

Table Des Matières

Remerciement.....	i
خلاصة.....	ii
Résumé	iii
Abstract	iv
Table des matières	v
Notations et abréviations	x
Liste des figures	xiii
Liste des tableaux	xviii
Introduction générale	1

Chapitre 1 : Poussée butée et méthodes de calculs

I. Etat de surface de contact sol/mur	2
II. Etat d'équilibre du sol	2
II.1 Etat de repos (état k_0).....	2
II.2 Etat actif /passif	3
III. Notions de poussée et butée	3
IV. Théories de calcul	5
IV.1 Théorie classique de la poussée et de la butée	5
IV.1.1 Calcul des pressions sur les murs	6
a) Pression a l'état K_0	6
b) Pression à l'état d'équilibre limite dans un sol pulvérulent.....	6
IV.2 Théorie de Coulomb (1773)	7
IV.2.1 Coefficient de poussée active	8
IV.2.2 Coefficient de poussée passive (butée)	8
IV.3 Théorie de Rankine (1856).....	9
IV.4 Méthode de Boussinesq-Caquot-Kerisel	11
V. Conclusion	12

Chapitre2 : Pressions exercées sur les murs de soutènement et influence des pressions interstitielles

I. Calcul la pression ultime.....	13
I.1. Calcul de p_q	13
I.2. Calcul de p_c	15
I.3. Pressions à l'état d'équilibre limite dans un sol purement cohérent derrière un mur non fixe	15
II. Détermination des pressions dans un sol multicouche.....	17
III. L'action de l'eau dans le sol.....	17
IV. Choix du mode de drainage.....	18
IV.1 Protection des talus	19
IV.2 Les types de drainage	20
IV.2.1 Drainage traditionnel.....	20
a) Drainage traditionnel par matériaux granulaire	21
b) Drainage par géosynthétique rempli de cailloux.....	22
IV.2.2 Drainage avec barbacane.....	23
V. Conclusion.....	23

Chapitre3 : Eléments de conception des murs de soutènement

I. Capacité portante du sol sous fondation du mur.....	24
II. Stabilité au renversement du mur.....	24
III. Stabilité au glissement à la base du mur.....	25
IV. Tassement du sol sous la semelle du mur	27
V. Glissement du sol derrière le mur.....	27
VI. Stabilité interne du matériau du mur.....	28
VII. Qualité de remblaiement des murs de soutènement	29
VII.1 Les matériaux de remblaiement	29
VII.1.1 Cas des murs en déblai	29
VII.1.2 Cas des murs en remblai	30

VII.2 modes de remblaiement.....	31
VIII. conclusion	33

Chapitre4 : Influence des modes de drainage sur les critères de stabilité des murs de soutènements –Etude de cas

I. Présentation de l’université de Tlemcen.....	34
I.1. Situation actuelle de l’université de Tlemcen.....	34
I.2. Développement de l’université.....	34
I.3. Le nouveau pôle Mansourah.....	36
II. Présentation de la zone d’étude.....	39
III. Motivation et objectifs.....	40
IV. Présentation du code de calcul utilisé pour la modélisation.....	41
IV.1. Définition.....	41
IV.2. Modèle de Mohr-Coulomb.....	42
IV.3. Modélisation des structures de soutènements (Plaques).....	42
V. Contexte géologique de la région.....	42
VI. Résultats des reconnaissances géotechniques effectuées dans le cadre de soutènement de la zone Nord du Nouveau pole.....	42
VI.1. Programmation de la reconnaissance IN-SITU.....	42
VI.2. Résultat de la reconnaissance IN-SITU.....	43
VI.3. Essai au laboratoire	44
VI.3.1.Teneur en eau pondérale (NF P94-050).....	44
a) Méthodologie de l'essai	44
b) Expression des résultats.....	44
VI.3.2 Masse volumique des sols fin par immersion dans l'eau (NF P94-053).....	46
a) Méthodologie de l'essai.....	46
b) Expression des résultats.....	47
VI.3.3. Limites d'Atterberg (NF P94-051).....	49
a) Méthodologie de l'essai	49

b) Expression des résultats	49
VI.3.4. Cisaillement à la boîte (NF P94-071)	53
a) Méthodologie de l'essai.....	53
b) Expression des résultats.....	53
VI.3.5. Analyse granulométrique - Méthode par tamisage à sec après lavage (NF P94-056).....	55
a) Expression des résultats.....	55
VI.4. Essai pressiométrique Ménard (NF P94-110-1).....	57
VII. Analyse des paramètres de stabilité du mur de soutènement et l'influence du mode de drainage	57
VIII. Présentation des étapes et des résultats de la modélisation.....	58
VIII.1. Définition de la géométrie et les propriétés des matériaux.....	58
VIII.2. Résultats et discussions.....	59
VIII.2.1. Murs de soutènement sans présence de nappes et dépourvu de drainage.....	59
a) Déplacement horizontal	59
b) Déplacement vertical	60
c) Evolution des pressions interstitielles	61
d) Etat des contraintes	62
e) Contrainte de cisaillement	63
f) Facteur de sécurité (Fs)	64
VIII.2.2. Mur de soutènement avec présence de nappes et dépourvu de drainage.....	65
a) Déplacement horizontal	65
b) Déplacement vertical	66
c) Evolution des pressions interstitielles	67
d) Etat des contraintes	68
e) Contrainte de cisaillement	69
f) Facteur de sécurité (Fs)	70
VIII.2.3. Mur de soutènement en présence de nappe et drainage par matrice verticale	70

a) Déplacement horizontal	70
b) Déplacement vertical.....	71
c) Evolution des pressions interstitielles	72
d) Etat des contraintes	73
e) Contrainte de cisaillement	74
f) Facteur de sécurité (Fs)	75
VIII.2.4. Mur de soutènement en présence de nappe et drainage par canalisation perforées en soubassement	76
a) Déplacement horizontal	76
b) Déplacement vertical	77
c) Evolution des pressions interstitielles	78
d) Etat des contraintes	79
e) Contrainte de cisaillement	80
f) Facteur de sécurité (Fs)	81
VIII.2.5. Combinaison des deux variantes de drainage avec présence de nappe	81
a) Déplacement horizontal	81
b) Déplacement vertical.....	82
c) Evolution des pressions interstitielles.....	83
d) Etat des contraintes.....	84
e) Contrainte de cisaillement	85
f) Facteur de sécurité (Fs)	86
IX. Analyses paramétrées	86
X. Conclusion	89

Conclusion générale

Bibliographie

Notation Et Abréviation

Notations:

c	Cohésion du sol.
E	Module d'Young
H	Hauteur du mur de soutènement.
H_w	Hauteur du niveau de la nappe phréatique.
K_a	Coefficient de poussée des terres.
K_p	Coefficient de butée des terres
α	Angle de la ligne de rupture
β	Angle d'inclinaison d'un talus par rapport à l'horizontale.
γ	Poids volumique du terrain.
γ'	Poids volumique déjaugé.
δ	Angle d'inclinaison de la poussée des terres
ε	Déformation.
ν	Coefficient de Poisson.
μ	La rigidité du milieu
σ	Contrainte, verticale (σ_v), horizontale (σ_h)
τ	Contrainte de cisaillement.
φ	Angle de frottement interne.
ψ	Angle de dilatance.
θ	Angle d'inclinaison d'un mur par rapport à la verticale.
ζ	Coefficient d'amortissement
k_x	Perméabilité selon l'axe X.
k_y	Perméabilité selon l'axe Y.
q	Pression répartie des surcharges.
u	Pression interstitielle

Abréviations :

OCR: Degré de sur-consolidation

MDE : Méthode des éléments finis

LTPO : laboratoire de travaux public de l'ouest

Table Des Figures

Chapitre1: Poussée butée et méthodes de calculs

Figure I.1. Mobilisation des pressions en fonction du déplacement	4
Figure I.2 Evolutions du cercle du Mohr en cas de poussée	4
Figure I.3 Evolution du cercle du Mohr en cas de butée	5
Figure I.4 Forces latérales sur un mur de soutènement (Méthode de coulomb)	7
Figure I.5. Forces latérales sur un mur de soutènement (Théorie De Rankine)	10

Chapitre2 : Pressions exercées sur les murs de soutènement et influence des pressions interstitielles

Figure II.1 Schéma de calcul de la pression d'un sol purement cohérent	16
Figure II.2 Coupe d'une descente d'eau classique	20
Figure II.3 Vue en plan d'une descente d'eau classique	20
Figure II.4 Disposition de drainage pour un massif au contact du mur extérieur	21
Figure II.5 Disposition de drainage pour un massif éloigné du mur extérieur	22
Figure II.6 Utilisation du géosynthétique non tissé pour le drainage	22
Figure II.7 Utilisation du Barbacane pour le drainage	23

Chapitre3 : Eléments de conception des murs de soutènement

Figure III.1 Exemple de système de bèche d'ancrage	26
Figure III.2 Différentes cas de tassement relatif sol/mur	27
Figure III.3 Différentes formes d'instabilité d'un mur	28
Figure III.4 Cas des murs en déblai	29
Figure III.5 Modes de remblaiement	31

Chapitre4 : Influence des modes de drainage sur les critères de stabilité des mur de soutènements –Etude de cas

Figure IV.1 : Evolution des effectifs étudiants – Université de Tlemcen	34
---	----

Figure IV.2 : Evolution des capacités pédagogiques – Université de Tlemcen	34
Figure IV.3 : Evolution des capacités d’hébergement– Université de Tlemcen	35
Figure IV.4 : Plan de situation des différents pôles et sites de l’université	36
Figure IV.5 : Plan d’occupation – Nouveau pôle Mansourah	37
Figure IV.6 : Implantation des murs de soutènement à l’échelle du nouveau pôle Mansoura	39
Figure IV.7 : Plan schématique d’implantation des sondages	43
Figure IV.8 : Courbe du coulomb (Marne Jaunâtre)	52
Figure IV.9 : Courbe du coulomb (Marne Verdâtre)	53
Figure IV.10 : Courbe du coulomb (Marne Grise)	53
Figure IV.11 : Courbe Granulométrique-Sondage SP1	54
Figure IV.12 : Courbe Granulométrique-Sondage SP1 et SC1	55
Figure IV.13 : Géométrie de la pente	57
Figure IV.14 : Déplacement horizontal -sans présence de nappe et mur dépourvu de drainage	58
Figure IV.14 : Déplacement vertical -sans présence de nappe et mur dépourvu de drainage	59
Figure IV.16 : Pressions interstitielles -sans présence de nappes et mur dépourvu de drainage	60
Figure IV.17 : Contraintes effectives et totales -sans présence de nappes et mur dépourvu de drainage.....	61
Figure IV.18 : Contraintes de cisaillement -sans présence de nappes et mur dépourvu de drainage	62
Figure IV.19 : Développement du facteur de sécurité en fonction des déplacements -sans présence de nappes et mur dépourvu de drainage	63
Figure IV.20 : Déplacement horizontal -avec présence de nappes et mur dépourvu de drainage	64
Figure IV.21 : Déplacement vertical -avec présence de nappes et mur dépourvu de drainage	65
Figure IV.22 : Pressions interstitielles -avec présence de nappes et mur dépourvu de drainage	66
Figure IV.23 : Contraintes effectives et totales-avec présence de nappes et mur dépourvu de drainage	67
Figure IV.24 : Contraintes de cisaillement -avec présence de nappes et mur dépourvu de drainage	68
Figure IV.25 : Développement du facteur de sécurité en fonction des déplacements -avec présence de nappes et mur dépourvu de drainage	69
Figure IV.26 : Déplacement horizontal –Drainage par matrice de matériaux derrière le mur-avec présence de nappe.....	69

Figure IV.27 : Déplacement vertical –Drainage par matrice de matériaux derrière le mur-avec présence de nappe	70
Figure IV.28 : Pressions interstitielles –Drainage par matrice de matériaux derrière le mur-avec présence de nappe	71
Figure IV.29 : Contraintes effectives et totales-Drainage par matrice de matériaux derrière le mur-avec présence de nappe	72
Figure IV.30 : Contraintes de cisaillement-Drainage par matrice de matériaux derrière le mur-avec présence de nappe	73
Figure IV.31 : Développement du facteur de sécurité en fonction des déplacements -drainage par matrice de matériaux derrière le mur-avec présence de nappe	74
Figure IV.32 : Déplacement horizontal –Drainage par canalisation perforées en soubassement du mur-en présence de nappe	75
Figure IV.33 : Déplacement vertical –Drainage par canalisation perforées en soubassement du mur-en présence de nappe	76
Figure IV.34 : Pression interstitielle –Drainage par canalisation perforées en soubassement du mur-en présence de nappe	77
Figure IV.35 : Contraintes effectives et totales-Drainage par canalisation perforées en soubassement du mur-en présence de nappe	78
Figure IV.36 : Contrainte de cisaillement-drainage par canalisation perforées en soubassement du mur-en présence de nappe	79
Figure IV.37 : Développement du facteur de sécurité en fonction des déplacements -drainage par canalisation perforées en soubassement du mur-en présence de nappe ..	80
Figure IV.38 : Déplacement horizontal -combinaison des deux variantes de drainage -en présence de nappe	80
Figure IV.39 : Déplacement vertical -combinaison des deux variantes de drainage -en présence de nappe	81
Figure IV.40 : Pression interstitielle -combinaison des deux variantes de drainage -en présence de nappe	82
Figure IV.41 : Contrainte effective et totale-combinaison des deux variantes de drainage-en présence de nappe	83
Figure IV.42 : Contrainte de cisaillement-combinaison des deux variantes de drainage-en présence de nappe	84
Figure IV.43 : Développement du facteur de sécurité en fonction des déplacements -combinaison des deux variantes de drainage-en présence de nappe	85
Figure IV.44 : Variation des déplacements horizontaux	86
Figure IV.45 : Variation des déplacements verticaux	87
Figure IV.46 : Variation des pressions interstitielles	87
Figure IV.47 : Variation des contraintes effectives	88
Figure IV.48 : Variation des contraintes totales	88

Table Des Tableaux

Chapitre1 : Poussée butée et méthodes de calculs

Tableau I.1. Valeurs de K_a pour $\delta=0$ (Théorie de Coulomb).....9

Chapitre2 : Pressions exercées sur les murs de soutènement et influence des pressions interstitielles

Tableau II.1 Valeurs du coefficient k_{aq} pour une surcharge normale ($\alpha=0$)..... 14

Chapitre4 :

Tableau IV.1 : Teneur en eau naturelle (Marne jaunâtre) 44

Tableau IV.2 : Teneur en eau naturelle (Marne verdâtre) 44

Tableau IV.3 : Teneur en eau naturelle (Marne Grise) 45

Tableau IV.4 : Masse volumique du sol (Marne jaunâtre) 46

Tableau IV.5 : Masse volumique du sol (Marne verdâtre) 47

Tableau IV.6 : Masse volumique du sol (Marne Grise) 47

Tableau IV.7 : Limite de liquidité (Marne jaunâtre) 49

Tableau IV.8 : Limite de plasticité (Marne jaunâtre) 49

Tableau IV.9 : Limite de liquidité (Marne verdâtre) 50

Tableau IV.10 : Limite de plasticité (Marne verdâtre) 50

Tableau IV.11 : Limite de liquidité (Marne Grise) 51

Tableau IV.12 : Limite de plasticité (Marne Grise) 51

Tableau IV.13 : Récapitulation des résultats des essais au laboratoire 55

Tableau IV.14 : Récapitulation des résultats du pressiomètre de Ménard 56

Tableau IV.15 : Valeurs du déplacement horizontal -sans présence de nappes et mur dépourvu de drainage 59

Tableau IV.16 : Valeur du déplacement vertical -sans présence de nappes et mur dépourvu de drainage 60

Tableau IV.17 : Valeurs des pressions interstitielles -sans présence de nappes et mur

dépourvu de drainage	61
Tableau IV.18 : Valeur des contraintes effectives et totales (sans présence de nappes et dépourvu de drainage)	62
Tableau IV.19 : Valeur des contraintes de cisaillement -sans présence de nappes et mur dépourvu de drainage	63
Tableau IV.20 : Valeurs du déplacement horizontal -avec présence de nappes et mur dépourvu de drainage	64
Tableau IV.21 : Valeur du déplacement vertical -avec présence de nappes et mur dépourvu de drainage	65
Tableau IV.22 : Valeurs des pressions interstitielles -avec présence de nappes et mur dépourvu de drainage	66
Tableau IV.23 : Valeurs des contraintes effectives et totales avec présence de nappes et mur dépourvu de drainage	67
Tableau IV.24 : Valeurs des contraintes de cisaillement -avec présence de nappes et mur dépourvu de drainage	68
Tableau IV.25 : Valeurs du déplacement horizontal Drainage par matrice de matériaux derrière le mur-avec présence de nappe	70
Tableau IV.26 : Valeurs du déplacement vertical –Drainage par matrice de matériaux derrière le mur-avec présence de nappe	71
Tableau IV.27 : Valeurs des pressions interstitielles –drainage par matrice de matériaux derrière le mur-avec présence de nappe	72
Tableau IV.28 : Valeurs des contraintes effectives et totales –Drainage par matrice de matériaux derrière le mur-avec présence de nappe	73
Tableau IV.29 : Valeurs des contraintes de cisaillement -drainage par matrice de matériaux derrière le mur-avec présence de nappe	74
Tableau IV.30 : Valeurs du déplacement horizontal –Drainage par canalisation perforées en soubassement du mur-en présence de nappe	75
Tableau IV.31 : Valeurs du déplacement vertical –Drainage par canalisation perforées en soubassement du mur-en présence de nappe	76
Tableau IV.32 : Valeurs des pressions interstitielles –Drainage par canalisation perforées en soubassement du mur-en présence de nappe	77
Tableau IV.33 : Valeur des contraintes effectives et totales –Drainage par canalisation perforées en soubassement du mur-en présence de nappe	78
Tableau IV.34 : Valeur des contraintes de cisaillement -drainage par canalisation perforé en soubassement du mur-en présence de nappe	79

Tableau IV.35 : Valeur du déplacement horizontal -combinaison des deux variantes de drainage-en présence de nappe	81
Tableau IV.36 : Valeur du déplacement vertical -combinaison des deux variantes de drainage-en présence de nappe	82
Tableau IV.37 : Valeur des pressions interstitielles -combinaison des deux variantes de drainage-en présence de nappe	83
Tableau IV.38 : Valeur des contraintes effectives et totales -combinaison des deux variantes de drainage-en présence de nappe	84
Tableau IV.39 : Valeur des contraintes de cisaillement -combinaison des deux variantes de drainage-en présence de nappe	85

CHAPITRE 1

Poussée, Butée et méthodes de calcul

Pour les chargements statiques, cinq méthodes sont décrites, les théories classiques des pressions des terres de Rankine, Coulomb, Boussinesq, Sokolovski et la méthode d'analyse limite. Des nombreux auteurs ont développé des relations pour des coefficients de poussée et de butée des terres, basées sur une hypothèse d'une surface logarithmique de rupture.

-
- **Etat de surface de contact sol/mur**
 - **Etat d'équilibre du sol**
 - **Notions de poussée et butée**
 - **Les théories de calcul**
 - **Conclusion**

I. Etat de surface de contact sol/mur

Une surface de contact est dite lisse si elle est caractérisée par l'absence des contraintes des cisaillements et donc par une obliquité nulle du vecteur pression ($\delta=0$).

Une surface de contact est dite parfaitement rugueuse si le mur et le sol se comportent au niveau de cette surface comme un seul corps. On dit qu'ils sont parfaitement adhérents. Vu la rugosité de la surface, le frottement se fait sol/sol et l'obliquité du vecteur pression sera par conséquent l'angle de frottement interne du sol .ainsi $\delta = \pm \varphi$.

Les pressions agissant sur le mur dépendent sensiblement de la rugosité du mur. En pratique, on admet une rugosité intermédiaire pour un mur en béton correspondant à $\delta = 2\varphi / 3$

II. Etat d'équilibre du sol

II.1 Etat de repos (état k_0)

En considérant le sol comme un massif de dimensions horizontales infinies. Ce dernier ne se déforme pas latéralement, seulement le tassement est possible pour ce type de sol si le sol est supposé d'un matériau pesant, homogène. Les contraintes horizontales et verticales, à une profondeur donnée, sont proportionnelles, et on peut écrire :

$$\sigma_{h0} = k_{h0} \sigma_{v0}$$

En supposant que le sol est un matériau élastique isotrope, le coefficient de pression des terres au repos k_0 s'écrit :

$$k_0 = \frac{\nu}{1-\nu}$$

Puisque le coefficient de poisson varie entre 0 et 0.5, k_0 varie entre 0 et 1.

Jacky (1944) a proposé une formulation de k_0 pour les sables et argiles normalement consolidés, En fonction de l'angle de frottement, la formule simplifiée de Jacky s'écrit :

$$k_0 = 1 - \sin \varphi$$

Pour les sols fins sur consolidés ou pulvérulents surcomprimés, le coefficient k_0 dépend du degré de sur consolidations OCR tel que :

$$K_0 = k_0(\text{NC}) \cdot \text{OCR}^n$$

$K_0(\text{NC})$ peut être estimé par la formule de Jacky ci-dessus. Le coefficient n est en général pris égale 0.50. Ce coefficient peut être déterminé expérimentalement à partir d'un essai triaxial à déformations latérales nulles, appelé essai k_0 .

II.2 Etat actif /passif

En général, un point du massif est dit en état actif si son déplacement est dirigé vers l'intérieur du massif, et en état passif dans le cas contraire.

III. Notions de poussée et butée

Dans les problèmes de translation des murs de soutènement, en admettant que le déplacement du mur ne modifie pas les contraintes verticales initiale σ_{v0} , la poussée est caractérisée par une chute des contraintes horizontales, et la butée par une augmentation de celle-ci (figure I.1).

La figure I.1 montre que les pressions ultimes de poussée sont atteintes pour un déplacement horizontal du mur de l'ordre du millième de la hauteur du mur, alors que pour atteindre l'état ultime de butée, il faut un déplacement égal au centième de la hauteur. Les pressions ultimes P_p de butée sont très grandes devant les pressions P_a de la poussée. [ROUABEH Aicha, (2012)]

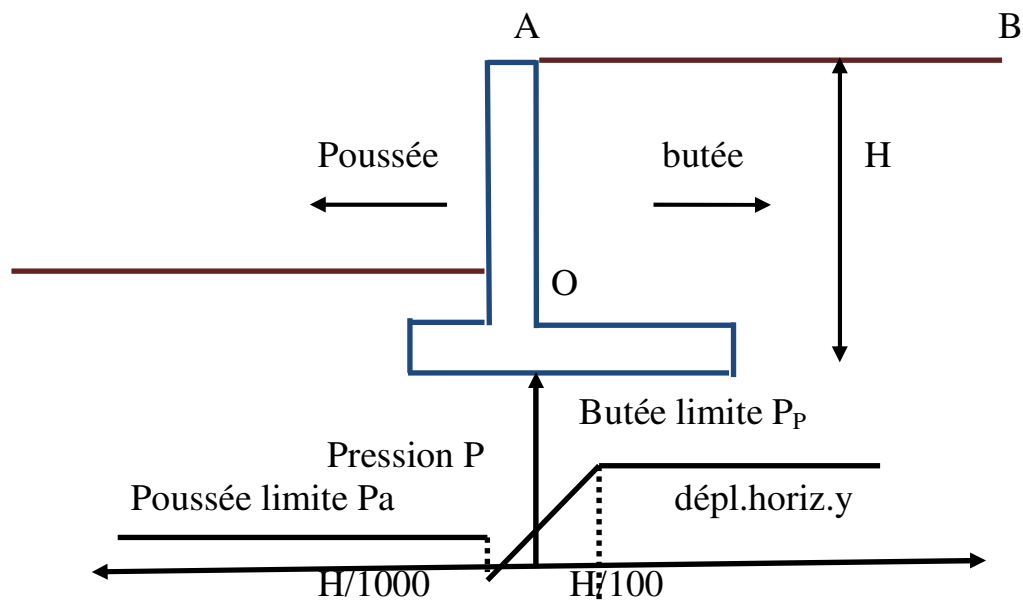


Figure I.1. Mobilisation des pressions en fonction du déplacement

En cas de poussée d'un sol pulvérulent ($C=0$) sur un mur vertical lisse, le critère de rupture de Mohr-Coulomb s'écrit :

$$\sigma_h^{ult} = \sigma_{v0} \cdot \text{tg}^2(\pi/4 - \varphi/2)$$

Et en cas de butée

$$\sigma_h^{ult} = \sigma_{v0} \cdot \text{tg}^2(\pi/4 + \varphi/2)$$

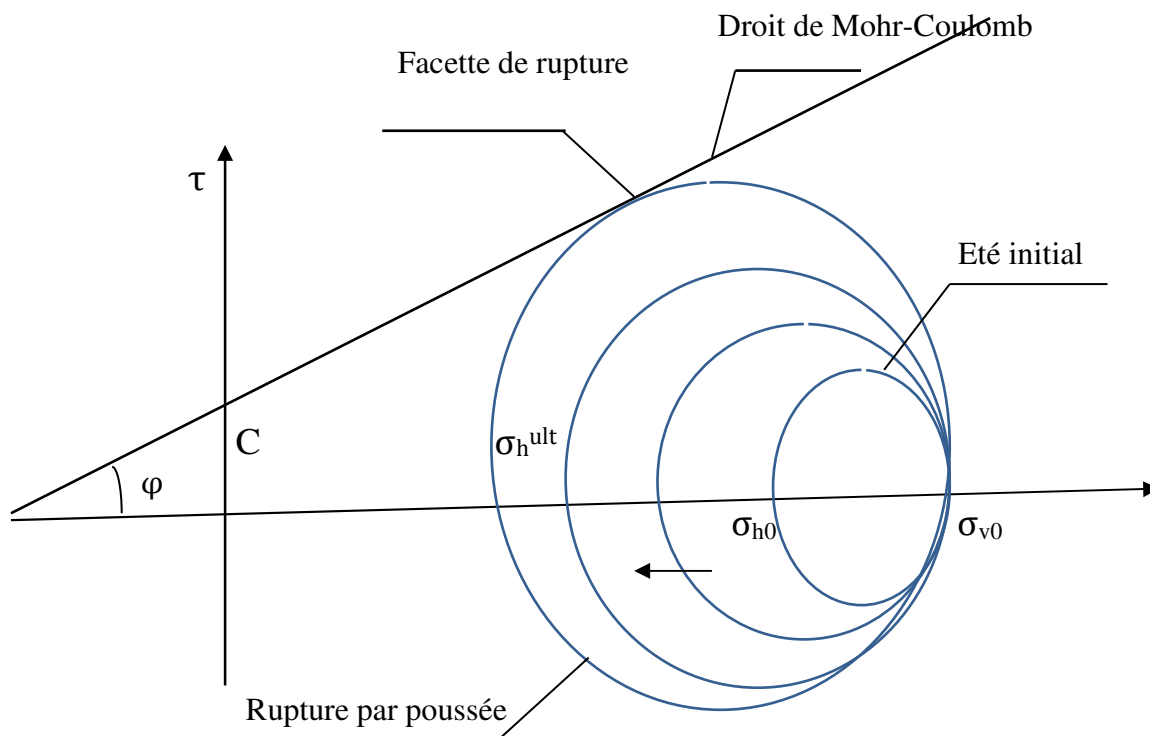


Figure I.2 Evolutions du cercle du Mohr en cas de poussée

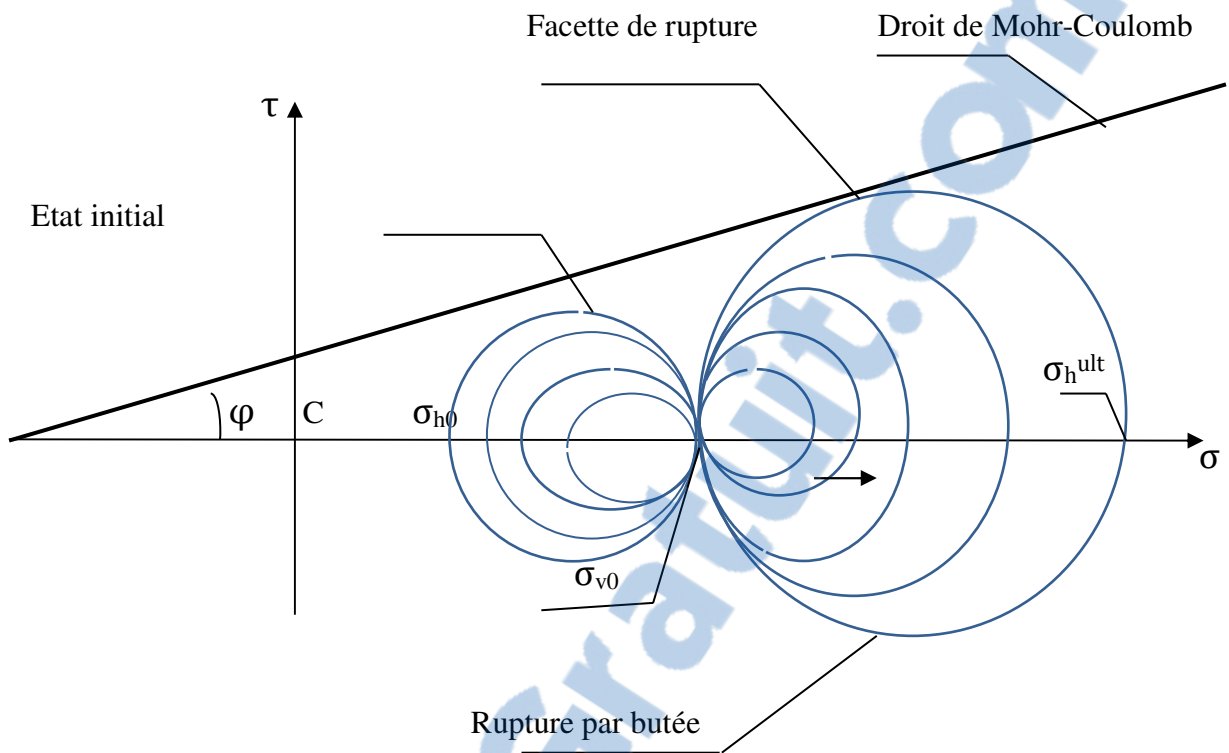


Figure I.3 Evolution du cercle du Mohr en cas de butée

IV. Théories de calcul

IV.1 Théorie classique de la poussée et de la butée

Un des problèmes fondamentaux en mécanique des sols est la détermination des actions exercées par un massif de sol retenu par un écran sur celui-ci. Nous commençons par rappeler sommairement les méthodes de calcul classiques de ces actions, en précisant autant que possible leurs hypothèses de base et leurs domaines de validité.

Les méthodes de calculs sont toutes fondées sur un même postulat de base, à savoir qu'une condition de rupture plastique est réalisée au sein du massif de sol ou le long de surfaces spécifiques. Pour faire apparaître cette rupture plastique, on est forcé d'admettre que l'écran est déplaçable ou déformable de façon à faire travailler le sol. Plutôt que de reprendre les classiques notions de poussée et butée, nous parlerons de poussée active et de poussée passive. La poussée active est la résultante des pressions exercées par le sol sur l'écran

lorsque celui-ci se déplace dans le sens d'une expansion du massif et la poussée passive est la résultante de ces mêmes pressions lorsque l'écran se déplace dans le sens d'une compression du massif. [ANNANE Abdallah, (2013)]

IV.1.2 Calcul des pressions sur les murs

a) Pression a l'état K_0

Le mur fixe n'effectuant aucun déplacement, sa présence ne modifie pas les contraintes initiales dans un massif semi-infini en état k_0 , le sol est en équilibre surabondant et les contraintes de frottement sol/mur ne sont nulles en cas d'un mur vertical.

Sur la surface d'un contact sol/mur, les pressions sont horizontales et égales, à une profondeur donnée :

$$P = \sigma_h = k_0 \cdot \sigma_{v0}$$

b) Pression à l'état d'équilibre limite dans un sol pulvérulent

Pour les murs non fixes dans un sol frottant ($\varphi \neq 0$), les pressions limites agissant sur le mur peuvent être déterminées par superposition approchée des effets séparés du poids des terres (P_γ), ainsi que celui de la surcharge (P_q) :

$$P \approx P_\gamma + P_q$$

Dans les conditions ordinaires de comportement du mur, le sol tasse plus que le mur. Ainsi, le vecteur pression de poussée est dirigé vers la base, alors que celui de la butée est dirigé vers le haut.

Plusieurs méthodes sont utilisées pour déterminer la pression P_γ du poids des terres, notamment celles de Coulomb (1776), Rankine (1860), Boussinesq (1882). L'exposé sera limité aux deux dernières méthodes. [Schlosser, F., (1995)]

IV.2 Théorie de Coulomb (1773)

La théorie de Coulomb comme presque toutes les autres méthodes théoriques de calcul des poussées s'intéresse à un massif de sol homogène, isotrope et pulvérulent limité par un talus semi-infini plan. Par suite d'un léger déplacement de l'écran, une partie du massif, contenue dans un prisme appelé prisme de glissement, se met en mouvement.

Ce prisme est en équilibre sous l'effet de son poids, de la réaction de l'écran et de celle du sol. [Kerisel, J., and Absi, E., (1990).]

Le long de la surface de glissement et pour permettre un calcul aisé. Coulomb a fait les hypothèses simplificatrices suivantes :

- La surface de glissement dans le sol est un plan,
- Le matériau contenu à l'intérieur du prisme de glissement se comporte comme un corps solide indéformable,
- Le prisme de glissement est en équilibre limite sur les faces en contact avec le massif et l'écran,
- Le massif considéré n'est pas le siège d'une nappe susceptible d'engendrer des pressions interstitielles,

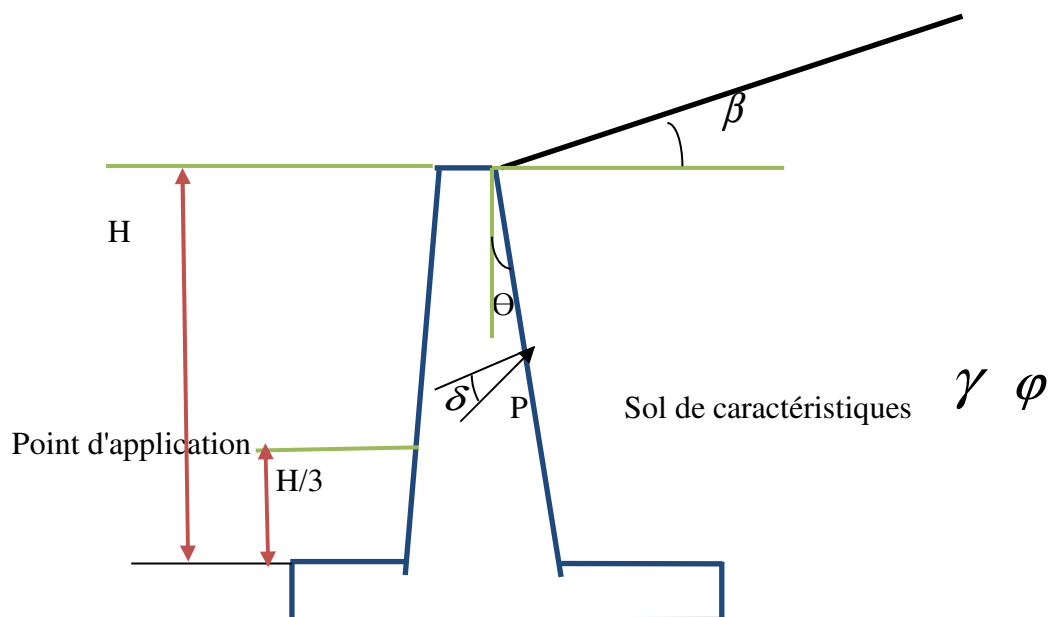


Figure I.4 Forces latérales sur un mur de soutènement (Méthode de coulomb)

γ densité du sol

θ angle orienté du plan de l'écran avec le plan vertical,

β angle orienté du plan de l'écran avec le plan horizontal,

δ angle de frottement entre mur et sol,

φ angle de frottement interne de sol,

H hauteur de la projection verticale de l'écran.

