

**REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE**  
**MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR**  
**ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE**



*Université de Mohamed Sadik ben Yahia « Jijel »*

*Faculté des Sciences et Technologies*

*Département de Génie Civil et Hydraulique*



# **MÉMOIRE DE FIN D'ÉTUDE**

*En vue de l'obtention du Diplôme de MASTER ACADEMIQUE*

*Filière : Génie civil*

*OPTION : Géotechnique*

## ***Thème***

*Confortement d'un versant par mur de  
soutènement sur pieux*

*(Pénétrante Jijel El-Eulma PK 28+ 360)*

**Réalisé par :**

Laffane Ismail  
Tebboub kheyreddine

**Encadreur :**

Mr Lamara Mohamed

Promotion 2021

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

# *Remerciements*

*Tout d'abord, Nous tenons à remercier Allah, de nous avoir donné la force, le courage et la patience pour mener à bien ce modeste travail.*

*Nous tenons à remercier Mr LAMARA Mohamed notre encadreur pour son aide et sa patience le long de cette période.*

*Nos remerciements s'adressent aux membres du jury pour l'intérêt qu'ils ont porté à notre travail, et qui nous feront le plaisir d'apprécier.*

*Nos remerciements vont également à tous ceux et celles qui de près ou de loin nous ont apporté aide et encouragement et surtout nos amis Antar et Messaoud.*

**Merci Beaucoup**



**Je dédie ce modeste travail**

**A mes très chers parents,**

**A mes chers frères et mes sœurs, A toute  
ma famille,**

**A tous mes amis.**

**Ismail**



**A mes chers parents,  
Pour tous leurs sacrifices, leurs amours,  
leurs tendresses, leurs soutiens et leurs prières  
tout au long de mes études,  
A mes chères sœurs, ..., pour leur appui et leur  
encouragement,  
A toute ma famille pour leur soutien tout au  
long de mon parcours universitaire,  
Que ce travail soit l'accomplissement de vos  
vœux, et le fruit de votre soutien,  
Merci d'être toujours là pour moi.**

**kheyreddine**

## Résumé :

Le thème objet de ce mémoire consiste en le dimensionnement et l'analyse de stabilité d'un mur de soutènement en béton armé fondé sur pieux, qui va supporter un remblai servant comme assise de la plateforme autoroutier. Le site de l'ouvrage est localisé entre le PK 28+360 et PK 28+426.59, au sud de village de Texenna, entrant dans le cadre de réalisation de la pénétrante autoroutière du port de Djendjen à l'autoroute Est-Ouest au niveau d'El Eulma.

Une campagne de reconnaissance géologique et géotechnique a été menée au niveau du site afin de déterminer la nature lithologique des différentes formations constituant le terrain de fondation. L'ouvrage sera fondé sur des dépôts récents enrobés dans une matrice fine argilo-limoneuse.

L'étude de pré-dimensionnement du mur et des pieux a été effectuée en se basant sur les formules statiques et conformément aux charges transmises par la superstructure. L'analyse de la stabilité au glissement de l'ensemble a été accomplie par modélisation numérique avec le code de calcul Plaxis-2D.

Vu les résultats obtenus concernant les valeurs de déplacements et des coefficients de sécurité pour les différentes combinaisons, on peut constater que la stabilité de versant naturel est douteuse, cependant la stabilité de l'ensemble, mur de soutènement fondé sur pieux avec une fiche de 28 m de profondeur dans la couche résistante, est assurée. Par conséquent cette variante a été retenue pour la conception de cet ouvrage.

**Mots clés :** mur de soutènement, pieux, glissement, stabilité, formules statiques, modélisation numérique.

## Summary:

The subject, of this thesis consists of the dimensioning and stability analysis of a reinforced concrete retaining wall founded on pile, which will support an embankment serving as a base for the motorway platform. The project site is located between PK 28 + 360 and PK 28 + 426.59, south of the Texenna village, within the framework of realisation of penetrating motorway from the port of Djendjen to the East-West highway at El Eulma city.

A geological and geotechnical investigation campaign was performed at the site in order to determine the lithological nature of the various formations constituting the foundation ground. The structure will be based on recent deposits coated in a fine clay-silty matrix.

The pre-dimensioning study of the wall and piles was carried out based on the static formulas and in accordance with the loads transmitted by the superstructure. The analysis of the sliding

stability of the assembly was accomplished by numerical modeling with the Plaxis-2D computer code.

Regarding the results obtained relative to the values of displacements and the safety factors for the various combinations, we can note that the stability of natural slope is suspicious, however the stability of the whole, retaining wall founded on piles with a length of 28 m deep in the resistant layer, is ensured. Consequently, this variant was retained for the design of this project.

**Keywords :** retaining wall, piles, slide, stability, static formulas, numerical modeling.

### **ملخص:**

يهدف موضوع هذه المذكرة لدراسة الأبعاد وتحليل استقرار جدار إستناد من الخرسانة المسلحة أسس على عدد من الركائز، والذي سيعمل على دعم رودميات ، تستخدم كقاعدة لمنصة الطريق السريع . يقع هذا المشروع بين النقاط الكليمتريية PK 28 + 360 و PK 28 + 426.59 جنوب قرية تاكسنا في إطار إنشاء فرع الطريق السريع الرابط بين ميناء جن جن و الطريق السريع شرق-غرب على مستوى مدينة العلمة. .

تم تنفيذ حملة الإستطلاعات الجيولوجية والجيوتقنية في الموقع من أجل تحديد طبيعة التكوينات المختلفة التي تشكل القاعدة الأرضية. المشروع سيتوضع على طبقة من الرواسب الحديثة المغطاة بكتلة طينية ناعمة.

تم إجراء دراسة الأبعاد الأولية للجدار والركائز بناءً على الصيغ الثابتة ووفقاً للأحمال المنقولة بواسطة البنية الفوقية. تم إجراء تحليل الاستقرار للمجموعة بالنسبة للإنزلاق، من خلال النمذجة العددية باستخدام برنامج Plaxis-2D.

بالنظر إلى النتائج التي تم الحصول عليها فيما يتعلق بقيم الإزاحة ومعاملات الأمان حسب التوافقات المختلفة، يمكننا أن نلاحظ أن إستقرار المنحدر الطبيعي مشكوك فيه، بالعكس فإن ثبات مجموعة، الجدار الإستنادي المشيد على ركائز بعمق يبلغ 28 مترًا في الطبقة المقاومة، مضمون. وبالتالي، فقد تم اعتماد هذه النوعية لتصميم هذا الهيكل.

**الكلمات الرئيسية:** الجدار الاستنادي، الركائز، الإنزلاق، الإستقرار، الصيغ الثابتة، النمذجة العددية.

# Sommaire

## Chapitre I

### Etude de stabilité de talus

I.1. Introduction .....	3
I.2. Les mouvements des terrains .....	3
I.3. Les glissements de terrain .....	4
I.4. Principales causes de glissement de terrain.....	9
I.5 Méthodes de calcul de la stabilité des talus.....	10
I.5.1. Approche analytique basée sur l'équilibre limite.....	11
I.5.1.1 Introduction.....	11
I.5.1.2. Principe de la méthode des tranches .....	11
I.5.1.3. Méthodes des tranches ordinaires .....	13
I.5.1.4. La méthode de Bishop simplifiée .....	17
I.5.2. Approche numérique.....	18
I.6. Méthodes de confortement des talus .....	20
I.6.1 Introduction.....	20
I.6.2. Terrassements .....	21
I.6.2.1. Butée de pied.....	21
I.6.2.2. Allègement en tête .....	21
I.6.2.3. Reprofilage.....	22
I.6.3. Substitutions (bêches, contreforts, masques et éperons) .....	22
I.6.3.1. Substitution totale des masses instables.....	22



I.6.3.2. Substitution partielle des matériaux glissés .....	23
I.6.4. Diapositive de drainage .....	24
I.6.5. Les éléments résistants .....	25
I.6.5.1. Ouvrage de soutènement.....	26
I.6.5.2. Tirants d'ancrages.....	26
I.6.5.3. Clous et micros pieux.....	27
I.6.5.4. Pieux .....	28
I.7.Conclusion.....	29

## **Chapitre II**

# **Généralités sur les ouvrages de Soutènement**

II.1. Introduction.....	30
II.2. Différents types d'ouvrages de soutènement .....	30
II.3 .Murs de soutènement .....	31
II.3.1. Murs gravitaires ou murs-poids .....	31
II.3.2. Les murs en béton armé .....	33
II.3.2.1 .Murs en T renversé classique .....	33
II.3.2.2.Mur à contreforts .....	34
II.4.Poussée sur les murs en béton armé.....	35
II.4.1.État des sols .....	36
II.4.1.1.État des sols au repos.....	37
II.4.1.2.Notions de poussée et de butée.....	37
II.4.2.Évaluation des coefficients de poussée et de butée .....	38
II.4.2.1.Cas des sols pulvérulents (ex : sables) : .....	38
II.4.2.2. Cas des sols cohérent (ex : argiles).....	39

II.4.3.Évaluation des forces de poussée et de butée -Théorie de Coulomb (1776).....	40
II.4.3.1.État actif.....	41
II.4.3.2.État passif .....	44
II.5. Stabilité des murs de soutènement.....	45
II.5.1.Stabilité interne.....	47
II.5.2.Stabilité externe.....	47
II.5.2.1.Stabilité au renversement.....	48
II.5.2.2.Stabilité au glissement .....	49
II.5.2.3.Stabilité au poinçonnement .....	51
II.5.2.4.Stabilité au grand glissement.....	52
II.6.Pré dimensionnement.....	53
II.7.Précautions.....	54
II.7.1.Précautions-Drainage et gel.....	54
II.7.2.Précautions-Compactage.....	55
II.8 .Conclusion .....	56

## **Chapitre III**

### **Généralités sur pieux**

III.1.Introdcution .....	57
III.2. Les principaux types des pieux et leur classification .....	57
III.2.1. Selon la nature du matériau constitutif .....	58
III.2.2. Selon le mode d'excution .....	60
III .2.3. Classification des pieux d'après le mode de transfert des charges .....	63
III.3. Choix du type de pieux.....	65
III.4.Les actions sur les pieux.....	66
III.4.1. Actions permanentes G.....	66

III.4.2. Actions dues à l'eau .....	66
III.4.3. Poussées latérales .....	67
III.4.4. Frottement négatif .....	67
III.4.5. Actions variables .....	68
III.4.6. Actions accidentelles.....	68
III.5. Méthodes de dimensionnement des pieux .....	68
III-5-1- Méthodes statiques .....	69
III .5.1.1 Capacité portante de pointe $Q_p$ .....	70
III .5.1.2 Frottement latérale $Q_s$ .....	72
III.5.2. Méthodes dynamiques .....	75
III.5.2.1. Méthode des Hollandais .....	76
III.5.2.2. Méthode de Crandall .....	77
III .5.3. Méthodes pratiques .....	77
III.5.3.1. Méthodes pénétrométriques .....	78
III.5.3.2. Méthode pressiométrique- Essai au pressiomètre de Ménard.....	84
III.5.4. Méthodes numériques (la Méthodes des éléments finis).....	88
III.6.1. Les causes de l'effet de groupe .....	90
III.6.2. Effet de groupe sur la capacité portante .....	90
III.7. Conclusion .....	92

## **Chapitre IV**

# **Présentation de l'ouvrage et étude géotechnique**

IV.1. Introduction .....	93
IV.2. Généralités sur le site .....	93

IV.2.1 Situation géographique .....	93
IV.2.2. Climatologie.....	94
IV.2.3. Orographie.....	95
IV.2.4. Réseau hydrographique .....	96
IV.2.5. Sismicité .....	97
IV.3. Reconnaissances géotechniques .....	98
IV.3.1. Introduction .....	98
IV.3.2. Compagne de reconnaissance géotechnique.....	98
IV.3.3. Essais in situ.....	99
IV.3.3.1. Les sondages carottés .....	99
IV.3.3.2. Essais de perméabilité Lugeon.....	101
IV.3.3.3. Sondage Piézométrique.....	103
IV.3.3.4. Essais pressiométrique .....	103
IV.4. Essai de laboratoire .....	105
IV.4.1. Essais physiques .....	105
IV.4.2. Essais mécaniques.....	107
IV.4.2.1. Essai de la résistance à la compression Uni-axiale (Rc) (NFP 94-420).....	107
IV.4.2.2.Essai de la résistance à la traction par fendage (essai Brésilien) Rtb (NFP 94-422) .....	108
IV.4.2.3.Essai de cisaillement rectiligne CD à la boîte.....	109
IV.4.2.4. Analyse chimique.....	111
IV.5. Conclusion.....	112

## **Chapitre V**

### **Etude de fondation**

V .1. Introduction .....	113
--------------------------	-----

V.2. Différents types de fondations [21] .....	113
V.3. Évaluation de la capacité portante de fondations superficielles .....	114
V.3.1. Calcul de la capacité portante à partir de l'essai pressiométrique.....	114
V.3.2. Influence d'une charge verticale sur une fondation à proximité d'un talus.....	117
V.3.3. Calcul de la capacité portante .....	119
V.3.3.1. Sondage pressiométrique N°1 .....	119
V.4. Évaluation de la capacité portante pour fondations profondes.....	122
V.4.1. Calcul de la capacité portante.....	123
V.4.2. Calcul de la capacité portante.....	125
V.5. La disposition des pieux sous la semelle .....	127
V.6. Conclusion .....	128

## **Chapitre VI**

# **Dimensionnement de mur de soutènement en B.A sur pieux**

VI.1. Introduction .....	130
VI.2. Description .....	130
VI.3. Predimensionnement de mur de soutènement sur pieu .....	130
VI.4. Calcul des poussées et vérification de la stabilité .....	132
VI.4.1. Données Géotechniques .....	132
VI.4.2. Données Géométriques .....	132
VI.4.3. Cas statique .....	132
VI.4.3.1. Bilan des forces agissantes sur le mur .....	132
VI.4.3.2. Détermination du coefficient de poussée $K_a$ .....	133
VI.4.3.3. Calcul des moments .....	134
VI.4.3.4. Vérifications de la stabilité du mur .....	135

VI.4.3.5. Détermination des efforts transmis aux pieux.....	138
VI.4.4. Cas sismique .....	140
VI.4.4.1-Détermination du coefficient de poussée Kad .....	140
VI.4.4.2.Vérifications de la stabilité du mur : .....	142
V.5.Conclusion .....	144

## **Chapitre VII**

# **Modélisation numérique du mur en B.A sur pieux**

VII .1. Introduction.....	145
VII .2.Présentation de Plaxis .....	146
VII.3. Les modèles de comportement incorporés dans Plaxis.....	146
VII .3.1. Modèle élastique .....	147
VII.3.2. Le modèle de Mohr Coulomb (MC).....	147
VII.4. Simulation avec le code Plaxis 2D.....	150
VII.5.Modélisation du talus .....	151
VII.5.1.Étude de stabilité du talus naturel .....	151
VII.5.2 .Modélisation du talus et analyse de la stabilité après confortement .....	156
VII .5.3. Détermination des efforts dans les éléments de l'ouvrage .....	159
VII.6. Ferrailage de la structure.....	164
VII .7. Conclusion .....	167
CONCLUSION GENERALE.....	168

# Listes des figures

## Chapitre I

Figure I. 1: Glissement de terrain profond Allemagne source .....	4
Figure I. 2: Glissement de terrain profond au chemin Cecil Lake Canada source .....	5
Figure I. 3: Instabilités des talus (cas des routes). .....	5
Figure I. 4: Schéma en coupe d'un glissement de terrain source.....	6
Figure I. 5: Schéma représentatif d'un glissement plan.....	7
Figure I. 6: Schéma illustrant la forme d'un glissement rotationnel.....	8
Figure I. 7: Schéma illustrant le glissement successif emboîté.....	9
Figure I. 8: Schéma de glissement circulaire : .....	9
Figure I. 9: Les différents facteurs d'un glissement de terrain .....	10
Figure I. 10: Les différentes causes d'un glissement de terrain.....	10
Figure I. 11: Concept de la méthode de tranche et l'ensemble des forces appliquées à une tranche .....	12
Figure I. 12: Représentation des forces pour une tranche.....	13
Figure I. 13: Représentation des forces pour une tranche.....	15
Figure I. 14: Représentation des forces pour une tranche.....	16
Figure I. 15: Profile en travers d'un talus .....	19
Figure I. 16: Maillage en élément finis du talus .....	20
Figure I. 17: Butée de pied.....	21
Figure I. 18: Allègement en tête .....	22
Figure I. 19: Reprofilage.....	22
Figure I. 20: Substitution totale des matériaux glissés .....	23
Figure I. 21: Substitution partielle .....	24
Figure I. 22: Coupe d'une tranchée drainante.....	25
Figure I. 23: Drains sub-horizontaux. ....	25
Figure I. 24: Des écrans de soutènement fixés par des Tirants d'ancrage. ....	27
Figure I. 25: Stabilisation du talus par des pieux.....	28

# Chapitre II

Figure II. 1: Différents type d'ouvrages de soutènement. ....	31
Figure II. 2: Les différents type des murs gravitaires ou mur poids. ....	32
Figure II. 3: Les différentes forces appliquées sur un mur poids.....	32
Figure II. 4: Murs en béton armé .....	33
Figure II. 5: Les différents éléments composant un mur en T renversé.....	34
Figure II. 6: Mur à contreforts. ....	34
Figure II. 7: Mur avec contreforts.....	35
Figure II. 8: (a) Etat de butée et (b) Etat de poussée.....	36
Figure II. 9: Développement des pressions actives et passives de la terre selon le sens de mouvement de mur. ....	36
Figure II. 10: pression latérale au repos au repos. . ....	37
Figure II. 11: Principe de la poussée et de la butée d'après SCHLOSSER. ....	38
Figure II. 12: Calcul des coefficients de poussée et de butée par le cercle de Mohr. ....	39
Figure II. 13: Ruptures à court et long terme d'un sol fin.. ....	40
Figure II. 14: Coin de coulomb.....	41
Figure II. 15: Théorie de Coulomb. État actif.....	41
Figure II. 16: Diagramme de l'équilibre des forces. ....	42
Figure II. 17: Théorie de Coulomb. État actif. Sol cohérent.....	43
Figure II. 18: Théorie de Coulomb. État passif. ....	45
Figure II. 19: Mur poids & mur cantilever.....	45
Figure II. 20: Bilan de force pour Mur poids.....	46
Figure II. 21: Réduction du système des forces. ....	47
Figure II. 22: Modes de rupture des ouvrages de soutènement. ....	47
Figure II. 23: Trois types de stabilité externe. ....	48
Figure II. 24: Influence de renversement sur le mur.....	48
Figure II. 25: Stabilité au renversement d'un mur de soutènement.....	49
Figure II. 26: Influence de glissement sur le mur. ....	50
Figure II. 27: Stabilité au glissement d'un mur de soutènement. ....	50
Figure II. 28: Influence de poinçonnement sur le mur.....	51
Figure II. 29: Stabilité au poinçonnement d'un mur de soutènement. ....	52
Figure II. 30: Stabilité au glissement d'un mur de soutènement .....	53



Figure II. 31: Dimensions usuelles d'un mur-poids.....	53
Figure II. 32: Dimensions usuelles d'un mur voile.....	54
Figure II. 33: Précaution-drainage .....	54
Figure II. 34: Précaution-gel .....	55
Figure II. 35: Précaution-compactage.....	56

## Chapitre III

Figure III.1: Schéma de quelque type de pieux en béton préfabriqué .....	58
Figure III.2: Type de pieux métalliques.....	59
Figure III.3: Schéma d'un pieu en bois.....	59
Figure III.4: Schéma d'instalation des pieux par une sonnette de battage.....	60
Figure III.5: Formes de quelques types des pieux vissés .....	61
Figure III.6: Mode d'excusion des pieux forés tubés.....	61
Figure III.7: Schéma de quelques types d'outils de forage.....	62
Figure III.8: Les phases d'exécution d'un pieu foré a la boue.....	62
Figure III.9: Schema présente les phases d'exécution d'un pieu foré tubé.....	63
Figure III.10: Mode de transfert des charges des pieux au sol .....	64
Figure III.11: Les pieux flottant et travaillant en pointe et les pieux flottant .....	64
Figure III.12: Poussées latérales sur les pieux d'une culée remblayée .....	64
Figure III.13: Frottement négatif sur les pieux d'une culée remblayée .....	68
Figure III.14: (a)- Charge limite d'un pieu (b)- Mobilisation des charges d'un pieu.....	69
Figure III.15: Exemples de schémas de rupture selon les théories classiques (Frank 1999). .....	70
Figure III.16: Résistance de frottement unitaire pour un sol homogène.....	73
Figure III.17: Variation de $\alpha$ avec cohésion non drainée cu. ....	74
Figure III.18: Principe de battage d'un pieu .....	76
Figure III.19: Définition de l'encastrement équivalent.....	78
Figure III.20: Résistance de pointe équivalente.....	80
Figure III 21: Pressiomètre de Ménard .....	85
Figure III.22: Courbe corrigée et courbe de fluage.....	85
Figure III.23: Schéma de calcul de la pression limite équivalente. ....	86
Figure III.24: Variation du frottement unitaire $q_s$ en fonction de Pl. ....	88
Figure III.25: Répartition des contraintes dues à un pieu isolé et un groupe de pieux .....	89

## Chapitre IV

Figure IV. 1: Carte de localisation de la wilaya de Jijel. ....	93
FigureIV.2:Situation géographique du site d'étude (Extrait des cartes topographiquesNJ_31_VI_42 ouest et NJ_31_VI_44 ouest Texenna) .....	94
Figure IV. 3: Carte de relief du bassin de Djendjen.....	95
Figure IV. 4: Carte du réseau hydrographique du bassin de Djendjen .....	97
Figure IV. 5: Carte de zonage sismique du territoire national (D'après RPA, V2008)....	98
Figure IV. 6: Coupe lithologique au de site étudiée (RIZZANI DE ECCHER, 2016)...	100
Figure IV. 7: Photo des carottes obtenus dans le sondage S-RL09-1 .....	101
Figure IV. 8: Photo des carottes obtenus dans le sondage S-RL09-2.....	101
Figure IV. 9: L'essai de compression .....	107
Figure IV. 10: Essai de la résistance à la traction par fendage .....	108
Figure IV. 11: Principe d'un essai de cisaillement rectiligne à la boîte (NF P94 -071-1) .....	110

