	0.0000
séction	2	0.8000	0.0000
séction	3	0.6500	30.0000
séction	4	1.2500	31.2500
séction	5	0.2500	0.0000
séction	6	1.6500	107.1000
séction	7	1.9333	0.0000
force de poussée horizontale	8	1.3333	40.2312
force de poussée verticale	9	0.8000	14.6430
force de poussée horizontale	12	0.0000	0.0000
force de poussée verticale	13	0.8000	0.0000
l'incriment dynamique horizontal		2.4000	63.5685
l'incriment dynamique vertical		0.8000	23.1371
F charge d'exploitation horiz	14	2.0000	0.0000
F charge d'exploitation verti	15	0.8000	0.0000
la force de poussée horiz	16	0.0000	0.0000
force butée	17	0.0000	0.0000
charge d'exploitation		1.6500	0.0000

terre amont	/	107.1000	176.7150
terre aval	/	0.0000	0.0000
mure en béton	/	61.2500	58.5625
	/		

Fig.15 Calcul des moments une couche couche (cas dynamique).

C. Bloque des vérifications des stabilités :

VÉRIFICATION DE LA STABILITÉ AU GLISSEMENT				
Q+G+E				
	VALEUR	UNITÉ	VALEUR	UNITÉ
P <sub>1h</sub>	40.2312	KN	31.8264	KN
P <sub>2h</sub>	0.0000	KN	55.6508	KN
P <sub>a</sub>	63.5685		0.0000	KN
			(0,9B <sub>1</sub> )	0.0000
total	103.7998	KN	87.4772	KN

**0.843**  
le glissement non vrifie

VÉRIFICATION DE LA STABILITÉ AU RENVERSEMENT				
Q+G+E				
	VALEUR	UNITÉ	VALEUR	UNITÉ
M <sub>p1</sub>	-41.9273	KN*m	52.7063	KN*m
M <sub>p2</sub>	0.0000	KN*m	159.0435	KN*m
M <sub>pa</sub>	-152.5645		0.0000	KN*m
			(0,9M <sub>B</sub> )	0.0000
total	194.4918	KN*m	211.7498	KN*m

**1.089**  
le renversement non verifie

VÉRIFICATION DES CONTRAINT SUR LE SOL EN ELU				
cas de charge	λ <sub>1</sub>	λ <sub>0</sub>	λ <sub>2</sub>	λ <sub>3</sub>
	P <sub>1h</sub>	P <sub>2h</sub>	G <sub>1</sub> , G <sub>2</sub> et G <sub>4</sub>	G <sub>3</sub>
CAS 1	1.35	1.5000	1.3500	1.5
CAS 2	1.35	1.5000	1.0000	1.5
CAS 3	1.35	1.5000	1.3500	0
CAS 4	1.35	1.5000	1.0000	0
CAS 5	0	0.0000	1.3500	1.5

	UNITÉ	CAS1	CAS2	CAS3	CAS4	CAS5
λ <sub>1</sub>		1.35	1.3500	1.3500	1.35	0
λ <sub>0</sub>		1.5	1.5000	1.5000	1.5	0
λ <sub>2</sub>		1.35	1.0000	1.3500	1	1.35
λ <sub>3</sub>		1.5	1.5000	0.0000	0	1.5
G	KN	281.5846792	222.6622	281.5847	222.662179	227.2725
M <sub>JA</sub>	KN*m	245.2083861	162.8613	245.2084	162.861261	317.624625
e <sub>0</sub>	m	-0.379184205	-0.5186	-0.3792	-0.51857241	0.147549748
contrainte meyerhof	KN/m	161.6786701	152.2107	161.6787	152.210678	103.0760796

**MAXI**  
161.6787

Fig.16 Calcul du coefficient de sécurité.