IV.2.1 Coefficient de poussée active

La poussée active du massif sur l'écran est la résultante d'une charge répartie linéairement, faisant l'angle δ sur la normale à l'écran tel que $(\text{tg}\varphi)$ représente le coefficient de frottement sol-écran, avec la densité linéaire, par mètre linéaire d'écran dans le sens perpendiculaire au plan de figure 4 : [BAZIZ Karim, (2010 – 2011)]

Le coefficient de poussée est donnée par :

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

Pour l'angle ($\theta=0$) et ($\delta=0$) :

$$k_a = \frac{1 - \sin\varphi}{1 + \sin\varphi}$$

IV.2.2 Coefficient de poussée passive (butée)

La mise en équation du problème montre que les calculs de poussée passive se ramènent à ceux de la poussée active si l'on change (φ en $-\varphi$ et δ en $-\delta$).

Les formules précédentes sont donc encore valables en substituant simplement à la fonction $K_a(\varphi, \beta, \delta, \theta)$, une fonction $k_p(\varphi, \beta, \delta, \theta)$ telle que : [Westergaard, H., (1931).]

$$K_p = \frac{\sin^2(\theta + \varphi)}{\sin^2 \theta \sin(\theta - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi + \beta)}{\sin(\theta - \delta) \sin(\theta - \beta)}} \right]^2}$$

Pour les angles ($\theta=0$) et ($\delta=0$) et ($\beta=0$) :

$$k_p = \frac{1 + \sin\varphi}{1 - \sin\varphi}$$

Le tableau I.1 donne les différentes valeurs de K_a en fonction de l'angle de frottement φ

Tableau I.1. Valeurs de K_a pour $\delta=0$ (Théorie de Coulomb)

α (Deg)	ϕ (Deg)	θ (Deg)					
		0	5	10	15	20	25
0	28	0,361	0,396	0,434	0,477	0,526	0,581
	29	0,347	0,382	0,420	0,463	0,512	0,567
	30	0,333	0,368	0,407	0,449	0,498	0,554
	31	0,320	0,355	0,393	0,436	0,485	0,540
	32	0,307	0,342	0,380	0,423	0,471	0,527
	33	0,295	0,330	0,368	0,410	0,459	0,514
	34	0,283	0,317	0,355	0,398	0,446	0,501
	35	0,271	0,306	0,343	0,386	0,434	0,489
	36	0,260	0,294	0,332	0,374	0,421	0,476
	37	0,249	0,283	0,320	0,362	0,410	0,464
	38	0,238	0,272	0,309	0,351	0,398	0,452
	39	0,228	0,261	0,298	0,340	0,386	0,441
	40	0,217	0,251	0,287	0,329	0,375	0,429
41	0,208	0,241	0,277	0,318	0,364	0,418	
42	0,198	0,231	0,267	0,307	0,353	0,407	
5	28	0,382	0,420	0,462	0,509	0,562	0,625
	29	0,366	0,404	0,446	0,493	0,547	0,609
	30	0,352	0,389	0,431	0,478	0,532	0,594
	31	0,337	0,375	0,417	0,464	0,517	0,579
	32	0,323	0,361	0,403	0,449	0,502	0,564
	33	0,310	0,347	0,389	0,435	0,488	0,550
	34	0,297	0,334	0,375	0,422	0,474	0,536
	35	0,284	0,321	0,362	0,408	0,461	0,522
	36	0,272	0,309	0,350	0,395	0,447	0,508
	37	0,260	0,297	0,337	0,383	0,434	0,495
	38	0,249	0,285	0,325	0,370	0,422	0,481
	39	0,238	0,273	0,313	0,358	0,409	0,469
	40	0,227	0,262	0,302	0,346	0,397	0,456
41	0,216	0,252	0,291	0,335	0,385	0,444	
42	0,206	0,241	0,280	0,323	0,373	0,431	
10	28	0,407	0,449	0,495	0,547	0,606	0,677
	29	0,390	0,431	0,477	0,529	0,589	0,659
	30	0,374	0,415	0,461	0,512	0,572	0,641
	31	0,358	0,399	0,444	0,496	0,555	0,624
	32	0,343	0,383	0,429	0,480	0,539	0,607
	33	0,328	0,368	0,413	0,464	0,523	0,591
	34	0,314	0,354	0,399	0,449	0,507	0,575
	35	0,300	0,340	0,384	0,434	0,492	0,559
	36	0,286	0,326	0,370	0,420	0,477	0,544
	37	0,274	0,313	0,357	0,406	0,463	0,529
	38	0,261	0,300	0,343	0,392	0,449	0,514
	39	0,249	0,288	0,331	0,379	0,435	0,500
	40	0,238	0,276	0,318	0,366	0,421	0,486
41	0,227	0,264	0,306	0,353	0,408	0,472	
42	0,216	0,253	0,294	0,341	0,395	0,459	

IV.3 Théorie de Rankine (1856)

La théorie de Rankine étudie l'équilibre, sous l'action de son seul poids aque l'état d'équilibre est identique pour tous les points situés à une même profondeur. La présence de discontinuités (provoquées par exemple par des écrans placés au sein du massif) ne modifie pas la répartition des contraintes verticales dans le sol. Cette théorie constitue le premier effort pour évaluer les contraintes au sein d'un massif de sol. [M. BIETH Emmanuel (2009-2010)]

En conclusion, la méthode de Coulomb peut être utilisée Pour des calculs de poussée active lorsque l'angle que fait l'écran sur la verticale est relativement faible, et pour des calculs de poussée active lorsque la forme du talus est compliquée ou que le chargement n'est pas simple (méthode graphique). Dans ce cas, c'est la seule méthode simple, mais les résultats doivent être utilisés avec précaution.

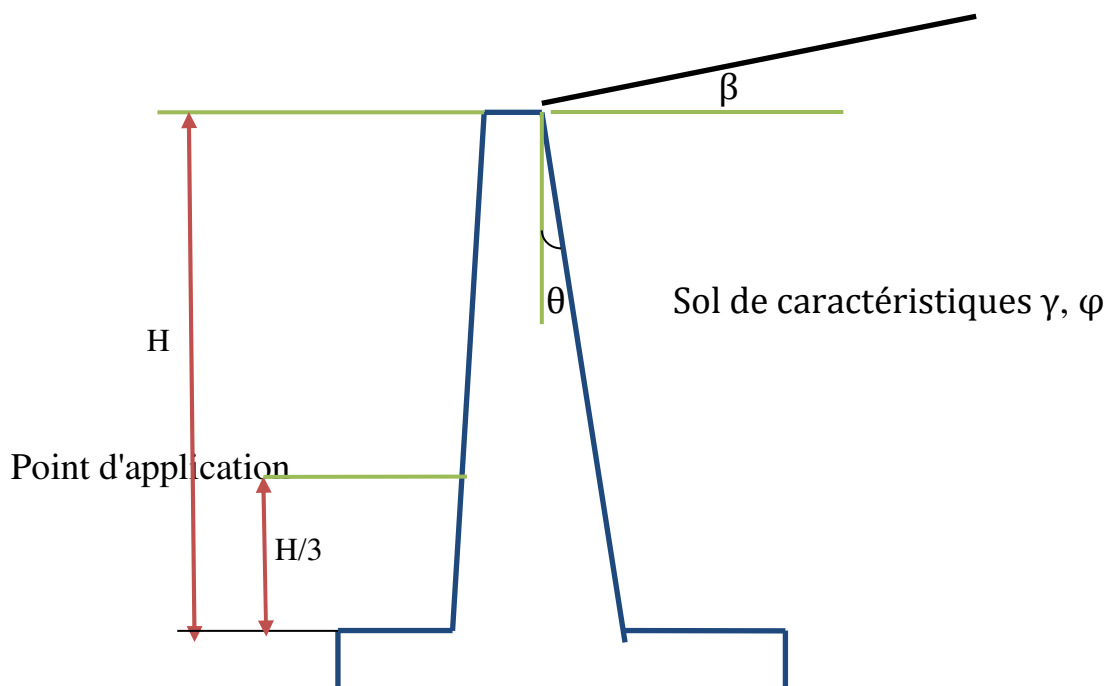


Figure I. 5. Forces latérales sur un mur de soutènement (Théorie De Rankine)

Pour cette théorie, les coefficients de poussée active et passive sont formulés selon les expressions ci-dessous :

- Coefficient de poussée active

$$K_a = \cos \beta \frac{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \varphi}}{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \varphi}}$$

- Coefficient de poussée passive (butée)

$$K_p = \cos \beta \frac{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \varphi}}{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \varphi}}$$

Au cas particulier d'un sol horizontal ($\beta = 0$) :

- Coefficient de butée

$$K = \operatorname{tg}^2 (\pi/4 + \varphi/2)$$

- Coefficient de poussée

$$K = \operatorname{tg}^2 (\pi/4 - \varphi/2)$$

IV.4 Méthode de Boussinesq-Caquot-Kerisel

Boussinesq a bâti un schéma en 1882 permettant de prendre en compte le frottement des terres sur l'écran, remédiant en cela au principal défaut de la théorie de Rankine. Ce schéma suppose encore un massif semi-infini pulvérulent homogène et isotrope limité par une surface plane, et introduit l'angle δ de la poussée avec la normale à l'écran. De plus, sur une droite passant par l'arête de l'écran, la contrainte est supposée croître linéairement à partir de cette arête.

En fait, Boussinesq n'a fait que poser les équations du problème. Caquot et Kerisel les ont développées jusqu'à une intégration numérique complète se traduisant par des tables de "poussée" et de "butée". [François SCHLOSSER]

Pour la poussée active

$$k_q = \frac{\cos \delta - \sin \varphi \cos \gamma}{1 + \sin \varphi} e^{-2\theta \operatorname{tg} \varphi}$$

$$\sin \gamma = \frac{\sin \delta}{\sin \varphi} 2\theta = 2\omega - 2\beta + (\gamma - \delta)$$

Pour la poussée passive (butée)

$$k_q = \frac{\cos \delta + \sin \varphi \cos \gamma}{1 - \sin \varphi} e^{2\theta \operatorname{tg} \varphi}$$

$$\sin \gamma = \frac{\sin \delta}{\sin \varphi} 2\theta = 2\omega - 2\beta - (\gamma + \delta)$$

V. Conclusion

Ce chapitre constitue la base théorique du dimensionnement des ouvrages de soutènement, en présentant les méthodes de calcul de la poussée et butée des terres et plus particulièrement des coefficients de poussée k_a et de butée k_p (Mohr-Coulomb, Rankine, équilibres limites). Ces méthodes ne peuvent pas toutes être utilisées dans tous les cas de figure et doivent être hiérarchisées en fonction de la géométrie des murs, écrans et talus étudiés.

Il faut retenir que les efforts exercés dépendent des déplacements possibles des ouvrages par rapport aux massifs de sol/roches retenus.

Par ailleurs, et comme toujours en mécanique des sols, la présence d'eau augmente les difficultés de calcul. Ainsi, dans le cas de sols fins saturés, il convient de distinguer les comportements à court terme (conditions non drainées) et à long terme (conditions drainées).

CHAPITRE 2

Pression exercées sur les murs de soutènement et influence de la pression interstitielle

Un des problèmes fondamentaux en mécanique des sols, est la détermination des actions exercées par un massif de sol retenu par un écran sur celui-ci.

Les méthodes d'évaluation des pressions statiques des terres, sont essentielles pour la conception. Elles forment également la base des méthodes simplifiées.

-
- **Calcul de la pression ultime**
 - **Détermination des pressions dans un sol multicouche**
 - **L'action de l'eau dans le sol**
 - **Choix du mode de drainage**
 - **Conclusion**

I. Calcul de la pression ultime

I.1. Calcul de p_q

La pression ultime p_q sur le 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 des méthodes caractéristiques des contraintes, selon la démarche ci-dessous :

$$P_q = k_q \cdot q \text{ avec } k_q = f(\gamma \cdot \varphi \cdot \beta \cdot \delta)$$

En cas de poussée :

$$K_q = \frac{\cos \delta - \sin \varphi \cdot \cos \Delta_2}{\cos \alpha + \sin \varphi \cdot \cos \Delta_1} e^{(-2\psi \cdot \text{tg} \varphi)}$$

$$\Psi = \omega - \pi/2 + \frac{\Delta_1 + \Delta_2 + \alpha - \delta}{2}$$

$$\sin \Delta_1 = \frac{\sin \alpha}{\sin \omega}$$

et

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

En cas de butée :

$$K_q = \frac{\cos \delta + \sin \varphi \cdot \cos \Delta_2}{\cos \alpha - \sin \varphi \cdot \cos \Delta_1} e^{(+2\psi \cdot \text{tg} \varphi)}$$

$$\Psi = \omega - \pi/2 + \frac{\Delta_1 + \Delta_2 - \alpha + \delta}{2}$$

$$\sin \Delta_1 = \frac{\sin \alpha}{\sin \omega}$$

et

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

Avec :

γ densité du sol (poids spécifique),

φ' Angle de frottement interne en contraintes effectives,

β angle orienté du plan de l'écran avec le plan horizontal,

δ angle de frottement entre mur et sol,

Φ angle de frottement interne de sol,

Ψ Angle de dilatance,

α Angle de la ligne de rupture

Pour la poussée tout angle est qui tourne vers le sens des aiguilles d'une montre est positif. Pour la butée tout angle est qui tourne contrairement au sens des aiguilles d'une montre est positif.

Si le sol est homogène la pression p_q est uniforme et sa résultante agit au milieu du mur. Le (Tableau II.1) donne les valeurs typiques du coefficient de poussée k_{aq} pour une surcharge normale ($\alpha=0$) en fonction de φ . δ et la différence $\lambda - \beta$. [HIRANE Hicham, (2015)]

Tableau II.1 Valeurs du coefficient k_{aq} pour une surcharge normale ($\alpha=0$)

	$\lambda - \beta$ (°)	$\Phi=(10^\circ)$	$\phi=(15^\circ)$	$\phi=(20^\circ)$	$\phi=(25^\circ)$	$\phi=(30^\circ)$	$\phi=(35^\circ)$	$\phi=(40^\circ)$	$\phi=(45^\circ)$
$\delta = \Phi$	+15	0.719	0.622	0.543	0.478	0.427	0.384	0.349	0.319
	+10	0.697	0.593	0.510	0.442	0.385	0.340	0.300	0.268
	+5	0.677	0.565	0.478	0.407	0.348	0.301	0.259	0.226
	0	0.656	0.540	0.449	0.375	0.315	0.266	0.224	0.189
	-5	0.636	0.516	0.422	0.346	0.285	0.235	0.194	0.159
	-10	0.616	0.492	0.395	0.318	0.258	0.208	0.167	0.133
	-15	0.598	0.469	0.371	0.294	0.233	0.184	0.144	0.112
$\delta=2\Phi/3$	+15	0.724	0.624	0.536	0.470	0.410	0.359	0.316	0.278
	+10	0.702	0.595	0.508	0.433	0.372	0.318	0.274	0.234
	+5	0.681	0.568	0.476	0.400	0.336	0.281	0.236	0.196
	0	0.660	0.542	0.447	0.368	0.304	0.249	0.204	0.165
	-5	0.640	0.517	0.420	0.339	0.274	0.220	0.176	0.138
	-10	0.621	0.494	0.392	0.312	0.248	0.195	0.152	0.116
	-15	0.602	0.471	0.369	0.288	0.224	0.172	0.131	0.098
$\delta = 0$	+15	0.772	0.675	0.592	0.517	0.448	0.388	0.334	0.287
	+10	0.749	0.646	0.555	0.477	0.407	0.345	0.290	0.243
	+5	0.726	0.618	0.521	0.440	0.368	0.306	0.251	0.204
	0	0.704	0.589	0.490	0.406	0.333	0.271	0.217	0.172
	-5	0.682	0.562	0.460	0.374	0.301	0.240	0.188	0.144
	-10	0.662	0.536	0.431	0.345	0.272	0.212	0.162	0.121
	-15	0.642	0.512	0.405	0.318	0.246	0.188	0.140	0.102

I.2. Calcul de p_c

On tient compte de l'effet de la cohésion (p_c) à l'aide du théorème des états correspondants appliqué à un massif non pesant, non cohérent soumis à une surcharge $C/tg \varphi$ sur l'interface sol/mur ainsi que sur la surface du sol. La composante de p_c normale au mur est définie comme :

$$p_c = \pm \frac{c}{tg\varphi} (1 - k_q \cdot \cos\delta)$$

Les signes + et - correspondent respectivement au cas de la poussée et de la butée.

Cette composante fait diminuer la pression globale du massif en cas de poussée et la fait augmenter en cas de butée. En pratique, les massifs ayant une cohésion élevée exercent de faibles forces de poussée sur les murs et réagissent par de fortes forces de butée. En outre, un massif de sol cohérent exerce une poussée plus petite que celle d'un massif pulvérulent. [HIRANE Hicham, (2015)]

I.3. Pressions à l'état d'équilibre limite dans un sol purement cohérent derrière un mur non fixe

En cas d'un sol purement cohérent ($\varphi=0$), le principe de superposition des effets n'est pas applicable, puisqu'on ne peut pas étudier séparément l'effet de cohésion (théorème des états correspondants non applicable).

On calcule alors une pression globale en se basant sur la méthode de Rankine appliquée à ce cas.

En admettant l'hypothèse des facettes conjuguées, on montre que la pression p_γ exercée par un sol purement cohérent dont la surface est inclinée de β par rapport à l'horizontale, sur un mur verticale, est déterminée à une profondeur donnée par :

$$P_{a,p} = k_{a,p}(\sigma_{v0} + q) \cdot \cos\beta$$

$$k_{a,p} = 2 \cdot \cos^2\beta \pm 2 \sqrt{\left(\frac{c}{\sigma_{v0} + q}\right)^2 - \sin^2\beta \cdot \cos^2\beta} - 1$$

Le signe + correspond à la butée et le signe – à la poussée.

σ_{v0} est la contrainte verticale due au poids des terres et q est la pression verticale uniforme appliquée à la surface du remblai, comme le montre la (figure II.1)

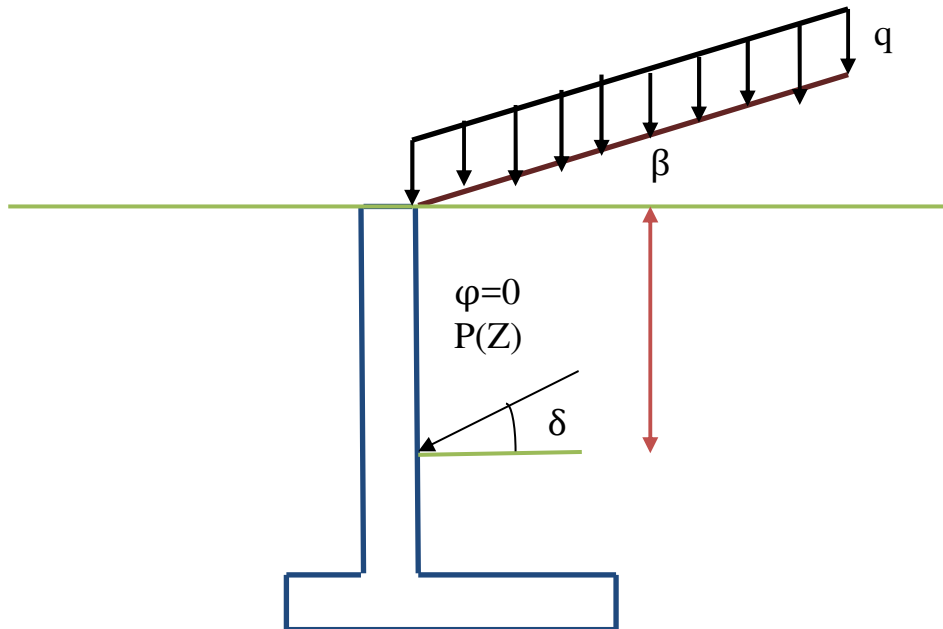


Figure II.1 Schéma de calcul de la pression d'un sol purement cohérent

En cas d'un mur vertical et un remblai de surface horizontale ($\beta=0$), on obtient en poussée :

$$K_a = 1 - 2 \cdot \frac{c}{(\sigma_{v0} + q)}$$

et en butée :

$$K_p = 1 + 2 \cdot \frac{c}{(\sigma_{v0} + q)}$$

On obtient ainsi, même pour un sol homogène vis-à-vis de la cohésion, des coefficients variables le long de la hauteur du mur.

On remarque que selon cette méthode, la pression $P(Z)$ devient négative sur une certaine hauteur Z_0 égale à $(2C/\gamma - q/\gamma)$, indépendamment de l'inclinaison β de la surface de sol. Cette zone de traction est à éliminer dans la détermination de pressions agissantes sur le mur, du fait que le sol résiste mal à la traction.

En cas d'un mur non vertical, l'étude peut être menée selon la méthode de Rankine avec des calculs plus complexes. [ANNANE Abdallah, (2013)]

II. Détermination des pressions dans un sol multicouche

En cas d'un sol multicouche, lors de l'étude d'une couche, les couches sus-jacentes agissant comme une surcharge uniforme au toit de cette couche.

Le principe des contraintes effectives de Terzaghi est appliqué dans ce cas. Le vecteur pression P due au poids des terres est la somme vectorielle de la pression effective P' des grains et celle de l'eau μ .

$$\vec{P}_\gamma = \vec{P}'_\gamma + \vec{\mu}$$

Couramment, les murs de soutènement sont conçus avec un système de drainage qui permet d'annuler les pressions d'eau sur le mur.

Les systèmes de drainage, disposés derrière les murs de soutènement (ou derrière les murs de front des culées) ont pour but de recueillir les eaux d'infiltration provenant des pluies ou de la présence d'une nappe éventuelle, et de les évacuer à l'extérieur de l'ouvrage.

III. L'action de l'eau dans le sol

a) En premier lieu, et c'est de loin l'aspect le plus fréquent et le plus important, l'eau au repos exerce sur le squelette solide une pression égale à la poussée d'Archimède qui réduit les contraintes inter granulaires de ce squelette, mais engendre une augmentation de la poussée totale sur le parement interne du mur, du fait de la pression hydrostatique.

b) En second lieu, la présence d'eau dans un remblai influence directement sur l'état du sol, cette influence se traduisant par la teneur en eau, Les changements d'état du sol se traduisent essentiellement par une modification de ses propriétés mécaniques.

En particulier, une élévation de la teneur en eau, du moins dans le cas des sols cohérents, entraîne une chute de la résistance mécanique du sol. Cela entraîne des modifications en grandeur et direction de la poussée des terres.

c) L'eau en mouvement exerce une poussée supplémentaire sur le squelette solide, appelée poussée d'écoulement, dont la valeur est égale, sur l'unité de surface perpendiculaire à une ligne d'écoulement, $i \cdot \gamma_w$, ou i est le gradient hydraulique de l'écoulement et γ_w , la densité de l'eau. Ce phénomène se rencontre assez rarement en matière de murs de soutènement, mais il est responsable des phénomènes de renard, relatifs aux batardeaux de palplanches.

d) Nous signalons le cas des sols susceptibles de gonfler en présence d'eau. Ce cas est, naturellement, à exclure en remblai, mais se produit souvent pour les ouvrages en déblai.

N'oublions pas d'autre part que les eaux peuvent être chimiquement agressives pour le béton. C'est le cas des eaux salées, dont la présence dans le sol est de plus en plus répandue ailleurs que dans les régions côtières. Les eaux séléniteuses sont également très agressives, on les rencontre fréquemment dans les régions gypseuses.

Quoi qu'il en soit, les raisons énumérées justifient la nécessité de prévoir un bon drainage des ouvrages de soutènement. D'ailleurs, une grande partie des accidents enregistrés sur les murs classiques est due au mauvais fonctionnement des drains.

Cependant, nous précisons bien que, le but du drainage étant d'agir sur la stabilité d'ensemble de l'ouvrage et du remblai. D'ailleurs, dans le cas des sols cohérents, le drainage ne diminue pratiquement pas la teneur en eau, mais fait chuter notablement les pressions.

L'absence de pression interstitielle fait, en outre, que le comportement mécanique de l'ouvrage se rapproche beaucoup plus du schéma de calcul des méthodes théoriques d'évaluation de la poussée.

IV. choix du mode de drainage

Le choix d'un mode de collecte des eaux dépend essentiellement :

- De la nature du remblai ou du sol naturel en cas de mur en déblai,
- De la nature de l'ouvrage de soutènement à réaliser,
- Du mode d'exécution de ce même ouvrage,

- De la provenance des eaux d'infiltration (eau de pluie, eau d'une nappe éventuelle, eau du sous-sol de fondation),
- De la situation de l'ouvrage qui prédispose ou non à l'accumulation de l'eau.

Pour des raisons économiques, il est difficile d'être très exigeant sur la qualité des matériaux de remblai, et que, de toute façon, les massifs en déblai sont toujours une donnée du problème sur laquelle on ne peut agir. Il est donc clair que la mise en place d'un drainage efficace et durable est d'autant plus importante que le matériau de remblai s'éloigne du type granulaire propre et bien gradué.

Le choix d'un type de drainage dépend à la fois de la nature de l'ouvrage à réaliser et de son mode d'exécution. Le problème ne se pose pas de la même façon pour un mur en remblai et un mur en déblai, l'emprise étant limitée dans ce dernier cas pour ne pas remanier de grandes quantités de terre.

Le problème ne se pose pas non plus de la même façon en site urbain ou en rase campagne. Dans le premier cas l'on peut avoir, par exemple, à construire un ouvrage au voisinage d'une canalisation en béton, si, à la suite d'un désordre quelconque, une fissure apparaît dans la conduite, une fuite se produit qui peut entraîner un risque d'effondrement du mur. Toujours en site urbain, il faut également se méfier des conséquences d'une fissuration d'un ouvrage de collecte superficiel.

Enfin, il est nécessaire de bien connaître la provenance des eaux d'infiltration car la disposition géométrique des drains en dépend. Dans cette partie du travail, nous examinons les systèmes de collecte des eaux et leur évacuation.

IV.1 Protection des talus

L'assainissement des remblais, de quelque nature que ce soit, consiste en premier lieu à protéger les talus en collectant les eaux de ruissellement. Sur la (figure II 2) nous avons représenté un exemple de descente d'eau classique en coupe. Sur la figure II 3 cette descente est vue de dessus une évacuation est, bien entendu, à prévoir à l'aval.

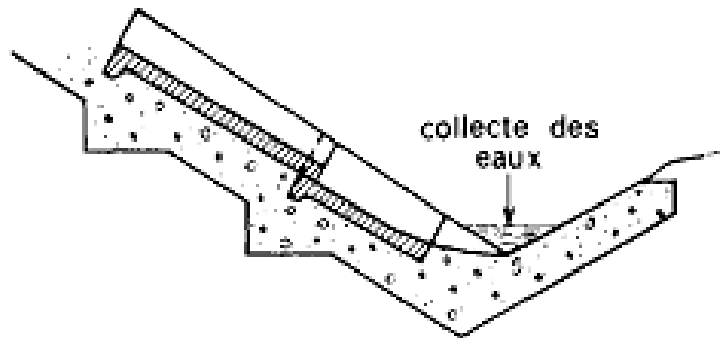


Figure II.2 Coupe d'une descente d'eau classique

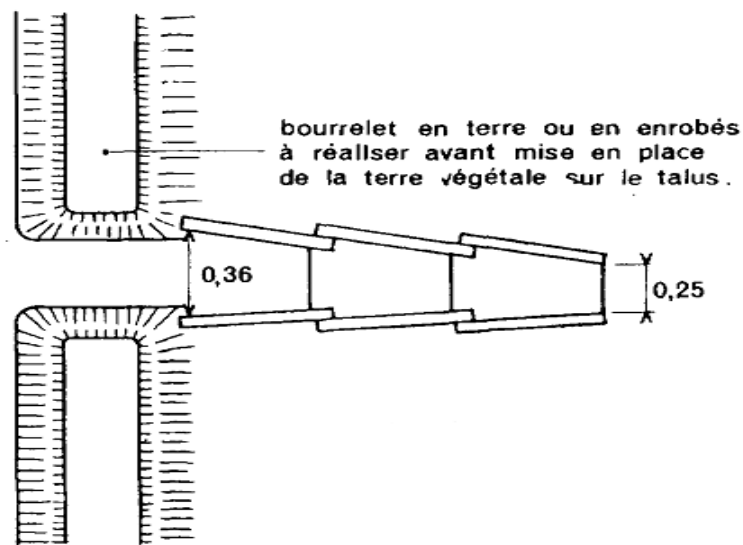


Figure II.3 Vue en plan d'une descente d'eau classique

IV.2 Les types de drainage

IV.2.1 Le drainage traditionnel

On distingue plusieurs techniques qui diffèrent selon la nature de l'élément filtrant, à savoir par matériaux granulaires ou par géosynthétique rempli de cailloux cette deuxième solution étant la plus pratiquée. Quelle que soit la nature du matériau filtrant, le drain peut être en terre cuite, en béton perforé ou en PVC perforé. Le diamètre minimal intérieur du drain est de l'ordre de 100 mm et sa pente doit être comprise entre 3 et 10 mm par mètre, en ayant à l'esprit que si la pente est trop faible, le drain risque de se colmater, alors que si la pente est trop forte, elle va provoquer l'érosion du terrain avoisinant.

a) Drainage traditionnel par matériaux granulaires

La tranchée drainante, (figure II.4), est remplie de plusieurs couches de matériaux granulaires dont la granulométrie est croissante dans le sens de l'écoulement de l'eau, en choisissant des granulométries ne générant pas d'entraînement de fines dans le drain. Du haut vers le bas, le massif filtrant est composé de sable, de gravillon, de cailloux et enfin de grosses pierres au contact du drain reposant sur une forme en béton. Ce massif est le plus souvent au contact de la fondation ou parfois éloigné des murs extérieurs, (figure II.5) si de fortes venues d'eau de ruissellement sont à craindre ou si le sol est sensible au retrait gonflement

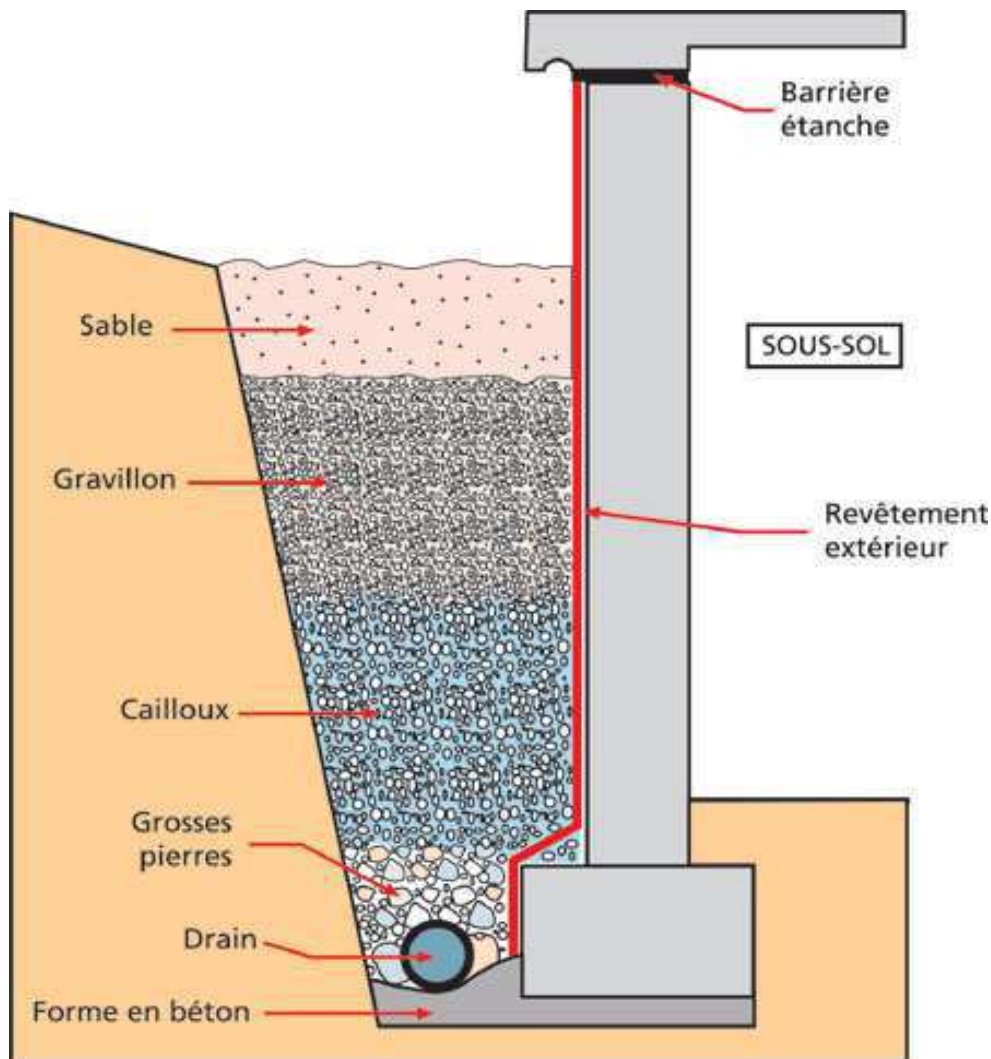


Figure II.4 Disposition de drainage pour un massif au contact du mur extérieur

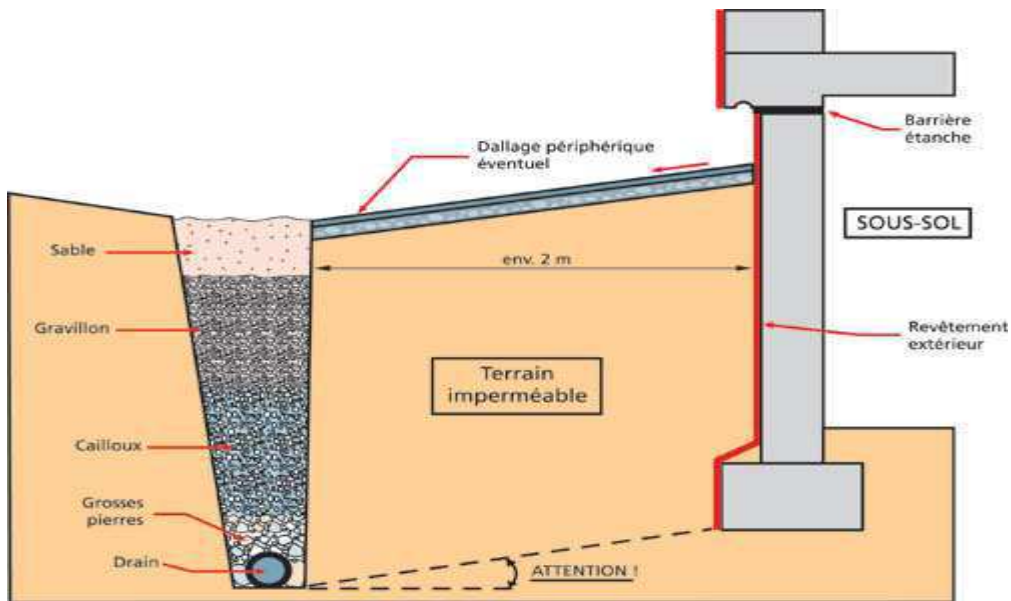


Figure II.5 Disposition de drainage pour un massif éloigné du mur extérieur

b) Drainage par géosynthétique rempli de cailloux

Plusieurs couches de matériaux granulaires mal choisies risquent de provoquer un entraînement de fines, puis à plus ou moins long terme, un colmatage du drain. C'est pour cette raison que dans la plupart des cas, le massif filtrant est composé d'un massif de cailloux 30/60, par exemple, enfermé avec le drain dans un géosynthétique non tissé imputrescible d'au moins 200g /m² , (figure II.6)

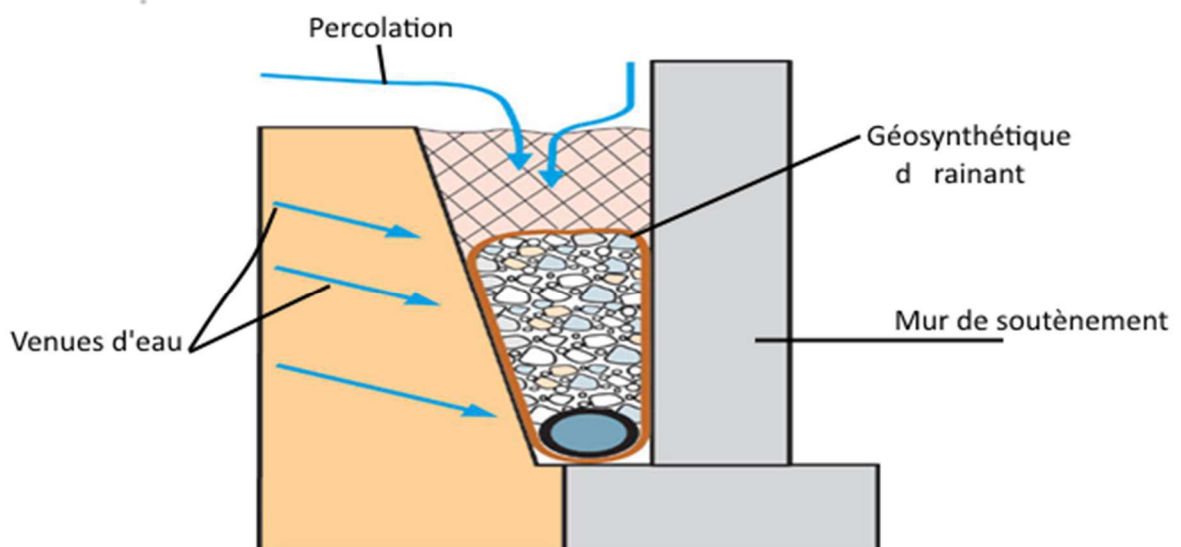


Figure II.6 Utilisation du géosynthétique non tissé pour le drainage

IV.2.2 Drainage avec barbacane

Une barbacane est également une étroite fente verticale pratiquée dans un mur de soutènement pour faciliter l'écoulement des eaux d'infiltration provenant de la masse de terre soutenue (l'eau piégée derrière un mur accentue la poussée des terres).