## Chapitre V

Figure IV. 1: Types de fondations superficielles .....	114
Figure IV. 2: Coefficient minorateur pour une charge verticale centrée à proximité de la crête de talus, dans le cas d'un encastrement nul. ....	117
Figure IV. 3: Angle pour le calcul du coefficient minorateur dans le cas d'une fondation encastree et située près de la crête de talus.....	118
Figure IV. 4: Coefficient minorateur pour une charge inclinée sur sol horizontal. ....	118
Figure IV. 5: Coupe sur le sol sous la fondation (SP1). ....	119
Figure IV. 6: Coupe sur le sol sous la fondation (SP 2). ....	121
Figure IV. 7: Valeurs du frottement latéral unitaire.....	122
Figure IV. 8: La disposition linéaire des pieux sous la semelle.....	127

## Chapitre VI

Figure VI. 1: Coupe transversale du mur. ....	130
Figure VI. 2: Dimensions du mur en B.A sur pieux .....	131
Figure VI. 3: Ancrage recommandé.....	131
Figure VI. 4: Données géométriques du mur.....	132

Figure VI. 5: Bilan des forces. ....	133
Figure VI. 6: Bilan des forces. ....	134
Figure VI. 7: La surface comprimer. ....	137
Figure VI. 8: Distribution des contraintes sous la fondation. ....	137
Figure VI. 9: Schéma de conception de semelle pour le mur ....	138
Figure VI. 10: Bilan des forces verticales et horizontales. ....	141
Figure VI. 11: La surface comprimer ....	143
Figure VI. 12: Distribution des contraintes sous la fondation. ....	143

## Chapitre VII

Figure. VII. 1: Fenêtre d'entrée des données de PLAXIS .....	145
Figure. VII. 2: Fenêtre des paramètres de MOHR-COULOMB. ....	148
Figure. VII. 3: Modèle géométrique montrant les conditions aux limites et les couches de sol. ....	152
Figure. VII. 4: Maillage du talus a son état naturel.....	152
Figure. VII. 5: Spécification de la position de la nappe phréatique dans le versant. ....	153
Figure. VII. 6: Pression interstitielles. ....	153
Figure. VII. 7: Contraintes effectives.....	154
Figure. VII. 8: Le maillage déformé (agrandissement).....	155
Figure. VII. 9: Déplacement totaux à travers le talus. ....	155
Figure. VII. 10: Le facteur de sécurité obtenu par le processus $c-\phi$ réduction. ....	156
Figure. VII. 11: Modèle géométrique avec l'ouvrage de confortement.....	157
Figure. VII. 12: Maillage du modèle.....	157
Figure. VII. 13: Déplacement totale.....	158
Figure. VII. 14: Le facteur de sécurité. ....	158
Figure. VII. 15: Diagramme des moments fléchissant le long de la hauteur du mur. ....	159
Figure. VII. 16: Diagramme des moments fléchissant suivant la largeur de la semelle. ....	160
Figure. VII. 17: Diagramme des moments fléchissant le long du fût de pieu.....	160
Figure. VII. 18: Diagramme des efforts tranchant le long de la hauteur du mur.....	161
Figure. VII. 19: Diagramme des efforts tranchant suivant la largeur de la semelle.....	161
Figure. VII. 20: Diagramme des efforts tranchant le long du fût de pieu.....	162
Figure. VII. 21: Diagramme des efforts normaux suivant la hauteur du mur.....	162
Figure. VII. 22: Diagramme des efforts normaux le long du fût de pieu.....	163

Figure. VII. 23: Présentation logiciel Socotec. ....	164
Figure. VII. 24: Donnée de ferrailage de la structure (Socotec).....	166

# Liste des tableaux

## Chapitre II

Tableau II. 1: Valeurs de $\delta$ en fonction de $\varphi$ .....	43
Tableau II. 2: Angle de frottement sol-mur en fonction de l'état de surface du parement. .....	51

## Chapitre III

Tableau III. 1: Valeurs de coefficient $I_r$ pour différents types de sols.....	72
Tableau III. 2: Valeur de $k_c$ selon le fascicule.....	79

## Chapitre IV

Tableau IV. 1: Comparaison de débits moyens d'oued Djendjen et d'autres.....	96
Tableau IV. 2: Reconnaissances géotechniques réalisées dans le secteur en étude.....	99
Tableau IV. 3: La lithologie de site étudiée .....	99
Tableau IV. 4: Permet de classer les roches à partir des valeurs de perméabilité exprimées en cm/s (G. CASTANY, réf : le forage d'eau) .....	102
Tableau IV. 5: Classification des formations rocheuse en fonction de la perméabilité.	102
Tableau IV. 6: : Levé des Piézomètres installés le long du tronçon entre PK 28+200 - 28+750.....	103
Tableau IV. 7: Caractéristiques pressiométrique de sol du sondage N°1.....	104
Tableau IV. 8: Caractéristiques pressiométrique de sol du sondage N°2. ....	105
Tableau IV. 9: Valeurs de masses volumiques et porosité .....	106
Tableau IV. 10: Classes de résistance en compression uniaxiale (AFTES) .....	108
Tableau IV. 11: Résistance à la Compression Uni-axiale et à la traction par fendage ..	109
Tableau IV. 12: Résultats des essais de cisaillement rectiligne à la boîte .....	111
Tableau IV. 13: Résultats d'analyse chimique exprimée en %.....	111
Tableau IV. 14: Paramètres géotechniques du remblai.....	112

# Chapitre V

Tableau V.1: Les valeurs de $K_p$ .....	115
Tableau V. 2: Définition des catégories conventionnelles de sols.....	115
Tableau V. 3: Valeurs du facteur de portance $K_p$ .....	116
Tableau V. 4: Valeurs des pressions limites nettes du sondage pressiométrique N°1....	119
Tableau V. 5: Valeurs des pressions limites nettes du sondage N°2. ....	120
Tableau V. 6: Choix de la courbe de frottement latéral. ....	123
Tableau V. 7: Résultats du calcul de la capacité portante admissible $Q_{ad}$ pour S1. ...	125
Tableau V. 8: Résultats du calcul de la capacité portante admissible $Q_{ad}$ pour S2. ...	126

# Chapitre VII

Tableau VII. 1: Caractéristiques mécanique des couches de sol. ....	150
Tableau VII. 2: Tableau de Caractéristiques $E_A, E_I$ .....	151
Tableau VII. 3: Résultats obtenus par la méthode analytique.....	163
Tableau VII. 4: Résultats récapitulatifs obtenus par la méthode analytique et numérique. .....	164
Tableau VII. 5: moments et des efforts tranchant.....	166
Tableau VII. 6: Les différentes sections d'armatures des éléments de l'ouvrage.....	166

### **INTRODUCTION GENERALE**

La réalisation des voies de communication a connu un développement important dans les dernières décennies. La construction et l'utilisation de ces ouvrages peuvent être considérées comme l'une des évolutions les plus importantes des infrastructures dans les pays développés. Dans le cadre de développement économique, l'Algérie a connu une augmentation considérable du nombre de véhicules, cet accroissement a engendré un encombrement et insuffisance du réseau routier à satisfaire les besoins de la circulation des véhicules. Pour y remédier, on est amené à développer le réseau routier à travers la réalisation des autoroutes comme celui d'Est-Ouest et des pénétrantes pour relier certaines villes.

Le sujet d'étude fait partie du projet de la pénétrante autoroutière reliant la ville de Jijel (port de Djendjen) à l'autoroute Est-Ouest qui s'étend sur plus de 110 km environ. Le tracé passe à proximité des localités de Taher, Texenna, Djimla, Ain Sebt, Beni Aziz, Beni Fouda et prend fin à l'échangeur de l'autoroute Est-Ouest au niveau d'El Eulma.

Dans ce projet, nous nous sommes intéressés à l'étude de réalisation d'un ouvrage de soutènement ancré sur pieux (mur en béton armé sur pieux) entre le PK 28+265.85 et PK 28+426.59), situé au sud du village de Texenna, dans une zone en pente jugée instable. C'est pour cela, il a été décidé de soutenir le versant par un mur de soutènement.

La spécificité de ce mur de soutènements réside non seulement dans ses grandeurs, mais aussi dans le contexte particulier qui caractérise la nature du sol de fondation du site. En effet, construire sur un sol de mauvaises caractéristiques mécaniques représente toujours des défis majeurs à relever, ce qui se répercute directement sur les dimensions, et par conséquent, sur le coût global du projet.

Le projet initial, imaginé au stade de faisabilité est un mur de soutènements sur une fondation superficielle, une étude géotechnique approfondie au stade de l'avant-projet détaillé a mis en évidence l'incapacité de la couche de sol destinée à supporter le mur en question. Ce qui nous conduit à opter pour une étude de fondations profondes qui satisferrait les critères de stabilité.

L'objectif de notre travail est de procéder tout d'abord à une vérification de la stabilité du versant dans son état initial, et en suite d'effectuer une étude de pré-dimensionnement d'un mur de soutènement en béton armé assurant la stabilité (stabilité générale et au glissement) sous l'action des forces qui lui sont appliquées et notamment de la poussée des terres qu'il retient, et cela en se basant sur les conditions géologiques et géotechniques du site. L'étude de pré-

## *Introduction generale*

---

dimensionnement du mur et des pieux a été effectuée en se basant sur les formules statiques et conformement aux charges transmises par la superstructure. L'analyse de stabilité au glissement a été faite par modélisation numérique avec le code plaxis 2D.

Pour mener à terme ce travail, nous avons divisé notre plan de travail en sept chapitres

Comme suit :

- Chapitre I : Notions sur la stabilité des talus, et les différentes méthodes d'analyse et de confortement ;
- Chapitre II : Murs de soutènement
- Chapitre III : Fondation profondes
- Chapitre IV : une présentation de l'ouvrage, et les caractéristiques géotechniques du site où il sera implanté.
- Chapitre V : Étude des fondations
- Chapitre VI : Dimensionnement de Mur de soutènement et étude de sa stabilité.
- Chapitre VII : Modélisation numérique à l'aide du logiciel de calcul géotechnique (PLAXIS 2D).



# Chapitre I

*Etude de stabilité de talus*

**I.1. Introduction**

Les mouvements de terrain, qu'ils soient lents ou brutaux, naturelle ou anthropique, constituent une menace permanente pour les personnes, les biens et l'environnement. Ces mouvements de terrains peuvent être amorcés suite à une forte pluie, un léger tremblement terre ou des travaux entrepris par l'homme causant des milliers de mètre cube de sol, de roche ou de boue envahissent soudainement des agglomérations et menaçant des vies humaines.

Au faite, les pentes sont des reliefs naturels causés par l'évolution du mouvement tectoniques en action à la surface terrestre depuis des millions d'années. Les observations et les études de la géologie ont permis de mettre en évidence certaines conditions favorables à l'apparition de tel ou tel phénomène d'instabilité.

De nombreuses régions de monde sont confrontées à des instabilités de terrain susceptibles de provoquer des catastrophes. Ces mouvements de terrain constituent généralement des phénomènes ponctuels, de faible ampleur et d'effets limités. Mais par leur diversité, ils sont néanmoins responsables de dommages et de préjudices importants et coûteux. Chaque année à travers le monde les mouvements de terrains causent des dégâts, résultant en pertes humaines, et endommagement des biens et infrastructures, aussi bien que perte des terres fertiles.

**I.2. Les mouvements des terrains**

Les mouvements de terrain sont des phénomènes géologiques qui évoluent dans le temps avec des phases de mouvements lents, des phases catastrophiques ou des périodes d'atténuation. Ces déséquilibres des massifs, qu'ils soient lents ou brutaux, naturelles ou anthropiques, constituent une menace permanente pour les personnes, les biens et l'environnement. Cependant aux niveaux de menace et de risque ce phénomène n'est pas aussi dangereux que les séismes, mais à cause de ces fréquences et son très grande ampleur, constituent une problématique majeure pour les différents ouvrages de génie civil. En raison de sa complexité, leurs l'identification repose essentiellement sur des observations géologiques et études géomorphologiques du terrain.

Ces déséquilibres de terrain regroupent un ensemble de déplacements du sol ou du sous-sol, plus ou moins brutaux. Ces mouvements peuvent être entrepris suite à une forte pluie, un léger tremblement ou dus à des travaux de réalisation, causant le déplacement des grandes quantités de terre, de roches ou de boues envahissent soudainement des agglomérations et menaçant des vies humaines.

Les mouvements de terrain sont très variés, par leur nature, glissements de terrains, éboulements rocheux, coulées de boues, effondrements des vides souterrains, affaissements, gonflement ou retrait des sols, ...etc. ; et par leurs dimensions (certains glissements, peuvent s'étaler sur plusieurs dizaines de millions de mètres carrés).

De nombreuses classifications ont été proposées pour rendre compte la diversité des mouvements de terrains, certains classifications sont basées sur le type des matériaux composant la masse en mouvement, alors que d'autres plus complètes emploient les facteurs tels que : le mécanisme ; la morphologie ; le taux de remaniement des matériaux après le mouvement ; la vitesse de processus des mouvements.

### **I.3. Les glissements de terrain**

#### **I.3.1. Définition**

Les glissements de terrain sont des phénomènes naturels qui résultent de déplacement des sols dans une pente, sous l'effet gravitationnelle. Ils se produisent lorsque les contraintes de cisaillement, dues aux forces motrices telles que le poids, excèdent la résistance au cisaillement mobilisée au sein d'un massif du sol le long de la surface de rupture.

Ces instabilités de terrains, se produisent le plus souvent dans les dépôts cohérents meubles et plus particulièrement dans les dépôts argileux, sur des pentes modérées à raide de 10° à 40°, avec des déplacements de quelques mm à plusieurs mètre par an. Lorsqu'il y a rupture, la vitesse du mouvement peut atteindre des mètres par jour durant la période la plus active. Le volume, des matériaux déplacés, est très variable de quelques dizaines à plusieurs millions de mètres cube. Ils engendrent des menace aux ouvrages situés dans la zone affectés ou ceux qui se trouvent sur leurs trajectoires.



**Figure. I.1** : Glissement de terrain profond Allemagne source [1].



Figure. I.2 : Glissement de terrain profond au chemin Cecil Lake Canada source

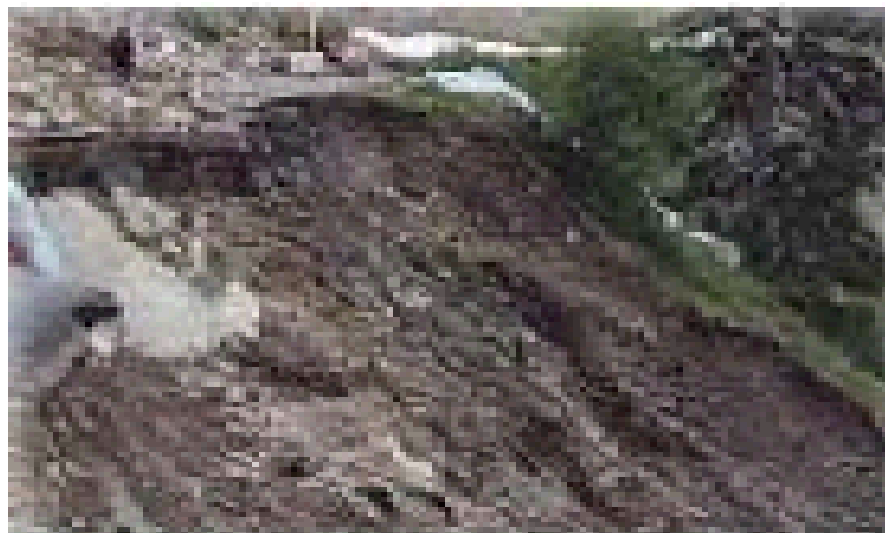
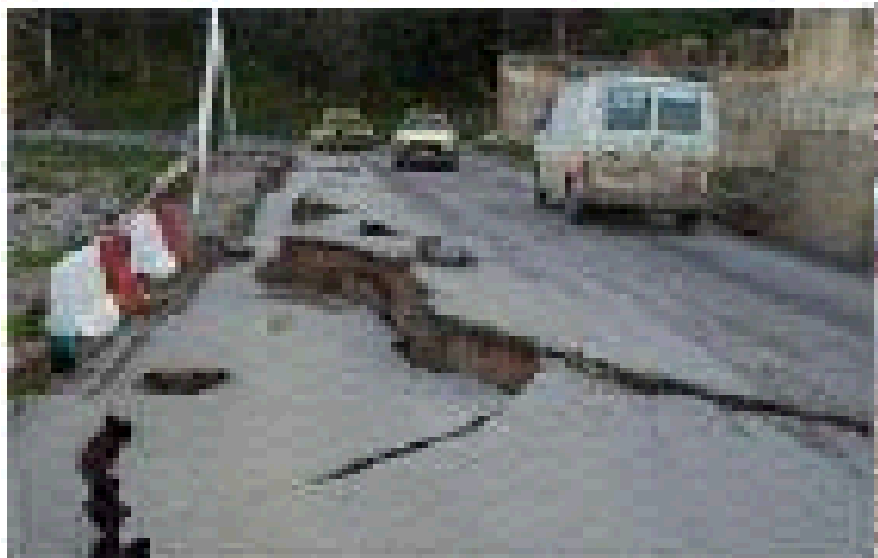
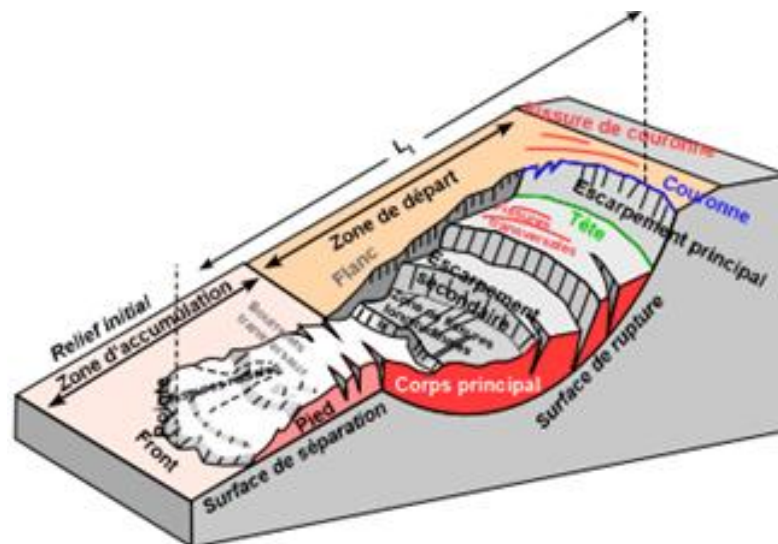


Figure I.3 : Instabilités des talus (cas des routes).

Les principales caractéristiques des glissements de terrains sont les suivantes :

- Présence d'une ou plusieurs surfaces de glissement de faible épaisseur, ou d'une zone de matériel fortement remanié ;
- Mobilisation de matériaux meubles, la surface de glissement ou la zone de rupture peut être localisée dans des terrains meubles ;
- Dimensions très variables, tant en surface, quelques dizaines de m<sup>2</sup> à plusieurs km<sup>2</sup>, qu'en épaisseur de 2 m à plusieurs centaines de mètres);
- Ampleur des mouvements généralement variable en fonction du temps, un glissement de terrain présente un déplacement régulier, mesuré en mm/an à m/an. Les (figures I.4) suivante, regroupent les éléments essentiels d'un glissement de terrain.



**Figure I.4 :** Schéma en coupe d'un glissement de terrain source.

La commission internationale sur les glissements de terrain a défini l'ensemble des éléments morpho métriques et morphologiques composant un glissement de terrain type comme suit :

- **Escarpement principale** : c'est une surface inclinée ou verticale souvent concave, limitant le glissement à son extrémité supérieur et prolongée en profondeur par la surface de glissement ;
- **Coulonne** : zone située au-dessus de l'escarpement principale, souvent peu affectée par les désordres. Seules quelques fissures ou crevasses témoignent de la mise en traction des terrains dans cette zone ;
- **Tête** : c'est la limite amont du glissement autrement dit c'est la partie où le matériau glissé se trouve en contact avec l'escarpement principale ;

- **Escarpement secondaire** : surface circulaire semblable à l'escarpement principale, mais visible dans la masse remanié. Ces escarpements en mouvement ont une structure en escalier ;
- **Flanc** : limite latérale du glissement prolongeant l'escarpement principale ;
- **Pied** : correspond à l'intersection aval de la surface topographique initiale ;
- **Surface de rupture** : surface séparant la masse glissée de terrains en place ;
- **Élément** : fraction de la masse glissée situé entre deux escarpements.

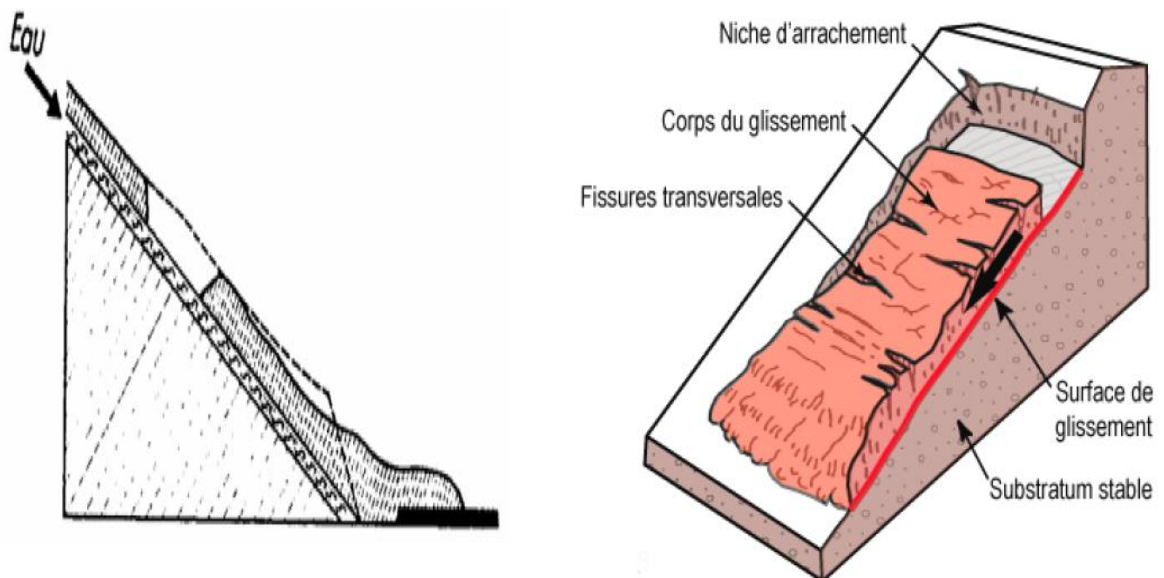
### I.3.2. Différent types de glissements de terrain

En se basant sur la surface de rupture, Robitaille et Tremblay (1997), distinguent trois principaux types de glissements :

- Glissements plans ;
- Glissements rotationnels (circulaire) ;
- Glissements quelconques.