3.4 Programme de vérification cas dynamique :

3.4.1 Programme une couche avec nappe aquifère :

3.4.1.1 Structure de programme :

A. Bloc des données :

les données de calcul			
		couche 1	couche 2
Longeur de voile	(m) $H_c$	4.50	
Longeur totale de traine	(m) $H_t$	4.0000	
la hateur de remblai (teraine 1)	(m) $H_1$	2.0000	
Largeur de base	(m) $B$	2.50	
Epaisseur de la semelle	(m) $E_3$	0.50	
Epaisseur de la tete de voile	(m) $E_4$	0.30	
Epaisseur de la base de voile	(m) $E_2$	0.30	
Angle de frottement interne remblai	(°) $\varphi$	30.00	# 30.00
Angle de d'inclisnant de talus	(°) $i$	0.00	
Angle de frottement sol- mur	(°) $\delta$	20.00	# 20.00
cohésant de remblai	$C$	0.00	0.00
angle de frottement interne de sol sous la semelle	(°) $\varphi$	30.00	
cohésant de sol sous la semelle	$C$	0.00	
Densité de remblai	KN/m <sup>3</sup> $\gamma_{remblai}$	16.00	19.50
Densité de sol sous semelle	KN/m <sup>3</sup> $\gamma_{sol}$	0.00	
Densité du béton	KN/m <sup>3</sup> $\gamma_{Beton}$	25.00	
Hateur de remblai (Butée)	(m) $H$	0.00	
Surcharge d'exploitation	KN/m <sup>2</sup> $Q$	10.00	
largeur de béche	(m) $H_4$	0.50	
le coefficient de sécurité	$F$	3.00	
Angle de d'inclisnant de voile avec le horizontal	(°) $\lambda$	0.00	
Angle de frottement sol-semelle	(°) $\varphi$	30.00	
la hateur de remblai (teraine 2)	(m) $H_2$		2.0000
Angle de d'inclisnant de surcharge d'exploitation	(°) $\alpha_0$	0.00	
Étude dynamique la méthode de Mononobe-Okabe			
le coefficient d'accélération de zone	$A$	0.200	
composante verticale d'accélération	$\sigma_h$	0.200	
composante horizontale d'accélération	$\sigma_v$	0.060	
Angle de rotation	$\theta$ (°)	10.685 +	12.011 -

GROUPE	ZONE			
	I	II a	II b	III
1A	0.15	0.25	0.30	0.40
1B	0.12	0.20	0.25	0.30
2	0.10	0.15	0.20	0.25
3	0.07	0.10	0.14	0.18

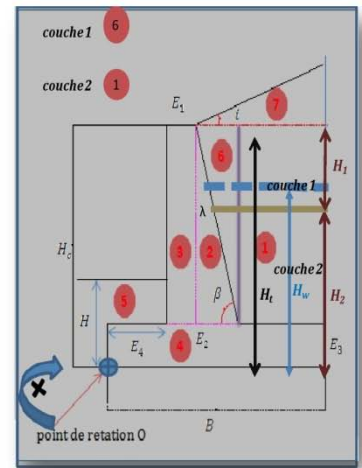


Fig.17 Les données de calcul (deux couche cas dynamique).

B. Bloc des données calculées :

B.1 Bloc des calculs des pressions :

B.1.1 Bloc des calculs des pressions cas statique :

➤ 1<sup>er</sup> couche :

calcul des pressions		avec nappe calcul de pression et moment		$H_2 > E_3$	
		(couche 1)			
calcul les coefficient de poussée et butée de (couche 1):					
Coefficient de poussée	$K_a$	0.2973			
Coefficient de butée	$K_p$	3.3634			
calcul des force de poussée et butée (couche 1):					
la pression de poussée de terre sans eau :	$P_s$	9.5140	$KN/m^2$	la force de poussée:	9.5140 $KN$
la force de poussée horizontal		8.9403	$KN$		
la force de poussée vertical		3.2540	$KN$		
0.7533	0.2021				
Coefficient de poussée de surcharge d'exploitation	$K_{a2}$	0.3035			
Coefficient de butée de surcharge d'exploitation	$K_{p2}$	3.2946			
la pression de poussée de surcharge d'exploitation:		3.0353		la force de surcharge d'exploitation:	6.0706
la force de surcharge d'exploitation horizontal:		5.7045	$KN$		
la force de surcharge d'exploitation vertical:		2.0763	$KN$		

Fig.18 calcul des pressions 1<sup>er</sup> couche cas statique.➤ 2<sup>eme</sup> couche :