Plus précisément c'est un tube ou une ouverture verticale étroite réservée dans un mur de soutènement pour permettre l'écoulement des eaux d'infiltration ou réduire la pression d'eau.

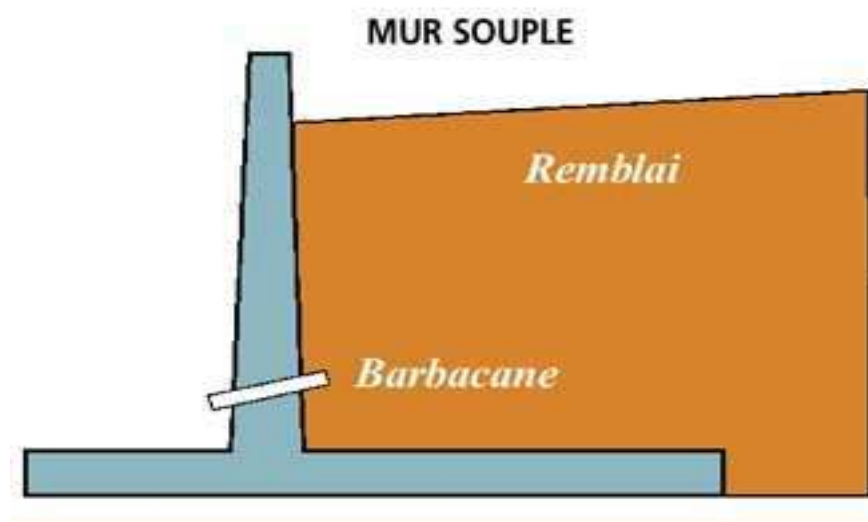


Figure II.7 Utilisation du Barbacane pour le drainage

V. Conclusion

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 c'est pour cela L'absence, la mauvaise conception ou le mauvais fonctionnement des systèmes de drainage et d'évacuation des eaux de ruissellement sont une cause fréquente de sinistre, en s'accumulant derrière la paroi, les eaux de ruissellement exercent sur celle-ci une poussée hydrostatique, qui vient s'ajouter à celle déjà exercée par le terrain sec. Or, aucun mur de soutènement, prévu pour être auto-stable et calculé pour résister à la seule poussée des terres, n'est capable de résister à des pressions hydrostatiques.



CHAPITRE 3

Eléments de conception des murs de soutènement

Le dimensionnement d'un mur nécessite la détermination de sa géométrie et son ferrailage (pour un mur en béton armé), pour qu'il soit stable sous l'action de plusieurs forces (le poids du mur ; la force de poussée et butée ; la réaction du sol sous la fondation).

- **Capacité portante du sol sous fondation du mur**
- **Stabilité au renversement du mur**
- **Stabilité au glissement a la base du mur**
- **Tassement du sol sous la semelle du mur**
- **Glissement du sol derrière le mur**
- **Stabilité interne du matériau du mur**
- **Qualité de remblaiement des murs de soutènement**
- **Conclusion**

Le dimensionnement se base sur l'hypothèse d'un mur très long et le calcul se fait ainsi pour une longueur unité ($L=1$). La hauteur du mur, ainsi que sa rugosité sont des données du problème, et souvent on cherche la largeur du mur vérifiant simultanément les critères suivants :

- Capacité portante du sol sous fondation,
- Stabilité au renversement du mur,
- Stabilité au glissement à la base du mur,
- Stabilité au glissement général du sol derrière le mur,
- Tassement du sol sous la semelle du mur,
- Stabilité du matériau du mur.

I. Capacité portante du sol sous fondation du mur

La résultante R 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 :

$$N / B \leq q_a$$

La contrainte admissible q_{adm} se calcule selon les méthodes de la capacité portante des fondations superficielles. [BAZIZ Karim, (2010 – 2011)]

II. Stabilité au renversement du mur

Une condition suffisante de stabilité est formulée par la règle du (tiers central) qui stipule que la stabilité est assurée si la résultante R des forces passe par le tiers central de la base du mur, soit :

$$e \leq B / 6$$

e : étant l'excentricité de R par rapport le milieu de la base de la semelle du mur.

En cas d'un sol mou de résistance médiocre, il est recommandé d'éviter les moments de renversement en dimensionnant la semelle telle que l'excentricité $e \approx 0$.

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

$$F_S = \frac{\sum \text{moments stabilisants}}{\sum \text{moments reversants}} \geq 1.5$$

Le calcul des moments dans cette expression se fait par rapport au point extrême de la semelle à l'aval du mur, autour du quel renversement peut se manifester. [ZERGUINE Salah, (2012 – 2013)]

III. Stabilité au glissement à la base du mur

On doit s'assurer que les contraintes de cisaillement mobilisé 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 :

$$\tau_{\text{alt}} = a + \sigma \cdot \text{tg} \psi_a$$

a est l'adhérence sol/base du mur

ψ_a est l'angle d'adhérence, prise souvent égale à $2\varphi/3$.

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 des coefficient de sécurité F_S . La stabilité au glissement à la base est assurée si ce coefficient est au moins égale à :

$$F_S = \psi / \theta \geq 1.5$$

θ est l'inclinaison de la résultante R 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 égale à $2C_U/3$ étant la cohésion non drainée à la base du mur. En notant T la composante horizontale de la résultante R des efforts et S l'aire de la base de la semelle la stabilité au glissement à la base est assurée si :

$$F_S = a \cdot S / T \geq 1.5$$

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 frottement se fait sol/sol et on peut ainsi prendre ψ_a égale à φ (figure III.1) [ZERGUINE Salah, (2012 – 2013)]

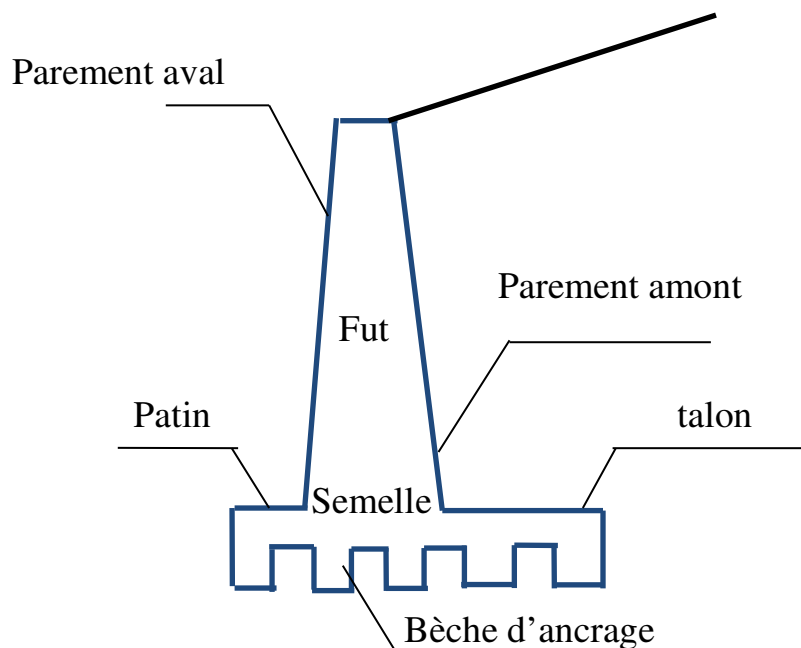
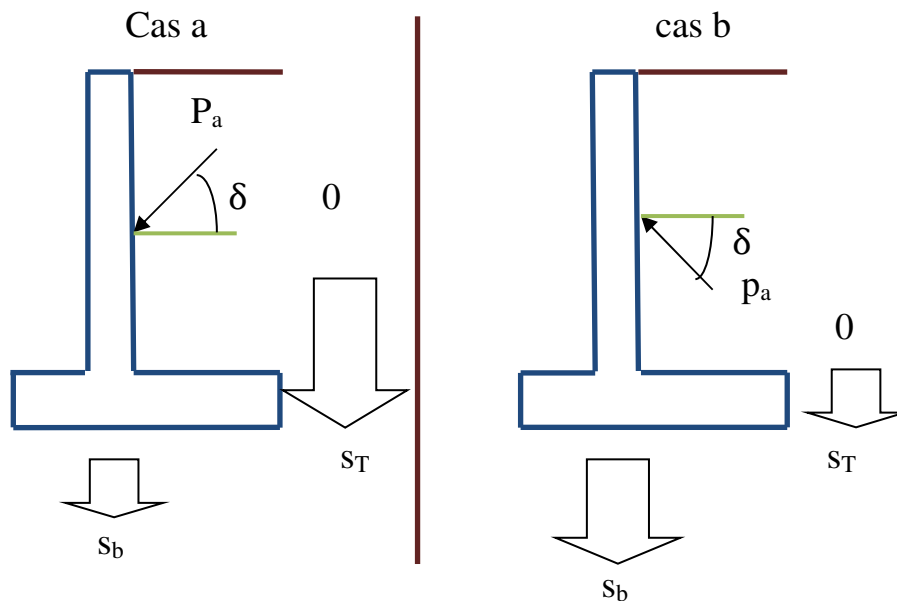


Figure III.1 Exemple de système de bèche d'ancrage

IV. Tassement du sol sous la semelle du mur

Le tassement s_b du sol sous mur doit être inférieur à celui derrière le mur, soit s_T (cas a de figure III.2), sinon un changement dans l'obliquité des pressions (poussée dirigées vers le haut et butées vers le bas) peut conduire à une amplification des pressions et par conséquent à une instabilité du mur sous forme

de glissement ou renversement prononcés (cas b de la figure III.2) [M. BIETH Emmanuel (2009-2010)].



*Figure III.2 Différents cas de tassement relatif sol/mur
(Cas a : Remblai tassant plus que le mur, fonctionnement normal)
(Cas b : Mur tassant plus que le remblai, risque d'instabilité)*

V. Glissement du sol derrière le mur

Un volume du sol derrière le mur risque de glisses suite à la perturbation de son équilibre naturel par la présence du mur. Il y'a lieu de vérifier que pour toute surface possible de glissement (on considère souvent des cercles), le moment moteur du au poids du sol et aux surcharges soit inférieur au moment stabilisant du a la résistance au cisaillement du sol, soit :

$$F_s = \frac{\sum \text{moments stabilisants}}{\sum \text{moments moteurs}} \geq 1.5$$

Le calcul se fait usuellement à l'aide d'un programme sur ordinateur, ce qui offre la possibilité de traiter un très grand nombre de surface de rupture probables. [ZERGUINE Salah, (2012 – 2013)]

VI. Stabilité interne du matériau du mur

Il s'agit de dimensionner les éléments des structures à l'aide d'un calcul classique en béton armé.

La (figure III.3) illustre les différents aspects d'instabilité du mur.

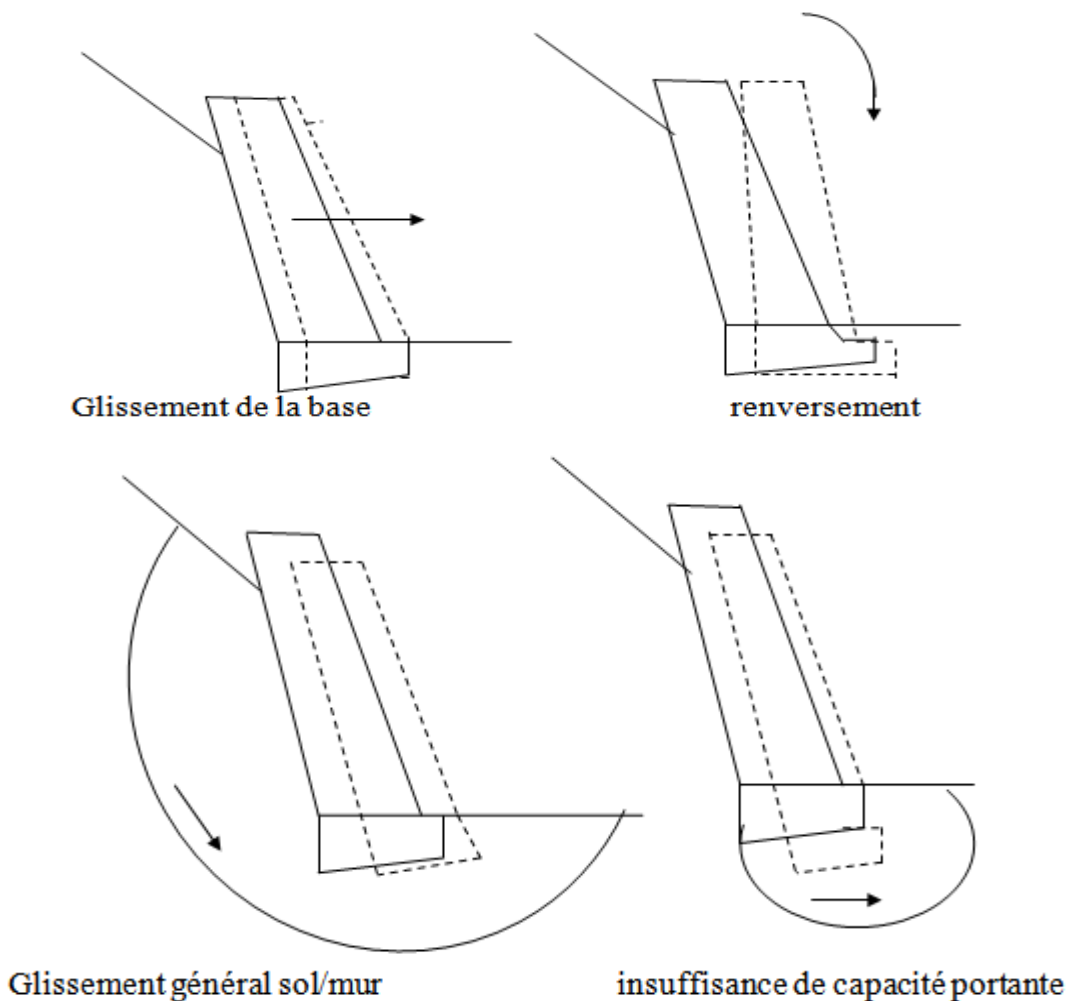


Figure III.3 Différentes formes d'instabilité d'un mur

VII. Qualité de remblaiement des murs de soutènement

VII.1 Les matériaux de remblaiement

Le choix d'un matériau de remblai est fonction du rôle que doit assurer le soutènement considéré. De plus, il convient de faire la distinction entre les murs de déblai, pour lesquels le massif terreux est donné, et les murs en remblai qui permettent d'effectuer un choix plus complet. [SETRA. (2012)]

VII.1.1 Cas des murs en déblai

La construction des murs en déblai nécessite l'ouverture d'une fouille juste nécessaire à la mise en place de la semelle. Le remblaiement consiste alors à combler le vide, de dimensions relativement réduites, qui sépare le voile du mur

du massif naturel (figure III.4). La meilleure solution consiste à utiliser un gravier propre bien graduée, c'est-à-dire dont tous les grains sont représentés et aucun ne prédomine, qui jouera le rôle de système de drainage de l'ouvrage définitif. En fait, ce schéma est très théorique dans la mesure où les choses peuvent ne pas se présenter aussi simplement à l'exécution. En particulier, il arrive souvent que la fouille doit être blindée ou étayée si la stabilité de constructions voisines est en jeu. Dans ce cas, la géométrie du mur doit être déterminée de façon à tenir compte de ce blindage et de la nécessité d'une fouille aussi réduite que possible. [SETRA. (2012)]

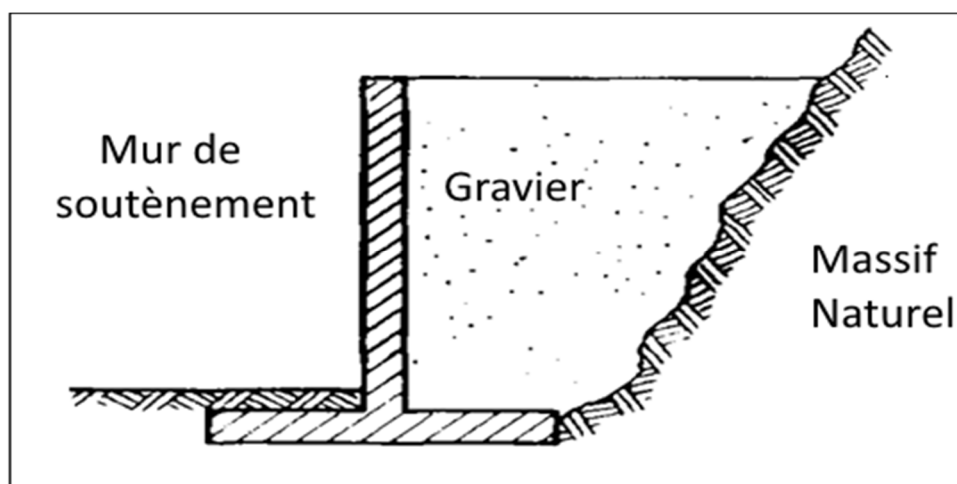


Figure III.4 Cas des murs en déblai

b) Cas des murs en remblai

D'une façon générale, il est impératif de ne jamais utiliser les sols très cohérents comme matériaux de remblaiement. C'est notamment le cas des argiles qui présentent les inconvénients suivants :

- Tout d'abord, leurs caractéristiques mécaniques sont très variables en fonction de leur teneur en eau. L'angle de frottement interne peut fort bien passer de 35° en période sèche à 15° en période de pluies car les argiles sont imperméables et même un drainage soigné ne peut les empêcher de se saturer partiellement. Il en résulte des variations saisonnières de la poussée (en module et en direction) dont il est faut en tenir compte pour le dimensionnement.

- De plus, il existe de nombreuses catégories d'argiles dites gonflantes qui augmentent sensiblement de volume lorsqu'elles sont humides et qui, si elles sont utilisées comme matériau de remblai, peuvent soumettre le mur de soutènement à des pressions pour lesquelles il n'est pas calculé.
- D'autre part, si le remblai doit supporter une chaussée routière, les argiles sont très sensibles aux tassements qu'il n'est guère possible d'éliminer par un bon compactage.

La solution optimale consiste à mettre en place un matériau granulaire propre, avec $D \leq 50$ mm pour la zone située à une distance du mur inférieure à 1 m. Il est certain que ceci ne peut toujours être réalisé car tout dépend des conditions d'approvisionnement du chantier qui se répercutent directement sur les prix.

Des sables propres, même mal gradués, peuvent être utilisés en remblai. Leur mise en place doit être faite à l'état humide car ils sont un matériau de faible compacité et ne se consolident pratiquement pas après compactage. Leurs défauts majeurs sont les suivants :

- En premier lieu, s'ils contiennent une proportion importante de grains de faible diamètre dont la courbe granulométrique est comprise dans la bande 0,1 - 0,2 mm, ces derniers peuvent être entraînés à travers les joints si ceux-ci ne sont pas suffisamment étanches,
- En second lieu, ils sont très sensibles aux déplacements sous l'effet de sollicitations dynamiques, ce qui est le cas lorsque le remblai livre passage à une chaussée en sommet de talus. [SETRA., (1998)]

Une autre solution consiste à utiliser du tout-venant de carrière contenant un faible pourcentage de fines. Ce matériau donne de bons résultats, mais sa mise en œuvre derrière un soutènement est assez délicate. En particulier, si des précautions ne sont pas prises, les éléments anguleux de fortes dimensions peuvent, lors d'un compactage sauvage, détériorer le système de drainage et même les dalles poreuses que l'on peut disposer le long du voile du mur.

Dans la masse, par contre, la mise en œuvre pose moins de problèmes que celle du sable.

D'une façon générale, si l'on peut admettre des tolérances assez larges pour le massif de remblai loin du mur, les abords de ce dernier avoient toujours être soignés avec des matériaux choisis.

VI.2 Modes de remblaiement

Les constatations faites sur l'exécution défectueuse d'ouvrages réels conduisent à énoncer quelques prescriptions simples.

- Le matériau doit être approvisionné directement au pied du mur si cette zone est accessible. Dans le cas contraire, il ne pourra guère être déversé par le haut du talus en veillant bien à ce qu'aucune ségrégation importante des grains ne soit occasionnée par un tel déversement,
- Le matériau est régalé à l'aide d'un bull léger ou d'un petit chargeur,
- La pente i et la largeur L doivent permettre le passage de l'engin de régalage (figure III.2).
- Cela est possible, L devra être supérieur ou égale à 3 m. Pour une évolution aisée de l'engin de régalage et de l'engin de compactage.

[SETRA., (1998)]

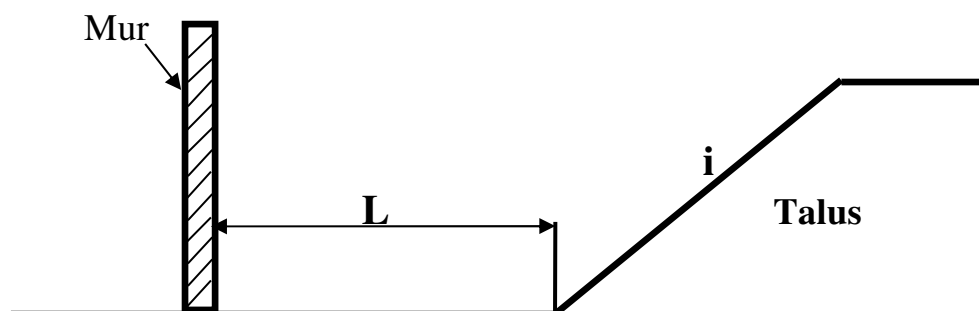


Figure III.5 Modes de remblaiement

- L'épaisseur des couches de remblai doit être définie en fonction du matériau et des moyens de compactage, et respectée à l'exécution.
- La surface du talus existant auquel se raccorde éventuellement le matériau à mettre en place devra ne pas comporter une couche superficielle non

compactée, On ne doit pas dépasser notablement, au régalage, le profil prévu afin de ne pas endommager le mur par des poussées temporaires excessives.

- Il peut être nécessaire de placer un système drainant entre le matériau en place et le matériau de remplissage en fonction de leurs granulométries respectives et de l'éventualité de circulation d'eau.

Dans bien des cas, le remblaiement est une opération importante, le projeteur doit donc toujours concevoir son ouvrage de façon à permettre un remplissage simple, soigné et économique. C'est pourquoi un certain nombre de types des structures ne doivent être envisagés qu'avec circonspection : murs à contreforts, murs-chaises (avec console courte noyée dans le remblai). Les murs à tirants posent également des problèmes à l'exécution, le contrôle visuel d'un surveillant est impératif pour que les opérations de remblaiement soient effectuées avec des engins légers qui ne ruinent pas les tirants. [SETRA. (2012)]

VIII. conclusion

Pour dimensionner un ouvrage de soutènement il faut d'abord déterminer ses éléments géométriques et ses éléments structuraux pour qu'il soit stable sous l'action des forces qui lui sont appliquées et notamment de la poussée des terres qu'il retient. La plupart des méthodes de dimensionnement reposent sur des calculs à la rupture avec la prise en compte de coefficients de sécurité notamment la vérification de sa stabilité interne et externe.

Et pour le remblaiement des murs de soutènement on peut utiliser les sables à condition :

- que ce soient des sables grossiers (sables de rivière),
- qu'ils soient surmontés par une couche de graves, éventuellement stabilisée, sur une épaisseur variant de 0,50 à 1 mètre constituant une couche de forme sous la chaussée, destinée à remédier au fait que généralement on ne fera qu'un compactage léger,

CHAPITRE 4

Influence des modes de drainage sur les critères de stabilité des murs de soutènements - Etude de cas

A partir d'essais de laboratoires et in situ de plus en plus perfectionnés, la mécanique des Sols fournit aux constructeurs les données nécessaires pour étudier les ouvrages de génie civil et de bâtiment et assurer leur stabilité en fonction des sols sur lesquels ils doivent être fondés, ou avec lesquels ils seront construits.

Dans ce chapitre en vas faire une présentation de l'université de Tlemcen et du nouveau pôle universitaire de Mansourah ainsi que les résultats des essais géotechnique, enfin les résultats et l'interprétation de la modélisation numérique du mur.

-
- **Présentation de l'université de Tlemcen**
 - **Présentation de la zone d'étude**
 - **Motivation et objectifs**
 - **Présentation du code de calcul utilisé pour la modélisation**
 - **Contexte géologique de la région**
 - **Résultats des reconnaissances géotechniques effectuées dans le cadre de soutènement de la zone Nord du Nouveau pole**
 - **Analyse des paramètres de stabilité du mur de soutènement et l'influence du mode de drainage**
 - **Présentation des étapes et des résultats de la modélisation**
 - **Analyses paramétrées**
 - **Conclusion**

I. Présentation de l'université de Tlemcen

I.1. Situation actuelle de l'université de Tlemcen

La formation à Tlemcen a démarré en 1974, Actuellement, l'université comprend 08 facultés et une annexe à Maghnia qui a été érigé en centre universitaire durant l'année courante. On note la présence aussi de deux grandes écoles, l'une en sciences et techniques et l'autre en sciences économiques. L'université abrite également l'institut panafricain sur l'eau, l'énergie et les changements climatiques. L'université s'étale géographiquement sur quatre communes (Tlemcen, Mansourah, Chétouane et Maghnia). L'université compte actuellement 08 facultés :

- Faculté des lettres et langues étrangères
- Faculté des sciences sociales et humaines
- Faculté de droit
- Faculté des sciences économiques et de gestion
- Faculté de médecine
- Faculté de technologie
- Faculté des sciences
- Faculté des sciences de la nature, de la vie, des sciences de la terre et de l'univers

I.2. Développement de l'université

L'évolution des effectifs étudiants au niveau de l'université de Tlemcen a connu une importante croissance. Cumulant un nombre global ne dépassant pas les 200 étudiants au démarrage, l'université a enregistré pour la rentrée universitaire 2015-2016, un effectif global avoisinant les 43 000 étudiants.

La figure IV.1 donne l'évolution des effectifs étudiants pour l'université de Tlemcen

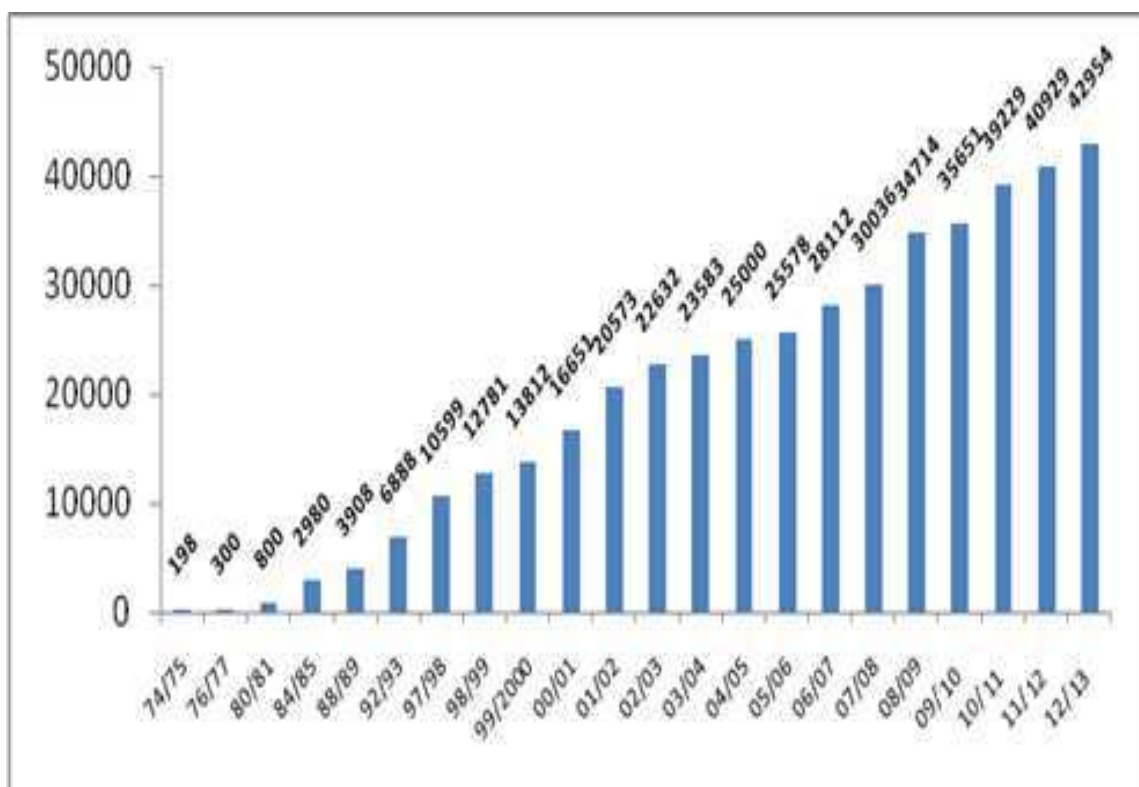


Figure IV.1 : Evolution des effectifs étudiants - Université de Tlemcen

La figure IV.2 donne l'évolution des places pédagogiques pour l'université de Tlemcen

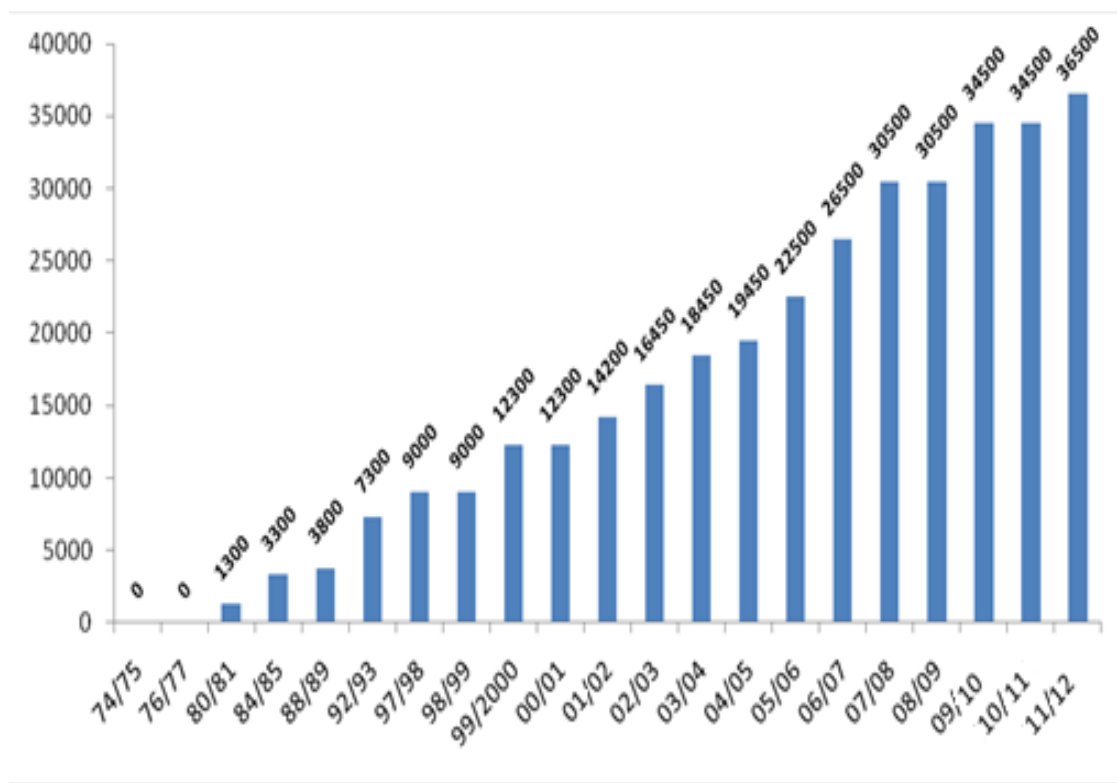


Figure IV.2 : Evolution des capacités pédagogiques - Université de Tlemcen

En termes d'infrastructures d'hébergement, la capacité d'accueil a atteint actuellement 23 000 lits.