#### a)- Glissement plan

Ce type de glissement se produit lorsque, le massif en pente est constitué d'une couche mince et meuble de mauvaises caractéristiques mécaniques très sensible à l'action de l'eau (couche savon) reposant sur un substratum stable (Figure. I.5).



**Figure. I.5** : Schéma représentatif d'un glissement plan.



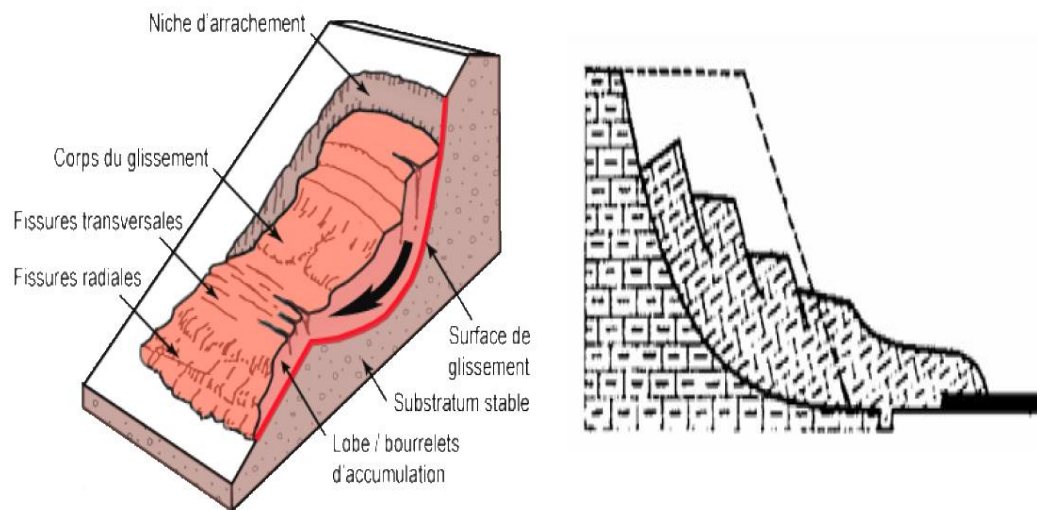
**b)- Glissement rotationnel**

Il se caractérise par une surface de rupture plus ou moins-circulaire, mouvement caractérisé en général par l'existence d'une zone de départ nette et par un bourrelet frontal plus ou moins marqué. Il se produit en particulier en terrains assez homogènes, à dominante argileuse ou marneuse (Figure. I.6).

Selon la surface de rupture en distingue :

**b.1)- Glissement rotationnel simple**

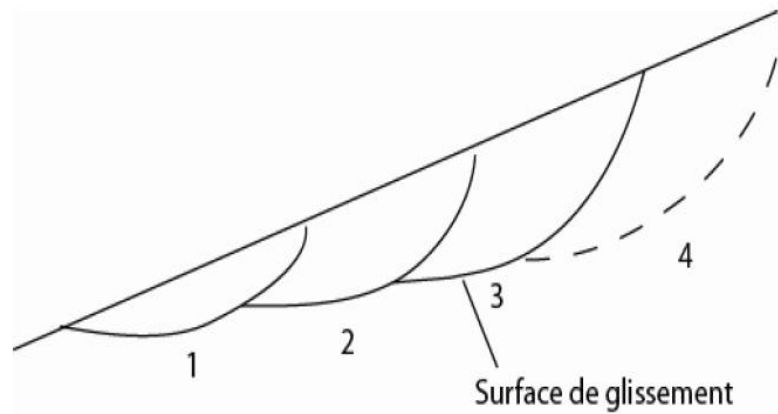
Ce type de glissement est très fréquent, la surface de rupture à une forme simple et peut être assimilée à un cylindre. Dans un tel glissement, on distingue : au sommet des fissures de traction et un escarpement correspondant au départ de la surface de glissement et à la base un bourrelet formé par des matériaux déplacés. Dans certains cas, la surface de rupture peut être assimilée à un arc de cercle d'où le nom de glissement circulaire.



**Figure. I.6 :** Schéma illustrant la forme d'un glissement rotationnel

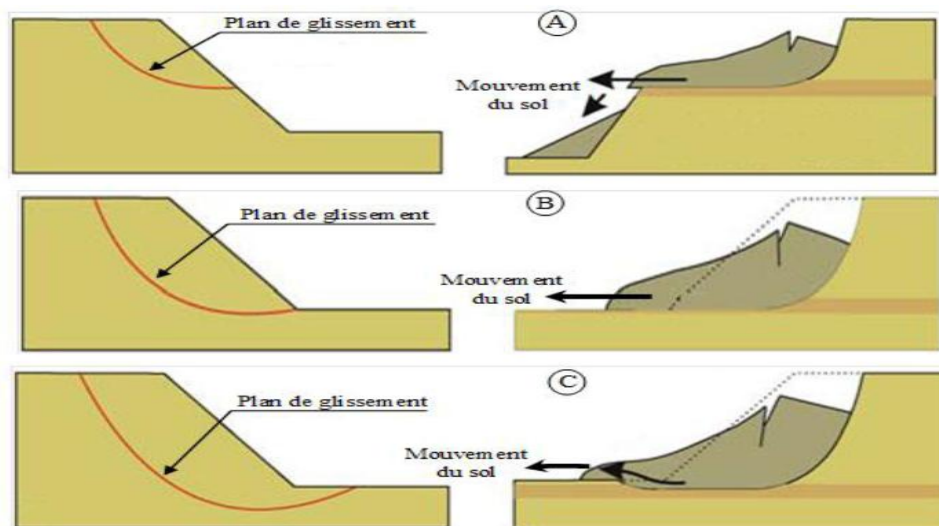
**b.2)- Glissement rotationnel complexe**

Il s'agit de glissements multiples emboîtés les uns dans les autres, dus souvent à la suppression de la butée provoquée par le glissement précédent, ce qui entraîne des glissements successifs remontant vers l'amont (Figure. I.7). Ce type de glissement est généralement rare.



**Figure. I.7 :** Schéma illustrant le glissement successif emboîté.

Les ruptures selon des plans de cisaillement circulaires sont causées par un mouvement de rotation de la masse instable du sol. Elles peuvent se produire en trois endroits dans le dépôt, à flanc de talus, au pied du talus et au-delà du pied du talus (Figure. I.8) [2].



**Figure I.8 :** Schéma de glissement circulaire :

(a) au flanc de talus, (b) au pied du talus (c) et en profondeur

#### I.4. Principales causes de glissement de terrain

Les mouvements de terrain résultent d'un changement de l'équilibre des forces dans le versant (rapport entre forces résistantes et forces motrices), à la suite de processus physiques et / ou chimiques qui, à leur tour, dépendent de différents facteurs. Ainsi, les processus d'altération agissant à long terme (conduisant à une diminution des forces résistantes). Le passage de l'état stable à l'état instable est lié à des causes nombreuses et variées qui viennent s'ajouter aux conditions initiales, intrinsèques au terrain.



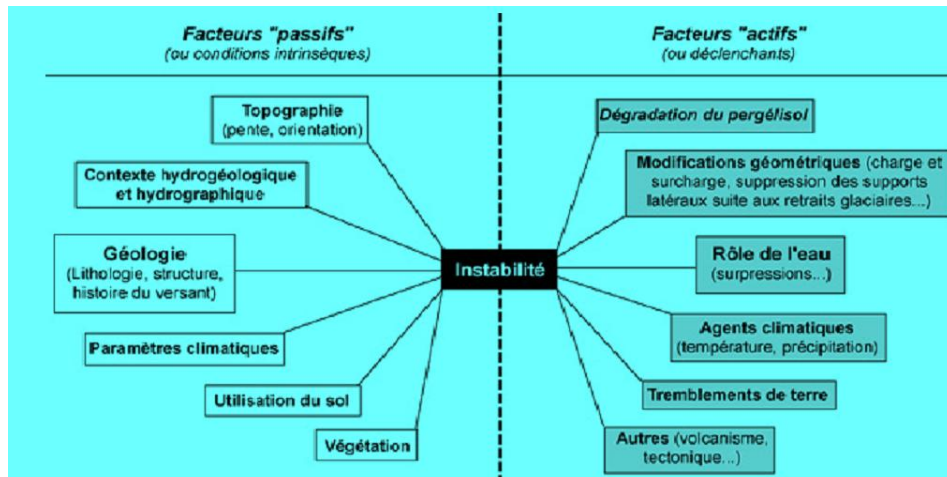


Figure I.9 : les différents facteurs d'un glissement de terrain [3].

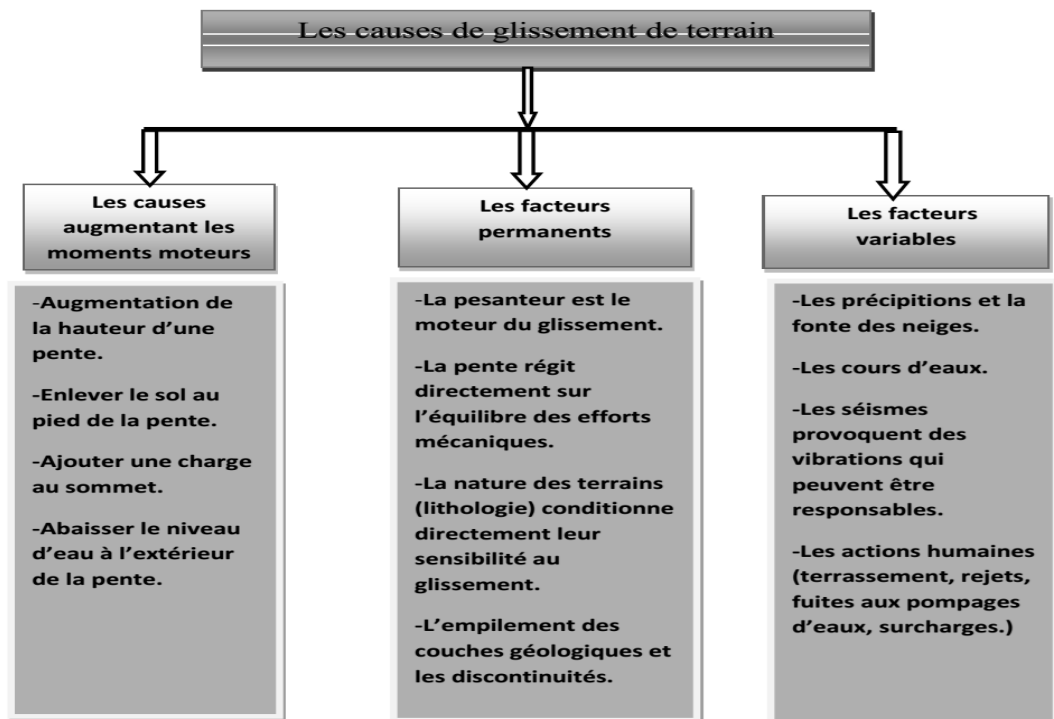


Figure I.10 : Les différentes causes d'un glissement de terrain. [4]

### I.5. Méthodes de calcul de la stabilité des talus

Plusieurs approches ont été proposées pour le calcul du coefficient de sécurité  $F_s$ . Ce coefficient permet d'apprécier la marge de sécurité vis-à-vis la rupture : si ce coefficient  $F_s < 1,5$  on dit que notre talus est instable. Pour le calcul du facteur de sécurité, on a :

- Les méthodes d'équilibre limite ;
- Les méthodes numériques.

### I.5.1. Approche analytique basée sur l'équilibre limite

#### I.5.1.1 Introduction

Toutes les méthodes d'équilibre limites emploient le critère de Mohr-Coulomb pour déterminer la résistance au cisaillement le long de la surface de rupture. D'une manière générale, il est supposé que l'équilibre limite existe au moment de rupture le long de la zone de glissement. Alors, l'ensemble des forces qui interviennent sur le massif se décomposent en forces motrice le long de la surface de rupture et en forces de résistance au cisaillement que peuvent être mobilisées dans le massif du sol.

Les conditions d'équilibre limite sont définies en utilisant un coefficient de sécurité. Ce dernier se définit comme le rapport de la résistance au cisaillement du sol  $\tau_{max}$  à la contrainte de cisaillement  $\tau$  s'exerçant réellement sur la surface :  $F_s = \tau_{max}/\tau$ . Le facteur de sécurité peut être un rapport de forces, de moments, de grandeurs par rapport à une grandeur limite. L'objectif de calcul consiste à rechercher la surface le long de laquelle le coefficient de sécurité  $F_s$  est le plus faible. Le tableau (I.1) donne les valeurs de  $F_s$  en fonction de l'importance de l'ouvrage et des conditions particulières qui l'entoure.

**Tableau I.1** : Valeurs de  $F_s$  données en fonction de l'importance de l'ouvrage.

Valeur de $F_s$	État de l'ouvrage
< 1	Danger
1-1.25	Sécurité contestable
1.25-1.4	Sécurité satisfaisante pour des ouvrages peu importants
>1,4	Satisfaisante pour les barrages

#### I.5.1.2. Principe de la méthode des tranches

Actuellement toutes les méthodes d'équilibre limite sont basées sur le concept des tranches. Le principe de la méthode des tranches consiste à diviser le massif situé au-dessus de la ligne de rupture en tranches à largeur égale  $b$ , l'expérience montre qu'il n'est pas nécessaire de prévoir des tranches très minces pour obtenir une précision suffisante (Figure. I.11).

Les méthodes d'analyse de stabilité des pentes en 2D sont les méthodes les plus couramment utilisées par les ingénieurs en raison de leurs simplicités. Cependant, ces méthodes sont établies sur des hypothèses simplificatrices et par conséquent la précision des résultats

d'analyse varie d'une méthode à l'autre. On étudie l'équilibre statique de chaque tranche individuelle puis l'équilibre global de la masse du sol pour déterminer le coefficient de sécurité.

Avec :

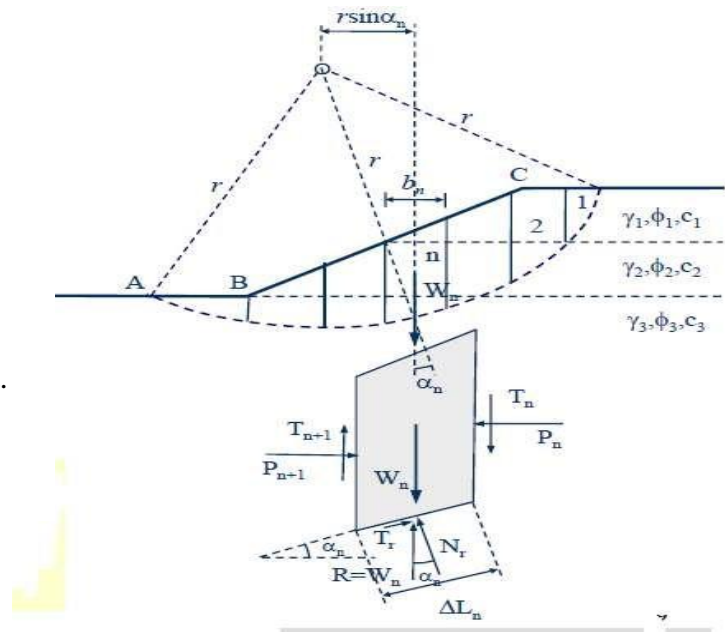
T : Force latérale ;

N : L'effort normal à la base ;

W : Poids de la tranche ;

b : Largeur des tranches ;

r : Rayon de cercle de glissement.



**Figure. I.11 :** Concept de la méthode de tranche et l'ensemble de forces appliquées à une tranche.

Il existe plusieurs méthodes d'analyse de la stabilité des pentes, qui reposent sur un calcul à l'équilibre limite. La plupart de ces méthodes utilisent le concept des tranches :

**a) Méthode de Fellenius ou méthode ordinaire des tranches (Fellenius, 1936) :**

Méthode des tranches basée sur une rupture circulaire. Cette méthode ne satisfait que l'équilibre des moments. Par ailleurs les forces inter-tranches sont supposées égales ou opposées.

**b) Méthode de Bishop (Bishop, 1955) :**

Méthode basée comme la précédente sur une rupture circulaire. Dans sa version simplifiée, elle ne satisfait que l'équilibre des moments. La version modifiée ne tient compte que des forces inter-tranches horizontales.

**c) Méthode de Janbu (1965) :** méthode des tranches permettant de traiter une ligne de rupture de forme quelconque. Elle ne satisfait cependant que l'équilibre des forces.

**d) Méthode de Morgenstern et Price (Morgenstern – Price 1965) :** Aussi satisfaisante à la fois les forces et les moments et suppose une fonction des forces inter-tranches

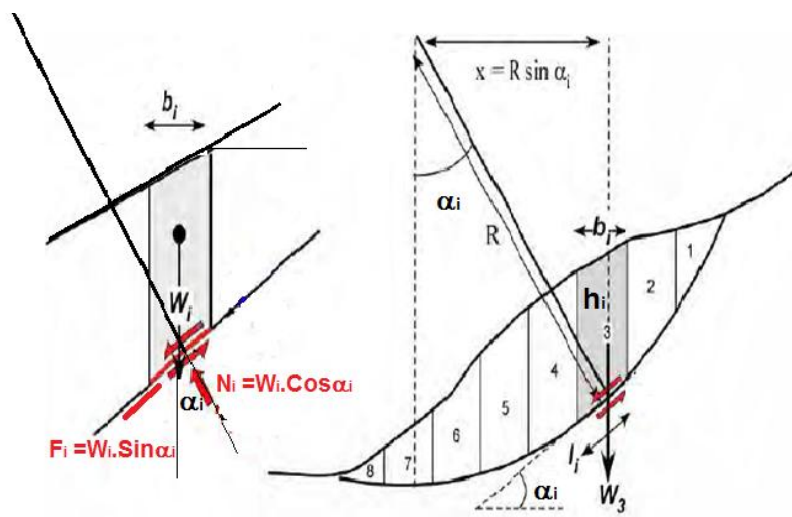
e) **Méthode des perturbations** : La méthode des perturbations est une méthode de vérification de la stabilité des talus en rupture circulaire ou non. Il s'agit de la seule méthode permettant de vérifier les 3 équations de base (équilibre horizontal, vertical et celui des moments) tranche par tranche, et donc d'optimiser la vérification de la stabilité des pentes.

**I.5.1.3. Méthodes des tranches ordinaires**

La méthode des tranches ordinaires est basée sur la supposition que les résultantes des forces inter-tranches sont parallèles à sa base. On note que cette supposition simplificatrice ne satisfait pas l'équilibre des forces inter-tranches lorsque les tranches adjacentes n'ont pas le même angle d'inclinaison de leurs bases. L'expression des coefficients est obtenue, on considère l'équilibre des forces suivant la direction perpendiculaire à la base d'une tranche.

**A) Cas d'une pente avec sol homogène humide non chargé**

Dans ce cas la seule force appliquée sur une tranche c'est son poids  $W_i = \gamma b h_i$



**Figure. I.12** : Représentation des forces pour une tranche.

✓ **Équilibre des forces :**

Pour chaque tranche on calcul la force normale  $N_i$  à la base :

$$\sum F_{\alpha_i \perp base} = N_i - W_i \cdot \cos \alpha_i = 0$$

$$N_i = W_i \cdot \cos \alpha_i$$

La résistance au cisaillement à la base :

$$T_i = \int \tau_i \cdot ds = \tau_i \cdot S_i = \tau_i \cdot l a_i \cdot 1$$

avec  $\tau_i = c + \sigma_i \cdot \text{tg} \varphi$  donc  $T_i = (c + \sigma_i \cdot \text{tg} \varphi) \cdot l a_i$

Donc  $T_i = c.la_i + N_i.tg\varphi$

✓ **Équilibre des moments :**

Pour toutes les tranches on prend l'équilibre des moments par rapport au centre de rotation O. Moment résistant :

$$M_{Res} = \sum_{i=1}^n T_i.R = \sum_{i=1}^n (c.la_i + N_i.tg\varphi).R = \sum_{i=1}^n (c.la_i + W_i.c \cos \alpha_i.tg\varphi).R$$

$$\text{Moment motrice : } M_{Mot} = \sum_{i=1}^{i=n} (W_i.s \sin \alpha_i).R$$

$R$  : rayon de la surface circulaire de rupture ;  $h_i$  : hauteur moyenne du tranche.

✓ **Coefficient de sécurité :**

Le coefficient de sécurité est le rapport entre le moment résistant et le moment moteur :

$$F_S = \frac{M_{Res}}{M_{Mot}} = \frac{\sum_{i=1}^n (c.la_i + W_i.c \cos \alpha_i.tg\varphi)}{\sum_{i=1}^n W_i.s \sin \alpha_i} = \frac{c.la + \sum_{i=1}^n \gamma b h_i.c \cos \alpha_i.tg\varphi}{\sum_{i=1}^n \gamma b h_i.s \sin \alpha_i}$$

$La$  : La longueur de l'arc de la surface de glissement

Pour un sol pulvérulent ( $c = 0$ ), on aura :

$$F_S = \frac{\sum_{i=1}^n \gamma b h_i.c \cos \alpha_i.tg\varphi}{\sum_{i=1}^n \gamma b h_i.s \sin \alpha_i} = \frac{\gamma b.tg\varphi \sum_{i=1}^n h_i.c \cos \alpha_i}{\gamma b \sum_{i=1}^n h_i.s \sin \alpha_i} = \frac{tg\varphi.\sum_{i=1}^n h_i.c \cos \alpha_i}{\sum_{i=1}^n h_i.s \sin \alpha_i}$$

**B) Cas d'une pente avec une partie de sol saturé (nappe phréatique)**

Dans ce cas les forces appliquée sur une tranche c'est son poids total  $W_i = \Sigma\gamma.hi . b . 1$  et les pressions de l'eau à la base  $U_{\alpha i}$  et au sommet  $U_{\beta i}$

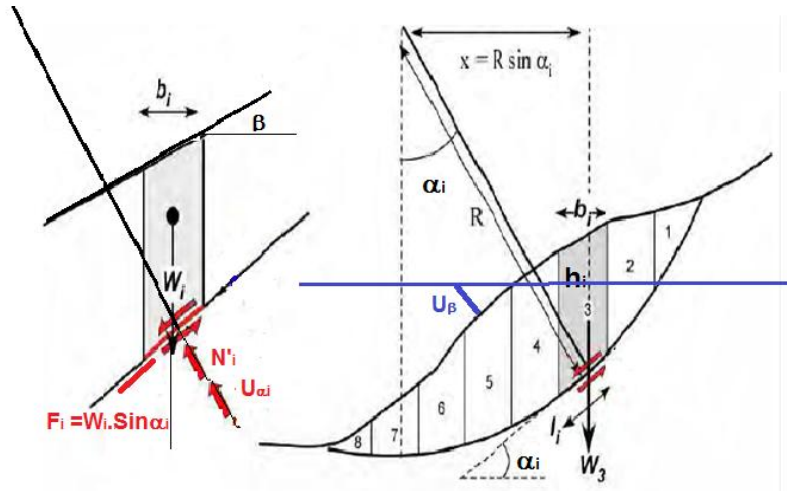


Figure I.13 : Représentation des forces pour une tranche.