		(couche 2)			
calcul les coefficient de poussée et butée de (couche 2):					
Coefficient de poussée	$K_a$	0.2973			
Coefficient de butée	$K_p$	3.3634			
calcul des force de poussée et butée (couche 2):					
la pression de poussée de terre sans eau :	$P_s$	11.5952	$KN/m^2$	la force de poussée:	11.5952 $KN$
la force de poussée horizontal		10.8960	$KN$		
la force de poussée vertical		3.9658	$KN$		
0.7533	0.2021				
Coefficient de poussée de surcharge d'exploitation		0.3035			
Coefficient de butée de surcharge d'exploitation		3.2946			
la pression de poussée de surcharge d'exploitation:		12.7482		la force de surcharge d'exploitation:	25.4964 $KN$
la force de surcharge d'exploitation horizontal:		23.9588	$KN$		
la force de surcharge d'exploitation vertical:		8.7203	$KN$		

Fig.19 calcul des pressions 2<sup>eme</sup> couche cas statique

B.1.2 Bloc des calculs des pressions cas dynamique :

➤ 1<sup>er</sup> couche :

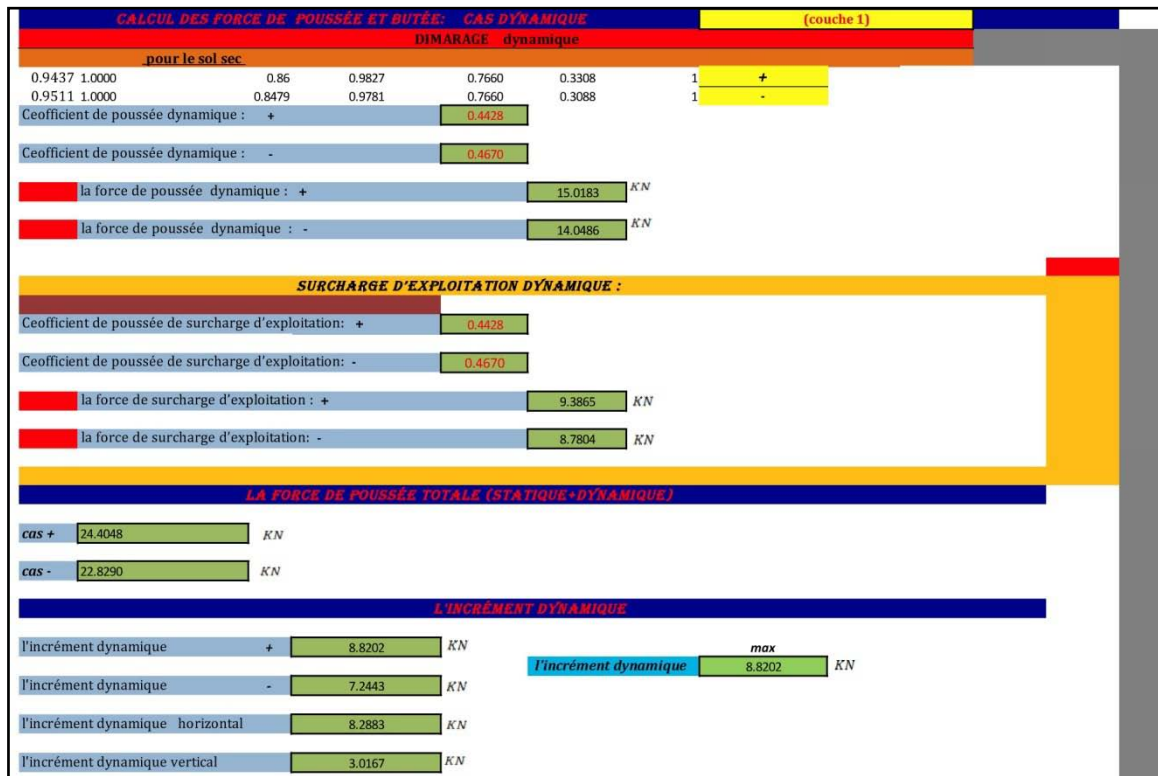


Fig.20 calcul des pressions à 1<sup>er</sup> couche cas dynamique.