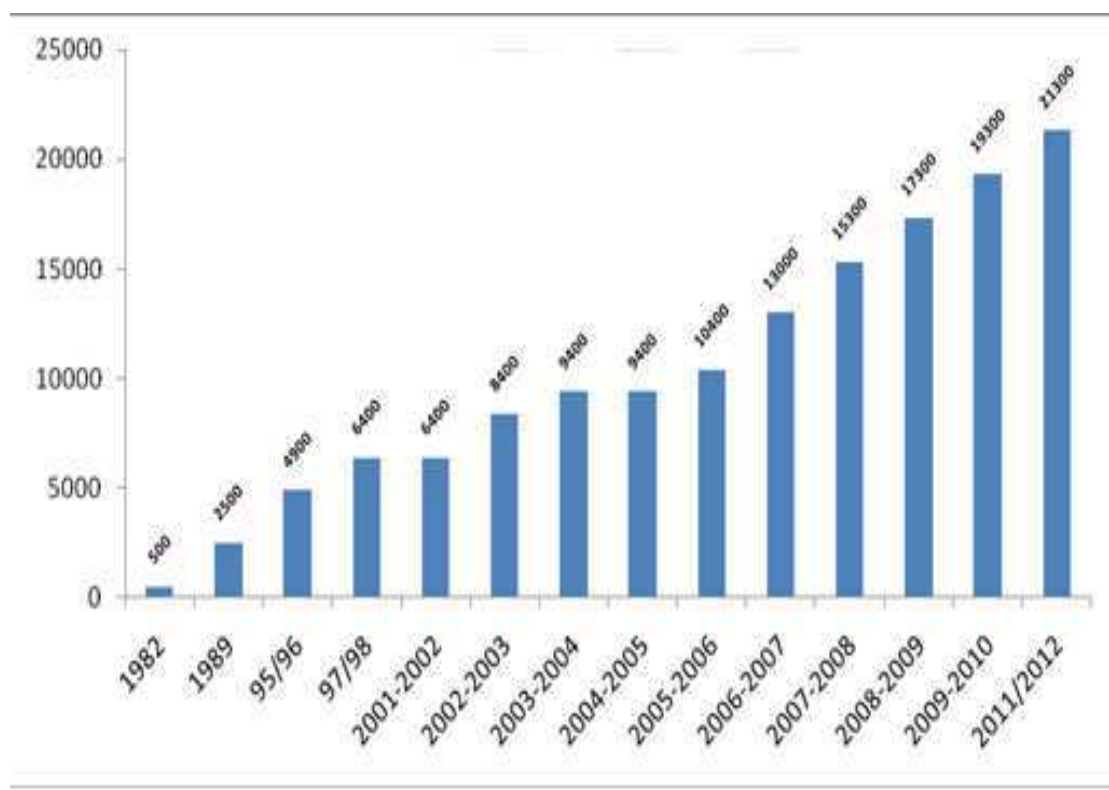


Figure IV.3 : Evolution des capacités dhébergement – Université de Tlemcen

I.3. Le nouveau pôle Mansourah

Ce nouveau pôle, constituant le noyau du développement de l'université et comprendra 23 000 places pédagogiques, 14 000 lits et 02 restaurants centraux. Il abritera également :

- Une bibliothèque centrale,
- Le siège du rectorat,
- Un complexe sportif et culturel,
- 30 laboratoires de recherche,
- 03 centres de recherche sciences et génie des matériaux, Toxicologie et médicament et santé et aide au diagnostic,
- Un plateau technique pour les analyses physico-chimiques,
- Deux plateformes technologiques (biologie et génétique et télécommunications)

- Maison des sciences de l’homme,
- Nouvelle Structure pour l’unité URMER,
- 120 logements universitaires
- Structures communes à caractère médico-social,
- Auditorium 500 places,

La figure IV.4 donne la répartition géographique des infrastructures de l’université.

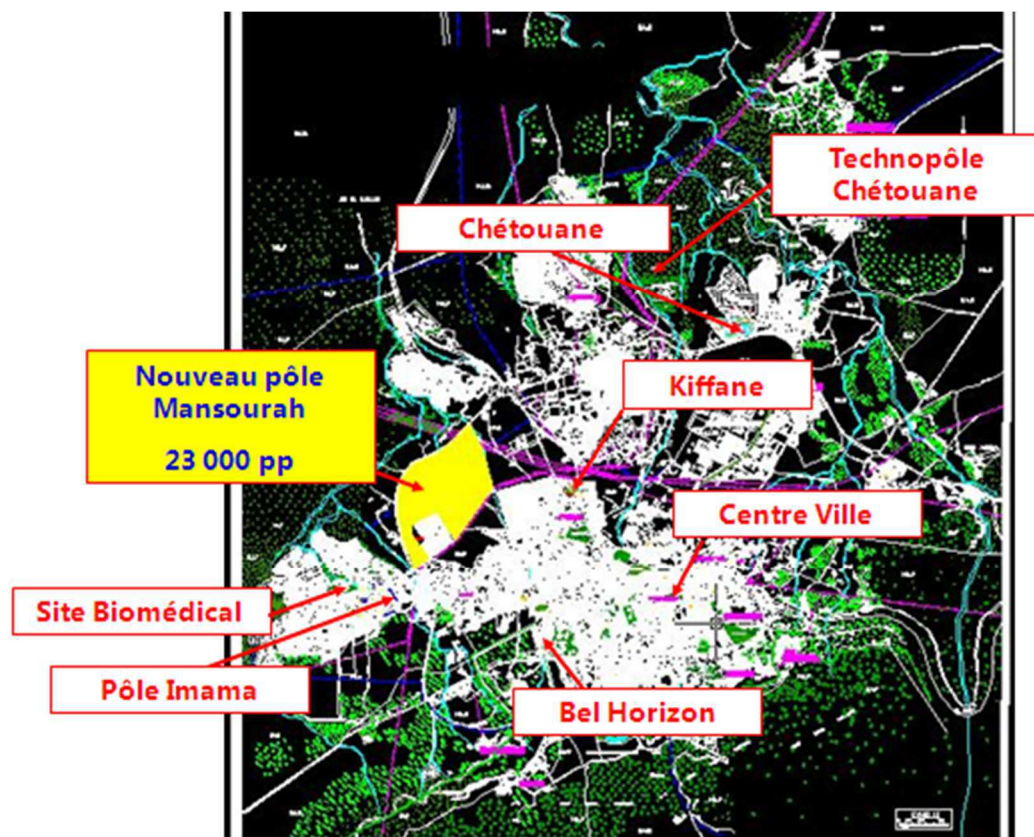


Figure IV.4 : Plan de situation des différents pôles et sites de l’université

Le nouveau pôle Mansourah abrite actuellement les facultés ci-dessous :

- Faculté des lettres et langues étrangères
- Faculté des sciences sociales et humaines
- Faculté des sciences
- Faculté des sciences de la nature, de la vie, des sciences de la terre et de l’univers.

La figure IV.5 constitue le plan d’occupation des infrastructures de l’université au niveau du nouveau pôle de Mansoura

Figure IV.5 : Plan d'occupation - Nouveau pôle Mansourah

II. Présentation de la zone d'étude

Dans le cadre du présent mémoire de fin d'étude et en fonction de son objectif qui est l'analyse de l'influence des modes de drainages sur l'évolution des pressions interstitielles autour des murs de soutènement. La zone Nord-Est du nouveau pôle a été considérée comme modèle d'application de la thématique.

Le pendage du terrain et le relief du nouveau pôle est orienté principalement Sud – Nord. Les mouvements de terres (Remblais-déblais) au niveau du pôle a donné naissance à la présence d'un bas de talus dans la zone nord. Des désordres ont été enregistrés se manifestant par des fissures de grandes ouvertures au niveau des terrains, des glissements et des escarpements.

Suite à ces pathologies, une expertise a été lancée en vue de solutionner le problème engendré par le glissement. Il est à noter que deux principales structures affleurent sur la zone de glissement, il s'agit de la 3ème tranche abritant la faculté des langues ainsi que l'animalerie pour la faculté des sciences de la nature, de la vie, des sciences de la terre et de l'univers.

L'expertise a débouché sur la projection de deux murs de soutènement à des niveaux différents.

1er mur (bas de talus) : Longueur $L = 216.83\text{m}$, et Hauteur $H = 11\text{m}$

2er muret à mi-hauteur du talus : Longueur $L = 116\text{m}$, et Hauteur $H = 5.50\text{ m}$

La figure IV.6 Schématise, à l'échelle du nouveau pôle Mansourah, le tracé des murs de soutènement projetés pour stabiliser le glissement.

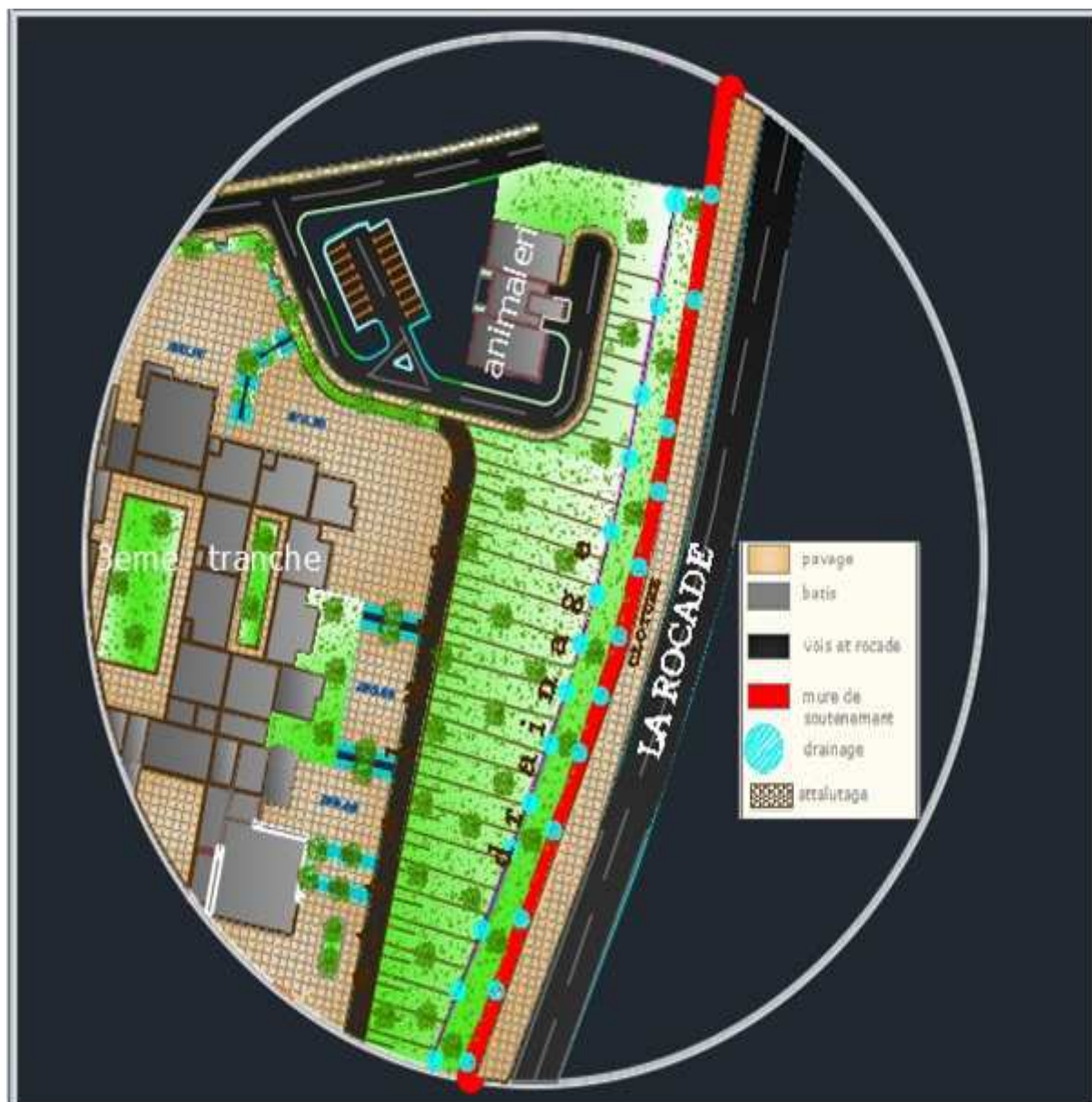


Figure IV.6 : Implantation des murs de soutènement à l'échelle du nouveau pôle Mansoura

III. Motivation et objectifs

En plus de la prise en charge des diverses sollicitations, le drainage inefficace est à l'origine de plusieurs désordres et pathologies relatives aux murs de soutènement. S'il y a bien une chose à retenir avant de réaliser un mur de soutènement, c'est que la poussée de l'eau derrière le mur est souvent 3 fois plus grande que la poussée des terres. Les murs de soutènement ne sont pas capables, dans tous les cas, de contenir cette poussée énorme. L'objet de cette partie du travail est de lancer une étude paramétrée en fonction des différentes variantes de conception du drainage et de faire par la suite

un bilan sur le développement des contraintes derrière le mur et une analyse comparative entre ces variantes et l'efficacité du drainage.

Les variantes arrêtées dans le cadre de la modélisation se résument en ce qui suit :

- Murs de soutènement sans présence de nappes et dépourvu de drainage,
- Murs de soutènement avec présence de nappes et dépourvu de drainage,
- Drainage en présence de nappe par matrice de matériaux derrière le mur,
- Drainage en présence de nappe par canalisation perforées en soubassement du mur,
- Combinaison des deux variantes de drainage avec présence de nappe.

IV. Présentation du code de calcul utilisé pour la modélisation

IV.1. Définition

PLAXIS est un logiciel des éléments finis en deux et en trois dimensions de géotechnique, développé par la société néerlandaise éponyme PLAXIS. Ce logiciel fut développé en premier lieu dans les années 1970 afin de pouvoir analyser le cas du barrage d'Osterschelde en Allemagne. Actuellement, PLAXIS 2D version 10.0 est la dernière version. Il permet de résoudre deux types de problèmes, Ceux qui sont axisymétriques (d'où provient le nom PLAXIS pour PLasticity AXISymmetry) et ceux qui sont répondants aux hypothèses de déformations planes. Bien que très fiable sur le plan numérique, le code fait appel à des éléments de haute précision (triangles à 15 nœuds), ainsi qu'à des processus de pilotage de résolution récents (méthode de longueur d'arc).

PLAXIS offre une large gamme de modèles décrivant le comportement des matériaux (11 en tout) et permet également à l'utilisateur de créer et de définir son propre modèle. Parmi ceux-ci, des modèles linéaires et non-linéaires ainsi que dépendants du temps sont proposés. Il est donc possible de procéder à l'analyse statique et dynamique. Les modèles prennent également en compte l'écoulement de l'eau à travers les sols modélisés ainsi que la génération de pressions inertielles offrant la possibilité d'effectuer des calculs en contraintes totales ou effectives, mais aussi de donner au sol des caractéristiques telles que drainé, non-drainé et non Poreux. Dans notre situation, nous utilisons le modèle de Mohr-Coulomb.

IV.2. Modèle de Mohr-Coulomb

Le comportement de Mohr-Coulomb présente un comportement élastique parfaitement plastique sans écoulement. Il a une grande utilisation dans la géotechnique vu les résultats obtenus dans les calculs.

Dans le plan de Mohr, la droite intrinsèque est représentée par :

$$\tau = \sigma_n \operatorname{tg} \varphi + c$$

Où : σ_n et τ sont respectivement les contraintes normales et tangentielles de cisaillement, et c et φ respectivement la cohésion et l'angle de frottement du matériau. Ce modèle comporte cinq paramètres : Le module de Young E , le coefficient de Poisson ν (paramètres d'élasticité) et la cohésion c , l'angle de frottement φ , et l'angle de dilatance ψ .

IV.3. Modélisation des structures de soutènements (Plaques)

Les plaques sont des éléments de structure utilisés pour modéliser les structures élancées placées dans le sol et ayant une rigidité de flexion et une raideur normale significatives. Les plaques peuvent être utilisées pour modéliser l'influence de murs, plaques, coques ou soutènements s'étendant selon z [R.B.J. Brinkgreve]

V. Contexte géologique de la région

La zone d'étude située à la limite Nord-Ouest du périmètre de la ville de Tlemcen est caractérisée par des formations attribuées stratigraphiquement au miocène et représentées par une couche de marne à intercalation détritique (sable, grès...) surmontant une puissante couche de marne grise schisteuse.

VI. Résultats des reconnaissances géotechniques effectuées dans le cadre de soutènement de la zone Nord du Nouveau pôle

VI.1. Programmation de la reconnaissance IN-SITU

La programmation de la campagne de reconnaissance géotechnique a comporté la réalisation de :

- Deux(02) sondages carottés notés SC1 et SC2 de profondeur de 18 m chacun,
- Un(01) sondage pressiométrique noté SP1 de profondeur de 17.50 m. Ce sondage a été réalisé en forage rotatif de diamètre 76.0 mm pour la réalisation

des essais pressiométriques prescrits pour la mesure des caractéristiques mécaniques des formations en sous-sol,

- La réalisation à partir des échantillons intacts paraffinés prélevés des sondages des essais géotechniques en laboratoire.

Ces sondages de reconnaissance se trouvent consignés dans un plan d'implantation schématique (Figure IV.7).

VI.2. Résultat de la reconnaissance IN-SITU

Les trois (03) sondages réalisés (SC1, SC2, SP1) sur site ont mis en évidence les formations géologiques décrites ci-dessous :

- Sondage SC1 :

0.00 à 3.00 m : Remblai,

3.00 à 6.50 m : Marne jaunâtre sableuse et pâteuse,

6.50 à 9.80 m : Sable fin jaunâtre peu consolidé à partir de 7.00 m,

9.80 à 18.00 m : Marne verdâtre mi- raide, devenant grisâtre et raide à partir de 11.70m.

- Sondage SC2 :

0.00 à 4.00 m : Remblai,

4.00 à 7.70 m : Sable fin jaunâtre peu compact, légèrement argileux entre 5.00 et 6.80 m, gréseux entre 7.10 et 7.50m,

7.70 à 18.00 m : Marne verdâtre mi- raide devenant raide à partir de 11.80m.

- Sondage SP1 :

0.00 à 6.00 m : Remblai,

6.00 à 8.10 m : Sable fin jaunâtre peu consolidé par endroit,

8.10 à 17.50 m : Marne marron à verdâtre, pâteuse à mi- raide devenant grisâtre schisteuse à partir de 13.40 m renfermant un passé de sable entre 11.80 et 12m et 13.60 à 14.00 m.



Figure IV.7 : Plan schématique d'implantation des sondages

VI.3. Essai au laboratoire

VI.3.1. Teneur en eau pondérale (NF P94-050)

La détermination de la teneur en eau pondérale effectuée à partir d'un échantillon intact, remanié ou reconstitué, de tous les sols et de tous les matériaux cités de la NF P 11-300. La teneur en eau est un paramètre d'état qui permet d'approcher certaines caractéristiques mécaniques et d'apprécier la consistance d'un sol fin.

a) Méthodologie de l'essai

- Identifier l'échantillon visuellement,
- Placer une masse dans une coupelle (m_1),
- Etuver la prise d'essai et son contenant à 105° ,
- Peser la masse étuvée (m_3),

Avec :

$$W = [(m_1 - m_3) / m_3] \cdot 100$$

b) Expression des résultats

Les tableaux VI.1, VI.2, VI.3 présentent les détails de calculs de la teneur en eau naturel pour les trois marnes.

i) Marne jaunâtre

Tableau IV.1 : Teneur en eau naturelle (Marne jaunâtre)

N° ECHANTILLON	1		2		3	
N° TARE	70	153	97	117	72	160
POIDS HUMIDE + TARE (g)	48.140	42.480	40.170	40.660	47.270	42.930
POIDS SEC + TARE (g)	46.495	40.289	38.367	39.132	45.342	40.977
POIDS TARE (g)	40.209	32.334	31.685	33.519	36.748	33.46
POIDS D'EAU (g)	1.65	2.19	1.80	1.53	1.93	1.95
POIDS SOL SEC (g)	6.29	7.96	6.68	5.61	8.59	7.52
TENEUR EN EAU (%)	26.17	27.54	26.98	27.22	22.43	25.98

Teneur en eau naturelle moyenne : 26%

ii) Marne Verdâtre

Tableau IV.2 : Teneur en eau naturelle (Marne verdâtre)

N° ECHANTILLON	1		2		3	
N° TARE	37	35	98	40	45	8
POIDS HUMIDE + TARE (g)	37.870	34.770	46.260	45.430	44.130	43.640
POIDS SEC + TARE (g)	35.905	32.124	43.490	43.285	41.863	41.185
POIDS TARE (g)	27.753	21.1	32.466	34.429	32.106	31.21
POIDS D'EAU (g)	1.97	2.65	2.77	2.15	2.27	2.46
POIDS SOL SEC (g)	8.15	11.02	11.02	8.86	9.76	9.98
TENEUR EN EAU (%)	24.10	24.00	25.13	24.22	23.23	24.61

Teneur en eau naturelle moyenne : 24.22%

iii) Marne Grise

Tableau IV.3 : Teneur en eau naturelle (Marne Grise)

N° ECHANTILLON	1		2		3	
N° TARE	56	14	2	30	61	52
POIDS HUMIDE + TARE (g)	41.110	38.770	30.230	41.950	37.140	40.100
POIDS SEC + TARE (g)	39.291	36.805	28.190	39.950	35.564	38.030
POIDS TARE (g)	31.376	28.368	19.53	31.467	28.732	29.01
POIDS D'EAU (g)	1.82	1.97	2.04	2.00	1.58	2.07
POIDS SOL SEC (g)	7.92	8.44	8.66	8.48	6.83	9.02
TENEUR EN EAU (%)	22.98	23.29	23.56	23.58	23.07	22.95

Teneur en eau naturelle moyenne : 23.24%

VI.3.2 Masse volumique des sols fin par immersion dans l'eau(NF P94-053)

La norme s'applique à la détermination de la masse volumique d'un échantillon prélevé sur site dans le sol en place ou dans un remblai ou préparé en laboratoire selon un processus défini. La masse volumique des sols est un paramètre d'état. Utilisé avec la teneur en eau (NF P 94-050) et la masse volumique des particules solides (NF P 94-054) il permet de déterminer l'indice des vides, la porosité, le degré de saturation et la masse volumique du sol sec

a) Méthodologie de l'essai

- Tailler L'échantillon afin d'avoir une masse $1 < m < 0.5$ kg,
- Paraffiner l'échantillon et peser (mp),
- Placer (mp) dans le panier suspendu à la balance,
- Immerger (mp) et la peser avec la balance hydrostatique.

Avec :

$$\text{Densité humide} = \text{Poids sol humide} / \text{Volume net}$$

Et :

$$\text{Volume net} = \text{Volume brut} - \text{Volume de la paraffine}$$

Et :

$$\text{Volume brut} = (\text{Poids sol humide} + \text{paraffine}) - (\text{poids du sol dans l'eau})$$

Et :

$$\text{Volume de la paraffine} = \text{Poids de la paraffine} / 0.9$$

Et :

$$\text{Densité Sèche} = [\text{Densité humide} / (100 + \text{Teneur en eau})] * 100$$

b) Expression des résultats

Les tableaux IV.4, IV.5, IV.6 donnent les détails de calculs de la masse volumique sèche ainsi que la masse volumique humide pour les trois marnes.

i) Marne jaunâtre

Tableau IV.4 : Masse volumique du sol (Marne jaunâtre)

N° ECHANTILLON	1	2	3
POIDS SOL HUM + PARAFFINE (g)	276.35	302.98	251.19
POIDS SOL HUMIDE (g)	266.46	293.74	245.28
POIDS DE LA PARAFFINE (g)	9.89	9.24	5.91
POIDS SOL DANS L'EAU	118.89	129.53	114.34
VOLUME BRUT (cm 3)	157.46	173.45	136.85
VOLUME DE PARAFFINE (cm 3)	10.99	10.27	6.57
VOLUME NET (cm 3)	146.47	163.18	130.28
DENSITE HUMIDE (g/cm3)	1.82	1.80	1.88
TENEUR EN EAU MOYENNE (%)	26.86	27.10	24.21
DENSITE SECHE (g/cm3)	1.43	1.42	1.52

Densité humide moyenne : 1.85

Densité sèche moyenne : 1.48

ii) Marne Verdâtre

Tableau IV.5 : Masse volumique du sol (Marne verdâtre)

N° ECHANTILLON	1	2	3
POIDS SOL HUM + PARAFFINE (g)	298.50	275.49	270.95
POIDS SOL HUMIDE (g)	284.95	263.69	259.34
POIDS DE LA PARAFFINE (g)	13.55	11.80	11.61
POIDS SOL DANS L'EAU	123.20	112.61	119.11
VOLUME BRUT (cm 3)	175.30	162.88	151.84
VOLUME DE PARAFFINE (cm 3)	15.06	13.11	12.90
VOLUME NET (cm 3)	160.24	149.77	138.94
DENSITE HUMIDE (g/cm3)	1.78	1.76	1.87
TENEUR EN EAU MOYENNE (%)	24.05	24.67	23.92
DENSITE SECHE (g/cm3)	1.43	1.41	1.51

Densité humide moyenne : 1.80

Densité sèche moyenne : 1.45

iii) Marne Grise

Tableau IV.6 : Masse volumique du sol (Marne Grise)

N° ECHANTILLON	1	2	3
POIDS SOL HUM + PARAFFINE (g)	211.32	197.45	203.82
POIDS SOL HUMIDE (g)	204.64	189.70	195.79
POIDS DE LA PARAFFINE (g)	6.68	7.75	8.03
POIDS SOL DANS L'EAU	92.45	87.30	87.50
VOLUME BRUT (cm 3)	118.87	110.15	116.32
VOLUME DE PARAFFINE (cm 3)	7.42	8.61	8.92
VOLUME NET (cm 3)	111.45	101.54	107.40
DENSITE HUMIDE (g/cm3)	1.84	1.87	1.82
TENEUR EN EAU MOYENNE (%)	23.14	23.57	23.01
DENSITE SECHE (g/cm3)	1.49	1.51	1.48

Densité humide moyenne : 1.84

Densité sèche moyenne : 1.50

VI.3.3. Limites d'Atterberg (NF P94-051)

Cette norme destinée à la détermination des deux limites d'Atterberg (limite de liquidité à la coupelle et limite de plasticité du rouleau) s'applique aux sols dont les éléments passent à travers le tamis de dimension nominale d'ouverture de maille 400 micromètres. Les limites d'Atterberg sont des paramètres géotechniques destinés à identifier un sol et à caractériser son état au moyen de son indice de consistance.

a) Méthodologie de l'essai

i) limite de liquidité

- Mélangé le sol à une quantité d'eau,
- Placée La pâte obtenue dans une coupelle de 100 mm de diamètre environ,
- On trace sur la pâte lissée une rainure normalisée avec un outil spécial,
- À l'aide d'une came, on fait subir une série de chocs à la coupelle,
- On observe en fin d'expérience le contact des deux lèvres de la rainure,
- La limite de liquidité est la teneur en eau en % qui correspond à une fermeture en 25 chocs.

ii) limite de plasticité

- On mélange l'échantillon avec des quantités variables d'eau,
- On façonne avec la pâte un rouleau de 6 mm de diamètre pour une centaine de mm de longueur,
- Puis on atteint 3 mm de diamètre en le roulant (souvent avec les doigts),
- La limite de plasticité est la teneur en eau en % du rouleau qui se fissure et se brise lorsqu'il atteint un diamètre de 3 mm .

Avec :

$$\text{Indice de plasticité (Ip)} = \text{Limite de liquidité} - \text{Limite de plasticité}$$

b) Expression des résultats

Les tableaux de IV.7 à IV.12 présentent les détails de calculs de la limite de liquidité ainsi que la limite de plasticité.

i) Marne jaunâtre

Tableau IV.7 : Limite de liquidité (Marne jaunâtre)

Nombre de coups	16	21	30
N° tare	87	114	139
POIDS HUMIDE + TARE (g)	41.772	45.222	48.770
POIDS SEC + TARE (g)	39.124	41.749	45.375
POIDS TARE (g)	35.145	36.451	40.099
POIDS D'EAU (g)	2.65	3.47	3.40
POIDS SOL SEC (g)	3.98	5.30	5.28
TENEUR EN EAU (%)	66.55	65.55	64.35
Moyenne	65.48		

Tableau IV.8 : Limite de plasticité (Marne jaunâtre)

N° tare	15	22
POIDS HUMIDE + TARE (g)	37.495	37.738
POIDS SEC + TARE (g)	36.183	36.387
POIDS TARE (g)	32.016	32.137
POIDS D'EAU (g)	1.31	1.35
POIDS SOL SEC (g)	4.17	4.25
TENEUR EN EAU (%)	31.49	31.79
Moyenne	31.64	

Limite de liquidité : $W_L = 65.48\%$

Limite de plasticité $W_P = 31.64\%$

Indice de plasticité $IP = 33.84\%$

ii) Marne Verdâtre

Tableau IV.9 : Limite de liquidité (Marne verdâtre)

Nombre coups	20	30	35
N° tare	119	155	143
POIDS HUMIDE + TARE (g)	45.540	44.707	42.157
POIDS SEC + TARE (g)	42.136	41.467	39.108
POIDS TARE (g)	36.84	36.359	34.262
POIDS D'EAU (g)	3.40	3.24	3.05
POIDS SOL SEC (g)	5.30	5.11	4.85
TENEUR EN EAU (%)	64.27	63.43	62.92
Moyenne	63.54		

Tableau IV.10 : Limite de plasticité (Marne verdâtre)

N° tare	38	34
POIDS HUMIDE + TARE (g)	36.213	34.583
POIDS SEC + TARE (g)	35.241	33.342
POIDS TARE (g)	31.904	29.093
POIDS D'EAU (g)	0.97	1.24
POIDS SOL SEC (g)	3.34	4.25
TENEUR EN EAU (%)	29.13	29.21
Moyenne	29.17	

Limite de liquidité : $WL = 63.54\%$

Limite de plasticité $WP = 29.17\%$

Indice de plasticité $IP = 34.37\%$

iii) Marne Grise

Tableau IV.11 : Limite de liquidité (Marne Grise)

Nombre coups	20	30	35
N° tare	132	134	47
POIDS HUMIDE + TARE (g)	46.542	43.755	41.259
POIDS SEC + TARE (g)	42.043	40.618	38.130
POIDS TARE (g)	36.459	36.708	34.181
POIDS D'EAU (g)	4.50	3.14	3.13
POIDS SOL SEC (g)	5.58	3.91	3.95
TENEUR EN EAU (%)	80.57	80.23	79.24
Moyenne	80.01		

Tableau IV.12 : Limite de plasticité (Marne Grise)

N° tare	21	17
POIDS HUMIDE + TARE (g)	26.712	19.430
POIDS SEC + TARE (g)	25.098	17.917
POIDS TARE (g)	20.519	13.658
POIDS D'EAU (g)	1.61	1.51
POIDS SOL SEC (g)	4.58	4.26
TENEUR EN EAU (%)	35.25	35.52
Moyenne	35.39	

Limite de liquidité : $W_L = 80.01\%$

Limite de plasticité $W_P = 35.39\%$

Indice de plasticité $IP = 44.62\%$

VI.3.4. Cisaillement à la boîte (NF P94-071)

L'essai a pour but de mesurer en laboratoire les caractéristiques d'un échantillon de sol fin soumis à un cisaillement direct selon un plan imposé, à une vitesse suffisamment lente pour que la pression interstitielle U reste nulle tout au long de l'essai.

a) Méthodologie de l'essai

- Appliqué sur la face supérieure de l'éprouvette un effort vertical (N) maintenu constant durant la durée de l'essai ($\sigma=N/S$),
- Produire après consolidation de l'éprouvette sous l'effort (N), un cisaillement dans l'éprouvette selon le plan horizontale de glissement des deux demis boîtes l'une par rapport à l'autre en leur imposant un déplacement relatif ΔL à vitesse constante,
- Mesurer l'effort (T) correspondant ($\tau=T / S$).

L'essai est réalisé sur une série de 3 éprouvettes en faisant augmenter à chaque fois la valeur de l'effort (N), 1bar 2bar et 3bar.

b) Expression des résultats

Les figures IV.8, IV.9, IV.10 schématisent les courbes de coulomb pour les trois marnes rencontrées.