✓ **Calcul de la force normale effective à la base N'<sub>i</sub>**

$$W_i = (\gamma_h h_{1i} + \gamma_{sat} h_{2i}) \cdot b \quad \text{avec } h_i = h_{1i} + h_{2i}$$

$$U_{ai} = \gamma_w h_{2i}$$

$$\sum F_{ai \perp base} = N'_i + U_{ai} - W_i \cdot \cos \alpha_i = 0$$

$$N'_i = W_i \cdot \cos \alpha_i - U_{ai}$$

La résistance au cisaillement :  $T_i = c \cdot l a_i + N'_i \cdot \tan \varphi$

✓ **Équilibre des moments**

Moment résistant :

$$M_{Res} = \sum_{i=1}^n T_i \cdot R = \sum_{i=1}^n (c \cdot l a_i + N'_i \cdot \tan \varphi) \cdot R = \sum_{i=1}^n (c \cdot l a_i + (W_i \cdot \cos \alpha_i - U_{ai}) \tan \varphi) \cdot R \quad (I-9)$$

Moment motrice : 
$$M_{Mot} = \sum_{i=1}^{i=n} (W_i \cdot \sin \alpha_i) \cdot R$$

✓ **Le coefficient de sécurité**

$$F_S = \frac{M_{Res}}{M_{Mot}} = \frac{\sum_{i=1}^n (c \cdot l a_i + (W_i \cdot \cos \alpha_i - U_{ai}) \tan \varphi)}{\sum_{i=1}^n W_i \cdot \sin \alpha_i} = \frac{c \cdot l a + \tan \varphi \sum_{i=1}^n (W_i \cdot \cos \alpha_i - U_{ai})}{\sum_{i=1}^n W_i \cdot \sin \alpha_i} \quad (I-11)$$

C) Cas général

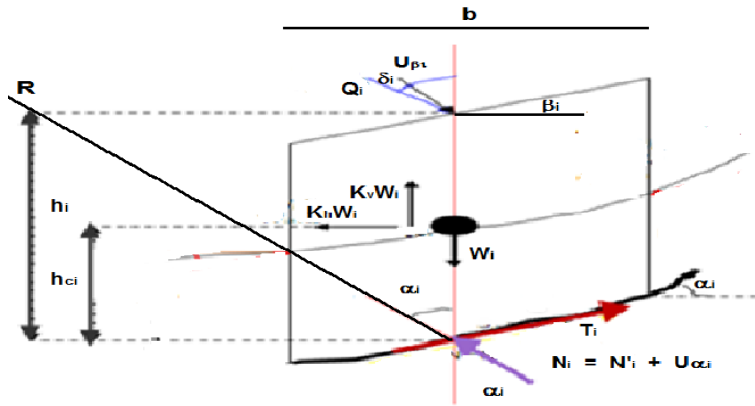


Figure. I.14 : Représentation des forces pour une tranche.

✓ Calcul de  $N'_i$  pour chaque tranche

$$\sum F_{\alpha_i} \perp_{base} = N'_i + U_{\alpha_i} + K_h W_i \cdot \sin \alpha_i - W_i \cdot (1 - K_v) \cos \alpha_i - U_{\beta_i} \cdot \cos(\beta_i - \alpha_i) - Q_i \cdot \cos(\delta_i - \alpha_i) = 0 \quad (I-12)$$

$$N'_i = W_i \cdot (1 - K_v) \cos \alpha_i - U_{\alpha_i} - K_h W_i \cdot \sin \alpha_i + U_{\beta_i} \cdot \cos(\beta_i - \alpha_i) + Q_i \cdot \cos(\delta_i - \alpha_i)$$

On définit la résistance au cisaillement réduite comme :  $T_{mi} = \frac{c + N'_i \cdot \tan \varphi}{F_s}$

✓ L'équilibre des moments

On prend les moments par rapport au centre de la surface de rupture  $O$  :

$$\begin{aligned} \sum M /_O = 0 \Rightarrow & \sum_{i=1}^n [W_i \cdot (1 - k_v) + U_{\beta_i} \cdot c \cos \beta_i + Q_i \cdot \cos \delta_i] \cdot R \cdot \sin \alpha_i \\ & - \sum_{i=1}^n [U_{\beta_i} \cdot s \sin \beta_i + Q_i \cdot s \sin \delta_i] \cdot (R \cdot c \cos \alpha_i - h_i) \\ & - \sum_{i=1}^n T_{mi} \cdot R + \sum_{i=1}^n [k_h W_i \cdot (R \cdot c \cos \alpha_i - h_{ci})] = 0 \end{aligned}$$

Ou :

$R$  : rayon de la surface circulaire de rupture ;

$h_{ci}$  : hauteur verticale entre le centre de la base et le centre de gravité de la tranche.

On divise l'équation par  $R$ , on aura :

$$\begin{aligned} \frac{\sum M /_O}{R} = & \sum_{i=1}^n [W_i (1 - k_v) + U_{\beta_i} \cos \beta_i + Q_i \cos \delta_i] \cdot \sin \alpha_i \\ & - \sum_{i=1}^n [U_{\beta_i} \sin \beta_i + Q_i \sin \delta_i] \cdot \left( \cos \alpha_i - \frac{h_i}{R} \right) \quad (I-14) \\ & - \sum_{i=1}^n T_{mi} + \sum_{i=1}^n \left[ k_h W_i \left( \cos \alpha_{ci} - \frac{h_{ci}}{R} \right) \right] = 0 \end{aligned}$$

On remplace  $T_{mi}$  par son expression et on arrange pour le coefficient de sécurité on aura :

$$F_S = \frac{\sum_{i=1}^n (c.l a_i + N'_i . tg \varphi)}{\sum_{i=1}^n A_{1i} - \sum_{i=1}^n A_{2i} + \sum_{i=1}^n A_{3i}} \quad (I-15)$$

Avec :

$$\begin{aligned} A_{1i} &= [W_i . (1 - k_v) + U_{\beta i} . \cos \beta_i + Q_i . \cos \delta_i] . \sin \alpha_i \\ A_{2i} &= [U_{\beta i} . \sin \beta_i + Q_i . \sin \delta_i] . \left( \cos \alpha_i - \frac{h_i}{R} \right) \\ A_{3i} &= k_h W_i . \left( \cos \alpha_i - \frac{h_{ci}}{R} \right) \end{aligned} \quad (I-16)$$

#### I.5.1.4. La méthode de Bishop simplifiée

Cette méthode satisfait l'équilibre des forces verticales, et l'équilibre des moments par rapport au centre de la surface circulaire « trial ». Bishop assume que les forces de cisaillement inter-tranches sont nulles.

##### ✓ Calcul de la force normale effective N'

$$\begin{aligned} \sum_{i=1}^n F_{yi} &= (N'_i + U_{ai}) . \cos \alpha_i + T_{mi} \sin \alpha_i + W_i . (1 - k_v) - U_{\beta i} . \cos \beta_i - Q_i . \cos \delta_i = 0 \\ N'_i &= - \frac{U_{ai} \cos \alpha_i - T_{mi} . \sin \alpha_i + W_i (1 - k_v) + U_{\beta i} . \cos \beta_i + Q_i . \cos \delta_i}{\cos \alpha_i} \end{aligned} \quad (I-17)$$

$$\text{Avec : } T_{mi} = \frac{c.l a_i + N'_i tg \varphi}{F_S} \quad (I-18)$$

Donc :

$$\begin{aligned} N'_i &= \frac{1}{m \alpha_i} \left[ W_i (1 - k_v) - \frac{c.l a_i . \sin \alpha_i}{F_S} - U_{ai} . \cos \alpha_i + U_{\beta i} . \cos \beta_i + Q_i . \cos \delta_i \right] \\ m \alpha_i &= \cos \alpha_i \left( 1 + \frac{tg \alpha_i . tg \varphi}{F_S} \right) \end{aligned} \quad (I-19)$$

##### ✓ Équilibre des moments pour toutes les tranches

$$\begin{aligned} \sum_{i=1}^n M_i / o &= \sum_{i=1}^n [W_i . (1 - k_v) + U_{\beta i} . \cos \beta_i + Q_i . \cos \delta_i] . R . \sin \alpha_i \\ &+ \sum_{i=1}^n [U_{\beta i} \sin \beta_i + Q_i \sin \delta_i] . (R . \cos \alpha_i - h) \\ &- \sum_{i=1}^n T_{mi} . R + \sum_{i=1}^n [k_h W_i . (R . \cos \alpha_i - h_{ci})] = 0 \end{aligned} \quad (I-20)$$

On divise par le rayon R, on aura :



$$\begin{aligned} \frac{\sum_{i=1}^n M_i / o}{R} &= \sum_{i=1}^n \left[ W_i \cdot (1 - k_v) + U_{\beta_i} \cdot \cos \beta_i + Q_i \cdot \cos \delta_i \right] \cdot \sin \alpha_i \\ &\quad - \sum_{i=1}^n \left[ U_{\beta_i} \cdot \sin \beta_i + Q_i \cdot \sin \delta_i \right] \cdot \left( \cos \alpha_i - \frac{h_i}{R} \right) \\ &\quad - \sum_{i=1}^n T_{mi} + \sum_{i=1}^n \left[ k_h W_i \cdot \left( \cos \alpha_i - \frac{h_{c_i}}{R} \right) \right] = 0 \end{aligned} \quad (I-21)$$

■ Le coefficient de sécurité est exprimé par :

$$F_s = \frac{\sum_{i=1}^n (c l a_i + N'_i \operatorname{tg} \varphi)}{\sum_{i=1}^n A_{5i} - \sum_{i=1}^n A_{6i} + \sum_{i=1}^n A_{7i}} \quad (I-22)$$

Avec

$$\begin{aligned} A_{5i} &= \left[ W_i (1 - k_v) + U_{\beta_i} \cos \beta_i + Q_i \cos \delta_i \right] \cdot \sin \alpha_i \\ A_{6i} &= \left[ U_{\beta_i} \sin \beta_i + Q_i \sin \delta_i \right] \cdot \left( \cos \alpha_i - \frac{h_i}{R} \right) \\ A_{7i} &= k_h W_i \left( \cos \alpha_i - \frac{h_{c_i}}{R} \right) \end{aligned} \quad (I-23)$$

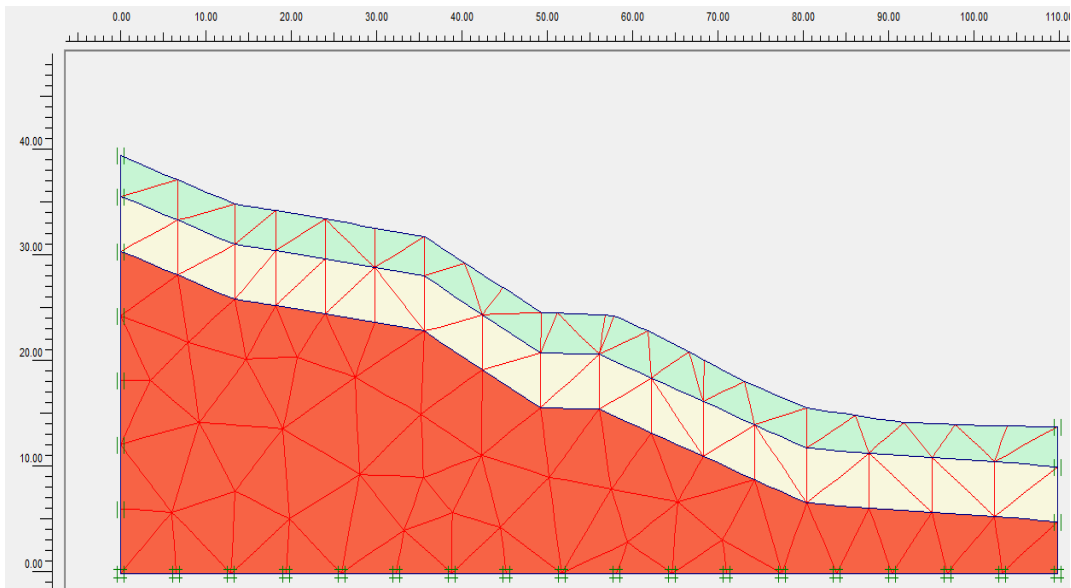
### I.5.2. Approche numérique

L'analyse de la stabilité du talus basée sur la notion d'équilibre limite classique considère seulement l'état limite ultime du système, et ne fournit aucunes informations sur le développement de déformations qui prennent place réellement au sein du massif. Mais ces approches ne permet de détecter la ruine des pentes si la rupture est gouvernée par des mécanismes complexes (par exemple retrait progressif, difformité interne, liquéfaction de couche du sol, etc.). L'utilisation des méthodes numériques peut donc fournir une estimation de cette rupture progressive.

Les méthodes numériques sont actuellement adoptées dans plusieurs programmes de calcul automatique en géotechnique basés sur les méthodes de différences finies, éléments finis, ou éléments distincts. Le développement des méthodes de calcul numérique, basées sur le concept de réduction de résistance (Strength Reduction Method SRM), a permis de chercher des solutions beaucoup plus réalistes et générales, fondées sur un certain nombre de modèles rhéologiques et d'algorithmes de résolution des divers aspects du comportement des sols. Ces modèles, reposant sur des approches élastiques non-linéaires ou sur des approches élastoplastiques, permettent de décrire assez correctement le comportement des sols.

En ce qui concerne la Méthode de Réduction de la Résistance (SRM), l'idée de cette méthode est très simple et peut être mené aisément dans les programmes de simulation





**Figure.I.16** : Maillage en éléments finis du talus.

## I.6. Méthodes de confortement des talus

### I.6.1 Introduction

Face à un problème de l'instabilité des talus, on cherche toujours de trouver des procédés pour assurer leur stabilité « dite confortement du talus ». La solution est habituellement en fonction de sa taille et sa hauteur critique, ou en fonction de la charge limite appliquée sur des ses parties. S'il n'y a aucun chargement extérieur, l'effondrement peut être provoqué par le poids propre au sol lui-même.

L'analyse de la stabilité des talus est généralement exprimée en fonction d'un coefficient de sécurité. Quand il est considéré comme insatisfaisant, la stabilité du talus peut être améliorée en tenant compte de la faisabilité des travaux liée à :

- L'investissement consenti ;
- L'accessibilité du site ;
- La période de l'année choisie pour l'exécution des travaux ;
- La cinématique du glissement.

Le choix d'une technique de stabilisation devra être le fruit d'un compromis entre ces trois aspects :

- L'analyse des paramètres techniques du site ;
- La connaissance des techniques de stabilisation ;
- Les impératifs technico-économique.

Parmi les moyens de confortement usuels on distinguera les catégories suivantes

### I.6.2. Terrassements

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

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

#### I.6.2.1. Butée de pied

Le chargement en pied d'un glissement est une technique souvent utilisée, généralement efficace. L'ouvrage, également appelé banquette, berme ou butée, agit par contre balancement des forces motrices. Pour qu'il soit efficace, il faut réaliser un ancrage dans les formations sous-jacentes en place.

Le dimensionnement doit justifier de la stabilité au renversement, de la stabilité au glissement sur la base et de la stabilité au grand glissement. Mais en pratique, c'est la stabilité le long de la surface de rupture du glissement déclaré qui est dimensionnant.

On recherche généralement une amélioration de la sécurité de 20 à 30 %. La stabilité au grand glissement suppose que :

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

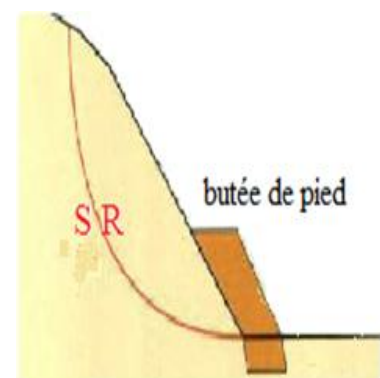


Figure.I.17 : Butée de pied.

#### I.6.2.2. Allègement en tête

L'allègement en tête de glissement consiste à venir terrasser le talus dans sa partie supérieur. Il en résulte une diminution du poids moteur et, par conséquent, une augmentation du coefficient de sécurité. La méthode de dimensionnement consiste en un calcul de stabilité le long de la surface de rupture déclaré, en prenant en compte la modification de géométrie en tête.

Le déchargement par terrassement du sommet de la masse glissée, telle qu'il apparaît dans la (Fig.I.18), peut créer des risques de régression des désordres vers l'amont à court ou long terme.

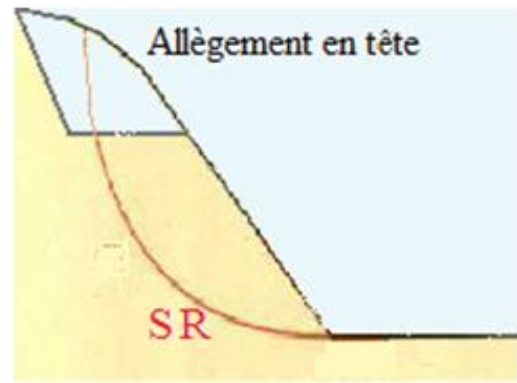


Figure. I.18 : Allègement en tête.

### I.6.2.3. Reprofilage

Les conditions de stabilité d'un talus étant directement liées à sa pente, on peut assez simplement augmenter la sécurité par retalutage du terrain naturel. Dans ce sens, le procédé s'apparente à l'allègement en tête : il consiste en un adoucissement de la pente moyenne. Ce type de traitement est particulièrement bien adapté aux talus de déblais.

L'action sur la géométrie, dans ce cas, portera essentiellement sur :

- Le rééquilibrage des masses en tête et en pied de glissement
- Le raidissement des talus intermédiaires avec création de risbermes (cela diminue localement la stabilité, mais améliore la stabilité d'ensemble).

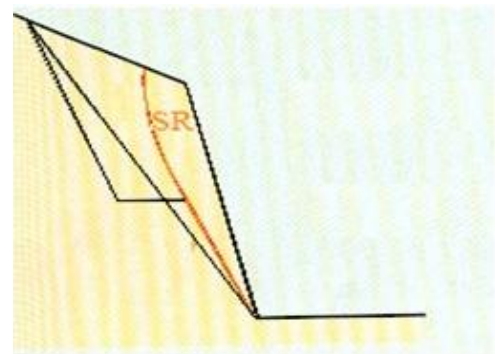


Figure.I.19 : Reprofilage.

### I.6.3. Substitutions (bêches, contreforts, masques et éperons)

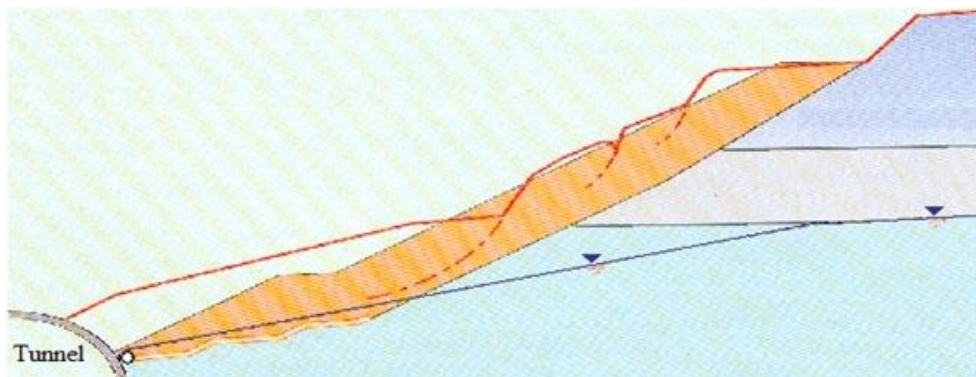
#### I.6.3.1. Substitution totale des masses instables

Cette technique consiste à purger l'ensemble des matériaux glissés et à les remplacer par un matériau de meilleure qualité. Cela permet de reconstituer le profil du talus initial et d'assurer, le plus souvent, un drainage en plus de son action mécanique. La substitution de matériaux glissés suppose que l'on prenne un certain nombre de précautions :

- reconnaître à l'avance le volume de matériaux concerné,

- excaver plus profondément que la surface de rupture sous peine d'inefficacité totale,
- assure un bon accrochage entre le substratum et le massif de sol d'apport ; une purge parfaite des matériaux glissés et la réalisation de redans donnent généralement satisfaction,
- prévoir un drainage correct du massif de substitution et un exutoire,
- vérifier que les phases dangereuses des travaux sont prises en compte dans le processus d'exécution et que l'on ne risque pas d'engendrer une régression des désordres.

La tenue des talus provisoires de la purge dépend principalement des conditions de terrassement, de la météorologie, des hétérogénéités locales : il est donc toujours recommandé de travailler par plots de faible largeur, de ne pas maintenir de fouilles ouvertes pendant des durées trop importantes et de veiller à l'assainissement du chantier.

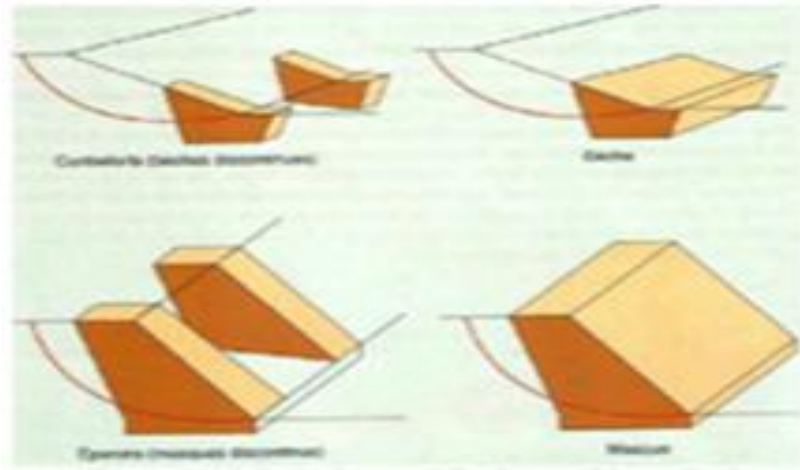


**Figure.I.20** : Substitution totale des matériaux glissés

### I.6.3.2. Substitution partielle des matériaux glissés

On peut limiter le terrassement en exécutant des bèches, des contreforts, des masques ou des éperons qui, s'ils sont bien dimensionnés, peuvent suffire à la stabilisation ils permettent de reporter les charges sur le substratum.