➤ 2<sup>er</sup> couche :

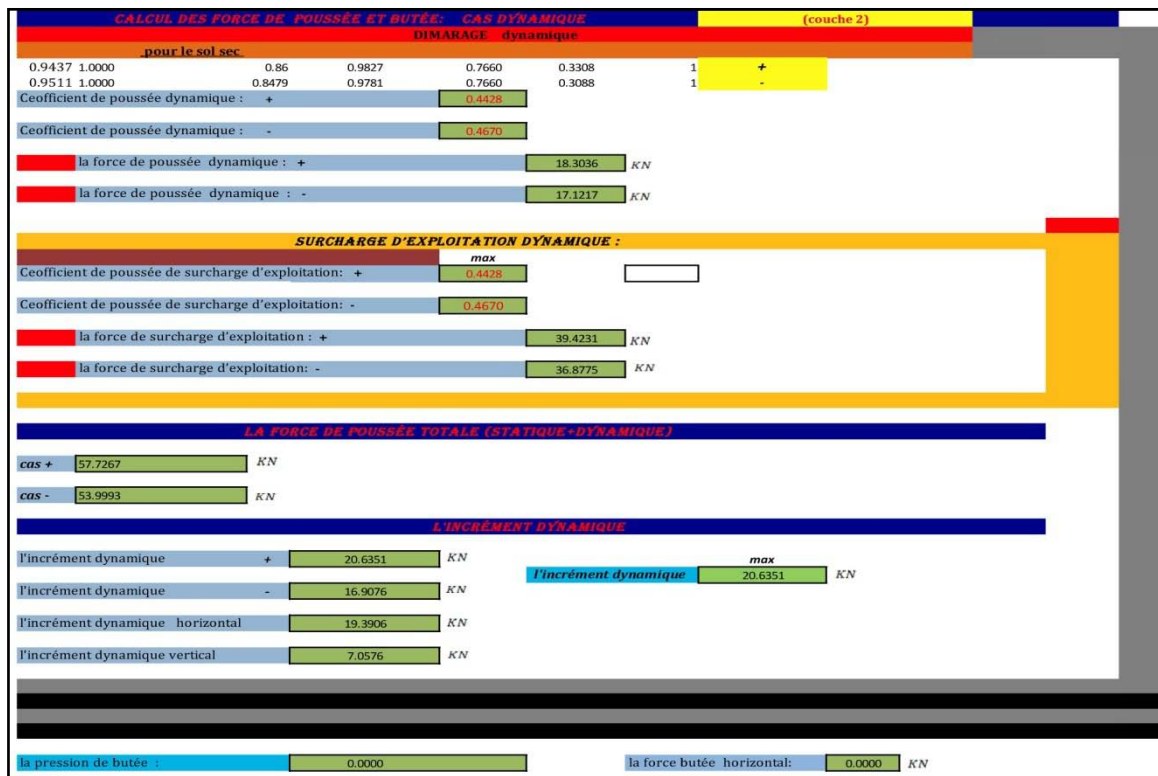


Fig.21 calcul des pressions à 1<sup>er</sup> couche cas dynamique.



## B.2 Blocue des calculs des moments :

calcul les force de poids volumique:

séction 1	54.4000	KN
séction 2	0.0000	KN
séction 3	30.0000	KN
séction 4	31.2500	KN
séction 5	0.0000	KN
séction 6	66.3000	KN
séction 7	0.0000	KN
section 8	0.0000	KN
charge d'exploitation	17.0000	KN
Somme des force	198.9500	KN

force de terre amont	120.7000	KN
force de terre aval	0.0000	KN
mure en béton	61.2500	KN

Tableaux de centre de gravité et les force et les moment :

	centre de gravité /o (m)	les force (KN)	moment (KN*m)
séction 1	1.6500	54.4000	89.7600
séction 2	0.8000	0.0000	0.0000
séction 3	0.6500	30.0000	19.5000
séction 4	1.2500	31.2500	39.0625
séction 5	0.2500	0.0000	0.0000
séction 6	0.8000	66.3000	53.0400
séction 7	1.9333	0.0000	0.0000
section 8	0.0000	0.0000	0.0000
force poussée hor couche 1	3.1667	8.9403	-28.3109
force poussée ver couche 1	0.8000	3.2540	2.6032
force de l'incrément dyna hor c1	3.7000	8.2883	-30.6665
force de l'incrément dyna ver c1	0.8000	3.0167	2.4133
force poussée hor couche 2	1.1667	10.8960	-12.7120
force poussée ver couche 2	0.8000	3.9658	3.1726
force de l'incrément dyna hor c2	1.7000	19.3906	-32.9641
force de l'incrément dyna ver c2	0.8000	7.0576	5.6461
F exploitation horiz couche 1	3.5000	5.7045	-19.9657
F exploitation verti couche 1	0.8000	2.0763	1.6610
F exploitation horiz couche 2	1.5000	23.9588	-35.9382
F exploitation verti couche 2	0.8000	8.7203	-6.9762
force butée	0.0000	0.0000	0.0000
charge d'exploitation	1.6500	17.0000	28.0500

terre amont	/	120.7000	142.8000
terre aval	/	0.0000	0.0000
mure en béton	/	61.2500	58.5625
	/		

Fig.22 calcul des moments deux couches (cas dynamique).