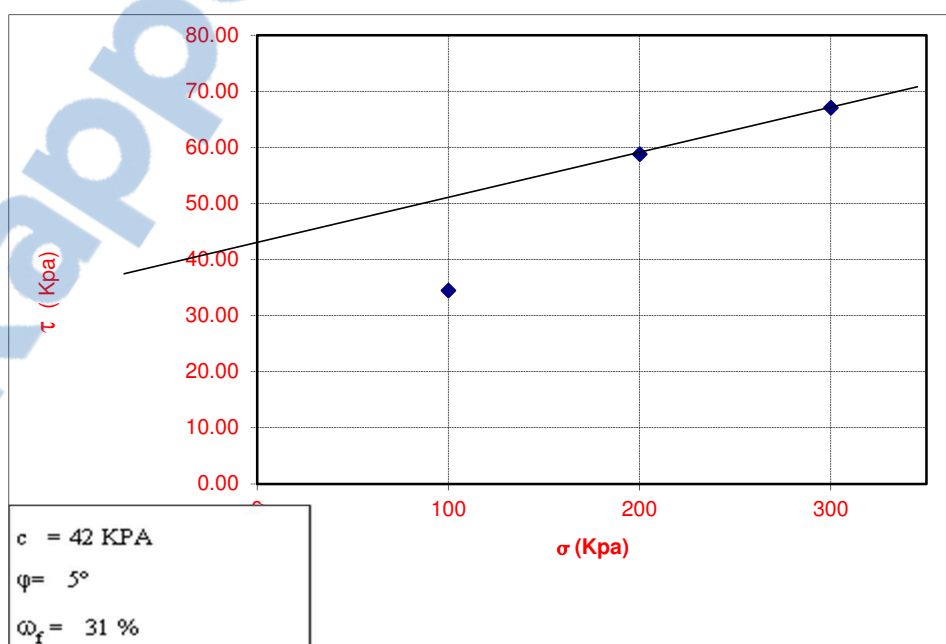


Figure IV.8 : Courbe du coulomb (Marne Jaunâtre)

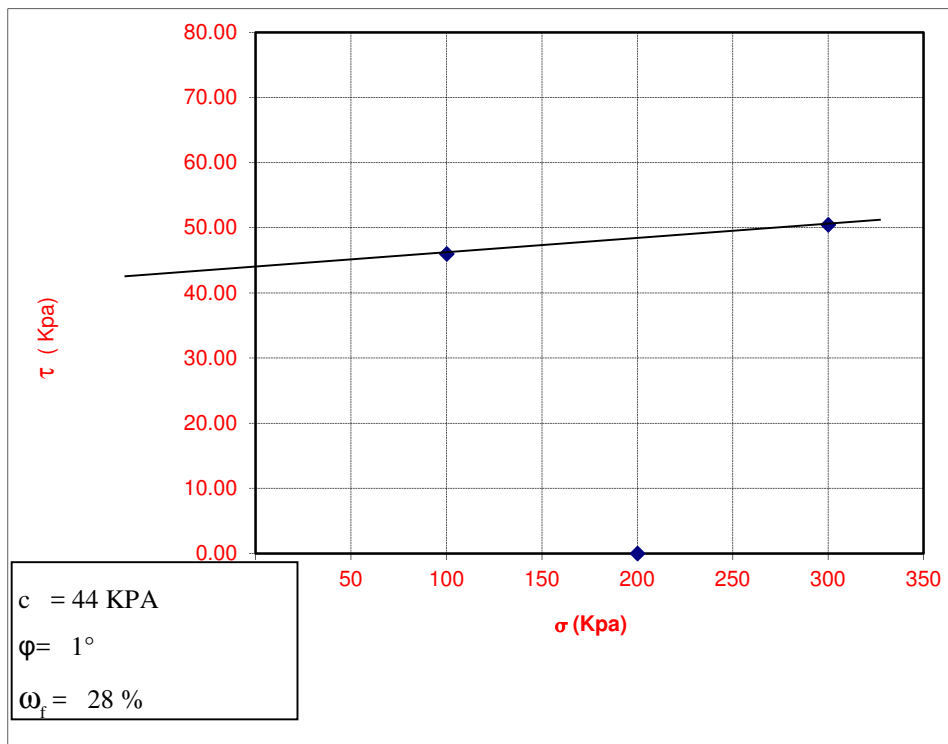


Figure IV.9 : Courbe du coulomb (Marne Verdâtre)

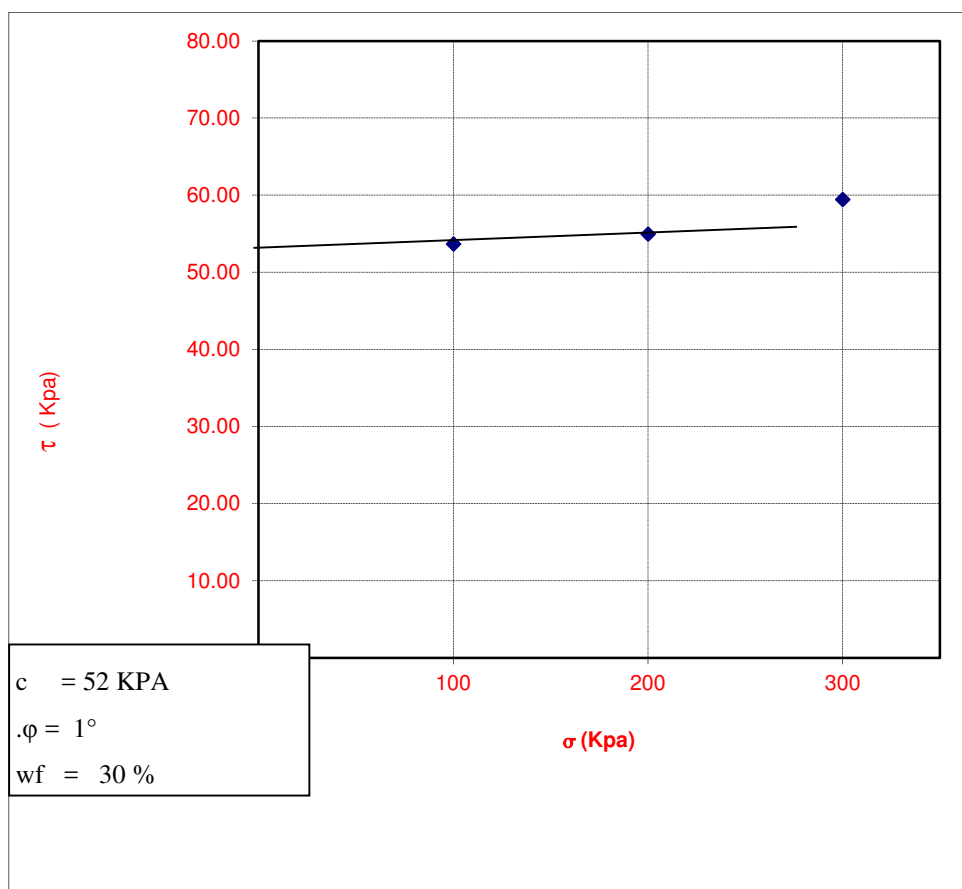


Figure IV.10 : Courbe du coulomb (Marne Grise)

VI.3.5. Analyse granulométrique - Méthode par tamisage à sec après lavage (NF P94-056)

L'analyse granulométrique par tamisage au moyen de tamis à mailles carrées de dimension inférieure ou égale à 100 mm s'applique aux sols, aux matériaux rocheux après extraction et aux sous-produits industriels utilisés dans le domaine du bâtiment et du génie civil, dans la mesure où les sollicitations provoquées par le processus d'essai ne modifient pas leur structure. Pour les particules de taille inférieure à 80 micromètres, l'analyse granulométrique est faite par la méthode par sédimentation (norme NF P 94-057).

a) Expression des résultats

Les figures IV.11 et IV.12 donnent les courbes granulométriques pour les différentes couches.

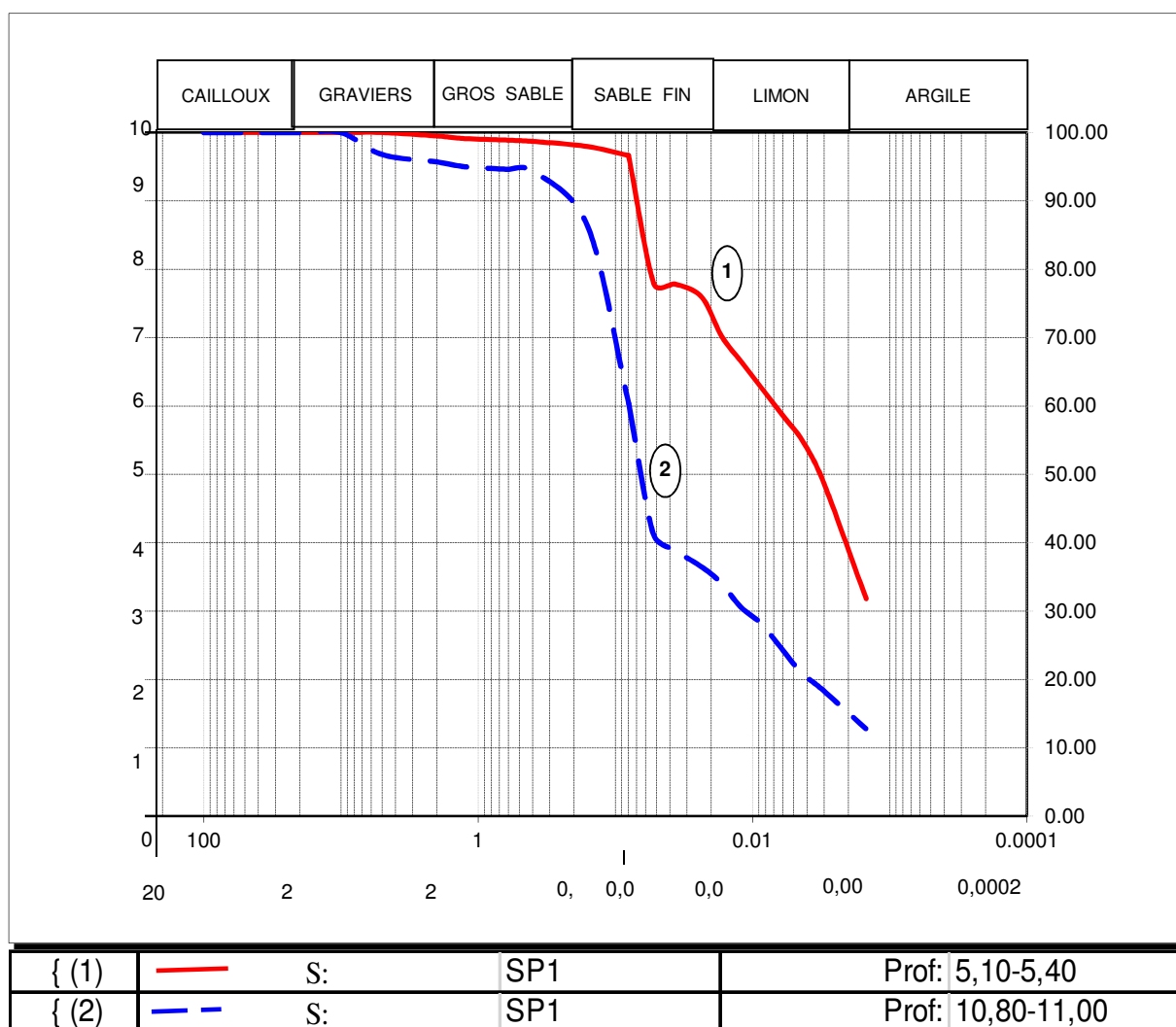


Figure IV.11 : Courbe Granulométrique – Sondage SP1

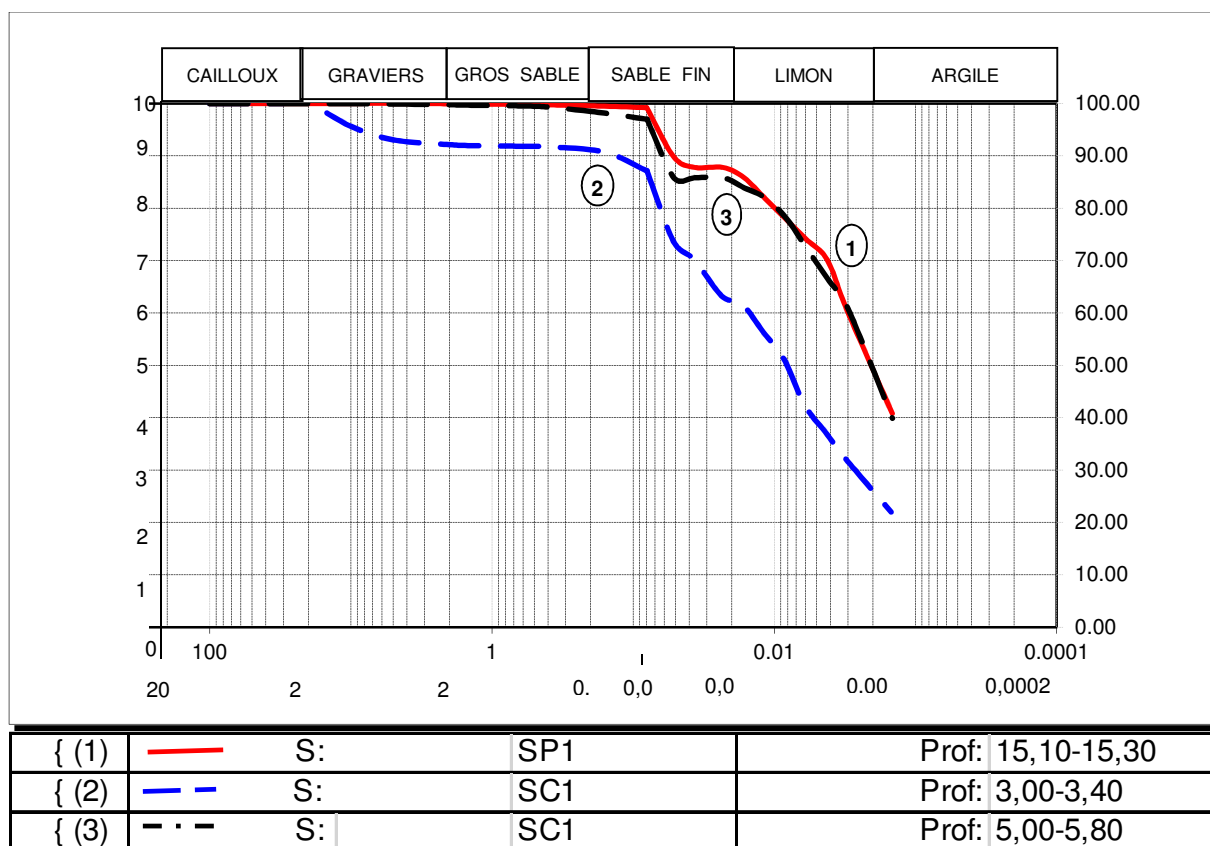


Figure IV.12 : Courbe Granulométrique–Sondage SP1 et SC1

En guise de synthèse, le tableau IV.13 récapitule les résultats des essais au laboratoire sur les matériaux rencontrés.

Tableau IV.13 : Récapitulation des résultats des essais au laboratoire

NATURE APPARENTE DES ECHANTILLONS		MARNE GRISE	MARNE JAUNATRE	MARNE VERDATRE
	POIDS VOLUMIQUE SEC (γ_d) t / m ³	1.50	1.48	1.45
	TENEUR EN EAU NATURELLE (W%)	23.24	26	24.22
	DEGRE DE SATURATION (SR%)	78	83	75
	POIDS VOLUMIQUE HUMIDE (γ_h) t / m ³	1.84	1.85	1.80
	Limite d'Atterberg WL %	80.01	65.48	63.54
	Indice de plasticité IP %	44.62	33.84	34.37
U U	W %	30	31	28
	C Kpa	52	42	44
	ϕ (°)	1	5	0

VI.4.Essai pressiométrique Ménard (NF P94-110-1)

L'essai pressiométrique est un essai de chargement in situ effectué au sein même du terrain grâce à la réalisation préalable d'un forage. L'analyse des résultats permet d'obtenir, pour une profondeur donnée, les caractéristiques mécaniques du sol et d'effectuer les calculs de fondation. Trois caractéristiques du sol sont notamment déduites :

- le module pressiométrique EM qui définit le comportement pseudo-élastique du sol
- la pression limite Pl qui caractérise la résistance de rupture du sol,
- la pression de fluage pf qui définit la limite entre le comportement pseudo-élastique et l'état plastique

Le tableau IV.14 donne les résultats de l'essai pressiométrique effectué.

Tableau IV.14 : Récapitulation des résultats du pressiomètre de Ménard

	Profondeur (m)	Plm (MPa)	Pf (MPa)	EM (MPa)
Marne Jaunâtre	8.00	3.32	3.32	127.5
	9.50	2.40	1.31	30.4
Marne Verdâtre	11.00	3.25	2.39	97.8
	12.50	2.15	1.21	44.1
Marne Grise	14.00	1.40	1.23	72.1
	15.50	2.82	2.04	127.5
	17.00	4.49	4.19	226.4

VII. Analyse des paramètres de stabilité du mur de soutènement et l'influence du mode de drainage

Cette partie du travail consiste, par le biais de la modélisation, à analyser dans un premier temps les paramètres de stabilité du mur et d'étudier l'influence du mode de drainage sur l'évolution de l'état des contraintes et déplacements dans une seconde étape.

Pour l'analyse paramétrée, deux cas de figures ont été considérés en fonction de la présence ou pas de la nappe.

VIII. Présentation des étapes et des résultats de la modélisation

VIII.1. Définition de la géométrie et les propriétés des matériaux

Pour l'ensemble des cas de modélisation, il a été adopté ce qui suit :

- Éléments à 15 nœuds pour le sol
- Problème de déformation plane
- Unités : m, KN, s (Long :m , Force: KN , temps: S)

Pour les conditions au limites il a été considéré les conditions aux limites par défaut, libres en vertical et bloquées au fond.

La figure IV.13 schématise la géométrie des pentes combinée au pendage des formations, la position de mur de soutènement ainsi que les variantes du mode de drainage dans l'interface graphique du code de calcul Plaxis 8.2

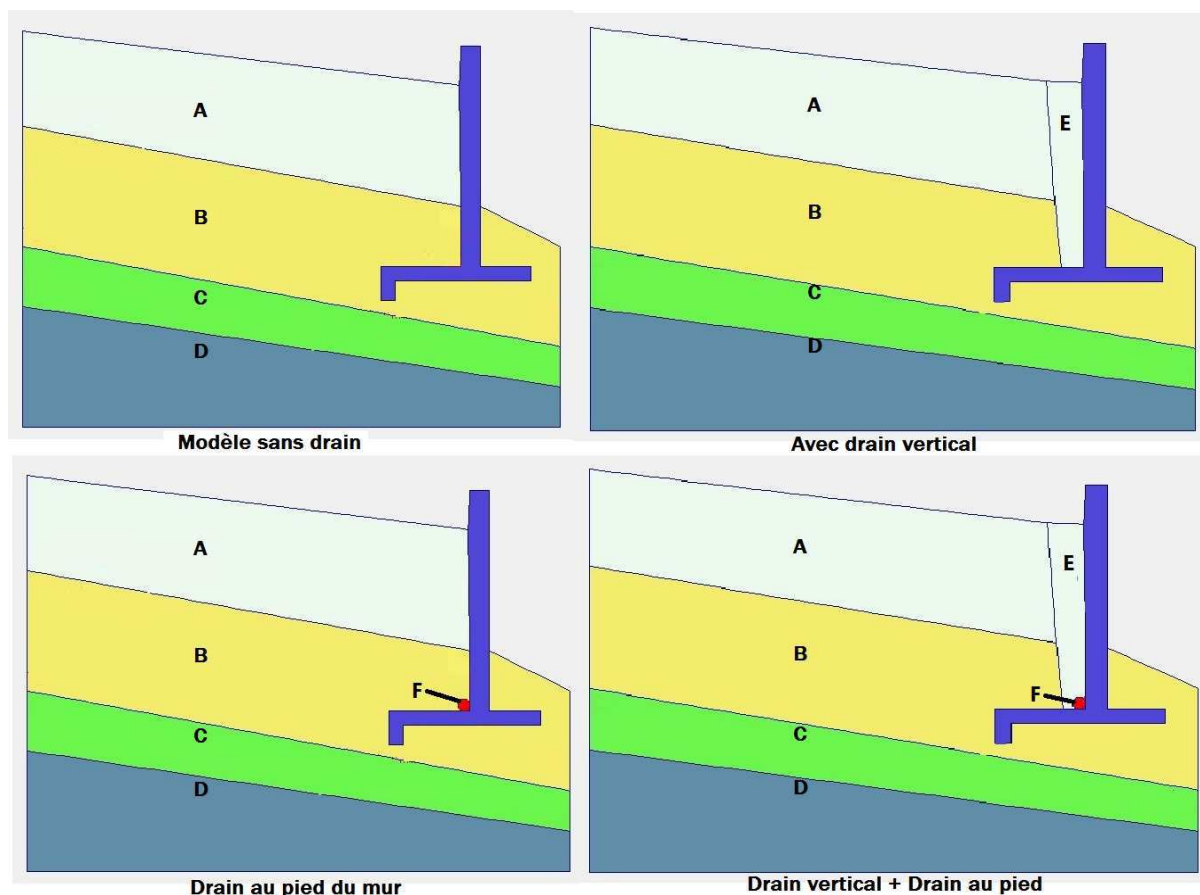


Figure IV.13 : Géométrie de la pente

Avec :

A : Couche de remblai,

B : Couche de marne jaunâtre,

C : Couche de marne verdâtre,

D : Couche de marne grise,

E : Drain vertical,

F : Drain au pied.

VIII.2. Résultats et discussions

Les résultats de la modélisation sont présentés en fonction de paramètres de stabilité à savoir : Déplacements, contraintes, pression interstitielles et critères de sécurité.

Pour l'analyse de l'évolution des paramètres, certaines positions ont été retenues derrière le mur en planimétrie et en altimétrie.

VIII.2.1. Murs de soutènement sans présence de nappes et dépourvu de drainage

a) Déplacement horizontal

La figure IV.14 représente les zones de déplacement horizontal (U_x)

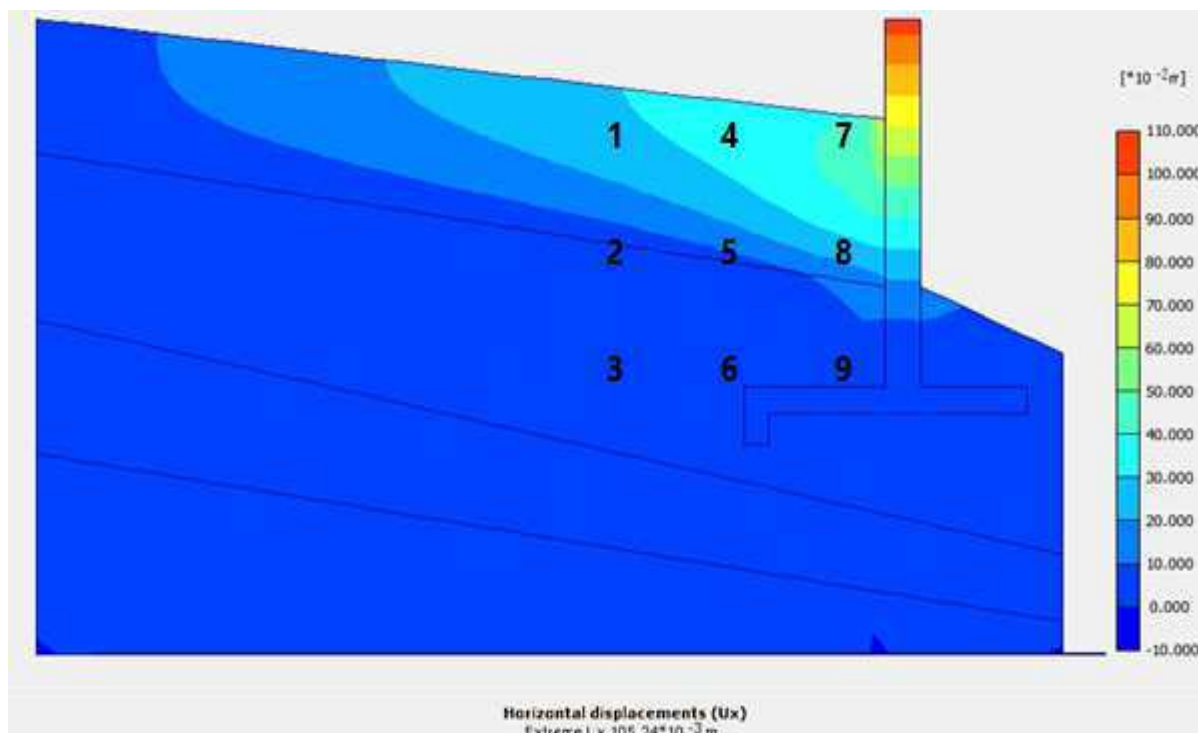


Figure IV.14 : Déplacement horizontal –sans présence de nappe et mur dépourvu de drainage

Le tableau IV.15 donne les résultats du déplacement horizontal dans les positions d'analyse désignées.

Tableau IV.15 : Valeurs du déplacement horizontal –sans présence de nappes et mur dépourvu de drainage

Points	Ux (m)
1	0.029
2	0.025
3	0.003
4	0.034
5	0.027
6	0.003
7	0.043
8	0.035
9	0.003

b) Déplacement vertical

La figure IV.15 représente les zones de déplacement vertical (Uy)

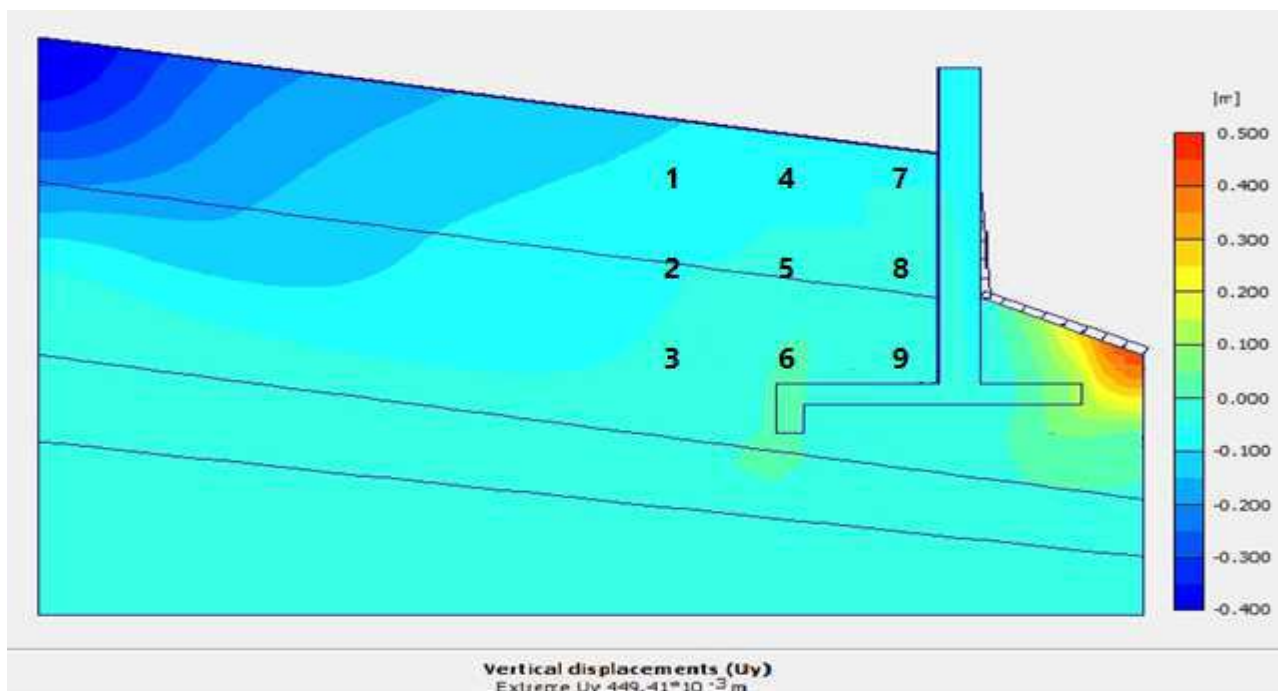


Figure IV.15 : Déplacement vertical –sans présence de nappe et mur dépourvu de drainage

Le tableau IV.16 donne les résultats du déplacement vertical dans les positions d'analyse désignées.

Tableau IV.16 : Valeur du déplacement vertical –sans présence de nappes et mur dépourvu de drainage

Points	Uy (m)
1	-0.078
2	-0.049
3	-0.031
4	-0.070
5	-0.040
6	-0.025
7	-0.067
8	-0.037
9	-0.007

c) Evolution des pressions interstitielles

La figure IV.16 représente les pressions interstitielles sans présence de nappe

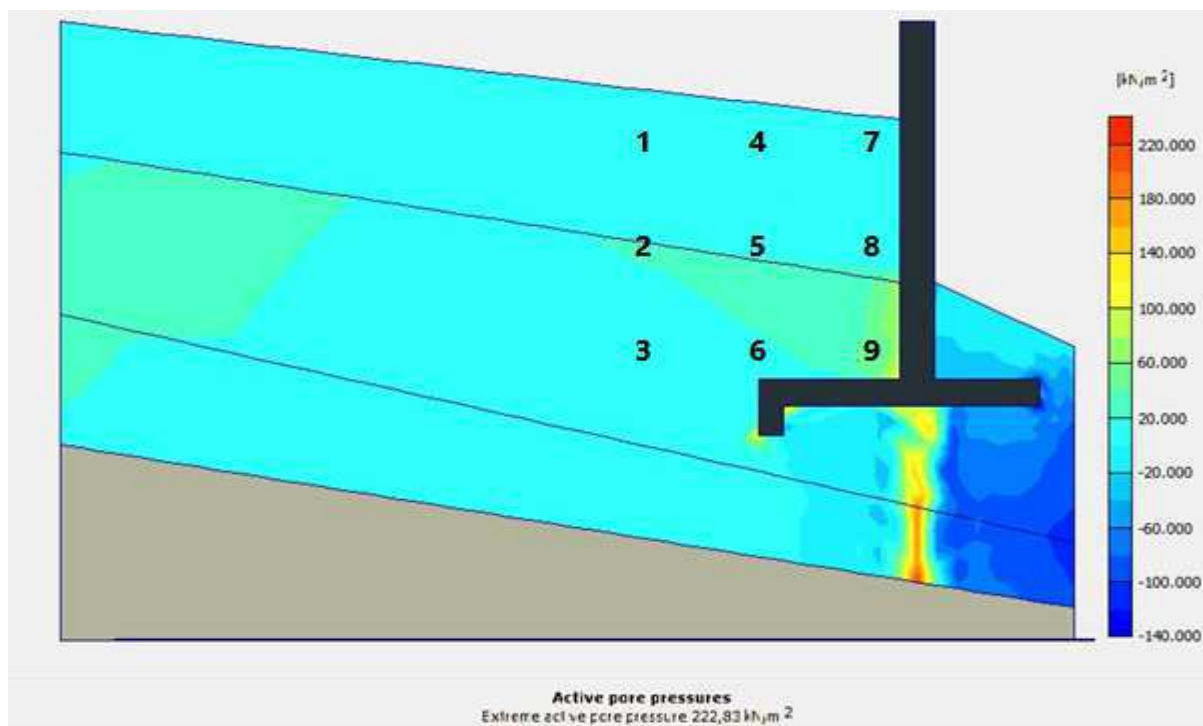


Figure IV.16 : Pressions interstitielles –sans présence de nappes et mur dépourvu de drainage

Le tableau IV.17 donne les valeurs des pressions interstitielles dans les positions d'analyse désignées.

Tableau IV.17 : Valeurs des pressions interstitielles –sans présence de nappes et mur dépourvu de drainage

Points	U (KN/m ²)
1	0.00
2	0.00
3	0.00
4	0.00
5	-1.20
6	0.00
7	0.00
8	-0.95
9	-4.54

d) Etat des contraintes

Les résultats graphiques et analytiques de ce premier cas de modélisation sont représentés respectivement sur la figure IV.17 et le tableau IV.18 et concerne l'évolution de l'état des contraintes.

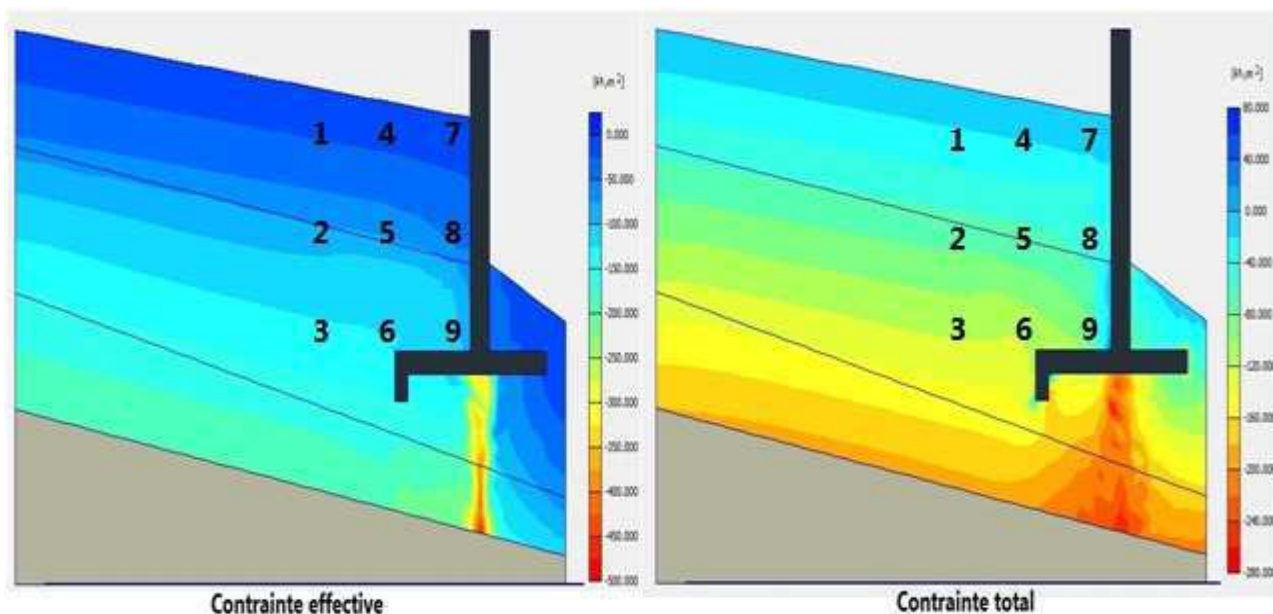


Figure IV.17 : Contraintes effectives et totales –sans présence de nappes et mur dépourvu de drainage

Tableau IV.18 : Valeur des contraintes effectives et totales (sans présence de nappes et dépourvu de drainage)

Points	σ' (KN/m ²)	σ (KN/m ²)
1	2.17	2.4
2	12.65	13.28
3	39.28	39.45
4	102.55	102.61
5	103.98	104.14
6	6.51	7.56
7	17.66	17.38
8	32.16	32.66
9	91.33	89.67

e) Contrainte de cisaillement

La figure IV.18 représente l'évolution des contraintes de cisaillement pour le cas du mur dépourvu de drainage et sans présence de nappe.

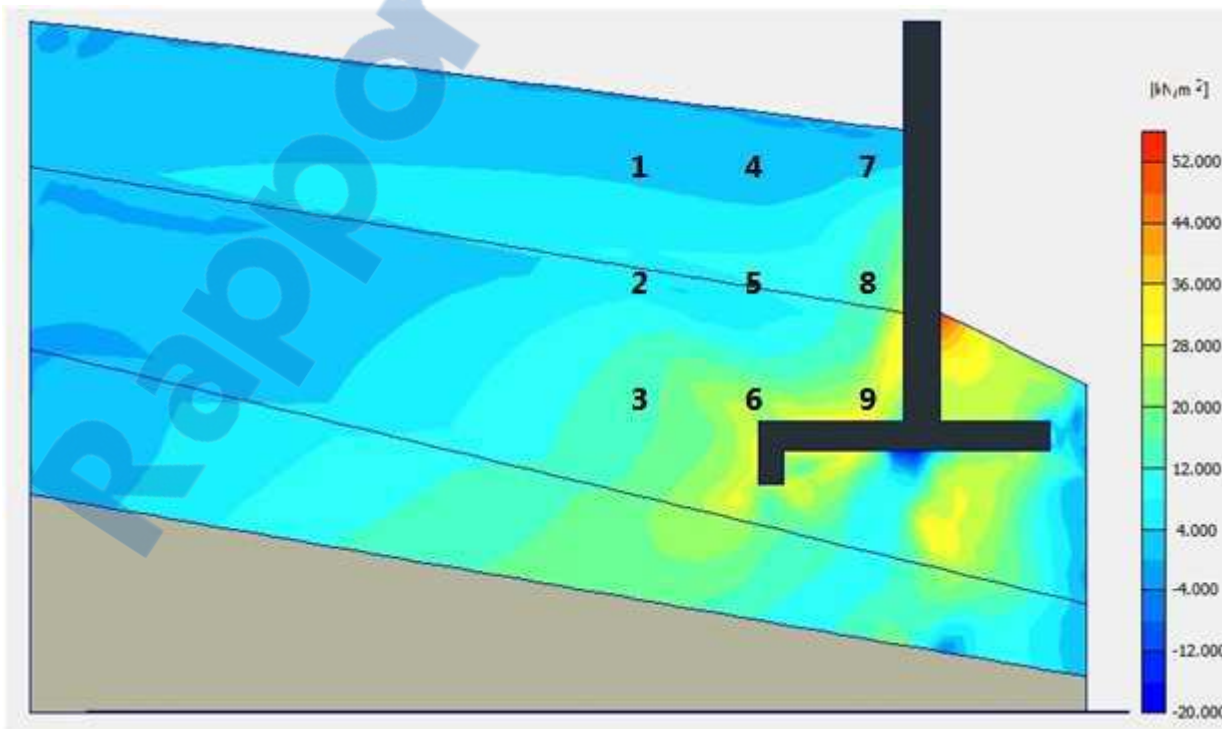


Figure IV.18 : Contraintes de cisaillement –sans présence de nappes et mur dépourvu de drainage

Le tableau IV.19 donne les résultats de la contrainte de cisaillement dans les positions d'analyse désignées sur la figure IV.18.