La bêche est particulièrement bien adaptée aux cas de construction de remblais sur un massif de sol instable de faible épaisseur (moins de 5m). Les contreforts sont des bèches discontinues pour assurer un exutoire, ces contreforts sont souvent reliés par des tranchées drainantes.



**Figure.I.21** : Substitution partielle.

#### **I.6.4. Diapositive de drainage**

Les eaux souterraines et de surface jouent un rôle déstabilisant sur les sols et les massifs rocheux avec des manifestations qui peuvent être extrêmes. Aussi, et bien quelle soient plus délicate à dimensionner et à mettre en œuvre que des technique de terrassement, le géotechnicien doit étudier des solutions ayant pour objectif de réduire l'action de l'eau.

Le drainage a pour but de réduire les pressions interstitielles le long de la surface de glissement et ainsi d'augmenter la résistance au cisaillement du terrain.

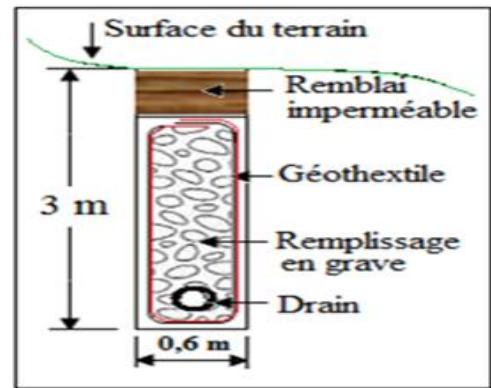
Différentes techniques peuvent être appliquées pour atteindre cet objectif. Elles relèvent de deux options fondamentales

- ✓ Éviter l'alimentation en eau de site ;
- ✓ Expulser l'eau présente dans le massif instable afin de réduire les pressions interstitielles.

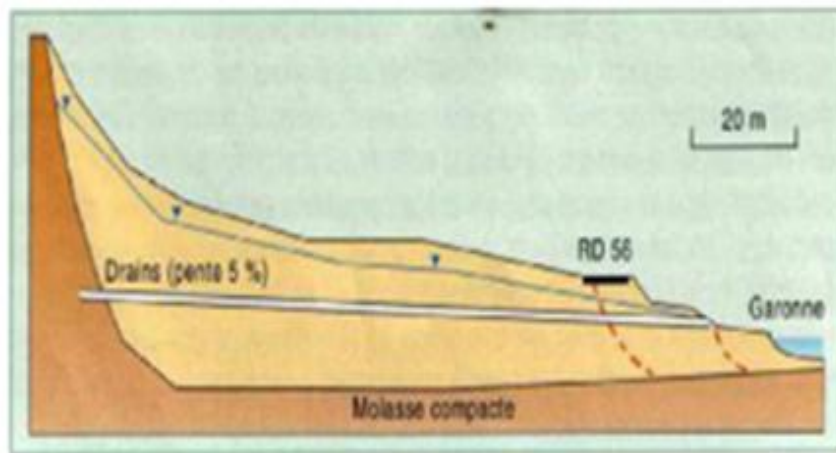
De nombreux paramètres conditionnent l'efficacité d'un système de drainage en particulier la nature et l'hétérogénéité des terrains, la géométrie des couches aquifères, la perméabilité, l'anisotropie et la fissuration des sols, les alimentations et les exutoires, de ce fait, et compte tenu des difficultés de détermination de l'ensemble de ces éléments, on doit s'assurer de l'efficacité du drainage par des mesures de suivi de débits, de pressions interstitielles et de déplacement de sol.



On distingue schématiquement : les drainages de surface et les ouvrages de collecte des eaux, les tranchées drainantes, les drains subhorizontaux, les drains verticaux, les galeries, tunnels et autres ouvrages profonds.



Figur.I.22 : Coupe d'une tranchée.



Figur. I.23 : Drains sub-horizontaux.

### I.6.5. Les éléments résistants

On entend par éléments résistants les structures telles que :

- Murs de soutènement ;
- Tirants d'ancrage et murs ancrés ;
- Clouages par des barres, des micropieux ;
- Rangées de pieux, de barrettes ou de profilés métalliques.

On recourt à ces techniques dans le cas où les techniques qui sont présentées précédemment (terrassements et drainages) ne peuvent pas être techniquement ou économiquement mises en œuvre.

Comme ces techniques visent à réduire ou à arrêter les déformations, on peut introduire des éléments résistants à titre préventif, de façon à éviter les déplacements, qui pourraient avoir pour conséquence de diminuer la résistance au cisaillement des sols.

Deux grands types de structures peuvent être distingués :



- ✓ Les ouvrages rigides tels que les murs en béton, les tirants précontraints, les pieux et les barrettes,
- ✓ Les ouvrages souples tels que les remblais renforcés, les murs cellulaires, les clous et les micros-pieux.

### **I.6.5.1. Ouvrage de soutènement**

Les ouvrages rigides ne sont pas les mieux adaptés à la stabilisation des glissements de terrain, du fait de leur incompatibilité avec toute déformation ; en outre, le dimensionnement doit prendre en compte :

- le glissement de l'ouvrage sur sa base,
- la rupture interne de l'ouvrage,
- la rupture par poinçonnement du sol,
- le renversement ou le basculement de l'ouvrage.

Les ouvrages souples sont des structures obtenues à partir de gabions, de murs cellulaires, ou de sol renforcé par fils, par armatures synthétiques ou métalliques, par nappes de géotextiles, par grilles métalliques ou synthétiques.

Ces ouvrages fonctionnent comme les massifs poids décrits ci-dessus. On les dimensionne en deux phases : vis-à-vis de la stabilité interne selon une méthode propre à chacune des techniques, et vis-à-vis de la stabilité externe ainsi que décrit précédemment. Ces techniques, qui admettent les déformations du sol, sont utilisées nettement plus couramment que les murs rigides.

### **I.6.5.2. Tirants d'ancrages**

Un tirant d'ancrage est un dispositif capable de transmettre les forces de traction qui lui sont appliquées à une couche de terrain résistante. Le principe consiste à réduire les forces actives de glissement et à accroître les contraintes normales effectives sur la surface de rupture.

Pour ce faire, on ancre des tirants constitués d'une armature (barre ou câble à haute résistance élastique) dans le terrain stable situé sous la surface de rupture, et on applique en tête un effort de traction. Cet effort peut être réparti sur la surface de terrain par l'intermédiaire de plaques ou de petits massifs en béton armés. Dans de nombreux cas, les tirants sont combinés à un mur ou à des longrines.

L'utilisation de tirants précontraints suppose :

✓ Qu'on ait déterminé la force d'ancrage nécessaire par mètre linéaire de glissement pour assurer une valeur suffisante de coefficient de sécurité,

✓ Qu'ont justifié le choix et les caractéristiques des tirants.

Tous les types de tirant d'ancrage précontraints provisoires ou définitifs, sont mis en œuvre par GEOFI dans une gamme allant de 10 tonnes à 180 tonnes, pour assurer :

✓ Le maintien des parois berlinoises, parois cloutées ou parois moulées,

✓ La stabilité de radier par compensation des poussées dues aux sous pressions.

Les tirants d'ancrage sont utilisés dans les divers cas, et notamment :

✓ Lorsqu'on exécute les fouilles profondes dans les zones urbaines avec ouvrages existants à proximité ou procède à la reconstruction des vieux bâtiments les sites très restreints,

✓ Quand il est nécessaire d'assurer la stabilité des talus susceptibles au glissement ou des murs de soutènement d'une hauteur importante.



**Figure. I.24 :** Des écrans de soutènement fixés par des Tirants d'ancrage.

### **I.6.5.3. Clous et micros pieux**

Le clouage des pentes ou talus consiste à « clouer » les masses instables sur le substratum fixe à l'aide de groupes d'inclusions. Lorsqu'il s'agit d'inclusions de faible inertie, résistant principalement à la traction, elles sont placées subhorizontalement. Quand elles sont résistantes à la flexion, elles sont généralement disposées verticalement ou perpendiculairement à la surface de glissement.

Le déplacement du sol instable se traduit par une pression appliquée sur l'inclusion au contact sol-inclusion qui mobilise préférentiellement les efforts de cisaillement et de flexion

dans les renforcements. Alors, la démarche de calcul d'un ouvrage cloué se fait en tenant compte de :

- ✓ La pression maximale que le clou peut imposer au sol,
- ✓ Le frottement latéral limite sol-clou,
- ✓ La résistance au cisaillement du clou,
- ✓ La résistance à la flexion du clou.

#### I.6.5.4. Pieux

Ces ouvrages font partie de la famille des protections actives les pieux travaillent principalement en flexion /cisaillement. Le dimensionnement d'un renforcement par pieux consiste à déterminer la cinématique des déplacements le long de la surface de rupture, et d'en déduire la géométrie des pieux (maillage, longueur, diamètre) de façon à ce que leur résistance à la flexion augmente le coefficient de sécurité global du massif.

Généralement, on dispose deux ou trois rangées de pieux dans le tiers central de la pente instable toute on recherchant un gain de sécurité de 10 à 20 %. Deux critères relatifs à l'interaction sol-pieu peut mettre en jeu :

- la résistance à la flexion et au cisaillement du pieu,
- la pression maximale que le pieu peut imposer latéralement au sol.

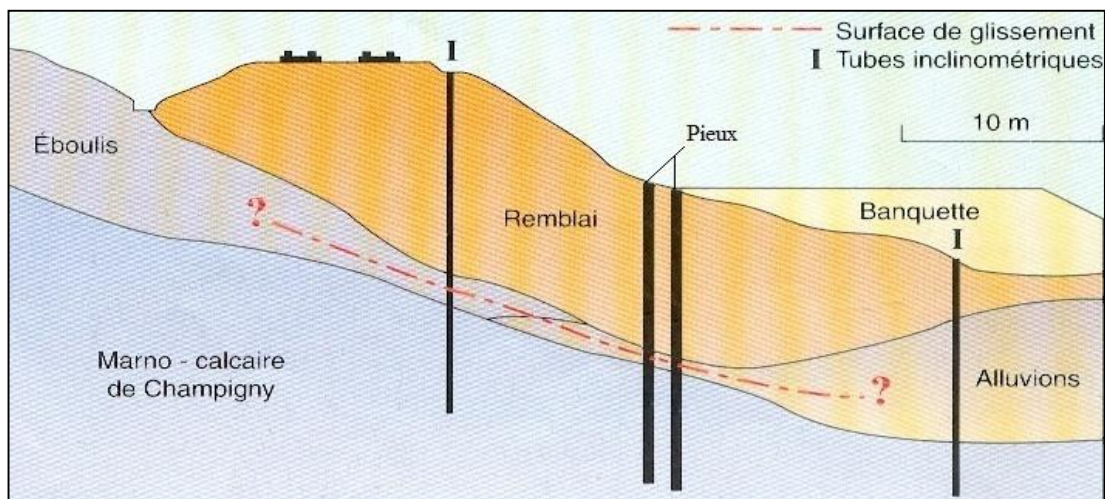


Figure I.25 : Stabilisation du talus par des pieux.

**I.7. Conclusion**

Dans ce chapitre, on a présenté les différentes méthodes de calcul de stabilité avec leurs différentes hypothèses, l'objectif de toutes ces méthodes est de trouver le coefficient de sécurité qui est le paramètre le plus important pour évaluer la stabilité d'un talus.

Pour un calcul de coefficient de sécurité par la méthode d'équilibres limites en se basant sur un ensemble fixe des conditions et des paramètres matériels ; cette méthode demeure appliquée à ce jour tant donnée qu'elles renseignent sur le plan de glissement le plus probable et par conséquent permet à l'ingénieur de mieux appréhender le problème sur plusieurs aspects dont la reconnaissance géotechnique.

# Chapitre II

*Généralités sur les ouvrages  
de Soutènement*

**II.1. Introduction**

Les ouvrages de soutènement vertical ou sub-vertical, permettent de retenir les massifs de terre (ou tout autre matériau granulaire ou pulvérulent), sur une surface réduite. La conception de ce type d'ouvrages peut être très variée, allant des murs poids en béton ou en maçonnerie, des murs en béton armé, des rideaux de palplanches aux parois moulées, en passant par les murs en sol renforcé.

La retenue des terres par un mur de soutènement répond à des besoins multiples : préserver les routes et chemins de fer des éboulements et glissement de terrain. L'ouvrage peut également servir de butée pour des pentes naturelles instables. Il en existe une grande variété se caractérisant par des fonctionnements différents conduisant à des études de stabilité interne et externe.

Tous ces ouvrages ont en commun, c'est de supporter la force de poussée exercée par le massif de sol retenu. Cependant, c'est la manière de reprendre cette force de poussée qui différencie les différents types d'ouvrages de soutènement.

Le choix d'un ouvrage de soutènement dépend notamment de son implantation (en remblai, en déblai), du site (aquatique ou terrestre), du sol de fondation (caractéristiques mécaniques, hydrologie) et des contraintes d'intégration dans l'environnement (nuisance, traitement architectural). [5]

**II.2. Différents types d'ouvrages de soutènement**

Il existe une grande variété d'ouvrages de soutènement, se caractérisant par des fonctionnements différents. Selon la reprise des forces due aux poussées des terres (Figure II.1), on distingue trois grandes classes d'ouvrages de soutènement.

- la poussée est reprise par les forces de frottement sur sa base due au poids de l'ouvrage, murs gravitaires ;
- la poussée est reprise par encastrement de l'ouvrage, murs en cantilever et rideau de palplanches ;
- la poussée est reprise par des ancrage, parois cloué et mur en sol renforcé.

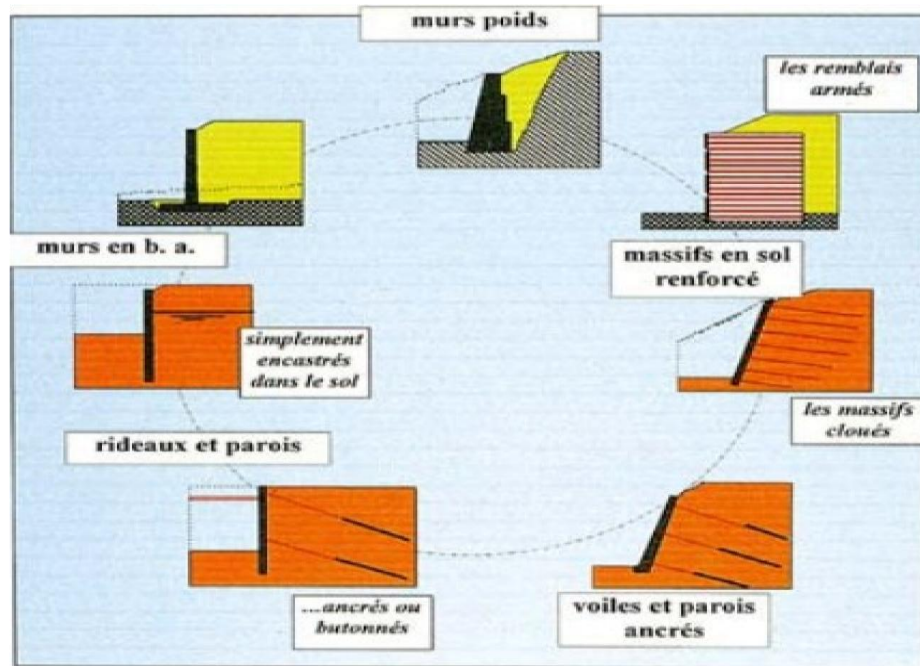


Figure II.1 : Différents type d'ouvrages de soutènement [6].

### II.3. Murs de soutènement

Ce sont des ouvrages généralement fondés superficiellement, dont le poids (incluant parfois une partie de la masse de sol retenu), joue un rôle prépondérant. [7] Qui sont constitués d'une paroi résistante et d'une semelle de fondation, comme les murs en béton armé en (T renversé ou L) ou les murs-poids, qu'ils soient en maçonnerie (briques, pierres,) ou formés d'éléments spéciaux (gabions métalliques). On classe les murs de soutènement en deux grandes catégories :

- Les murs gravitaires ou murs-poids
- Les murs en béton armé.

#### II.3.1. Murs gravitaires ou murs-poids

Ce sont des ouvrages résistants par leur poids propre à la poussée des terres. Ces murs sont massifs et réalisés en béton non armé ou en maçonnerie épaisse de pierres ou de briques (Figure II.2). Leur parement arrière peut présenter éventuellement des redans. On classe les murs gravitaires ou mur poids en trois principales catégories :

- Mur à caissons ;
- Mur gravitaire en maçonnerie ;
- Mur gravitaire à redans.



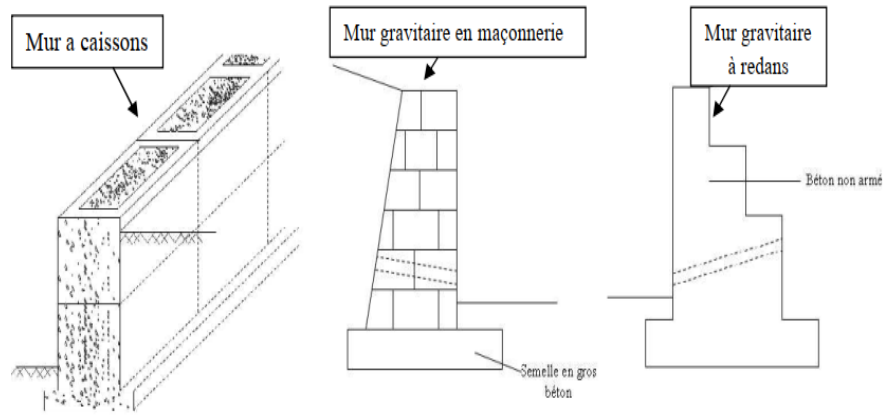


Figure II.2 Les différents type des murs gravitaires ou mur poids [8].

Le mur à caissons (Figure II.2) est le plus résistant. Il est constitué d'un ensemble de boites alignées, superposées, ou encore alignées et superposées. Chaque boite ou caisson est remplie de sol, de pierres ou d'un autre matériau de poids volumique élevé. La stabilité du mur est assurée par la largeur des caissons et le poids du matériau de remplissage.

➤ **Stabilité externe :**

Dimensionnement géométrique de l'ouvrage et de sa fondation vis-à-vis des risques de poinçonnement, de glissement sur la base et de renversement ou basculement.

➤ **Stabilité interne :**

Toute section horizontale est comprimée (sans dépasser la résistance propre des éléments, en cas de murs cellulaires). La contrainte de cisaillement ne dépasse pas la résistance au cisaillement du matériau (les éléments ne doivent pas glisser entre eux, en cas de murs cellulaires).

La (figure II.3) montre les différentes forces agissant sur un mur poids.

**W**- Poids de mur

**F<sub>a</sub>**- Force due au poussé des terres

**F<sub>p</sub>**- Force due au buté des terre (souvent négligeable)

**R**- Réaction de sol

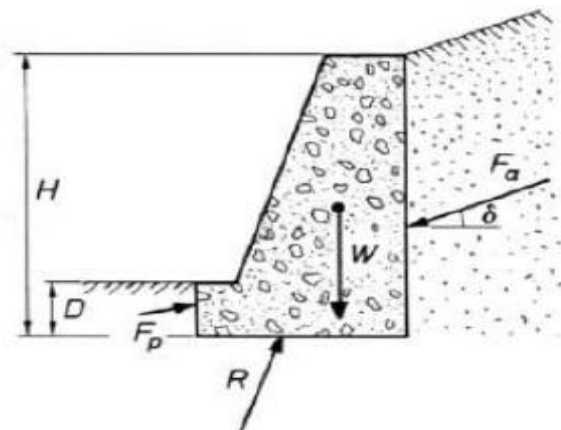


Figure II.3 : Les différentes forces appliquées sur un mur poids



### II.3.2. Les murs en béton armé

Les murs de soutènement en béton armé, également appelés murs cantilever, sont très couramment employés. Ils sont constitués d'un voile résistant en béton armé encasté dans une semelle de fondation. Celle-ci comprend le patin, situé à l'avant du voile, et le talon, situé à l'arrière. Quand les conditions de sol l'exigent, le mur sera projeté sur pieux.

Les murs en béton armé sont bien adaptés pour la réalisation d'ouvrages en remblai comme en déblai. Ils s'avèrent souvent économiques pour des hauteurs qui atteignent jusqu'à 6 à 8 mètres, voire une dizaine de mètres. Ils sont plus rarement employés pour de grandes hauteurs, pour des raisons économiques ou d'emprise, bien que leur réalisation soit, en principe, tout à fait possible si les conditions de fondation sont favorables. On distingue deux principales catégories :

- Mur en «T renversé» classique
- Mur à contreforts

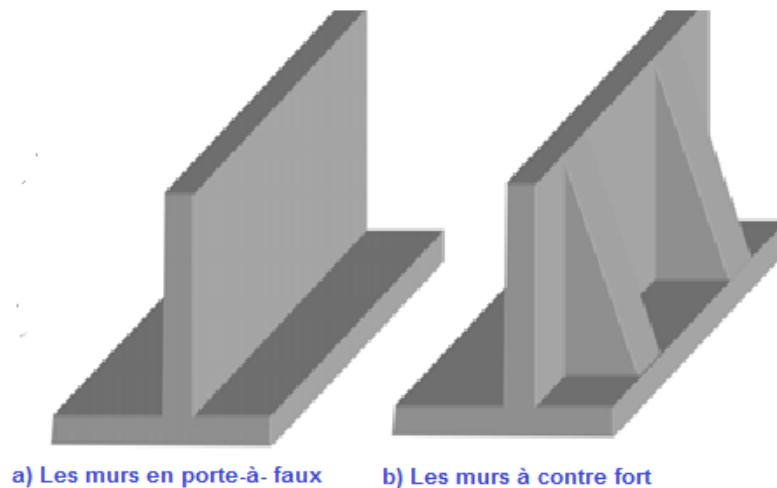


Figure II.4 : Murs en béton armé

#### II.3.2.1. Murs en T renversé classique

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

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

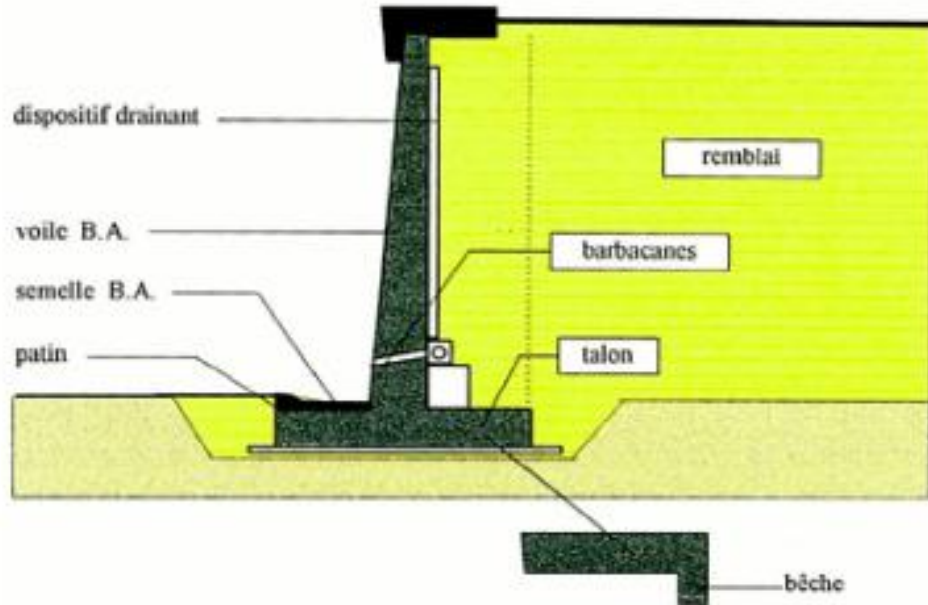


Figure II.5 : Les différents éléments composant un mur en T renversé [9]

II.3.2.2. Mur à contreforts

Si l'on veut renforcer un profil courant de stabilité insuffisante par des contreforts en saillie, il est préférable de placer ces contreforts à l'extérieur (figure. II.6).