## B.3 Blocue des vérifications des stabilités :

VÉRIFICATION DE LA STABILITÉ AU GLISSEMENT

Q+G+E

	VALEUR	UNITÉ		VALEUR	UNITÉ
P <sub>1th</sub>	19.8362	KN	0,9G <sub>1</sub> tan $\phi$	31.8264	KN
P <sub>2th</sub>	29.6633	KN	0,9G <sub>2</sub> tan $\phi$	62.7176	KN
Pa	27.6789		0,9G <sub>3</sub> tan $\phi$	0.0000	KN
			(-0,9B <sub>3</sub> )	0.0000	KN
total	77.1784	KN	<?	94.5440	KN

0.8G+E

VÉRIFICATION DE LA STABILITÉ AU RENVERSEMENT

	VALEUR	UNITÉ		VALEUR	UNITÉ
1,35M <sub>p1</sub>	-47.58343726	KN*m	0,9M <sub>G1</sub>	52.7063	KN*m
1,5M <sub>p2</sub>	-91.82860919	KN*m	0,9M <sub>G2</sub>	128.5200	KN*m
M <sub>pa</sub>	-55.5712		0,9M <sub>G3</sub>	0.0000	KN*m
			(-0,9M <sub>3</sub> )	0.0000	KN*m
total	194.9832069	KN*m	<?	181.2263	KN*m

1.225  
le glissement non vrifie

0.9294  
le renversement non verifie

Fig.23 Calcul du coefficient de sécurité (cas dynamique).

# **RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES**

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [1] **Eurocode 7** «calcul géotechnique» Editée et diffusée par l'Association française de Normalisation (AFNOR) 1996.
- [2] **Henri Duthu, Daniel Montharry et Michel Platzer** «la technique du bâtiment tous corps d'état» Edition le moniteur 2004.
- [3] **M. CAVÉ, M. LEVEILLARD, M. SANDROLINI, M. JALIL, M. PERCHAT et JEAN PERCHAT** «Règles BAEL 91 modifiées 99»  
Édition 2005.
- [4] **François SCHLOSSER** «Techniques de l'Ingénieur **C244**» Murs de soutènement.
- [5] **C. Plumelle** «B6/chapitre 14 (version du 17/12/02)» Cnam – Paris – *Géotechnique*.
- [6] **Ali BUAFIA** «CALCUL PRATIQUE DES FONDATION ET DES SOUTÈNEMENT» 2<sup>ème</sup> Edition revue et corrigée /OFFICE DES PUBLICTIONS UNIVERSITAIRES 02-2009.
- [7] **Gérard PHILPPONNAT** PRÉFACE DE **Maurice ALBIGÈS**  
«FONDATION ET OUVRAGES EN TERRE» DEUXIEME EDITION nouveau tirage  
EDITIONS EYROLLES 61, boulevard Saint-Germain, 75005 Paris 1987.
- [8] **Gérard PHILPPONNAT et Bertrand Hubert** «fondation et ouvrages en terre»  
Deuxième tirage 2000 Éditions Eyrolles, 1998, ISBN2-212-07218-X.
- [9] **BRAJA M. DAS** «Principles of Geotechnical Engineering» COPYRIGHT © 2006  
by Nelson, a division of Thomson Canada Limited.
- [10] **Jean Costet / Guy Sanglerat** «Cours pratique de mécanique des sols » troisième  
édition © BORDAS, Paris, 1983 ISBN2-04-016412-X.
- [11] **Ministere de l'habitat et de l'urbanisme document technique reglementaire  
DTR B C 2 48** «REGLES PARASISMIQUES ALGERIENNES RPA 99 / VERS 2003».
- [12] «EARTHQUAKE GEOTECHNIQAL ENGINEERING» proceedings of the second  
international conference on earthquake geotechnical engineering/lisboa/portugal/21-  
25june1999.
- [13] **EUROCODE 02**