Tableau IV.19 : Valeur des contraintes de cisaillement –sans présence de nappes et mur dépourvu de drainage)

Points	τ (KN/m ²)
1	0.62
2	8.64
3	22.67
4	0.9
5	10.86
6	25.85
7	0.85
8	12.9
9	29.35

f) Facteur de sécurité (Fs)

La figure IV.19 représente le développement du facteur de sécurité en fonction des déplacements.

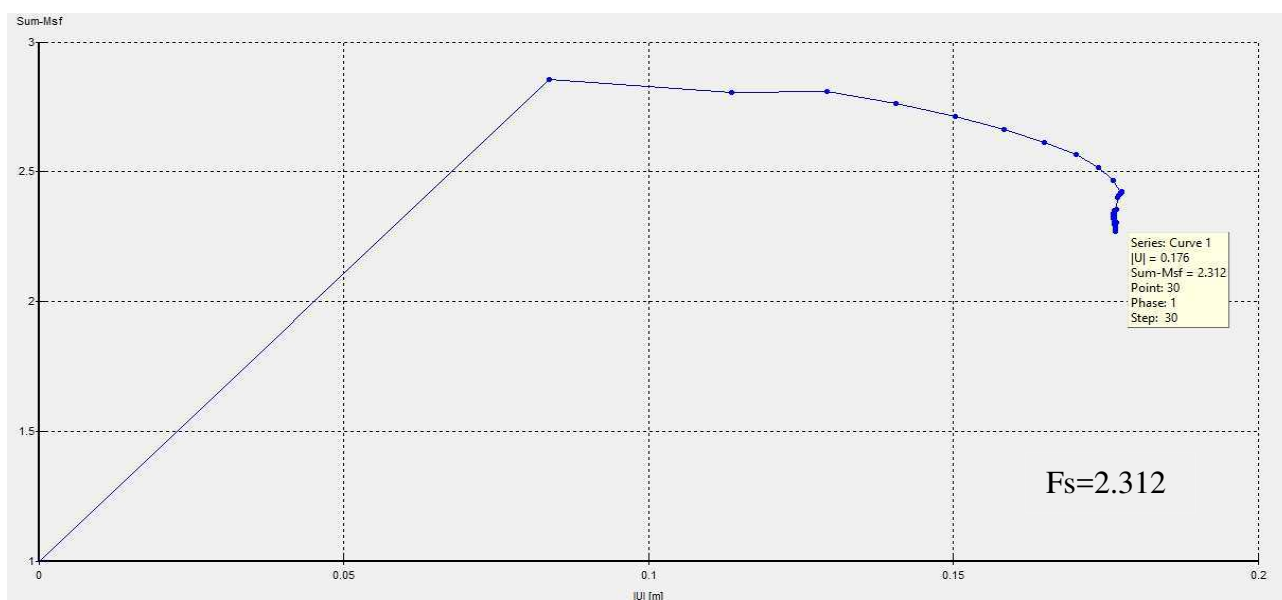


Figure IV.19 : Développement du facteur de sécurité en fonction des déplacements –sans présence de nappes et mur dépourvu de drainage

VIII.2.2. Mur de soutènement avec présence de nappes et dépourvu de drainage

a) Déplacement horizontal

La figure IV.20 représente les champs des déplacements horizontaux (U_x)

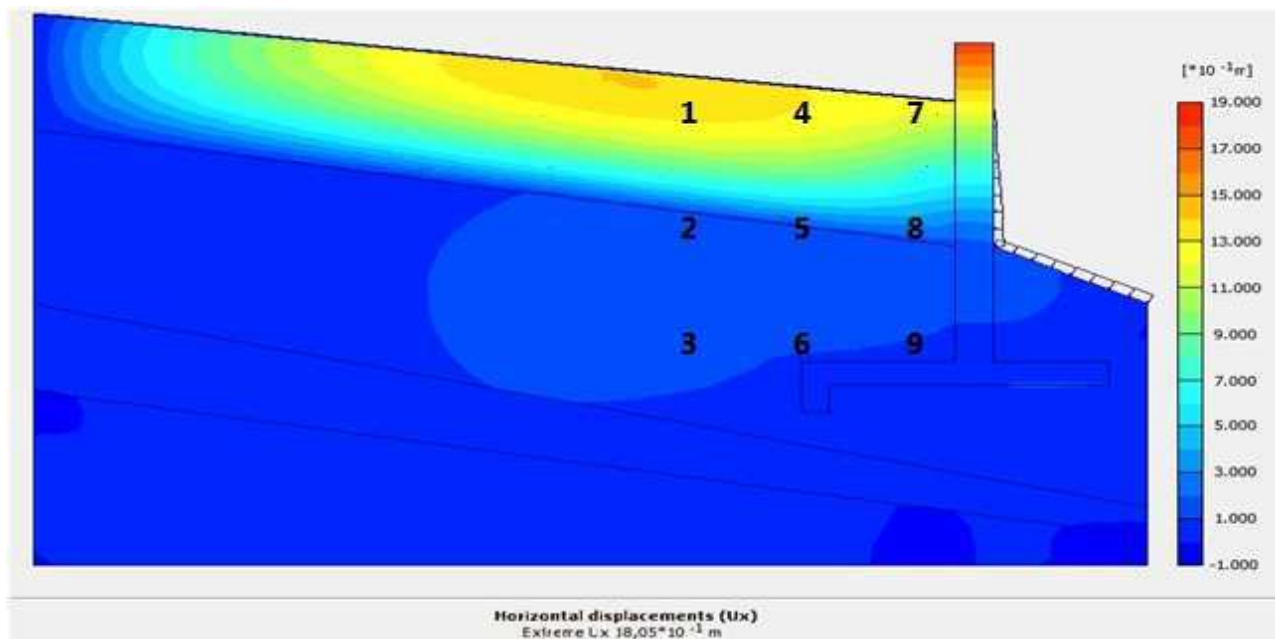


Figure IV.20 : Déplacement horizontal –avec présence de nappes et mur dépourvu de drainage

Le tableau IV.20 donne les résultats du déplacement horizontal dans les positions d'analyse désignées dans la figure IV.20.

Tableau IV.20 : Valeurs du déplacement horizontal –avec présence de nappes et mur dépourvu de drainage

Points	U_x (m)
1	1.42
2	0.8
3	0.11
4	1.3
5	0.8
6	0.1
7	1.2
8	0.56
9	0.24

b) Déplacement vertical

La figure IV.21 représente les zones de déplacement vertical (U_y)

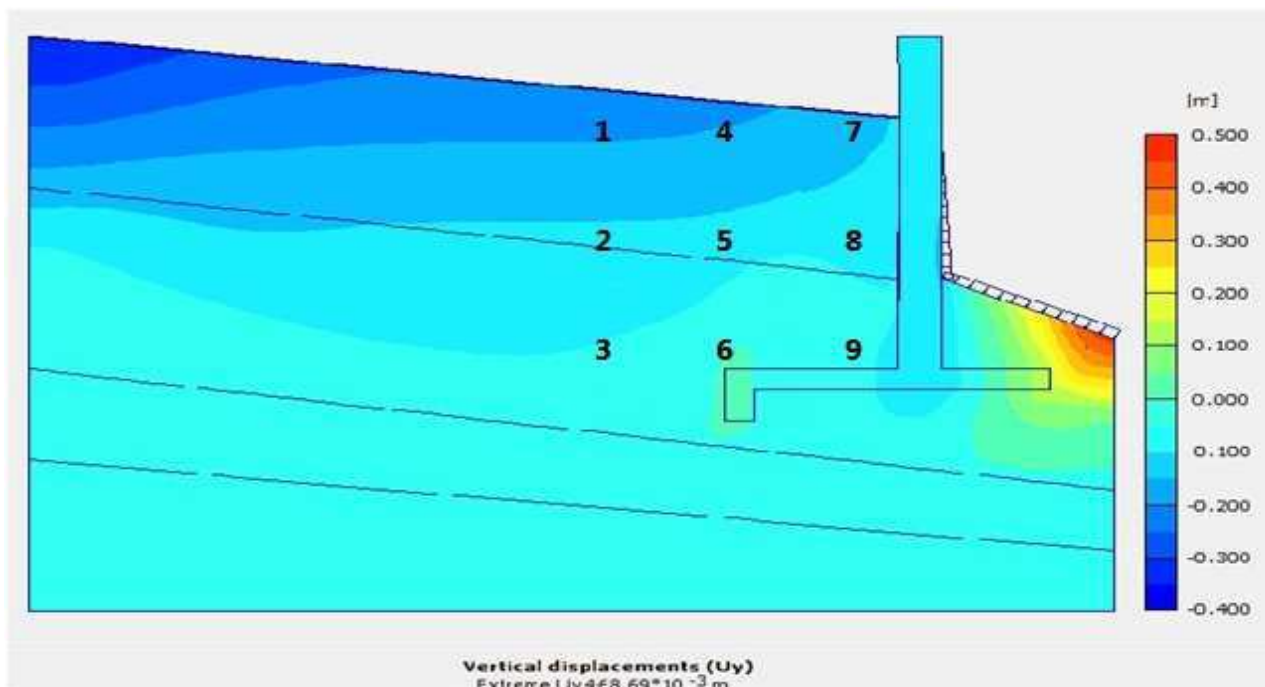


Figure IV.21 : Déplacement vertical –avec présence de nappes et mur dépourvu de drainage

Le tableau IV.21 donne les résultats du déplacement vertical dans les positions d'analyse désignées dans la figure IV.21.

Tableau IV.21 : Valeur du déplacement vertical –avec présence de nappes et mur dépourvu de drainage

Points	U_y (m)
1	-0.4
2	-0.31
3	-0.22
4	-0.36
5	-0.28
6	-0.09
7	-0.29
8	-0.11
9	-0.06

c) Evolution des pressions interstitielles

La figure IV.22 représente les pressions interstitielles avec présence de nappe.

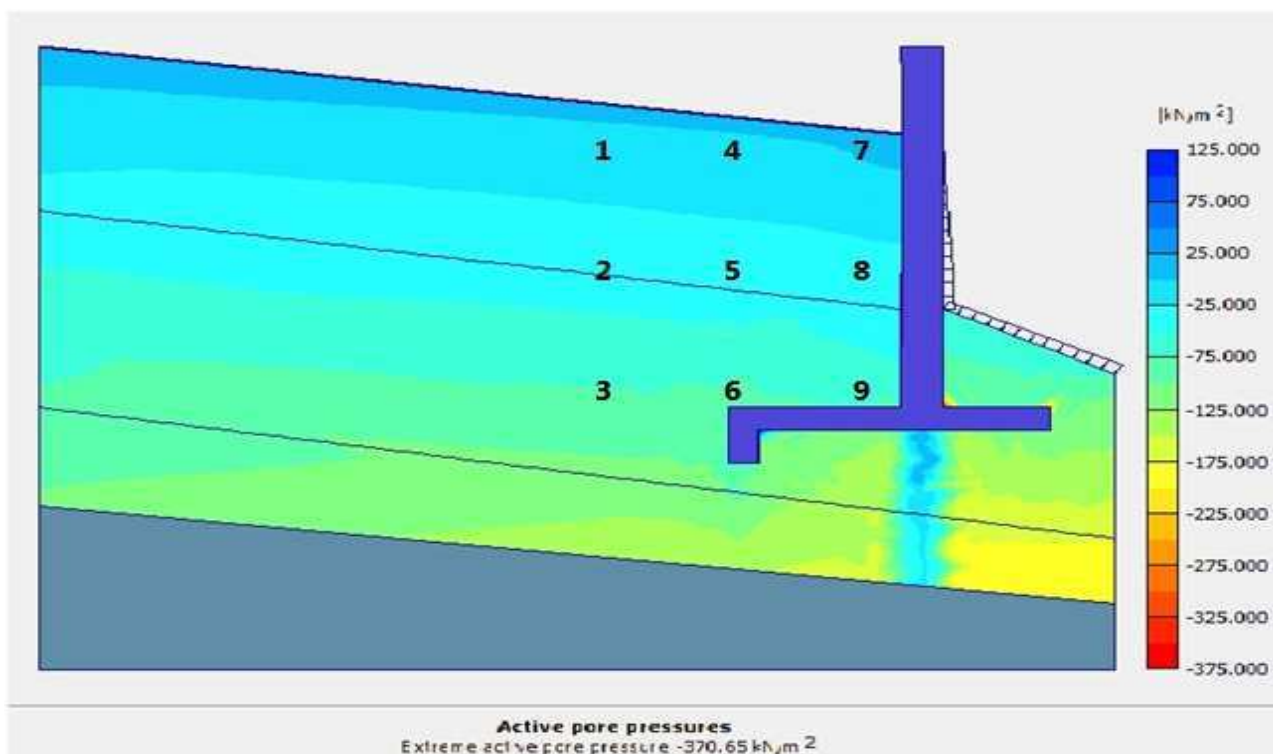


Figure IV.22 : Pressions interstitielles –avec présence de nappes et mur dépourvu de drainage

Le tableau IV.22 donne les valeurs des pressions interstitielles dans les positions d'analyse désignées dans la figure IV.22.

Tableau IV.22 : Valeurs des pressions interstitielles –avec présence de nappes et mur dépourvu de drainage

Points	U (KN/m2)
1	26.13
2	46.34
3	120.65
4	24.35
5	50.64
6	126.63
7	22.33
8	50.82
9	135.54

D) Etat des contraintes

Les résultats graphiques et analytiques de ce premier cas de modélisation sont représentés respectivement sur la figure IV.23 et le tableau IV.23 et concerne l'évolution de l'état des contraintes.

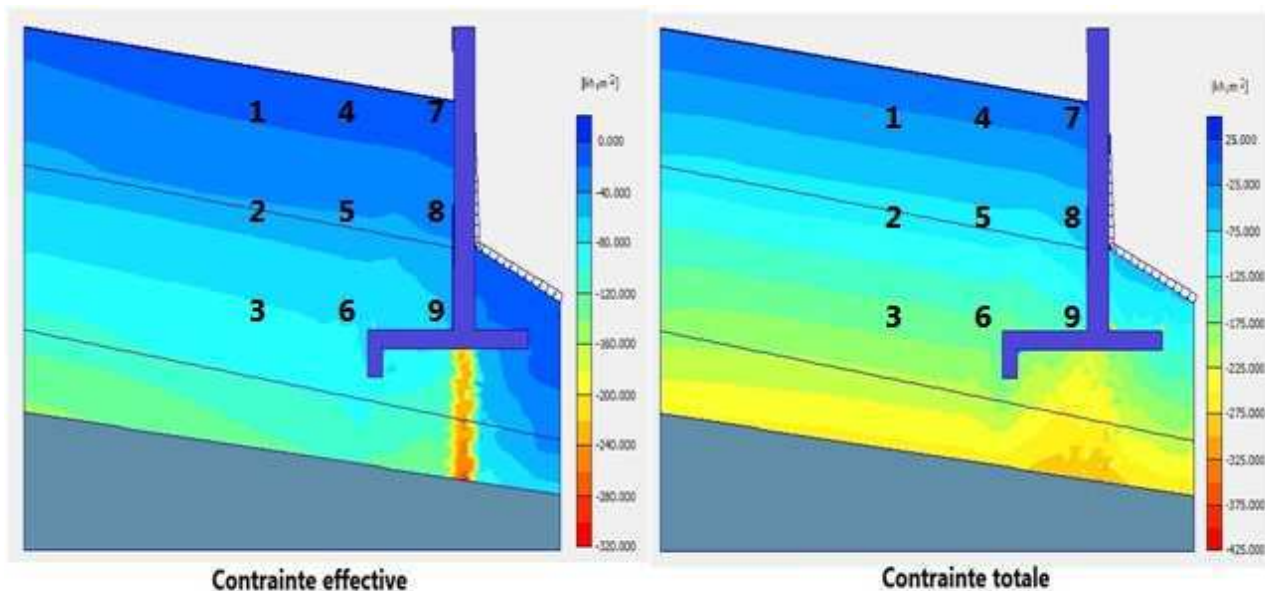


Figure IV.23 : Contraintes effectives et totales –avec présence de nappes et mur dépourvu de drainage

Tableau IV.23 : Valeurs des contraintes effectives et totales avec présence de nappes et mur dépourvu de drainage

Points	σ' (KN/m ²)	σ (KN/m ²)
1	24.26	52.26
2	60.46	108.31
3	98.35	201.55
4	38.57	62.13
5	42.64	91.65
6	78.36	196.68
7	30.67	52.68
8	38.98	90.83
9	69.6	146.21

e) Contrainte de cisaillement

La figure IV.24 représente l'évolution des contraintes de cisaillement pour le cas du mur dépourvu de drainage et avec présence de nappe.

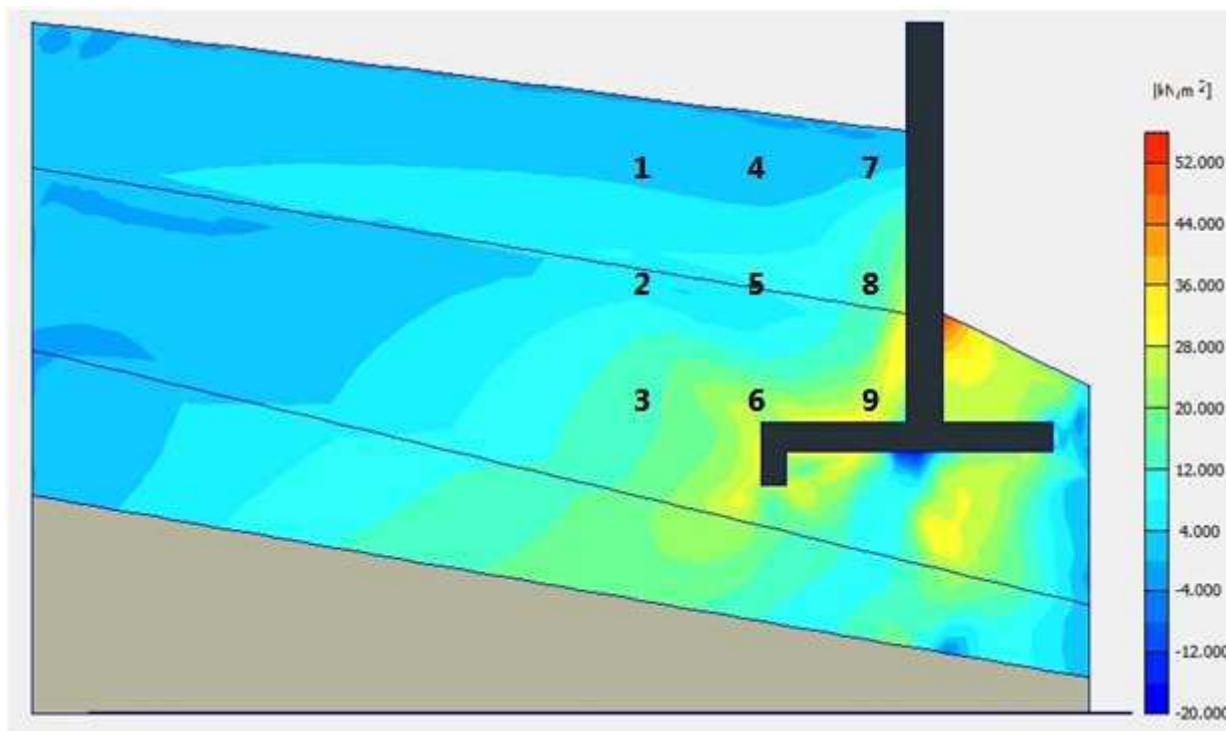


Figure IV.24 : Contraintes de cisaillement –avec présence de nappes et mur dépourvu de drainage

Le tableau IV.24 donne les résultats de la contrainte de cisaillement dans les positions d'analyse désignées sur la figure IV.24.

Tableau IV.24 : Valeurs des contraintes de cisaillement –avec présence de nappes et mur dépourvu de drainage

Points	τ (KN/m ²)
1	1.64
2	12.65
3	15.67
4	2.13
5	14.54
6	18.43
7	5.62
8	17.75
9	13.96

f) Facteur de sécurité (Fs)

La figure IV.25 représente le développement du facteur de sécurité en fonction des déplacements.

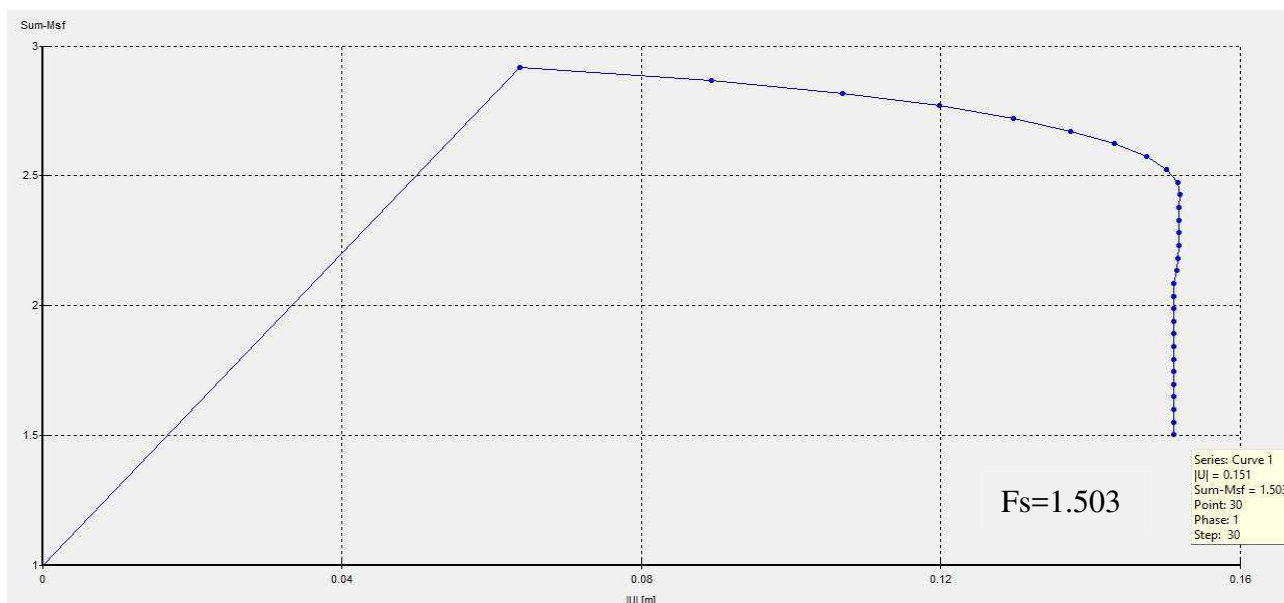


Figure IV.25 : Développement du facteur de sécurité en fonction des déplacements –avec présence de nappes et mur dépourvu de drainage

VIII.2.3. Mur de soutènement en présence de nappe et drainage par matrice verticale

a) Déplacement horizontal

La figure IV.26 représente les zones de déplacement horizontal (U_x)

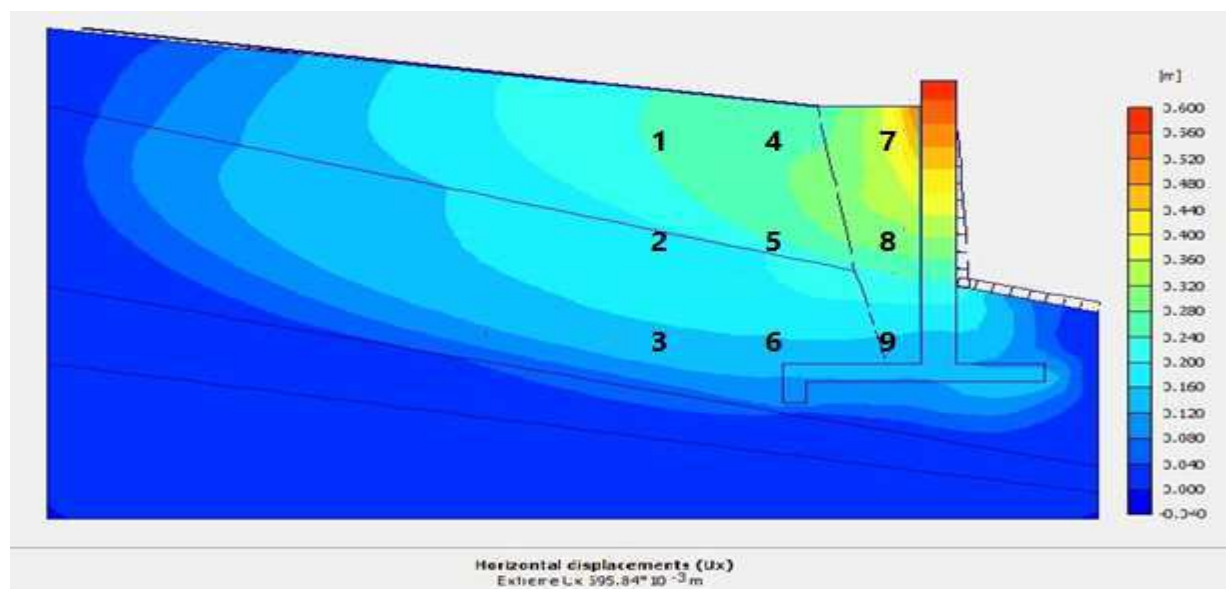


Figure IV.26 : Déplacement horizontal –Drainage par matrice de matériaux derrière le mur–avec présence de nappe

Le tableau IV.25 donne les résultats du déplacement horizontal dans les positions d'analyse désignées dans la figure IV.26.

Tableau IV.25 : Valeurs du déplacement horizontal Drainage par matrice de matériaux derrière le mur–avec présence de nappe

Points	Ux (m)
1	0.231
2	0.178
3	0.138
4	0.253
5	0.195
6	0.154
7	0.389
8	0.284
9	0.193

b) Déplacement vertical

La figure IV.27 représente les zones de déplacement vertical (Uy)

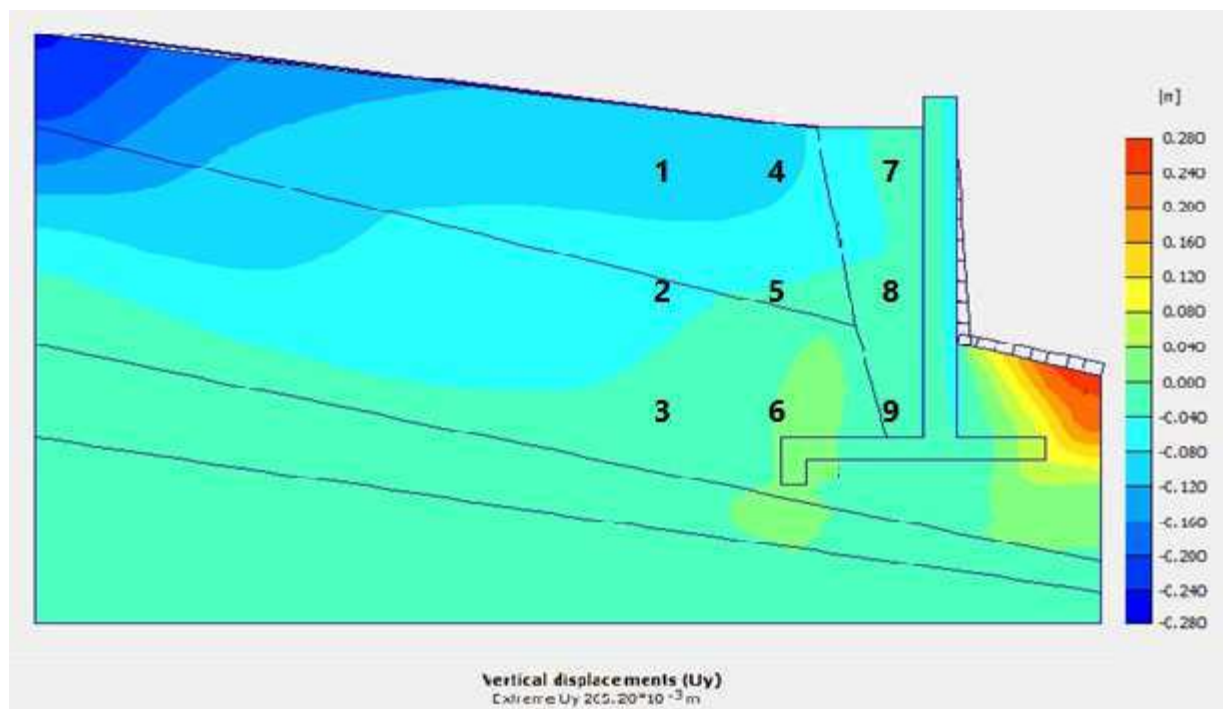


Figure IV.27 : Déplacement vertical –Drainage par matrice de matériaux derrière le mur–avec présence de nappe

Le tableau Iv.26 donne les résultats du déplacement vertical dans les positions d'analyse désignées dans la figure IV.27.

Tableau IV.26 : Valeurs du déplacement vertical –Drainage par matrice de matériaux derrière le mur–avec présence de nappe

Points	Uy (m)
1	-0.12
2	-0.088
3	-0.018
4	-0.112
5	-0.054
6	-0.005
7	-0.043
8	-0.034
9	-0.002

c) Evolution des pressions interstitielles

La figure IV.28 représente les pressions interstitielles en présence de nappe et drainage par matrice de matériaux derrière le mur.

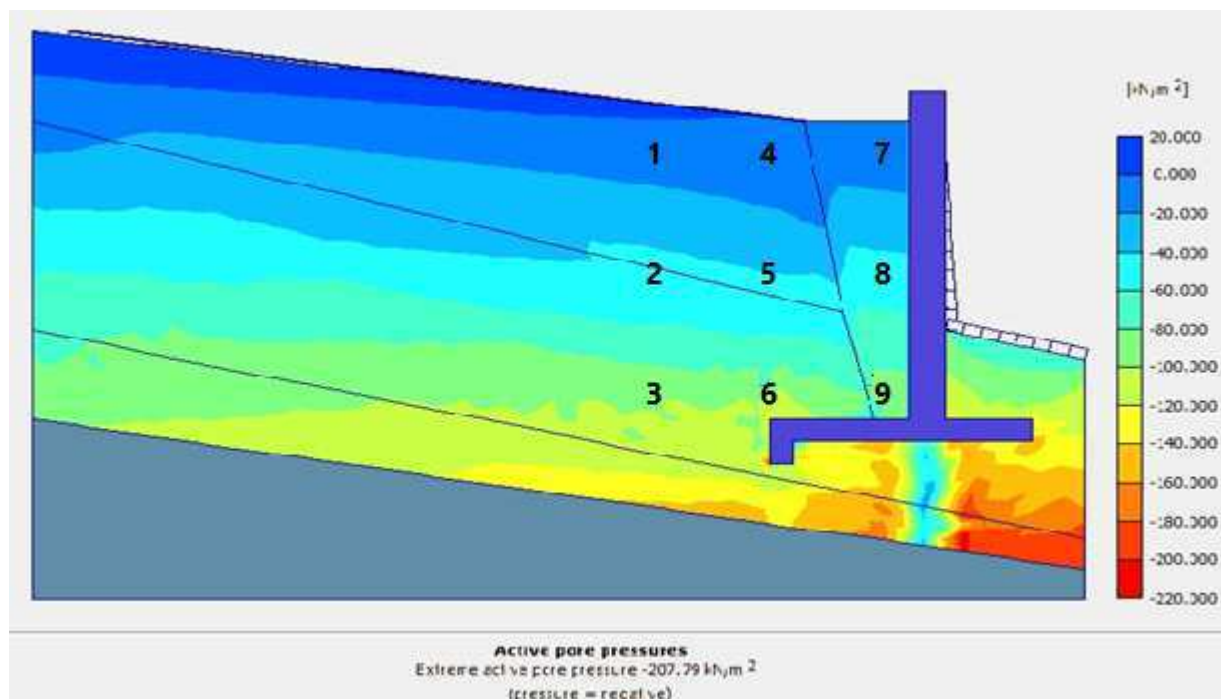


Figure IV.28 : Pressions interstitielles –Drainage par matrice de matériaux derrière le mur–avec présence de nappe

Le tableau IV.27 donne les valeurs des pressions interstitielles dans les positions d'analyse désignées dans la figure IV.28.

Tableau IV.27 : Valeurs des pressions interstitielles Drainage par matrice de matériaux derrière le mur–avec présence de nappe

Points	U (KN/m ²)
1	13.52
2	26.23
3	85.67
4	16.95
5	43.61
6	82.98
7	16.74
8	34.29
9	66.01

D) Etat des contraintes

Les résultats graphiques et analytiques de ce premier cas de modélisation sont représentés respectivement sur la figure IV.29 et le tableau IV.28 et concerne l'évolution de l'état des contraintes.

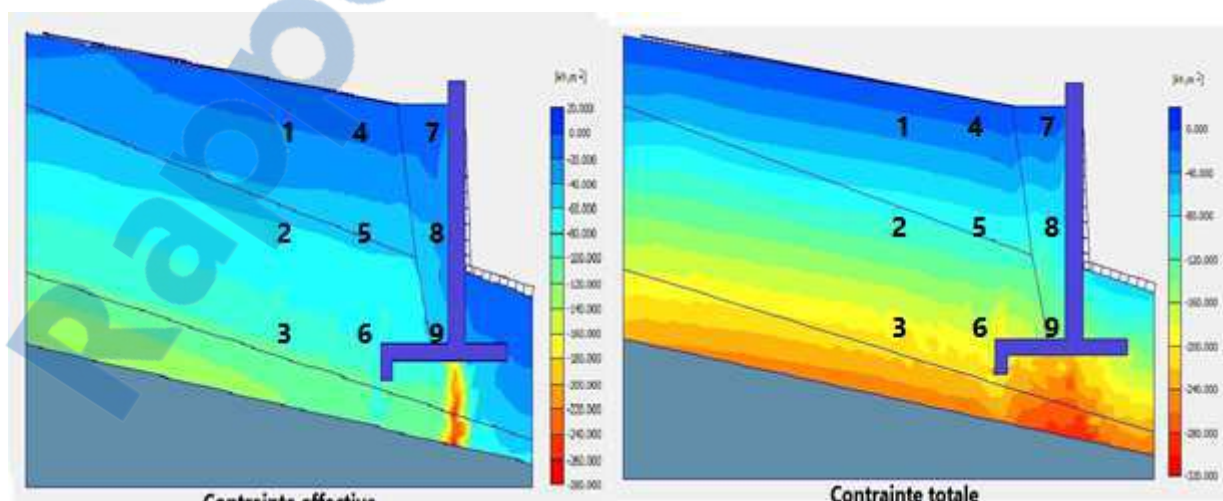


Figure IV.29 : Contraintes effectives et totales –Drainage par matrice de matériaux derrière le mur–avec présence de nappe

Tableau IV.28 : Valeurs des contraintes effectives et totales –Drainage par matrice de matériaux derrière le mur–avec présence de nappe

Points	σ' (KN/m ²)	σ (KN/m ²)
1	13.92	27.76
2	50.52	86.98
3	77.02	160.92
4	7.27	24.27
5	52.01	99.76
6	88.46	158.14
7	22.56	37.16
8	39.89	73.20
9	63.81	129.74

e) Contrainte de cisaillement

La figure IV.30 représente l'évolution des contraintes de cisaillement pour en présence de nappe et drainage par matrice de matériaux derrière le mur.