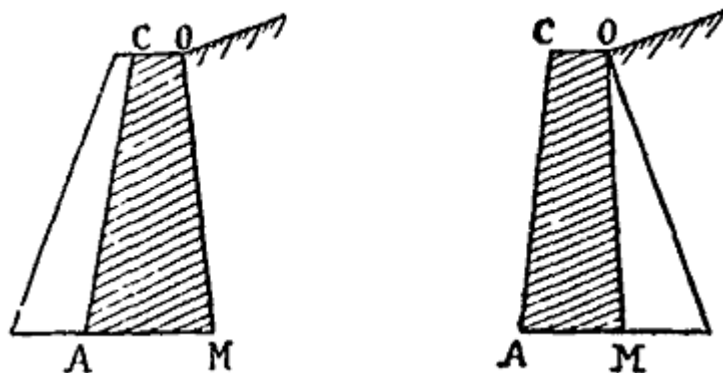


Figure II.6 : Mur à contreforts.

Le moment de stabilité, c'est-à-dire le moment du poids de la maçonnerie par rapport à l'arête de renversement, située au pied des contreforts, est en effet plus considérable, et le mur est plus apte à résister aux poussées horizontales. Cette solution, évidemment la meilleure, n'est

pas toujours réalisable. Si l'on est obligé de placer les contreforts de côté des terres, il faut les bien relier au mur de masque pour éviter disjonction, qui se manifeste parfois par des fissures verticales apparentes, auquel cas le contrefort perd beaucoup de son efficacité. On a quelquefois été obligé, pour remédier à cet accident, de relier les contreforts au mur au moyen de chaînages.

[12]

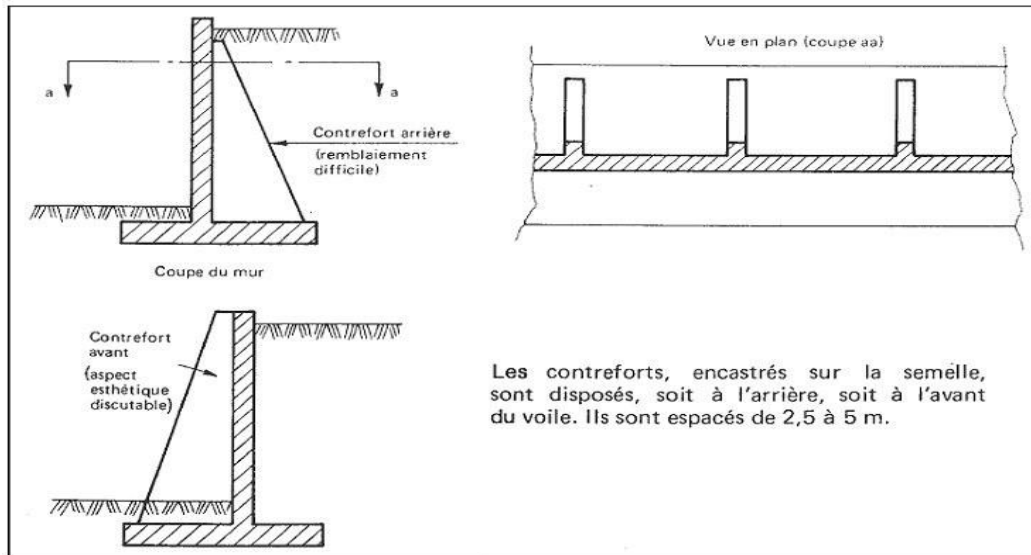


Figure II.7 : Mur avec contreforts [10]

#### II.4. Poussée sur les murs en béton armé

Le dimensionnement des ouvrages de soutènement, quel que soit leur type, passe par l'application des théories de poussée et de butée pour évaluer les sollicitations exercées à l'ouvrage par le terrain. Lorsque l'on dit qu'un sol est soumis à une poussée ou une butée, on a tendance à parler des pressions active et passive du sol.

La différence entre poussée et butée trouve son origine dans le sens du mouvement de l'écran de soutènement par rapport au massif de sol. Les pressions statiques des terres sur les structures de soutènement sont fortement influencées par le déplacement relatif entre le mur et le sol. Suivant ce déplacement, le sol se trouvera en équilibre de poussée (état actif) ou de butée (état passif) :

- ✓ Les pressions des terres passives (butée) se développent lorsque le mur de soutènement se déplace vers le sol, produisant ainsi des déformations latérales de compression dans le sol (Figure II.8.a) ;
- ✓ Les pressions des terres actives (poussée) se développent lorsque le mur de soutènement se déplace loin du sol, induisant des déformations latérales en extension dans le sol (Figure II.8.b).

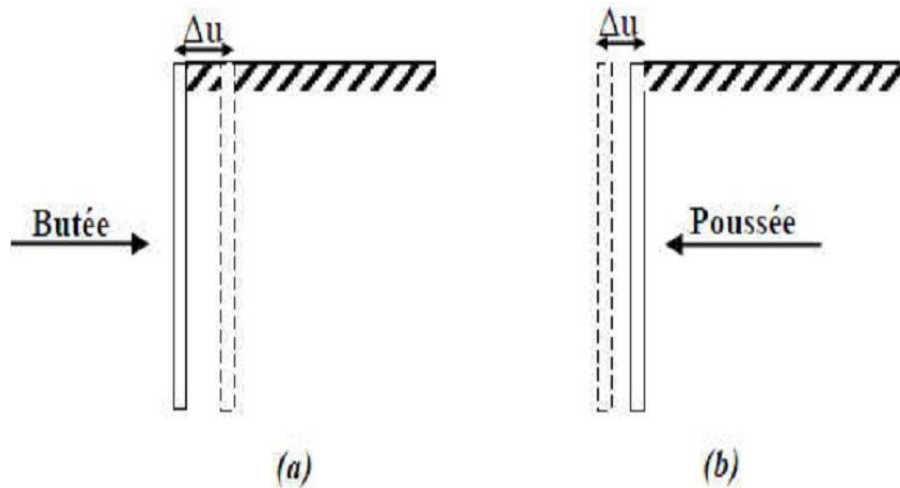


Figure II.8 : (a) Etat de butée et (b) Etat de poussée.

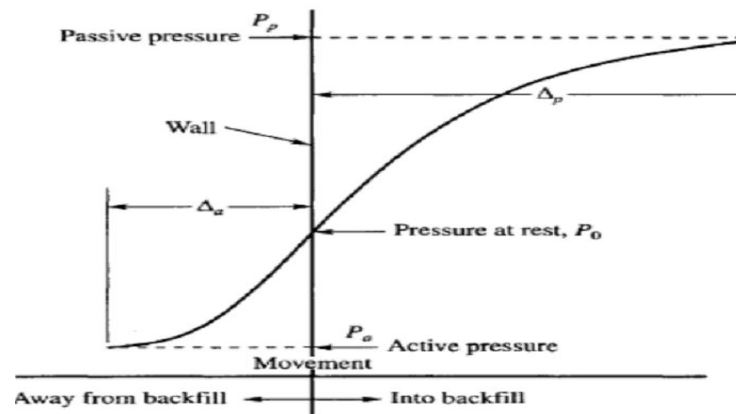


Figure II.9 : Développement des pressions actives et passives de la terre selon le sens de mouvement de mur.

### II.4.1. État des sols

Les sols exercent des pressions verticales sur les couches sous-jacentes, ce qui engendre des pressions horizontales dites « poussée des terres ». Un ouvrage de soutènement doit être alors conçu de manière à résister à cette poussée. Pour un massif de sol, on distingue trois états d'équilibre :

- ✓ État du sol au repos ;
- ✓ État de poussée du sol (Pression active de la terre) ;
- ✓ État de butée du sol (Pression passive de la terre).

### II.4.1.1. État des sols au repos

L'état des contraintes dans le sol n'est pas hydrostatique : la contrainte horizontale ou latérale n'est pas égale à la contrainte verticale. En mécanique des sols, La contrainte horizontale totale est définie en fonction de la contrainte Verticale totale par la relation :

$$\sigma_h = K_0 \cdot \sigma_v \quad (\text{II-1})$$

**$K_0$**  : coefficient de la pression des terres au repos

A la profondeur  $z$  sous un remblai indéfini La contrainte verticale (sur une facette horizontale) est :

$$\sigma_v = \gamma z \quad \gamma : \text{Le poids volumique du sol}$$

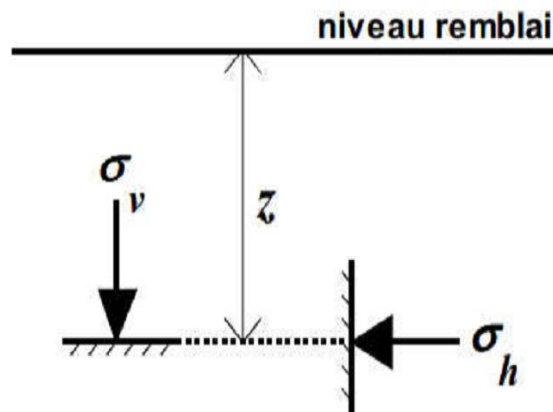


Figure II.10 : Pression latérale au repos au repos. [16]

On peut trouver des relations analytiques donnant  $K_0$  en fonction des propriétés du sol.

- ✓ Pour un sable, JAKY (1944) a montré expérimentalement que :  **$K_0 = 1 - \sin\phi$** .
- ✓ Pour les argiles molles et les vases saturés ;  $K_0 = 1$ .
- ✓ Pour les argiles normalement consolidées,  $K_0 \approx 5,0$ .

### II.4.1.2. Notions de poussée et de butée

Théoriquement, deux états de rupture peuvent être résultats des déformations ou des déplacements atteignant une valeur suffisante qui vaut grossièrement  $H/1000$  pour mobiliser la poussée et supérieure à  $H/100$  pour mobiliser la butée. Il en résulte respectivement une pression active et une pression passive du sol. Lorsque l'écran se déplace dans le sens d'une expansion du massif du sol ou vers l'extérieur du massif on parle de pression active ou de poussée et quand l'écran se déplace dans le sens d'une compression du massif ou vers l'intérieur du massif la pression est passive ou butée (figure II.11). [11]

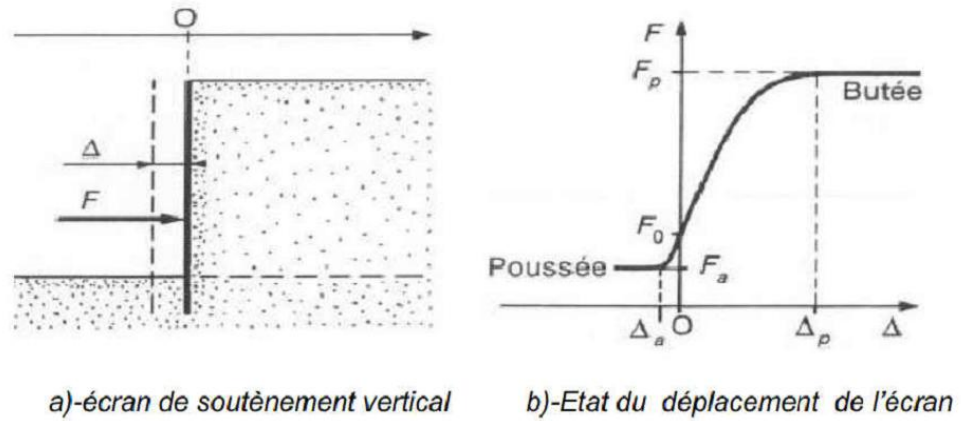


Figure II.11 : Principe de la poussée et de la butée d'après SCHLOSSER. [12]

## II.4.2. Évaluation des coefficients de poussée et de butée

### II.4.2.1. Cas des sols pulvérulents (ex : sables)

Considérons un massif de sol soumis à la force gravitaire et éventuellement à une surcharge surfacique  $q$  : Si l'on suppose que la contrainte verticale  $\sigma'_v$  est une contrainte principale dans le massif de sol, nous avons la seconde contrainte principale qui est horizontale et définie par  $\sigma'_h$  [13] :

$$\sigma'_h = K_0 \cdot \sigma'_v \quad (\text{II-2})$$

$$\sigma'_v = q + \gamma z - u \quad (\text{II-3})$$

Avec  $K_0$  le coefficient des pressions latérales au repos,  $\gamma$  le poids volumique du sol et  $u$  la pression interstitielle. Pour les sols pulvérulents, le critère de rupture du sol est du type Mohr-Coulomb, donné par [11] :

$$\tau = \sigma' \cdot \tan(\varphi') \quad (\text{II-4})$$

Les cas de rupture en poussée et butée peuvent être représentés respectivement à gauche et à droite du point A dans le diagramme de Mohr (Figure II.12).

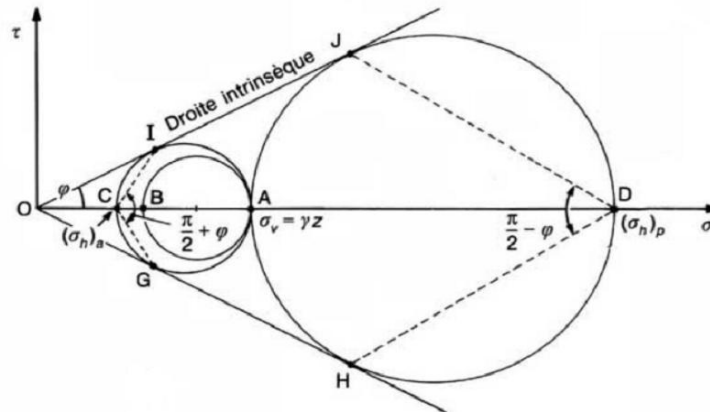


Figure II.12 : Calcul des coefficients de poussée et de butée par le cercle de Mohr. [12]

Le calcul de la contrainte horizontale pour laquelle le cercle de Mohr est tangent à la courbe intrinsèque (droite de Coulomb), critère de rupture donne les relations :

➤ En poussée :

$$\sigma'_{ha} = \frac{1 - \sin \varphi'}{1 + \sin \varphi'} \sigma' v = K_a \sigma' v \quad (\text{II-5})$$

➤ En butée

$$\sigma'_{hp} = \frac{1 + \sin \varphi'}{1 - \sin \varphi'} \sigma' v = K_p \sigma' v \quad (\text{II-6})$$

Avec :

$$K_a = \frac{1 - \sin \varphi'}{1 + \sin \varphi'} = \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi'}{4} \right) \quad \text{et} \quad K_p = \frac{1}{K_a} = \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\varphi'}{4} \right) \quad (\text{II-7})$$

#### II.4.2.2. Cas des sols cohérent (ex : argiles)

Dans cette hypothèse, il faut distinguer les comportements à court et long terme, en fonction du drainage du massif. Le critère à la rupture change au cours du temps.

✓ À court terme à la rupture (critère de Tresca) :  $\tau = cu$  (II-8)

✓ À long terme, comme pour les sols pulvérulents  $\tau = \sigma' \tan \varphi' + c'$  (II-9)

La (Figure II.13) ; représente ces deux critères dans le cas de la poussée :

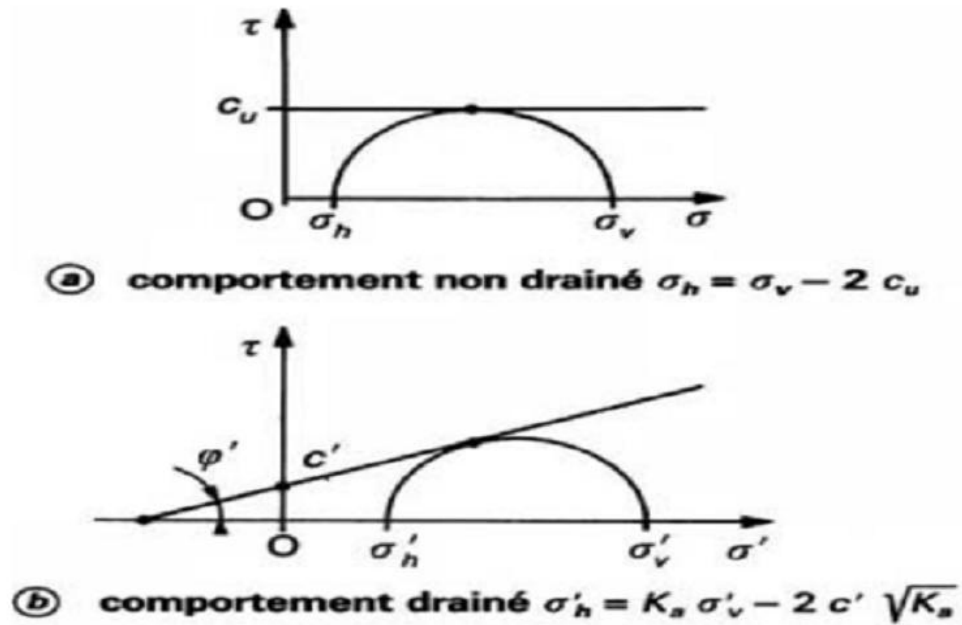


Figure II.13 : Ruptures à court et long terme d'un sol fin. [12]

➤ En poussée :

$$\sigma'_{ha} = \frac{1 - \sin \varphi'}{1 + \sin \varphi'} \sigma'_v - \frac{2c \cdot \cos \varphi'}{1 + \sin \varphi'} = K_a \cdot \sigma'_v - 2c \cdot \sqrt{K_a} \quad (\text{II-10})$$

➤ En butée

$$\sigma'_{hp} = \frac{1 + \sin \varphi'}{1 - \sin \varphi'} \sigma'_v + \frac{2c \cdot \cos \varphi'}{1 - \sin \varphi'} = K_p \sigma'_v + 2c \cdot \sqrt{K_p} \quad (\text{II-11})$$

### II.4.3. Évaluation des forces de poussée et de butée -Théorie de Coulomb (1776)

Plusieurs méthodes ont été développées en se basant sur la théorie des états limites de poussée et de butée et elles sont pratiquement utilisées dans les calculs des ouvrages de soutènements. La méthode de Coulomb est la méthode fondatrice de toutes les autres méthodes développées ultérieurement à l'instar des méthodes de Rankine, Boussinesq-Caquot et Kérisel, Sokolovski, Cullmann, les états correspondants, Brunch Hansen, la ligne élastique et la poutre équivalente.

Mise au point par Coulomb en 1773, cette méthode permet de déterminer les forces de poussée et de butée s'exerçant derrière un écran ou un mur quelconque sans considération de l'état des contraintes exerçant dans le sol derrière le mur.



La théorie de Coulomb est basée sur l'équilibre d'un coin de sol situé entre l'écran et une surface quelconque de glissement (Figure II.14) Les forces agissant sur le sol sont évaluées à l'état de l'équilibre limite.

Dans cette théorie, le frottement entre l'écran et le sol est pris en compte. L'angle de frottement écran-sol est noté  $\delta$ . Dans le cas d'un sol cohérent, une caractéristique d'adhésion écran-sol  $w_c$ , peut être aussi prise en compte. Vu le phénomène de frottement, la ligne de glissement est courbée au voisinage de la base du mur, mais la théorie de Coulomb suppose des lignes de glissement rectilignes (Figure II.15). Dans le cas de la poussée active, la courbure est faible ce qui fait que l'erreur de l'approximation est minimale. Ceci est aussi vrai dans le cas de la poussée passive lorsque  $\delta < \varphi/3$ . Lorsque  $\delta > 3/\varphi$ , l'erreur devient plus grande. Lorsque  $\beta = 0$ , le sol est horizontal et l'écran est vertical les théories de Rankine et de Coulomb coïncident.

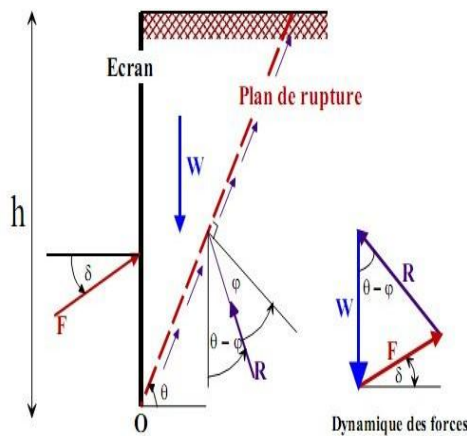


Figure II.14 : Coin de Coulomb

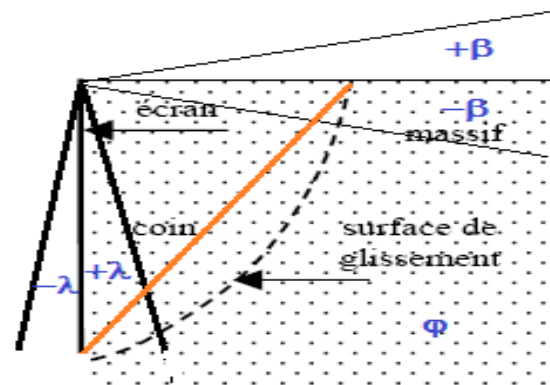


Figure II.15 : Théorie de Coulomb. État actif.

### II.4.3.1. État actif

#### ❖ Sol pulvérulent ( $c = 0$ )

Soit le coin de sol caractérisé par (figure II.16) :

- Une surface extérieure inclinée de  $\beta$  par rapport à l'horizontale.
- L'écran fait l'angle  $\alpha$  avec l'horizontale.
- Le plan de glissement  $BC$  fait l'angle  $\theta$  avec l'horizontale.
- La rugosité du mur est l'angle de frottement mur-sol notée  $\delta$

Tout au début du glissement, le coin du sol était sous l'équilibre des forces suivantes :

$W$  : poids propre du massif de sol.

$P$  : résultante de la réaction de la poussée sur le mur.

**R** : résultante de la réaction de sol sur le plan de glissement.

Connaissant le poids propre de sol **W** et les directions d'action des forces, on dresse le diagramme de l'équilibre limite (figure II.19), d'où on montre que :

$$L'angle (W, P) = \pi - \alpha - \delta$$

$$L'angle (W, R) = \theta - \varphi$$

Ce qui permet de calculer la poussée **Pa**. La poussée active **Pa** est la valeur maximum de

$$P(W, \theta)$$

Elle correspond donc à  $\frac{\Delta p}{\Delta \theta} = 0$  (car  $W = W(\theta)$ ).

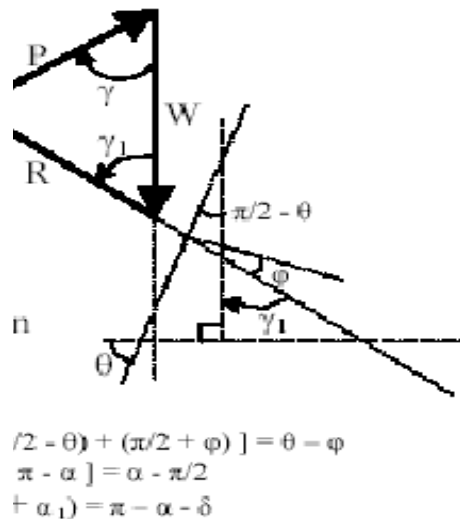


Figure II.16 : Diagramme de l'équilibre des forces

Ceci est équivalent à essayer plusieurs plans de glissement, d'évaluer à chaque fois **P** et ne garder pour **Pa** que la valeur maximale. Tout calcul fait on va aboutir à la résultante **Pa**, qui sera égale à :

$$Pa = \frac{1}{2} Ka \cdot \gamma \cdot H^2 \tag{II-12}$$

Avec :

$$Ka = \left[ \frac{\sin(\alpha - \varphi) / \sin \alpha}{\sqrt{\sin(\alpha + \delta)} + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \beta)}{\sin(\alpha - \varphi)}}} \right] \tag{II-13}$$

Dans la théorie de Coulomb, on suppose que la résultante **P** agit à deux tiers de la profondeur de l'écran. Il existe des tableaux donnant **Ka** pour différentes valeurs de  $\phi$  et  $\delta$ , et des valeurs particulières de  $\alpha$  et  $\beta$ . L'angle  $\delta$ , défini en fonction de  $\phi$  dépend de l'état de rugosité du parement.

**Tableau I-1** : valeurs de  $\delta$  en fonction de  $\phi$ .

Nature du parement	Angle de frottement $\phi$ du sol		
	$< 30^\circ$	$30^\circ \text{ à } 35^\circ$	$> 35^\circ$
Lisse	0	0	$1/3 \phi$
Rugueux	0	$1/3 \phi$	$2/3 \phi$
Très rugueux	$1/3\phi$	$2/3 \phi$	$1 \phi$

❖ **Sol cohérent**

✓ **Cas général**

Dans ce cas, il faut tenir compte de la cohésion  $c$  et de l'adhérence sol-mur notée **Cw** (figure II.17). On admet l'existence d'une zone fissurée de profondeur  $z_0$ . Le long de cette zone, on néglige l'effet des cohésions  $c$  et **Cw**. Les forces agissantes sont :

**W** : le poids propre du coin de sol.

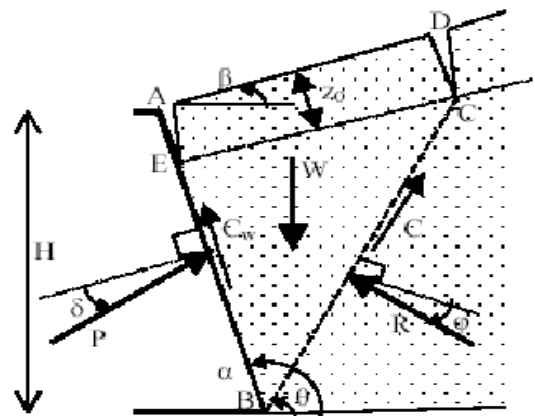
**P** : la résultante de la réaction du mur sur le sol

**Cw** : résultante due à l'adhérence mur-sol :  $Cw = c_w \cdot EB$

**R** : la réaction sur le plan de glissement.

**C** : la résultante d'adhésion sur le plan de glissement :  $C = c \cdot BC$

Les directions d'action de ces forces sont tous connues, on construit comme précédemment le diagramme des forces. La poussée active correspond à la satisfaction de Figure (II.17).



**Figure II.17** : Théorie de Coulomb. État actif. Sol cohérent.

## ✓ Cas d'un mur vertical et un sol horizontal

Dans le cas général d'un sol ( $c, \varphi$ ), la pression latérale à la profondeur  $z$  est donnée par :

$$Pa = KayZ - Kac \cdot c \quad (\text{II-14})$$

$$\text{Avec} \quad Kac = \frac{2}{\sqrt{Ka}} \sqrt{Ka \left(1 + \frac{cw}{c}\right)} \quad (\text{II-15})$$

La cohésion  $c$  est remplacée par  $c'$  pour un drainage complet et par  $c_u$  dans le cas non drainé. La profondeur des fissures  $z_0$  correspond à  $Pa = 0$ , d'où :

$$Kac = \frac{2\sqrt{1+cw/c}}{\sqrt{Ka}} \leq H/2$$

## II.4.3.2. État passif

On suivra le même raisonnement précédent tout en tenant compte les remarques suivantes (figure II.18) :

- .  $\mathbf{P}$  fait un angle  $\delta$  au-dessus de la normale à l'écran.
- .  $\mathbf{R}$  fait un angle  $\varphi$  au-dessus de la normale au plan de glissement.

On montre que :

- l'angle entre  $\mathbf{W}$  et  $\mathbf{P}$  est :  $\pi - \alpha + \delta$ , et
- l'angle entre  $\mathbf{W}$  et  $\mathbf{R}$  est :  $\theta + \varphi$

La résultante des pressions passives est le minimum de  $\mathbf{P}(\theta)$ . Elle est donnée par ;

$$Pp = \frac{1}{2} Kp \cdot \gamma \cdot H^2 \quad (\text{II-16})$$

Pour des valeurs particulières de  $\alpha$  et  $\beta$ , il existe des tableaux donnant  $Kp$  pour différentes valeurs de  $\varphi$  et  $\delta$ . Dans le cas général d'un sol ( $c, \varphi$ ), la pression latérale passive à la profondeur  $z$  est donnée par l'expression :

$$Pp = Kp \cdot \gamma \cdot Z + Kpc \cdot c \quad (\text{II-17})$$

$$\text{Où } Kp \text{ est donné par ;} \quad Kpc = \frac{2}{\sqrt{Kp}} \sqrt{Kp \left(1 + \frac{cw}{c}\right)} \quad (\text{II-18})$$

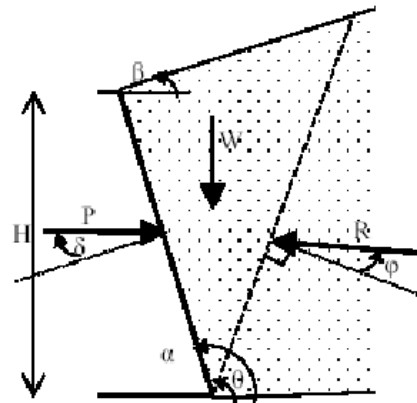


Figure II.18 : Théorie de Coulomb. État passif

## II.5. Stabilité des murs de soutènement

La stabilité d'un ouvrage de soutènement doit être étudiée à l'état limite ultime. Plusieurs modes de rupture doivent être envisagés. La vérification doit être conduite pour chacun d'entre eux. Parmi les modes de rupture possibles, on distingue la stabilité interne (rupture des éléments constitutifs de l'ouvrage sous l'action des forces extérieures) de la stabilité externe (renversement, instabilité d'ensemble, poinçonnement, glissement). [14]

Les écrans de soutènement peuvent être classés en deux catégories fondamentales :

- les murs rigides : mur poids, mur cantilever en BA.
- les murs souples : rideau de palplanche, parois moulées de grande hauteur.

Compte tenu de la difficulté de calcul des soutènements souples, ce chapitre ne s'intéressera qu'aux soutènements rigides. La (Figure II.19) donne un aperçu des deux types de murs rigides les plus courants.

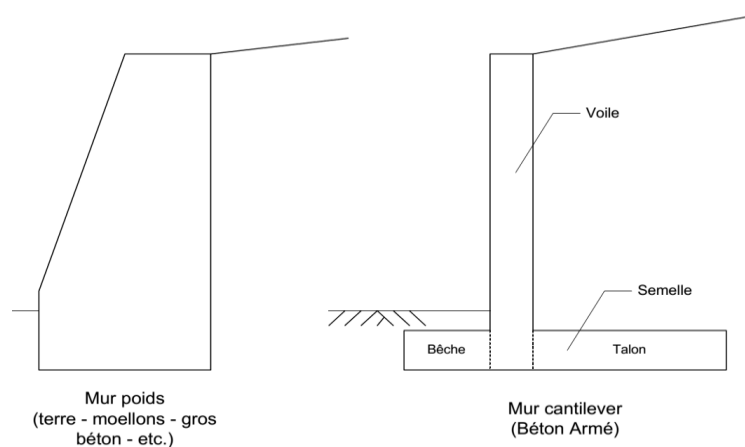


Figure II.19 : Mur poids & mur cantilever.

La capacité d'un écran de soutènement à reprendre les charges qui lui sont appliquées se décline sous deux aspects:

- la résistance intrinsèque du mur → par exemple si mur en béton armé: calcul de béton armé (non traité dans cette partie) en considérant généralement le mur comme une poutre verticale.
- la stabilité du mur → un mur est stable si le terrain environnant est capable de maintenir celui ci compte tenu des charges qui lui sont appliquées.

C'est ce deuxième aspect qui fait l'objet des sections qui suivent. Les critères de stabilité sont:

- non glissement du mur ;
- non renversement du mur :
- non poinçonnement du sol sous la base du mur.

➤ **Bilan des efforts extérieurs appliqués à un mur**

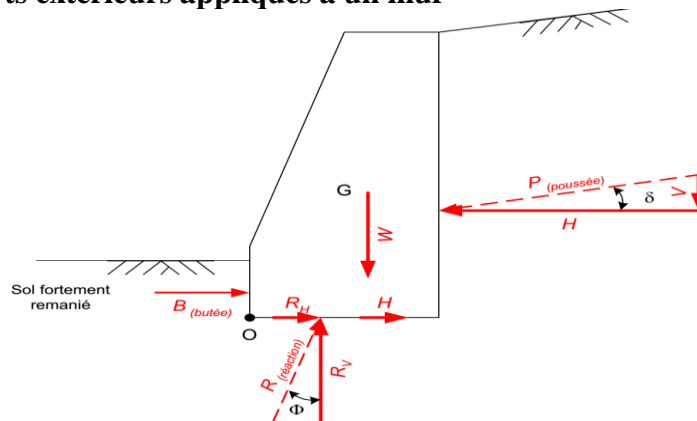


Figure II.20 : Bilan de force pour Mur poids

La section précédente a permis de déterminer l'effort P due à la poussée des terres (pas de mobilisation de butée dans ce cas). Mais le bilan complet des efforts extérieurs appliqués au mur de soutènement fait aussi apparaître :

- le poids propre du mur **W**.
- l'effort de butée **B** généré par la terre devant le mur. Mais compte tenu de la difficulté de mobiliser un tel effort (déplacement important nécessaire et sol souvent peu compacté), **B** est souvent négligé.
- l'apport de la cohésion c sous la forme d'un effort **H**. (effet de collage) :  $H = c \times b$
- la réaction d'appui du sol sur le mur **R**.

Le seul effort qui ne peut pas être calculé directement est **R**. Mais la somme des forces suivant la verticale permet de le déterminer aisément :

- $R_v = W + P_v$
- $R_H = R_v \tan \phi = (W + P_v)$

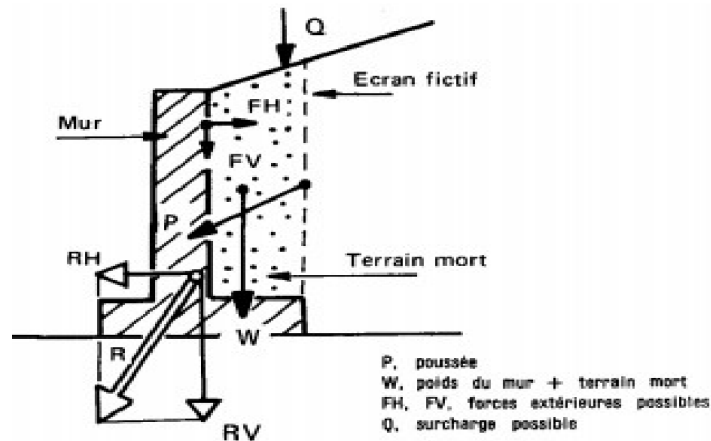


Figure II.21 : Réduction du système des forces [20].

### II.5.1. Stabilité interne

L'étude de la stabilité interne est propre à chaque type d'ouvrage. C'est la résistance propre de la structure, qu'il y a lieu de vérifier vis-à-vis des efforts (et déplacements) qui la sollicitent. Dans le cas des murs poids, cette étude relève des calculs classiques de béton. Pour les murs en béton armé (ou murs cantilever), la stabilité interne se vérifie par un calcul de béton armé.

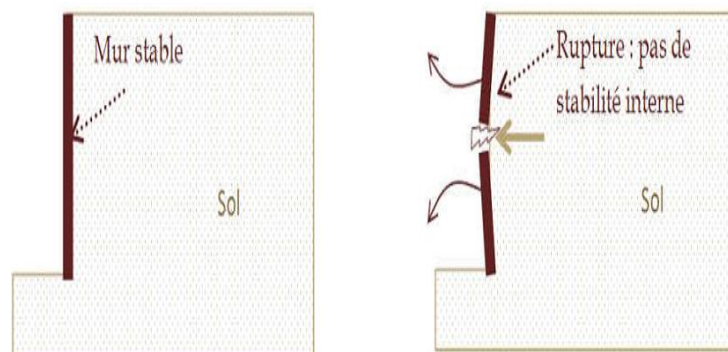


Figure II.22 : Modes de rupture des ouvrages de soutènement.

### II.5.2. Stabilité externe

Il existe trois types de stabilité externe :

- La stabilité au renversement ;
- La stabilité au glissement ;
- La stabilité au poinçonnement.

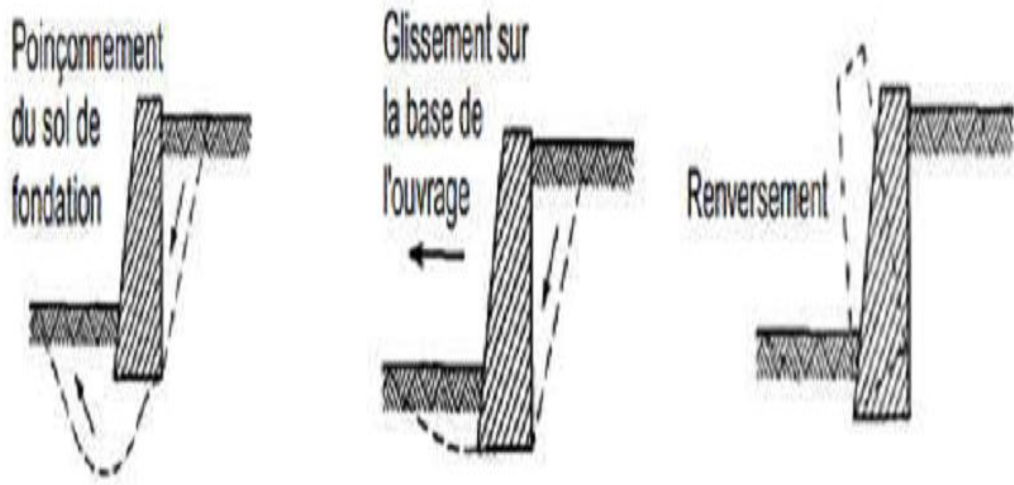


Figure II.23 : Trois types de stabilité externe. [15].

**II.5.2.1. Stabilité au renversement**

Un ouvrage de soutènement est soumis à des moments qui sont de nature à le faire tourner par rapport à sa base et le faire renverser. La conception du soutènement doit tenir compte de la valeur du moment moteur produit par les poussées des terres et des surcharges pour l'équilibrer à l'aide d'un moment résistant apporté par le poids du soutènement et celui des terres qu'il déplacerait dès qu'il se met à tourner.

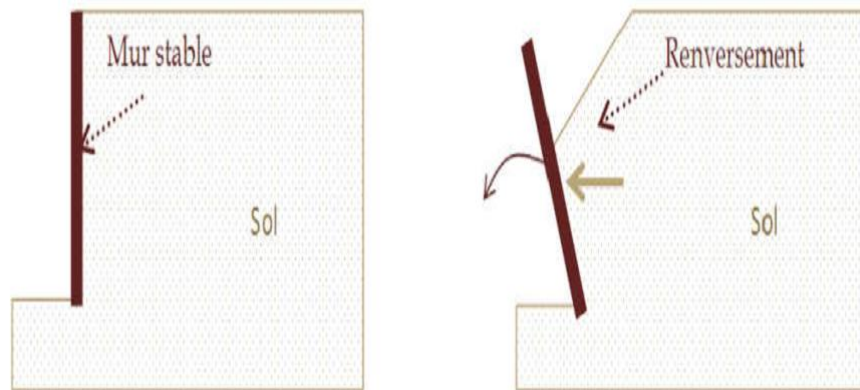


Figure II.24 : Influence de renversement sur le mur.



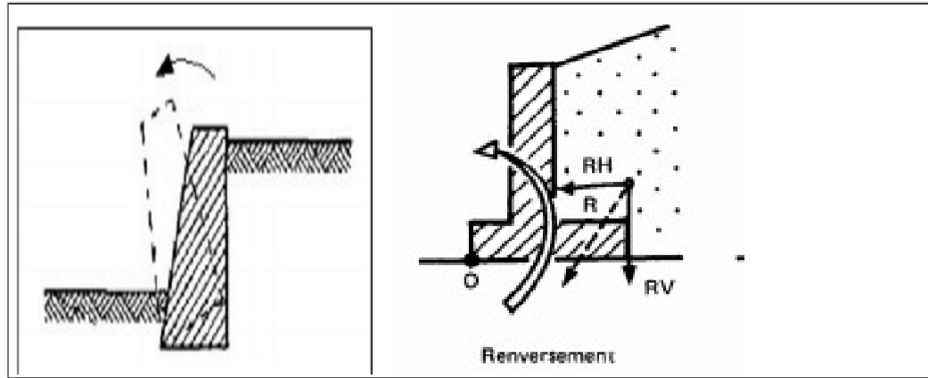


Figure II.25 : stabilité au renversement d'un mur de soutènement [16].

Cette justification est basée sur une hypothèse de rupture possible du mur par renversement de celui-ci autour de l'arête inférieure aval de sa fondation. La justification consiste à s'assurer que :

$$\frac{\sum \text{somme des moments résistants}}{\sum \text{somme des moments moteurs}} \geq 1.5 \quad (\text{II-19})$$

$$Fren = M' \cdot RV / M \cdot \{R\} rsub \{H\} \quad (\text{II-20})$$

Avec :  $Fren > 1,5$

$M'$  : un moment résistant

$M''$  : un moment moteur

- Les moments résistants sont induits par :
  - ✓ l'action du poids propre de l'ouvrage ou éventuellement celle du volume de sol qui charge sa fondation.
  - ✓ L'action de la butée, bien que participant à la résistance au renversement est négligée par sécurité.
- Les moments moteur sont ceux induits par :
  - ✓ la poussée des terres
  - ✓ éventuellement l'action de l'eau si celle-ci est retenue par l'ouvrage.

### II.5.2.2. Stabilité au glissement

Un ouvrage de soutènement peut glisser sur sa base. La poussée des terres et celles des surcharges doit être reprise par le frottement mobilisé à la sous-face de la semelle du mur. A défaut la semelle est munie d'une bêche permettant d'améliorer la résistance au glissement.

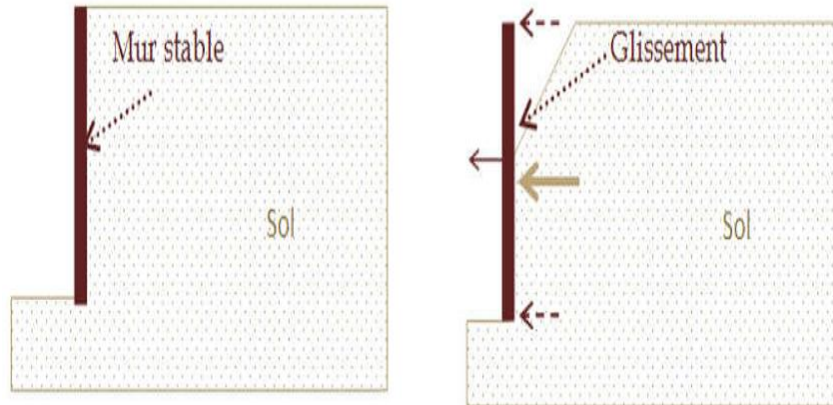


Figure II.26 : Influence de glissement sur le mur.

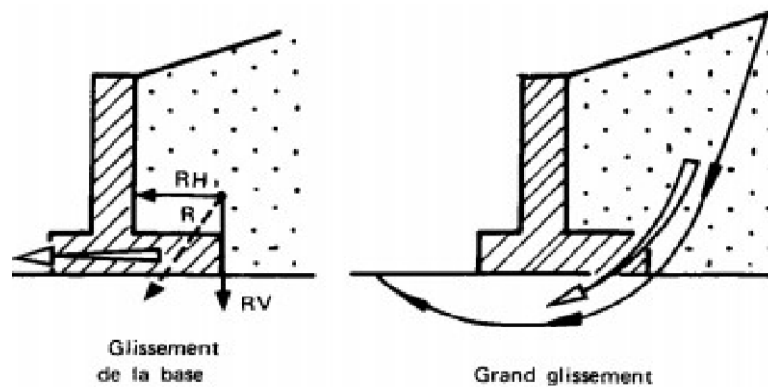


Figure II.27 : stabilité au glissement d'un mur de soutènement [16].