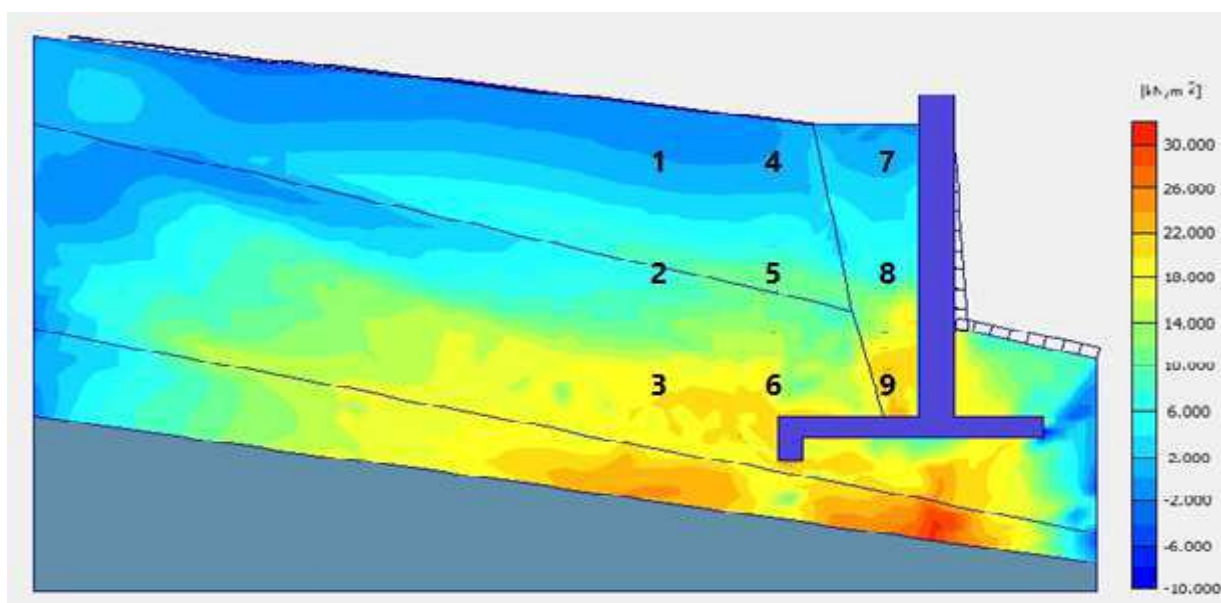


Figure IV.30 : Contraintes de cisaillement –Drainage par matrice de matériaux derrière le mur–avec présence de nappe

Le tableau IV.29 donne les résultats des contraintes de cisaillement dans les positions d'analyse désignées dans la figure IV.30.

Tableau IV.29 : Valeurs des contraintes de cisaillement –drainage par matrice de matériaux derrière le mur–avec présence de nappe

Points	τ (KN/m2)
1	1.13
2	10.98
3	17.42
4	1.63
5	12.83
6	20.64
7	2.73
8	15.51
9	23.70

f) Facteur de sécurité (Fs)

La figure Iv.31 représente le développement du facteur de sécurité en fonction des déplacements.

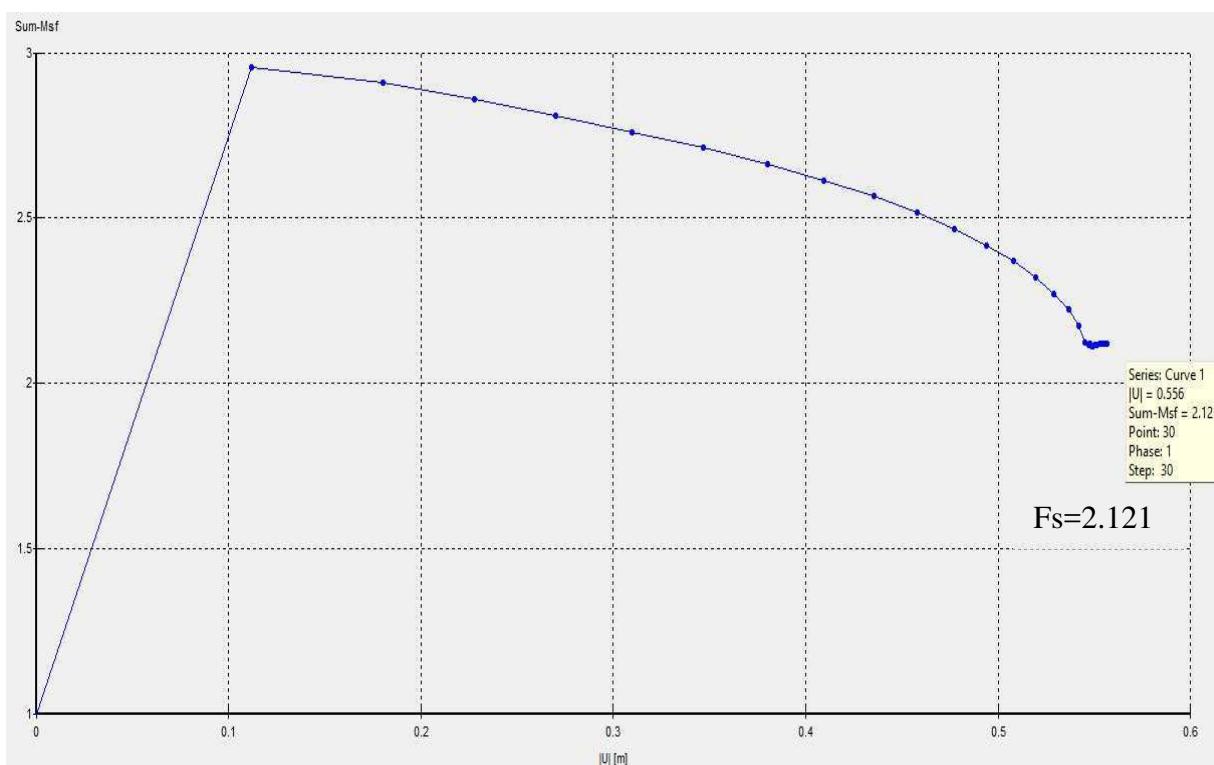


Figure IV.31 : Développement du facteur de sécurité en fonction des déplacements –drainage par matrice de matériaux derrière le mur– avec présence de nappe



VIII.2.4. Mur de soutènement en présence de nappe et drainage par canalisation perforées en soubassement

a) Déplacement horizontal

La figure IV.32 représente les zones de déplacement horizontal (U_x)

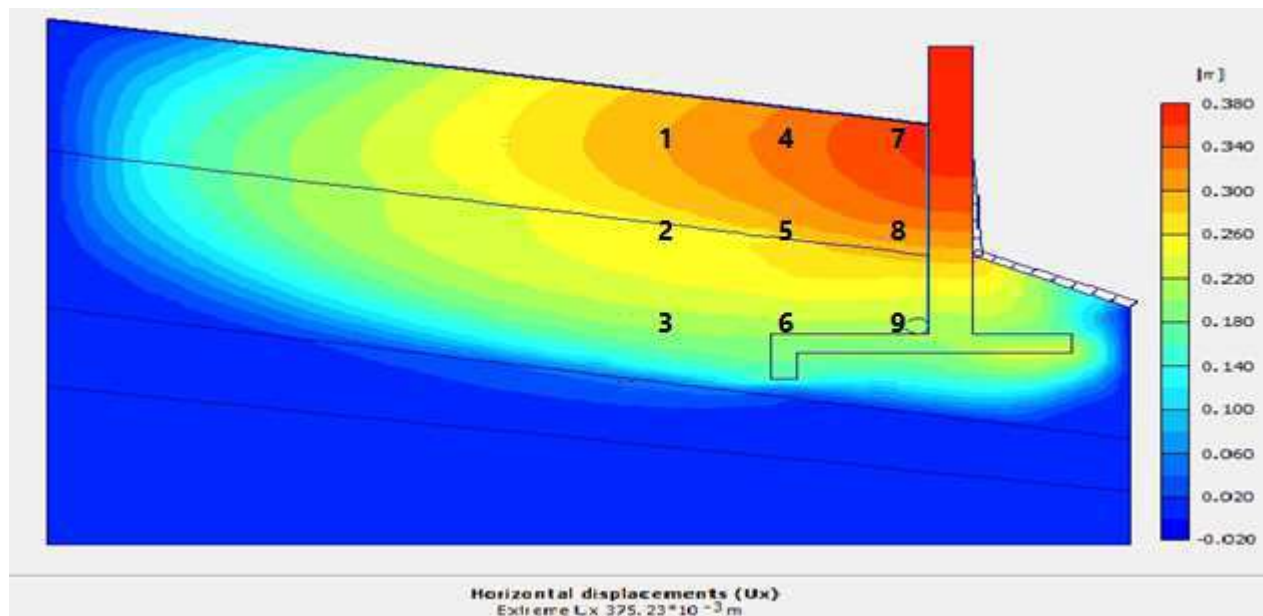


Figure IV.32 : Déplacement horizontal – Drainage par canalisation perforées en soubassement du mur – en présence de nappe

Le tableau IV.30 donne les résultats du déplacement horizontal dans les positions d'analyse désignées dans la figure IV.32.

Tableau IV.30 : Valeurs du déplacement horizontal – Drainage par canalisation perforées en soubassement du mur – en présence de nappe

Points	U_x (m)
1	0.285
2	0.219
3	0.132
4	0.313
5	0.261
6	0.215
7	0.358
8	0.313
9	0.217

b) Déplacement vertical

La figure IV.33 représente les zones de déplacement vertical (U_y)

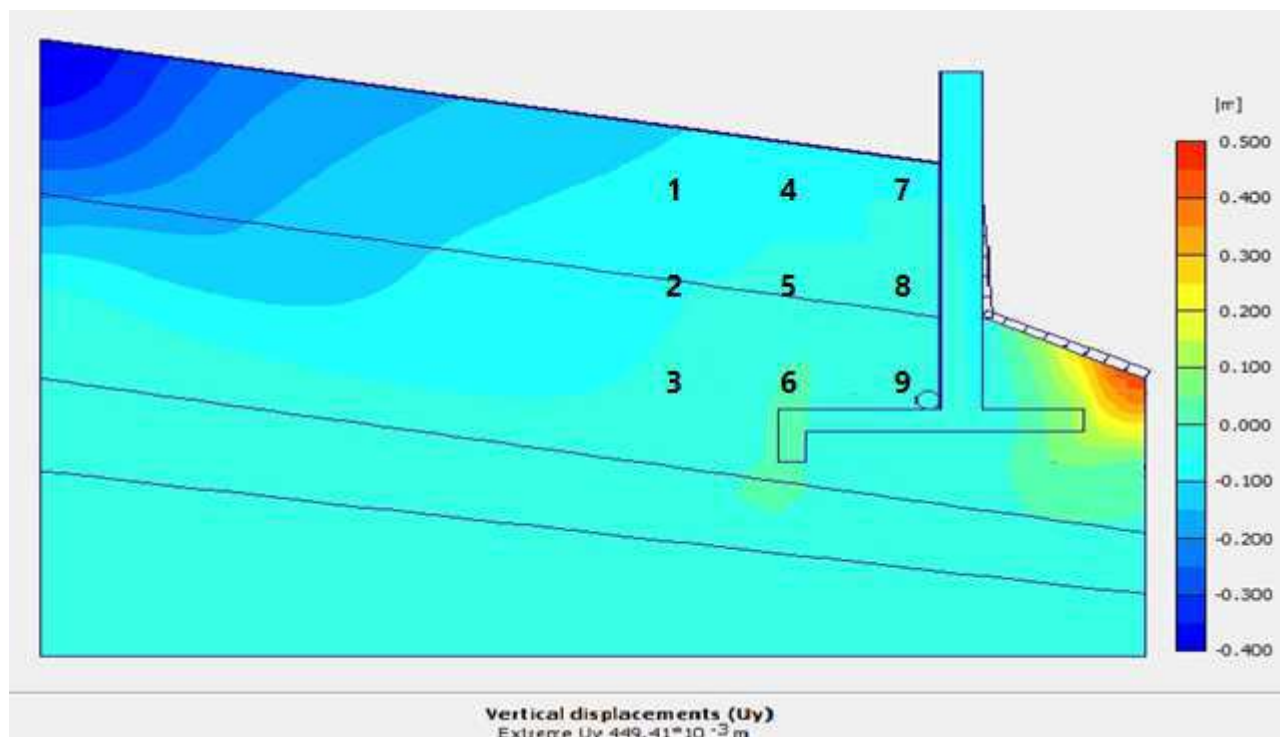


Figure IV.33 : Déplacement vertical –Drainage par canalisation perforées en soubassement du mur–en présence de nappe

Le tableau IV.31 donne les résultats du déplacement vertical dans les positions d'analyse désignées dans la figure IV.33.

Tableau IV.31 : Valeurs du déplacement vertical –Drainage par canalisation perforées en soubassement du mur–en présence de nappe

Points	U_y (m)
1	-0.92
2	-0.65
3	-0.45
4	-0.076
5	-0.053
6	-0.039
7	-0.053
8	-0.037
9	-0.025

c) Evolution des pressions interstitielles

La figure IV.34 représente les pressions interstitielles en présence de nappe et drainage par canalisation perforées en soubassement du mur.

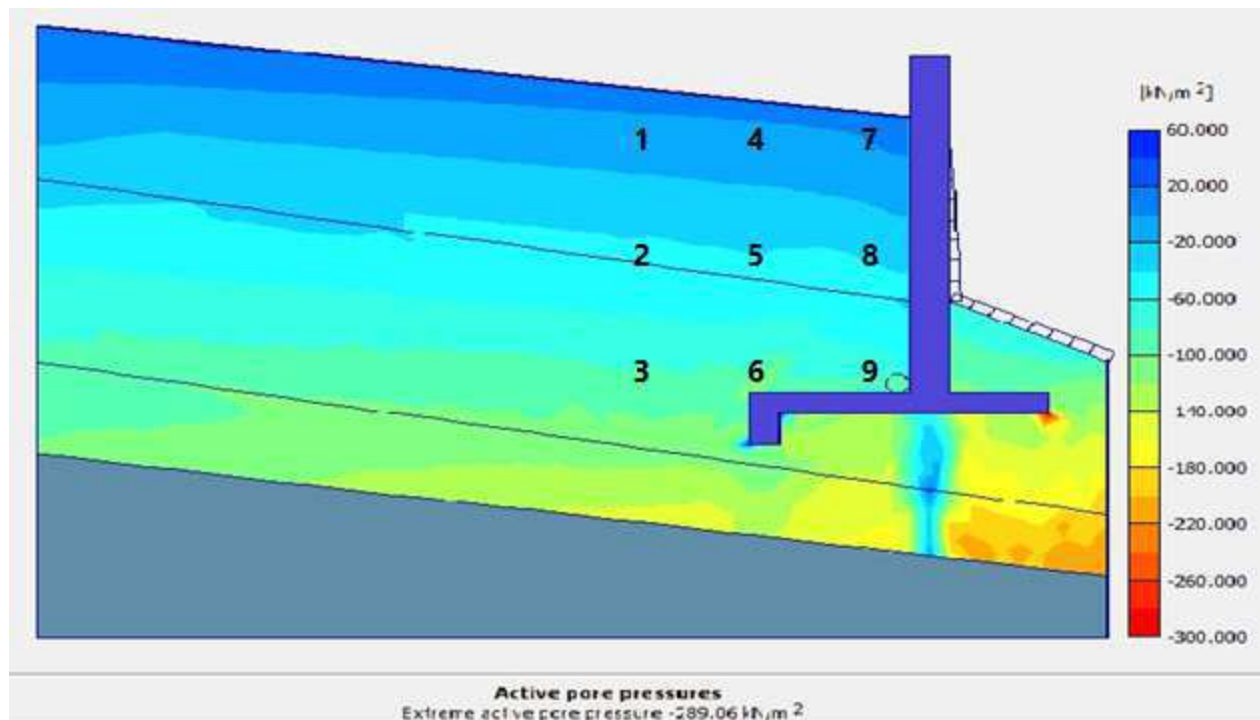


Figure IV.34 : Pression interstitielle –Drainage par canalisation perforées en soubassement du mur–en présence de nappe

Le tableau IV.34 donne les résultats des pressions interstitielles dans les positions d'analyse désignées dans la figure IV.34.

Tableau IV.32 : Valeurs des pressions interstitielles –Drainage par canalisation perforées en soubassement du mur–en présence de nappe

Points	U (KN/m2)
1	0.63
2	18.68
3	40.51
4	1.54
5	15.01
6	53.84
7	-1.46
8	29.2
9	56.44

d) Etat des contraintes

Les résultats graphiques et analytiques de ce premier cas de modélisation sont représentés respectivement sur la figure IV.35 et le tableau IV.33 et concerne l'évolution de l'état des contraintes.

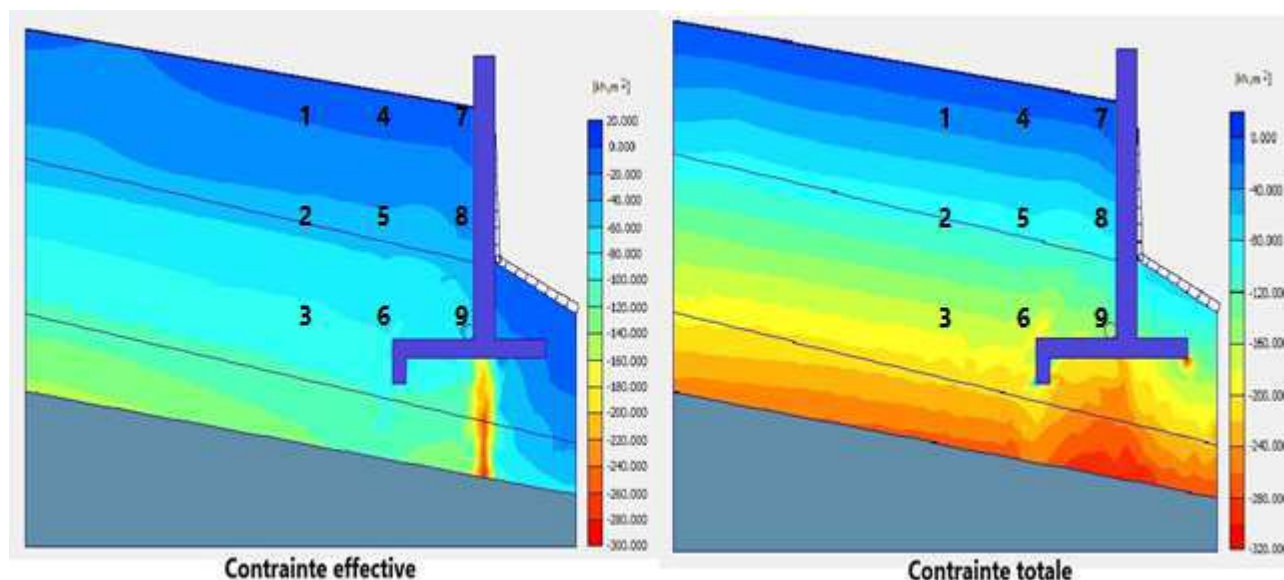


Figure IV.35 : Contraintes effectives et totales –Drainage par canalisation perforées en soubassement du mur–en présence de nappe

Tableau IV.33 : Valeur des contraintes effectives et totales –Drainage par canalisation perforées en soubassement du mur–en présence de nappe

Points	σ' (KN/m ²)	σ (KN/m ²)
1	18.17	19.25
2	52.14	70.92
3	81.69	118.86
4	14.32	16.24
5	42.27	57.86
6	81.18	134.96
7	7.89	6.93
8	38.45	67.58
9	59.92	115.73

e) Contrainte de cisaillement

La figure IV.36 représente l'évolution des contraintes de cisaillement en présence de nappe et drainage par canalisation perforées en soubassement du mur.

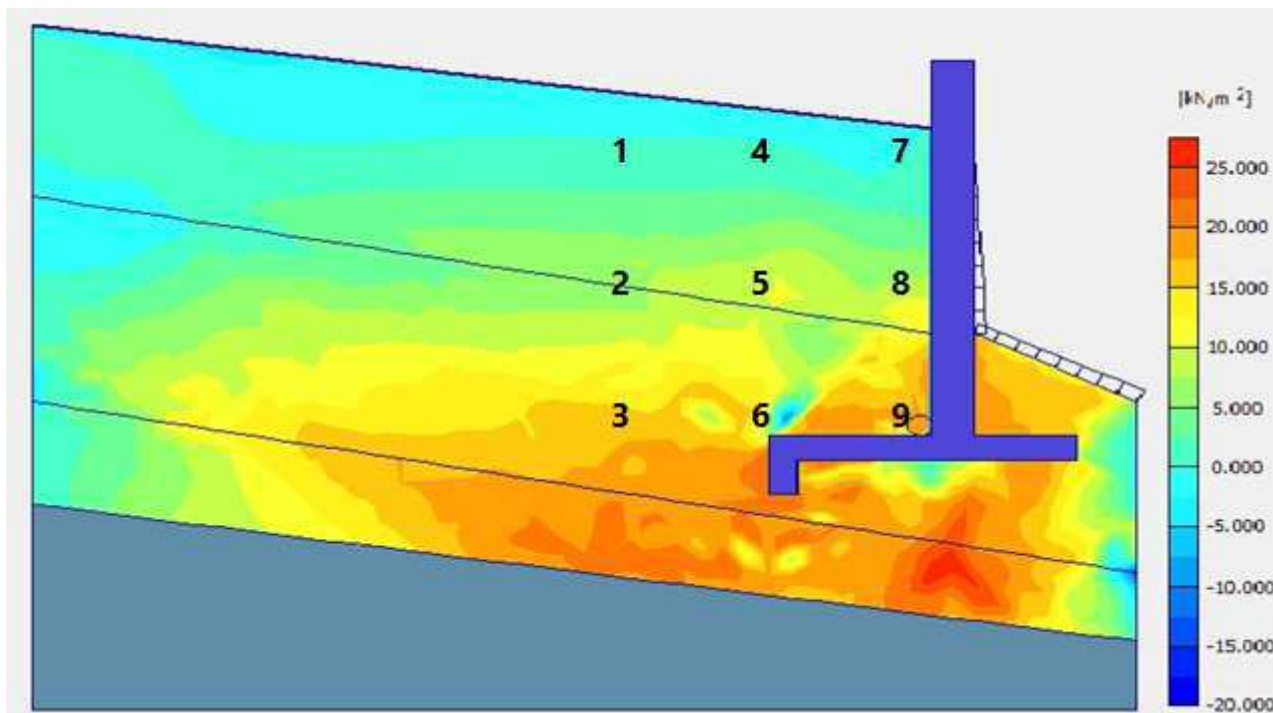


Figure IV.36 : Contrainte de cisaillement – drainage par canalisation perforées en soubassement du mur – en présence de nappe

Le tableau IV.34 donne les résultats de la contrainte de cisaillement dans les positions d'analyse désignées dans la figure IV.36.

Tableau IV.34 : Valeur des contraintes de cisaillement – drainage par canalisation perforé en soubassement du mur – en présence de nappe

Points	τ (KN/m ²)
1	0.98
2	8.68
3	14.15
4	1.42
5	10.96
6	17.89
7	2.06
8	11.04
9	17.83

f) Facteur de sécurité (Fs)

La figure IV.37 représente le développement du facteur de sécurité en fonction des déplacements.

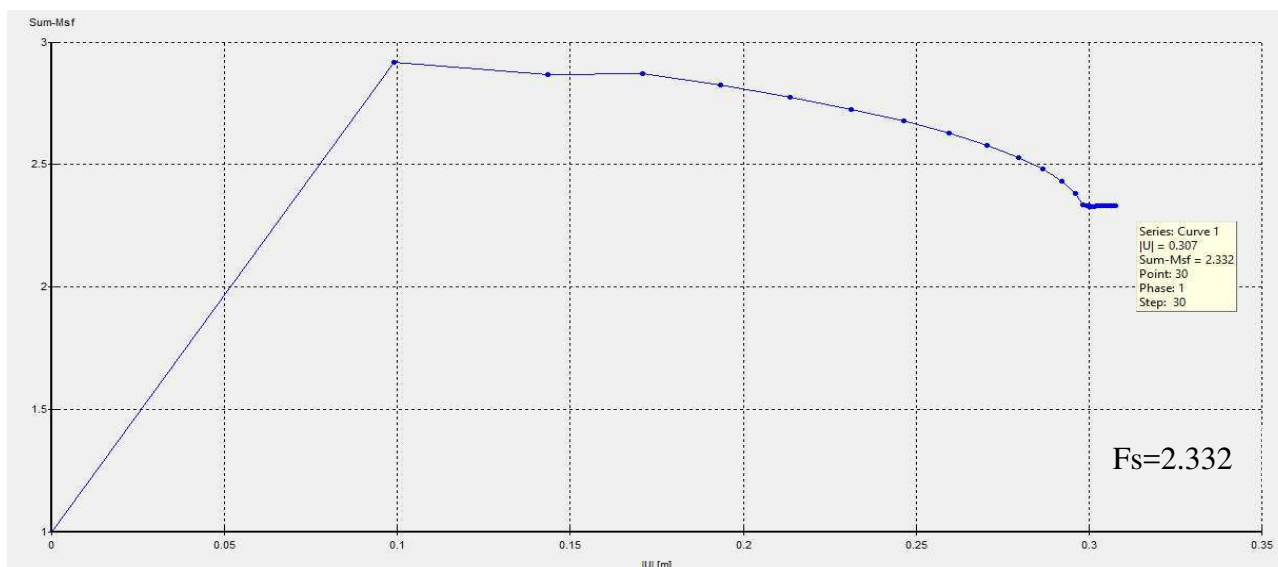


Figure IV.37 : Développement du facteur de sécurité en fonction des déplacements –Drainage par canalisation perforées en soubassement du mur–en présence de nappe

VIII.2.5. Combinaison des deux variantes de drainage avec présence de nappe

a) Déplacement horizontal

La figure IV.38 représente les zones de déplacement horizontal (Ux)

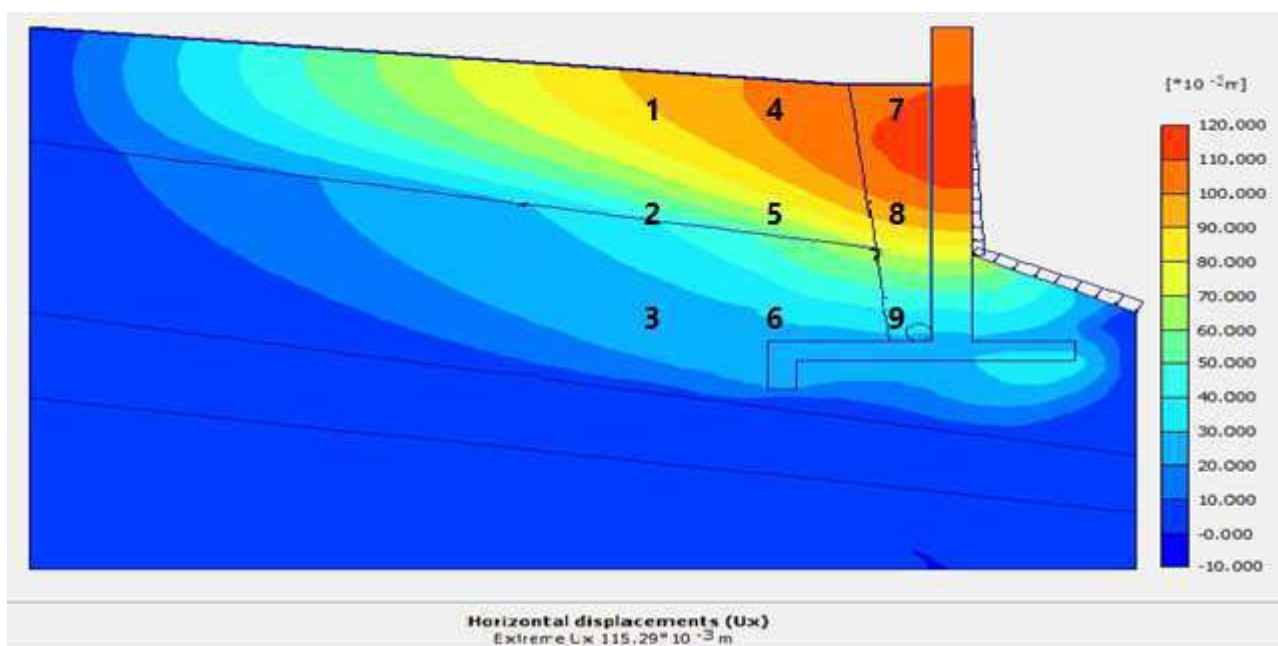


Figure IV.38 : Déplacement horizontal –combinaison des deux variantes de drainage–en présence de nappe

Le tableau IV.35 donne les résultats du déplacement horizontal dans les positions d'analyse désignées dans la figure IV.38.

Tableau IV.35 : Valeur du déplacement horizontal –combinaison des deux variantes de drainage–en présence de nappe

Points	Ux (m)
1	0.091
2	0.049
3	0.026
4	0.1
5	0.073
6	0.034
7	0.104
8	0.093
9	0.043

b) Déplacement vertical

La figure IV.39 représente les zones de déplacement vertical (Uy)

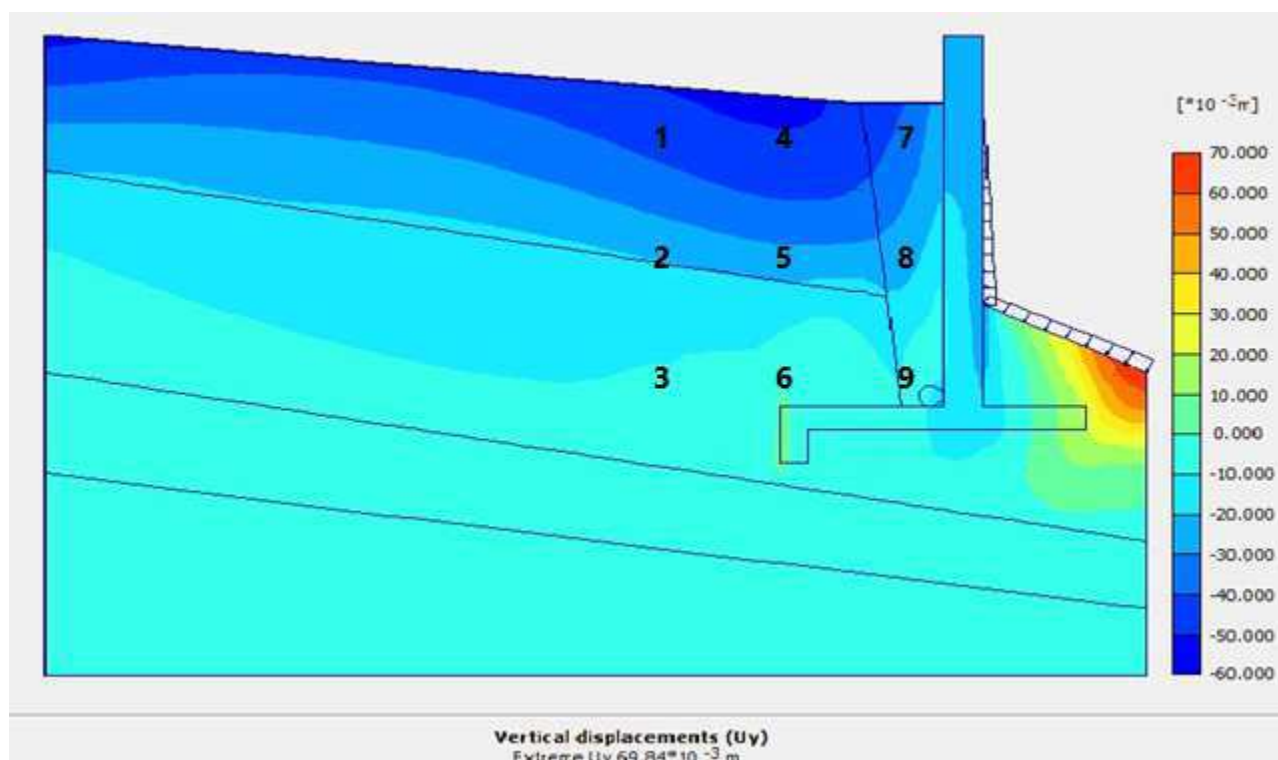


Figure IV.39 : Déplacement vertical –combinaison des deux variantes de drainage–en présence de nappe

Le tableau IV.36 donne les résultats du déplacement vertical dans les positions d'analyse désignées dans la figure IV.39.

Tableau IV.36 : Valeur du déplacement vertical –combinaison des deux variantes de drainage–en présence de nappe

Points	Uy (m)
1	-0.042
2	-0.019
3	-0.005
4	-0.041
5	-0.022
6	-0.009
7	-0.042
8	-0.023
9	-0.01

c) Evolution des pressions interstitielles

La figure IV.40 représente les pressions interstitielles en présence de nappe et Combinaison des deux variantes de drainage.

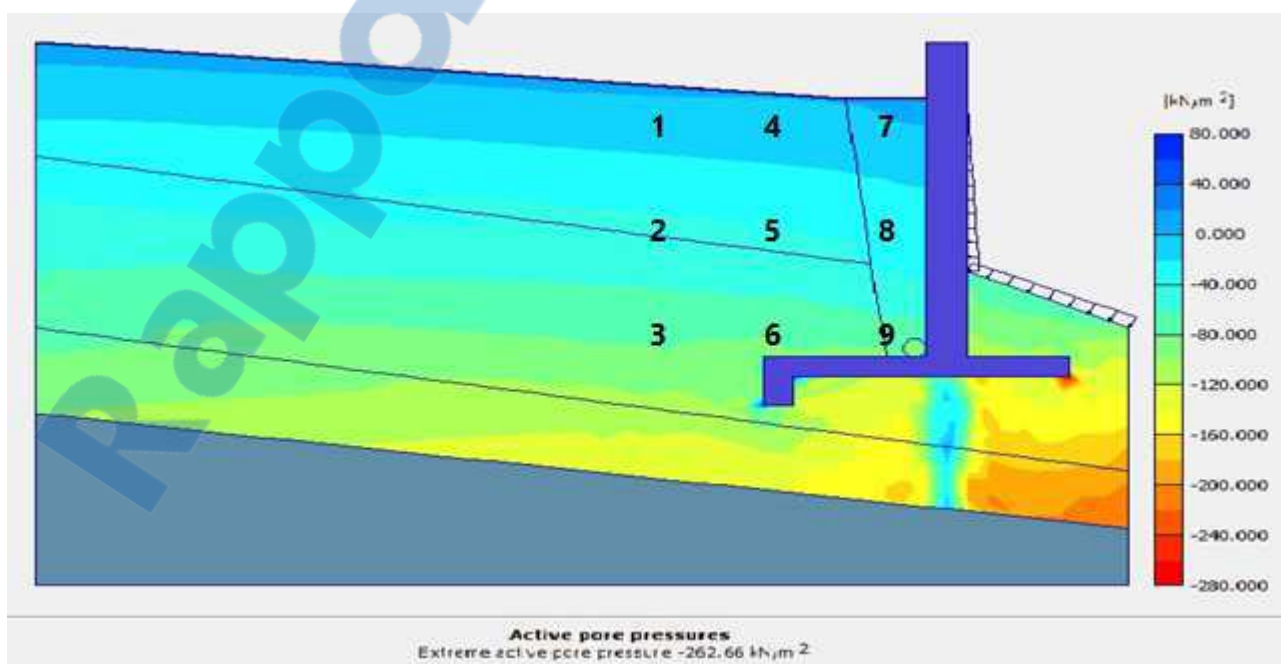


Figure IV.40 : Pression interstitielle –combinaison des deux variantes de drainage–en présence de nappe

Le tableau IV.37 donne les résultats de la pression interstitielle dans les positions d'analyse désignées dans la figure IV.40.

Tableau IV.37 : Valeur des pressions interstitielles –combinaison des deux variantes de drainage–en présence de nappe

Points	U (KN/m2)
1	1.45
2	15.48
3	30.15
4	0.53
5	12.55
6	26.18
7	-4.18
8	10.5
9	22.38

d) Etat des contraintes

Les résultats graphiques et analytiques de ce premier cas de modélisation sont représentés respectivement sur la figure IV.41 et le tableau IV.38 et concerne l'évolution de l'état des contraintes.

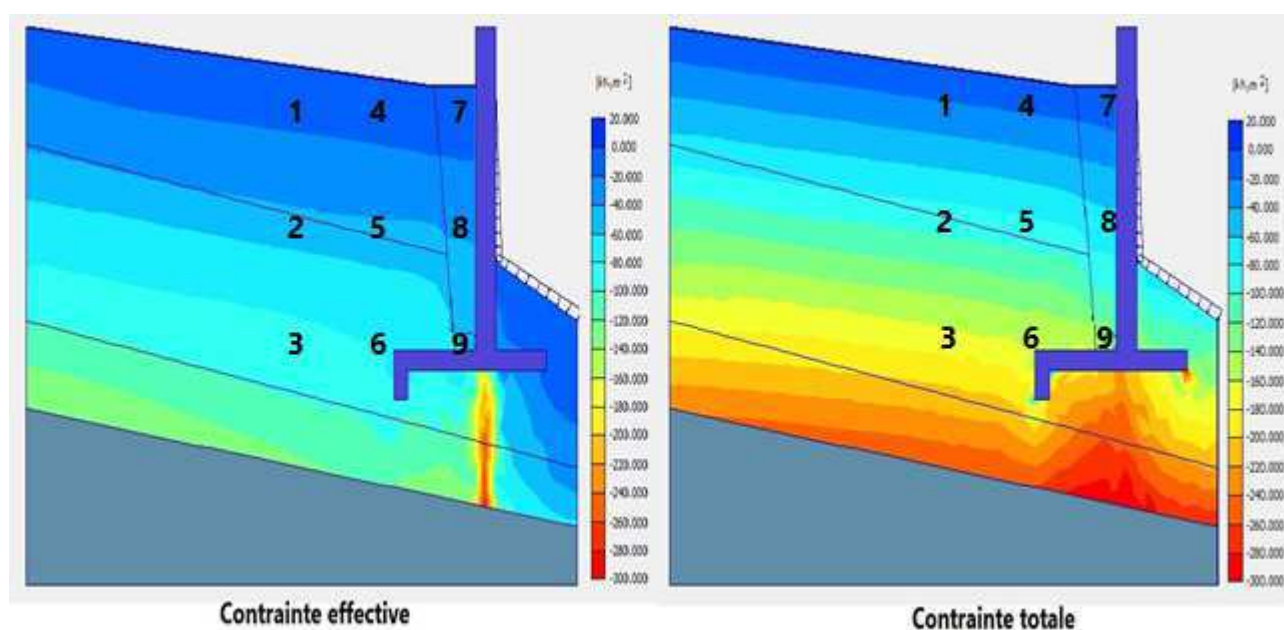


Figure IV.41 : Contrainte effective et totale –combinaison des deux variantes de drainage–en présence de nappe

Tableau IV.38 : Valeur des contraintes effectives et totales –combinaison des deux variantes de drainage–en présence de nappe

Points	σ' (KN/m ²)	σ (KN/m ²)
1	5.68	7.43
2	38.86	52.39
3	60.98	90.77
4	4.37	5.94
5	35.56	46.06
6	56.34	82.23
7	10.34	6.38
8	27.54	38.22
9	39.64	61.39

e) Contrainte de cisaillement

La figure IV.42 représente l'évolution des contraintes de cisaillement en présence de nappe et combinaison des deux variantes de drainage.

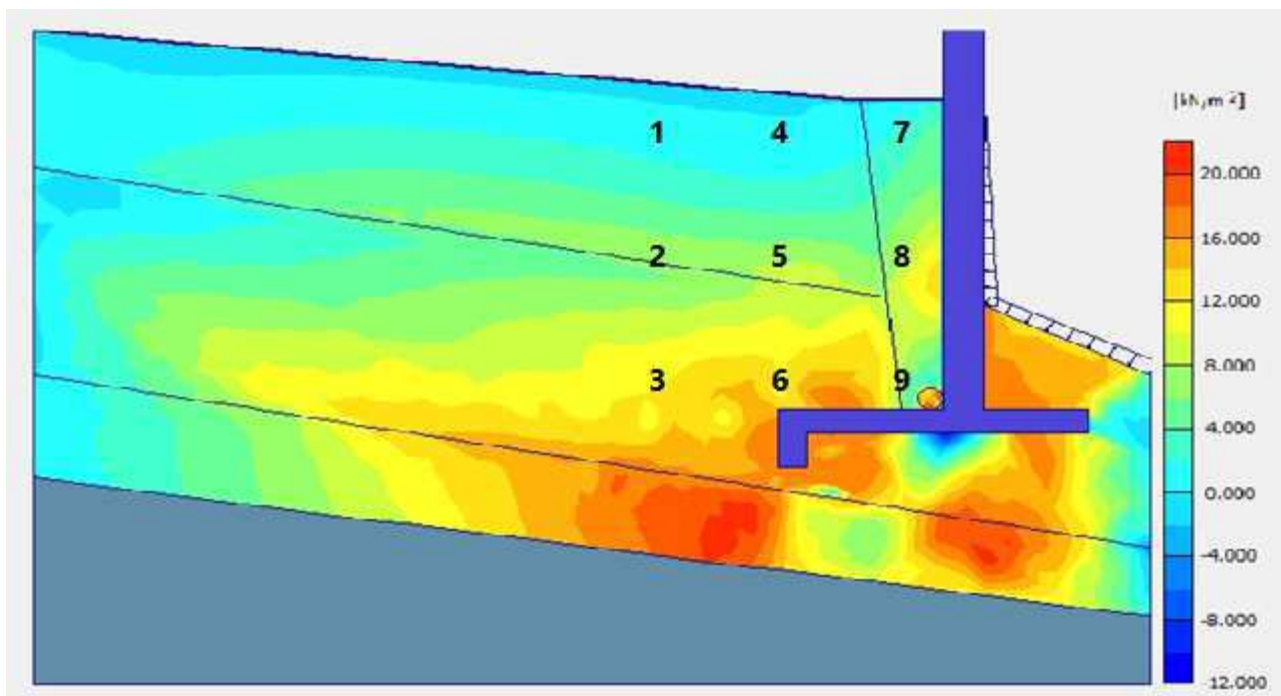


Figure IV.42 : Contrainte de cisaillement –combinaison des deux variantes de drainage–en présence de nappe

Le tableau IV.39 donne les résultats de la contrainte de cisaillement dans les positions d'analyse désignées dans la figure IV.42.

Tableau IV.39 : Valeur des contraintes de cisaillement –combinaison des deux variantes de drainage–en présence de nappe

Points	τ (KN/m ²)
1	0.32
2	5.34
3	9.88
4	0.54
5	8.75
6	13.28
7	3.81
8	8.69
9	8.92

f) Facteur de sécurité (Fs)

La figure IV.43 représente le développement du facteur de sécurité en fonction des déplacements.

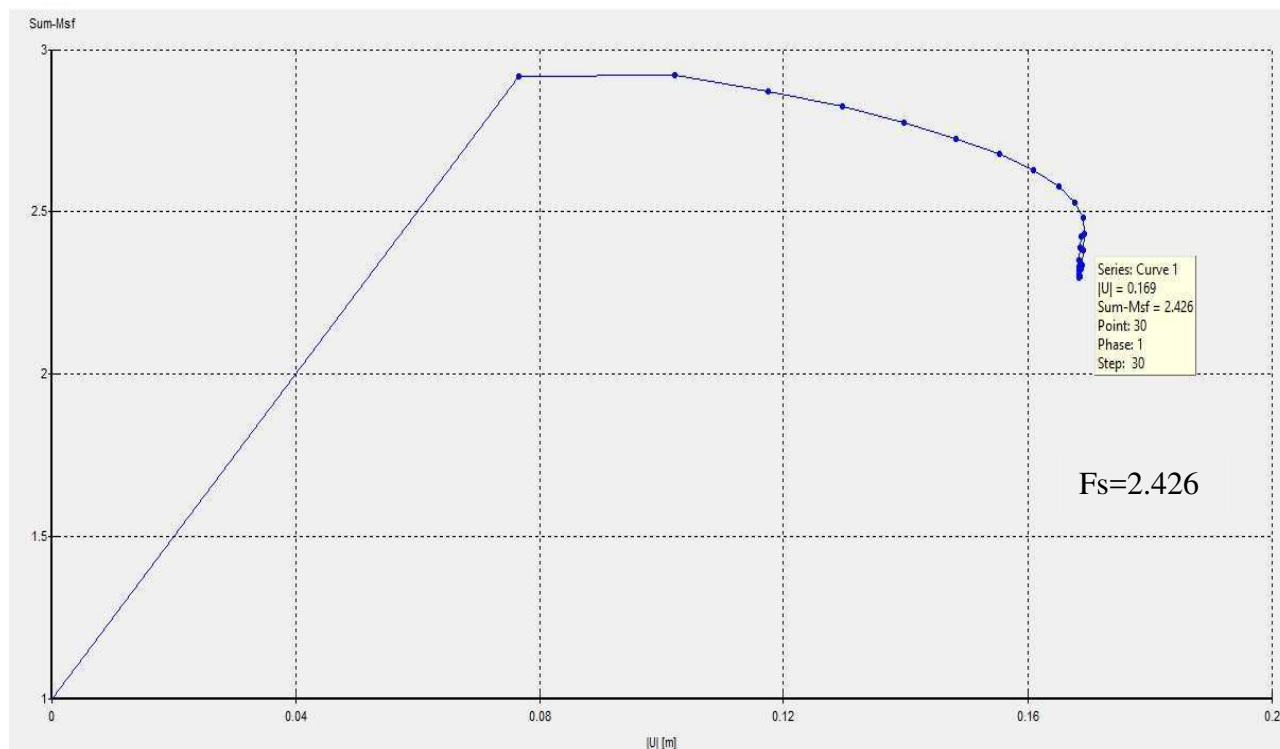


Figure IV.43 : Développement du facteur de sécurité en fonction des déplacements –combinaison des deux variantes de drainage–en présence de nappe

IX. Analyses paramétrées

Dans cette partie de travail, on va s'intéresser à l'analyse, pour chaque cas traité, par la modélisation l'évolution des paramètres relatifs au contexte général de la conception des murs de soutènements. L'analyse portera sur les variantes des :

- Déplacements horizontaux,
- Déplacement verticaux,
- Pressions interstitielles,
- Contraintes (Totales, effective).

Les figures de IV.44 à IV.48 schématisent, pour les positions d'analyses choisie de 1 à 9 au voisinage du mur de soutènement, les variations des paramètres de conception pour l'ensemble des cas modélisés :

- Cas 1 : Absence de nappe-Mur non drainé,
- Cas 2 : Présence de nappe-Mur non drainé,
- Cas 3 : Présence de nappe-Mur drainé verticalement,
- Cas 4 : Présence de nappe-Mur drainé en pied,
- Cas 5 : Présence de nappe-Mur drainé par combinaison de drain vertical et de pied.

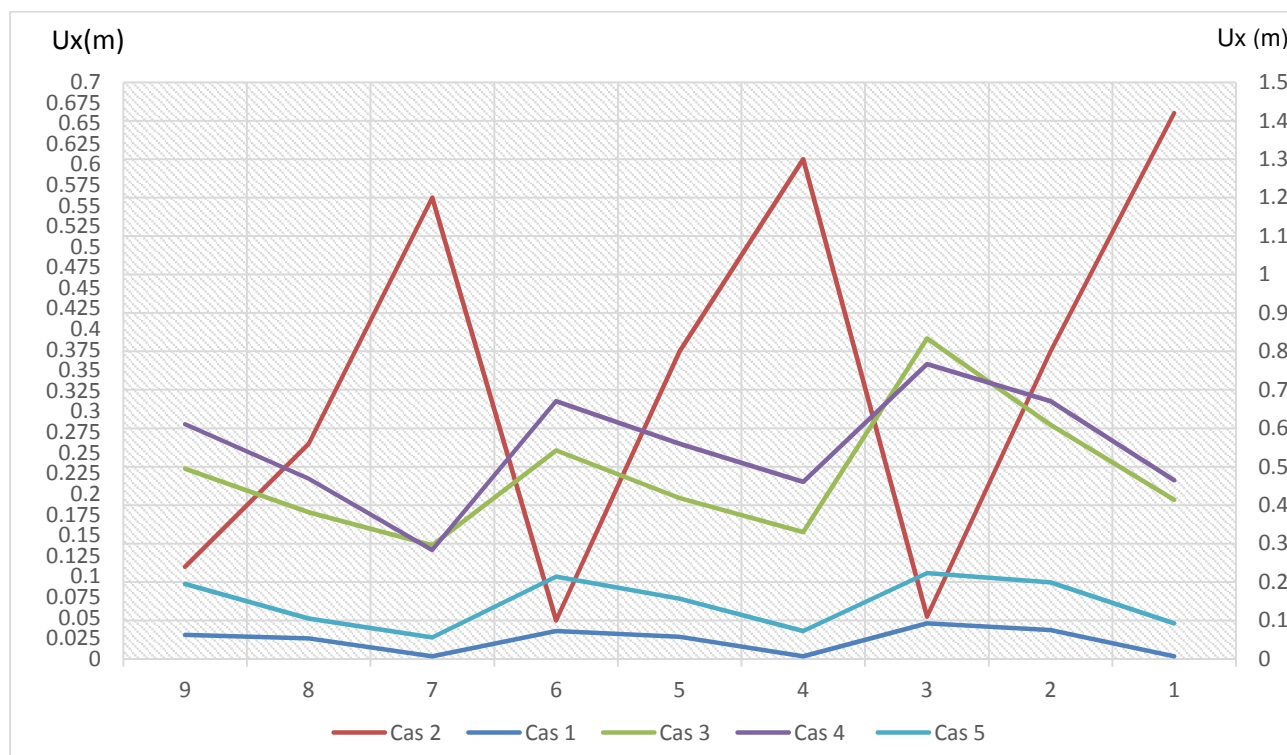


Figure IV.44 : Variation des déplacements horizontaux

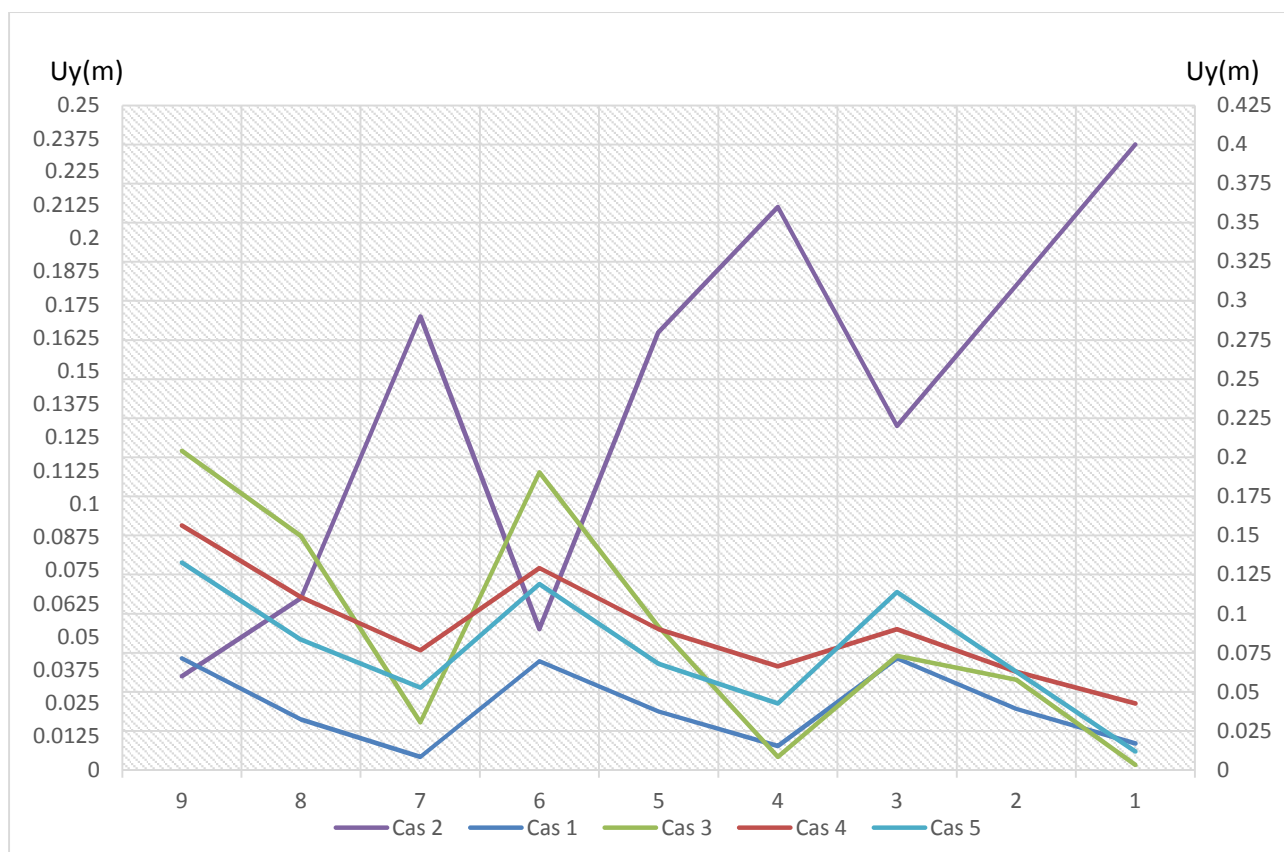


Figure IV.45 : Variation des déplacements verticaux

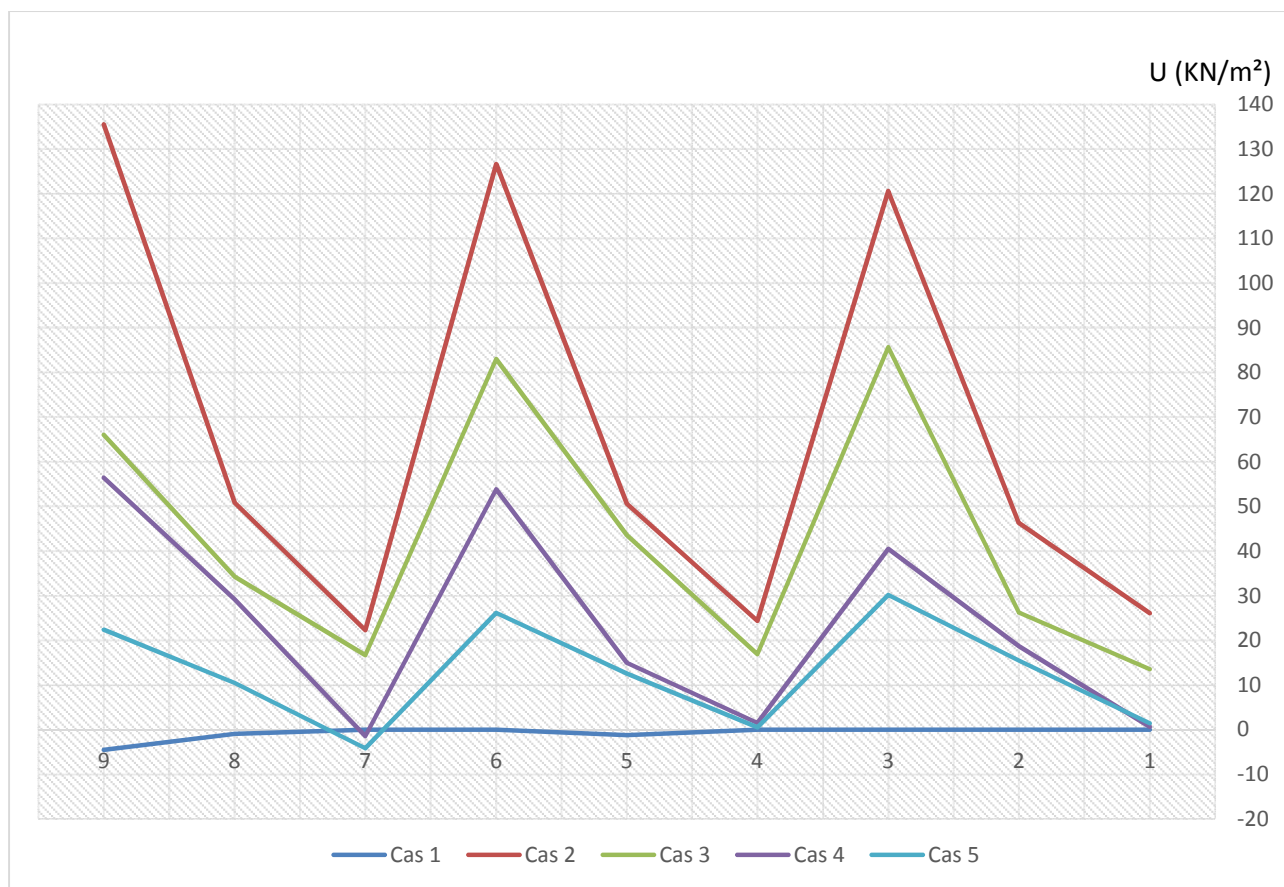


Figure IV.46 : Variation des pressions interstitielles

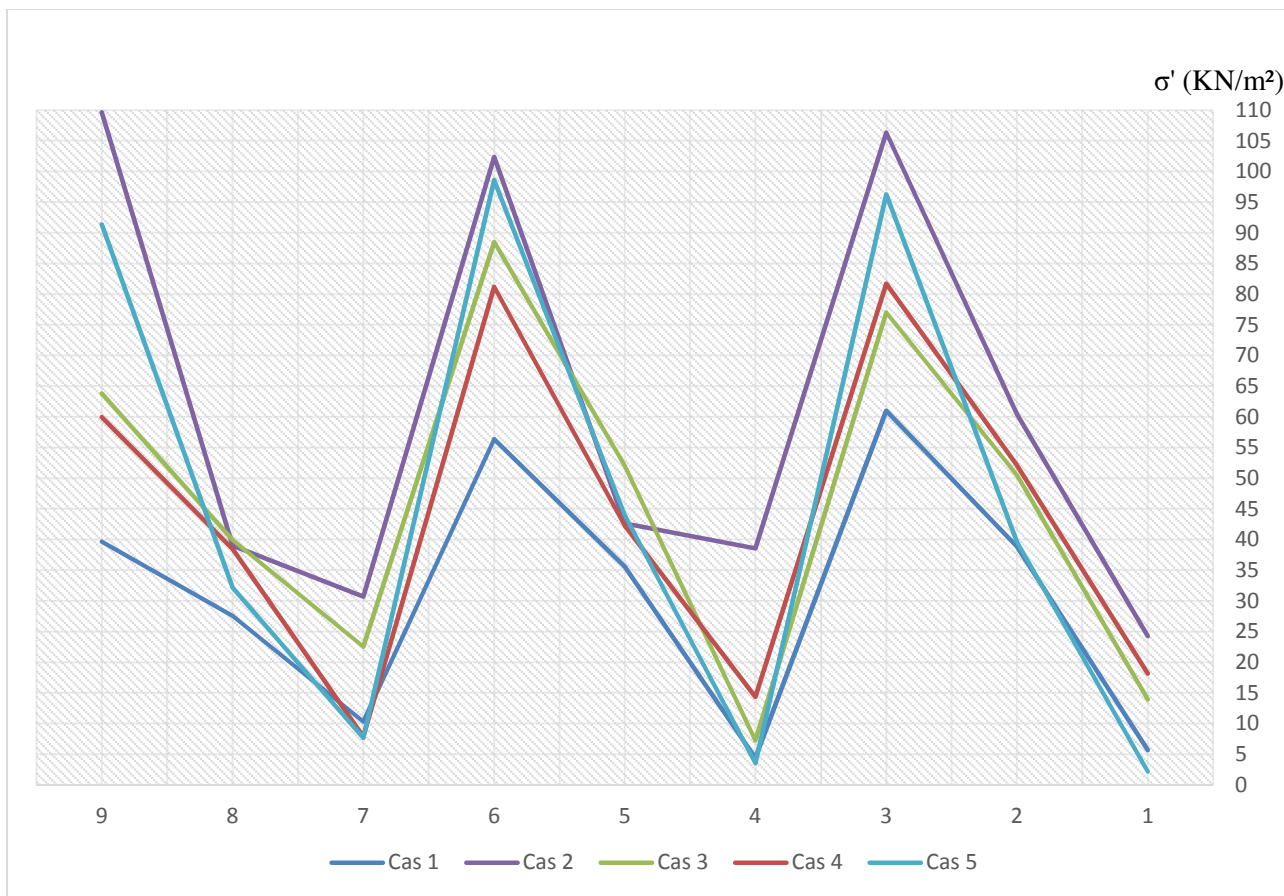


Figure IV.47 : Variation des contraintes effectives

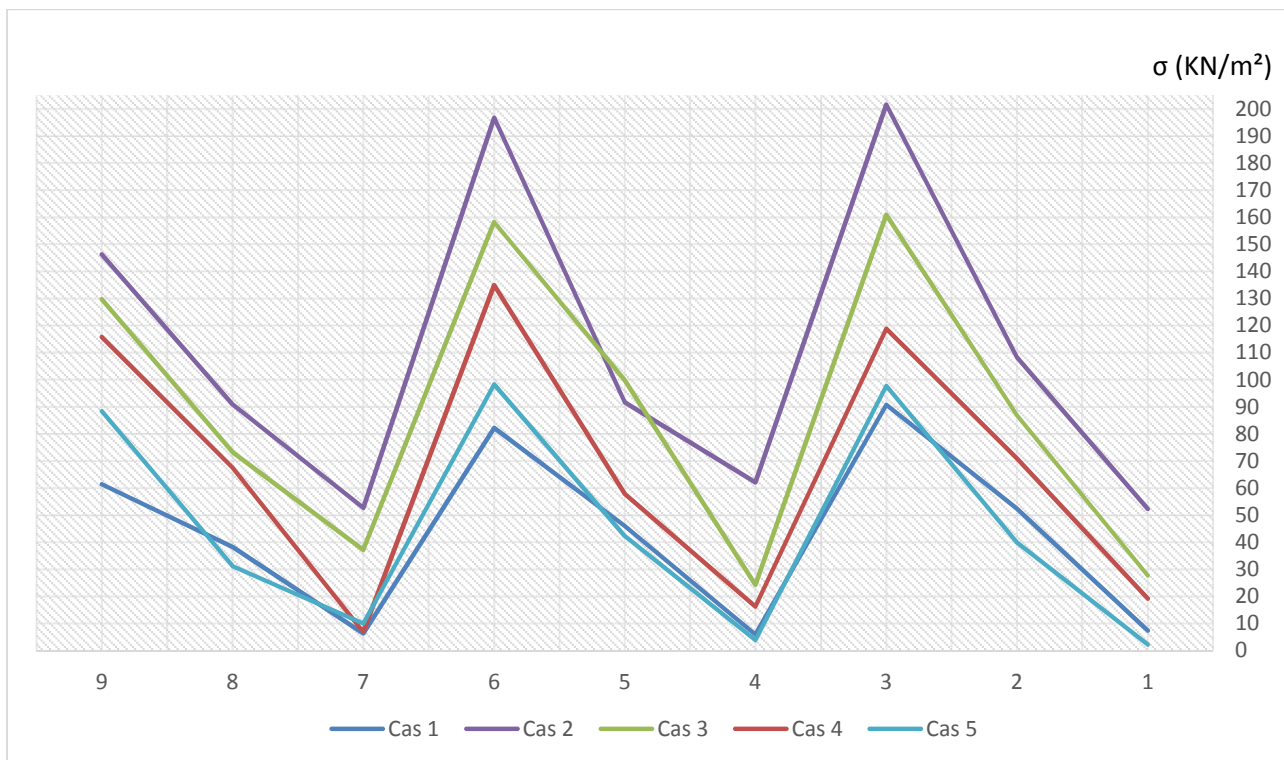


Figure IV.48 : Variation des contraintes totales

X. Conclusion

La modélisation engagée a permis de mettre en évidence, pour l'ensemble des cas traités ce qui suit :

- Influence de la présence de drainage sur les déplacements,
- Influence de type de drainage sur l'état des contraintes et sur les déplacements,
- L'évolution remarquable des pressions interstitielles en fonction du mode de drainage,
- Critère de stabilité du mur en étroite relation avec le type de drainage.



Conclusion Générale

Conclusion Générale

Un des problèmes fondamentaux en mécanique des sols, est la détermination des actions exercées par un massif de sol retenu par un écran sur celui-ci.

Un mur de soutènement ne s'improvise pas. Des cas de fissuration, d'effondrement, de basculement et de grand glissement sont fréquents lorsque ce type d'ouvrage n'est pas conçu et réalisé dans les règles. Des sinistres qui sont bien souvent le résultat d'un mauvais calcul de dimensionnement, d'une mauvaise exécution ou d'un mauvais drainage du remblai.

Une étude de sol préalable est donc indispensable. Elle doit permettre d'identifier la nature du sol et les contraintes admissibles qu'il va pouvoir supporter, la poussée exercée par les surcharges éventuelles et enfin, l'hypothétique présence d'eau dans le sol.

L'action de l'eau est un critère important. Un mur de soutènement ne doit pas faire barrage à l'eau. Pour éviter l'accumulation des eaux de ruissellement à l'arrière du mur exerçant une poussée hydrostatique, il faut donc mettre en œuvre des systèmes de drainages efficaces et économiquement faisables.

A travers l'ensemble des investigations élaborées dans le cadre de ce mémoire, les conclusions suivantes sont à déduire :

1-En ce qui concerne les déplacements horizontaux

- La présence de la nappe induit une augmentation considérable des déplacements horizontaux,
- Le drain vertical est plus efficace que le drain de pied vis-à-vis de la diminution des déplacements horizontaux,
- La combinaison de drainage vertical et de pied offre la solution optimale qui réduit considérablement les déplacements horizontaux.

2- Déplacement vertical

- Le déplacement est important dans la zone supérieure du remblai derrière le mur,
- La présence de nappe induit une augmentation considérable des déplacements verticaux,

- La combinaison de drainage vertical et de pied offre la solution optimale qui réduit considérablement les déplacements verticaux.

3- Pression interstitielles

- Les pressions interstitielles sont importantes à la base du mur, soient au points 3 ; 6 et 9,
- Le drain de pied est plus efficace que le drain vertical en terme de rabattement des pressions interstitielles,
- Le drain combiné vertical et de pied offre les meilleures conditions de dissipation des pressions interstitielles.

4- Contraintes totales

- La contrainte augmente en profondeur,
- Les contraintes maximales sont enregistrées dans le cas de mur non drainé et présence de nappe,
- Les contraintes minimales sont enregistrées dans le cas de drain combiné,
- La disposition de drain de pied est plus efficace que celle de drain vertical.

5- Contraintes effectives

Pour les contraintes effectives, la solution de drain combiné (vertical + de pied) semble être la disposition la plus optimal vis-à-vis des contraintes effectives.

6- Stabilité de mur

- Les coefficients de sécurité calculés montrent que le cas de présence de nappe sans que le mur ne soit drainé est le cas le plus défavorable $F_s=1.5$,
- Le coefficient de sécurité obtenu pour le cas de drainage de pied est supérieur à celui de cas de drainage vertical,
- La valeur la plus importante du coefficient de sécurité est $F_s=2.42$ obtenu pour le cas d'un drainage combiné.



BIBLIOGRAPHIE

Bibliographie

- [ROUABEH Aicha (2012)]. Mémoire De Magister « COMPORTEMENT D'UN MUR DE SOUTÈNEMENT SOUS CHARGEMENT SISMIQUE » UNIVERSITE M'HAMED BOUGARA-BOUMERDES
- [M. BIETH Emmanuel (2009-2010)]. « Cours de Mécanique des sols appliquée »
- [ANNANE Abdallah, (2013)]. Mémoire De Magister « Mur de soutènement en zone sismique » Université Hadj Lakhdar-Batna
- [BAZIZ Karim, (2010 – 2011)]. Mémoire De Magister « Effet De La Variabilité Des Paramètres De Calcul Sur La Stabilité Des Murs De Soutènement » Université Mouloud Mammeri TIZI-OUZOU
- [ZERGUINE Salah, (2012 – 2013)] Mémoire De Magister « ESTIMATION DES PRESSIONS ACTIVES SUR LES MURS DE SOUTÈNEMENT EN PRESENCE D'EAU SOUS SOLLICITATION SISMIQUE » Université Mohamed Khider – Biskra
- [Schlosser, F., (1995)]. “Ouvrages de soutènement, poussée et butée”, Techniques de l'ingénieur, Construction, C242.
- [SETRA., (1998)]. “Les ouvrages de soutènement”, Guide de Conception générale, Référence F9859...
- [SETRA. (2012)]. « Construction des remblais contigus au ouvrage d'art »
- [HIRANE Hicham,(2015)] " Evaluation de la pression dynamique active sur les murs de soutènement par approche numérique" UNIVERSITE DES FRERES MENTOURI CONSTANTINE
- [Kerisel, J., and Absi, E., (1990).] “Active and Passive Earth Pressure Tables”, A. A. Balkema International Publishers, pp. 234.
- [Westergaard, H., (1931).]“Water Pressure on Dams During Earthquakes”, Transactions of ASCE, No. 1835, pp. 418-433.
- [François SCHLOSSER]. «Techniques de l'Ingénieur **C244**» Murs de soutènement.
- [R.B.J. Brinkgreve] , Delft University of Technology & PLAXIS bv, Pays-Bas, 'Plaxis, manuel de référence, version 8'