Cette justification consiste à vérifier que l'ouvrage ne glisse pas sur sa base. On vérifie que le rapport entre les forces résistantes et les forces motrices est supérieur à un coefficient de sécurité généralement pris égal à 1,5. La nature du matériau en contact avec le sol aura une influence sur le glissement par l'intermédiaire de l'angle de frottement sol-mur. La stabilité au glissement est assurée lorsque :

$$\frac{\Sigma \text{ des efforts horizontaux rertanant l' ouvrage}}{\Sigma \text{ des efforts horizontau x faisant glisser l' ouvrage}} \geq 1 \tag{II-21}$$

La vérification de la résistance au glissement s'écrit :

$$F_{glis} = (Rv \cdot \tan \delta + C \cdot B) / RH \tag{II-22}$$

$$Rv = W + Pv \tag{II-23}$$

Avec  $F_{glis} > 1,5$

**B** : largeur de la fondation

**C** : L'apport de la cohésion *c* sous la forme d'un effort *Ph*. (effet de collage) : **Ph=c.B**

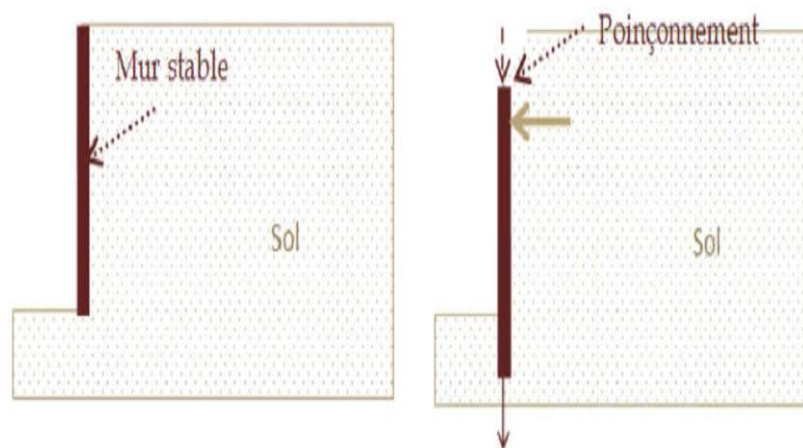
$\delta$  : angle de frottement sol-mur (pour un mur en béton on prend généralement  $\delta = 2/3.\phi$ ).

**Tableau II-2** : Angle de frottement sol-mur en fonction de l'état de surface du parement  
[17]

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

**II.5.2.3. Stabilité au poinçonnement**

Un ouvrage de soutènement peut poinçonner par un excès de charges verticales. La conception de la semelle du mur doit tenir compte de ce risque d'instabilité. Ce genre de calculs ne se fait qu'exceptionnellement, on les réalise uniquement dans le cas où la qualité du sol est médiocre.



**Figure II.28** : Influence de poinçonnement sur le mur.

La stabilité au poinçonnement est examinée par un calcul de capacité portante du terrain de fondation. La répartition de la composante verticale  $RV$  de  $R$  le long de la base  $B$  de l'ouvrage fournit la contrainte moyenne appliquée ( $Q_{\text{appl}} = RV/B$ )

Cette contrainte est comparée à la contrainte maximale (capacité portante) ( $Q_{\text{max}}$ ) fonction des caractéristiques du terrain de fondation, éventuellement réduite (abaques de Meyerhof), quand la fondation est soumise à une sollicitation excentrée et inclinée. (La force portante du sol est calculée par essais en laboratoire)

$$F_{\text{poin.}} = Q_{\text{max}} / Q_{\text{appl}} \quad F_{\text{poin.}} > 3$$

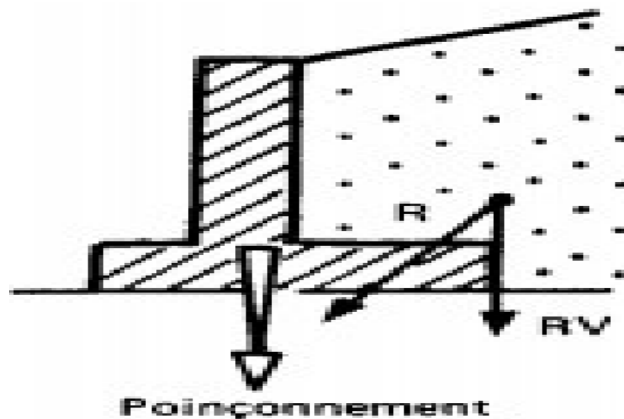


Figure II.29 : Stabilité au poinçonnement d'un mur de soutènement [16].

#### II.5.2.4. Stabilité au grand glissement

Il y a rupture du mur par grand glissement lorsque la partie du massif de sol qui glisse englobe le mur, la surface de rupture passant alors à l'arrière du mur (Figure II.29). Le coefficient de sécurité correspondant est défini comme le rapport du moment des forces motrices (forces de pesanteur) au moment des forces résistantes mobilisables le long de la surface de rupture.

On utilise, en général, des surfaces de rupture cylindriques, à section circulaire, et l'on détermine par un calcul systématique, le plus souvent fait à l'ordinateur, la valeur minimale du coefficient de sécurité et la position du cercle de la rupture correspondant.

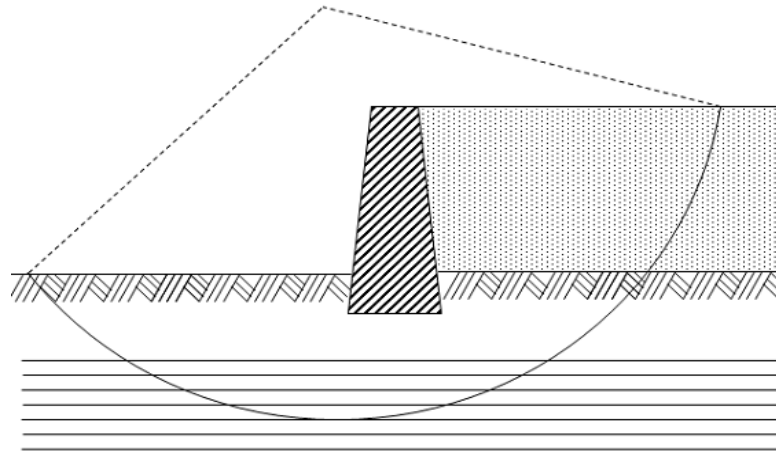


Figure II.30 : Stabilité au glissement d'un mur de soutènement [16].

### II.6. Pré dimensionnement

Le calcul complet d'un mur de soutènement est une œuvre assez laborieuse, le dimensionnement de l'ouvrage et ses vérifications demandant une succession de calculs longs et itératifs. Aussi pour arriver de la façon la plus rapide aux bons résultats, il est important de prédimensionner de la manière la plus juste possible les caractéristiques géométriques du mur.

On donnera sur figure 23.1 et figure 23.2 les proportions les plus usuelles d'un mur de soutènement gravitaire et en béton armé. Ces indications peuvent servir pour dégrossir un avant-projet.

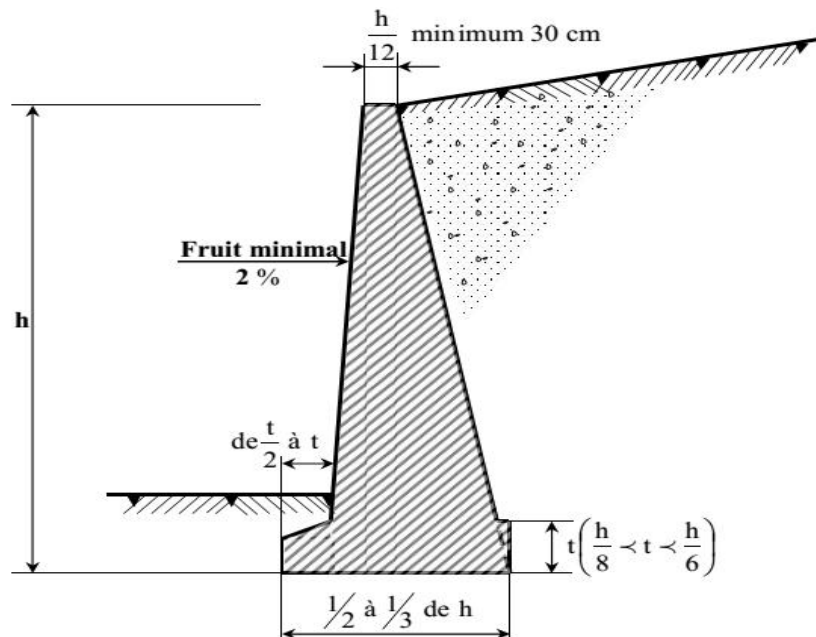


Figure II.31 : Dimensions usuelles d'un mur-poids.

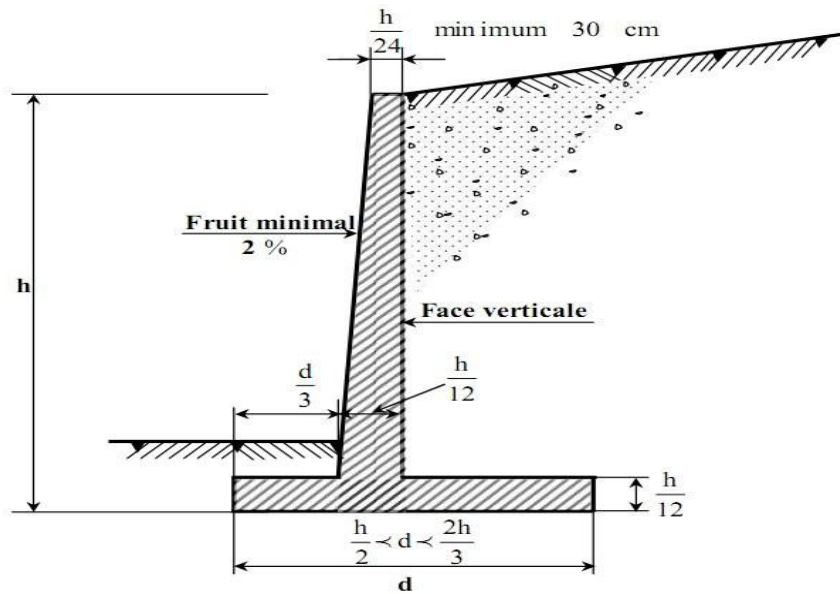


Figure II.32 : Dimensions usuelles d'un mur voile [8].

Il est prudent de majorer de 15 % la largeur de semelle ainsi déterminée, car elle ne permet pas toujours de satisfaire les vérifications de la stabilité externe.

## II.7. Précautions

### II.7.1. Précautions-Drainage et gel

Il est important qu'il n'y ait pas d'accumulation d'eau à l'arrière d'un mur de soutènement. Il faut donc aménager des drains le long du mur et à la base de celui-ci pour permettre l'évacuation de l'eau.

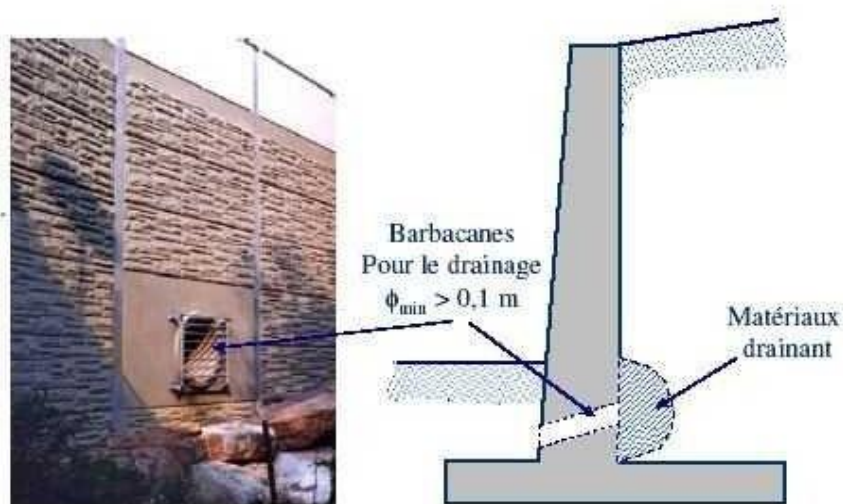


Figure II.33 : Précaution-drainage [8]

Si on est en présence de matériaux gélifs, il faut les tenir loin du mur afin que le gonflement dû au gel ne puisse pas induire des pressions supplémentaires. De plus, la base doit être placée à 1 m au moins sous la surface du sol devant le mur, et en dessous de la zone affectée par le gel, par les changements des volumes saisonniers ou par les risques d'affouillement. Il ne faut pas tenir compte de la résistance passive dans la zone du gel.

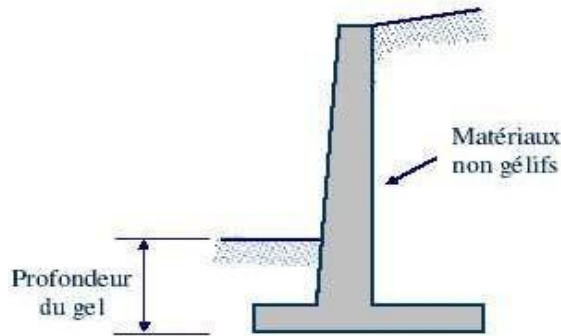


Figure II.34 : Précaution-gel [8]

### II.7.2. Précautions-Compactage

Dans le cas des remblais pulvérulents, la réduction des pressions aux valeurs de la poussée se produira pour une rotation du mur,  $Y/H$ , de seulement quelques dixièmes de un pourcent. Dans le cas des remblais cohérents, les mouvements nécessaires pour produire les valeurs de poussée peuvent être plus importants.

Lorsqu'un mur rigide ne pas peut se déplacer, les pressions latérales dépendent en grande partie des procédés de compactage. En effet, le compactage du remblai à l'intérieur d'un prisme confiné derrière le mur tend à accroître les pressions horizontales (poussée).

#### a/Sols pulvérulents

Le compactage d'un sol pulvérulent derrière un mur rigide ne pouvant pas se déplacer peut engendrer, selon le degré de compactage, des pressions horizontales du double ou plus de la valeur de pression des terres au repos ( $K_0$  varie entre 0,4 et 0,8). Pour un compactage faible à moyen derrière un mur rigide non encastré, le calcul peut se faire en se basant sur les valeurs de poussée ( $K_a$ ).

#### b/Sols cohérents

Les pressions résiduelles peuvent varier beaucoup. Lorsque le degré de compactage est faible à moyen, on peut supposer que les pressions correspondent aux pressions des terres au repos. Lorsque le degré de compactage est plus élevé (95% du Proctor standard), le mur devrait



être conçu pour des pressions au repos s'il est capable de se déplacer (mur). Sinon, le coefficient de poussée doit être évalué et il est de 1 ou plus.

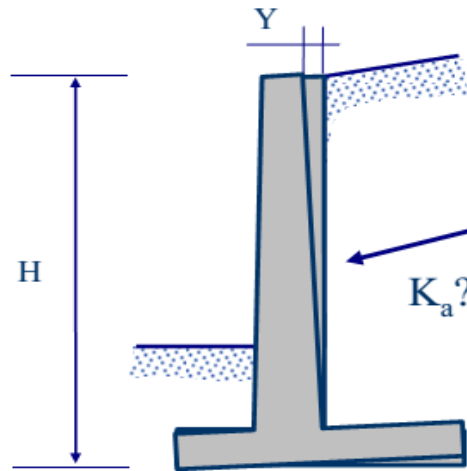


Figure II.35 : Précaution-compactage [8].

## II.8. Conclusion

Les ouvrages de soutènement sont des constructions ont pour but de prévenir l'éboulement ou le glissement des talus raides ou verticaux ; leur mise en œuvre peut, être faite à titre temporaire ou définitif. La réalisation des ouvrages de soutènement est nécessaire, soit pour protéger les chaussées routières contre le risque d'éboulement ou d'avalanches dans les zones montagneuses, soit pour réduire l'emprise des talus naturels dans les sites citadins, lors de la construction d'une route, d'un bâtiment ou d'un ouvrage d'art

À l'issue de l'étude bibliographique, les murs de soutènement en béton armé représentent un choix pratique et idéal, vue aux différentes formes et manière qu'on peut les construire, et leur facilité d'adaptation avec les différents sites de réalisation.



# Chapitre III

*Généralités sur les pieux*

**III.1. Introduction**

La bonne conception des fondations constitue un des éléments très important dans la sécurité et la durabilité des constructions en Génie Civil. Le rôle principal d'une fondation est de transmettre les charges apportées par la superstructure au sol. Au cours de la réalisation des ouvrages, on rencontre souvent des couches de sol, proche au surface, de qualité médiocre de point de vue compressibilité et résistante. Une solution rationnelle, et parfois indispensable, est d'aller plus profond ou même de fonder l'ouvrage directement sur les substratums rocheux, ce qu'on appelle les fondations profondes.

Les fondations profondes sont surtout utilisées pour les ouvrages importants supportant de fortes charges (les tours ; bâtiments industriels ; ouvrages d'art comme les ponts ; les structures offshore etc,...). Ces fondations (pieux) sont des éléments de construction en béton, en acier, ou en bois. On présente quelques connaissances générales sur pieux et les fondations sur des pieux. Une fondation est considérée comme profonde lorsque  $L/d \geq 6$  et  $L \geq 3m$ , avec  $L$  : longueur du pieu et  $d$  : diamètre du pieu. En général, les pieux traversent une ou plusieurs couches et vont être ancrés dans la couche de bonnes caractéristique mécanique, appelé couche d'ancrage.

Les caractéristiques mécaniques de ces matériaux sont plus élevées comparées avec celles des sols. Pour cette raison, le matériau constituant les pieux sont fréquemment considérés comme élastique pour les sollicitations habituelle. Le comportement de ces matériaux peut être décrit simplement par la loi de Hooke.

Pour dimensionner le pieu on a besoin seulement de deux paramètres : le module de Young et le Coefficient de Poisson du matériau. On distingue plusieurs types de pieux Traditionnellement, on classe les pieux :

- Soit suivant la nature du matériau constitutif : bois, métal, béton ;
- Soit suivant le mode de mise en place des pieux ;
- Soit suivant le mode de fonctionnement des pieux ;

**III.2. Les principaux types des pieux et leur classification**

On distingue principalement deux grands groupes : les pieux dont la mise en place provoque un refoulement du sol avec la naissance de contraintes de cisaillement radial et les pieux dont l'exécution se fait après extraction du sol du forage et qui, de ce fait, ne provoque pas le refoulement du sol. Dans ces deux groupes il existe plusieurs types qui différent par leur mode

d'exécution, leur forme et leur matériau, mais dans notre étude nous nous limiterons à quelques classifications.

### III.2.1. Selon la nature du matériau constitutif

#### a)- Pieux en béton

Les pieux en béton préfabriqué ou coulés sur place, sont utilisable pour une grande gamme de charge qui dépend de la géométrie du pieu, de la résistance en compression du béton et des armatures. Le béton a l'avantage d'être utilisable dans les sols agressifs. Les pieux en béton peuvent se présenter soit d'une seule longueur soit en plusieurs tronçons jointifs, cette seconde forme facilite le transport et allège les moyens de mise en œuvre. On les utilise sans raccord jusqu'à 15 m dans le cas des pieux en béton armé, jusqu'à 40 m dans le cas des pieux en béton précontraint et a des profondeurs supérieures pour des pieux avec des raccords. Ces pieux doivent être préfabriqués sur une aire de stockage qui prend beaucoup d'espace et nous peuvent être battus, en général, qu'après 28 jours de séchage (Figure III.1).



**Figure III.1** : Schéma de quelque type de pieux en béton préfabriqué

#### b)- Pieux métalliques

Les pieux métalliques préfabriqués sont généralement des profils en H ou des tubes cylindrique ou de forme quelconques, qui ne sont pas remplis de béton (Figure III.2). Les longueurs usinées vont de 12 à 21 m, à cause des risques de corrosion. Cependant dans des conditions normales de sols non agressifs, le taux de corrosion demeure faible.

Les pieux métalliques peuvent être mis en place avec des engins de haute capacité d'enfoncement. Pour une même longueur, les pieux métalliques sont plus coûteux que les pieux en béton armé, mais ils ont une plus grande capacité de reprise de charges pour un poids donné, ce qui peut réduire les coûts de mise en œuvre. Les types des pieux métalliques les plus

employée sont : les pieux tubulaires ; les profilés H ; ces derniers génèrent un faible déplacement de sol.

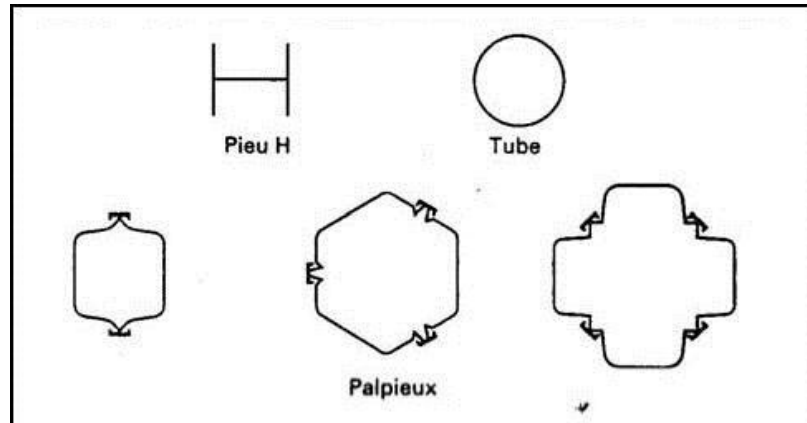


Figure III.2 : Type de pieux métalliques

**c)- Pieux en bois**

Les pieux en bois sont probablement la plus ancienne technique de renforcement des fondations. L'inconvénient majeur de cette technique est la variation de la qualité des pieux en termes de géométrie et de résistance et le risque de détérioration sous la nappe. Les pieux en bois sont souvent utilisés dans le Nord de l'Amérique, en Chine et dans les pays Scandinaves. Ils sont souvent utilisés pour des travaux de renforcement temporaire. La mise en œuvre des pieux se fait par battage, pour faciliter la pénétration et ne pas endommager les pieux, des précautions particulières doivent être prises : pointe en acier à la base, pré-forage (Figure III.3).

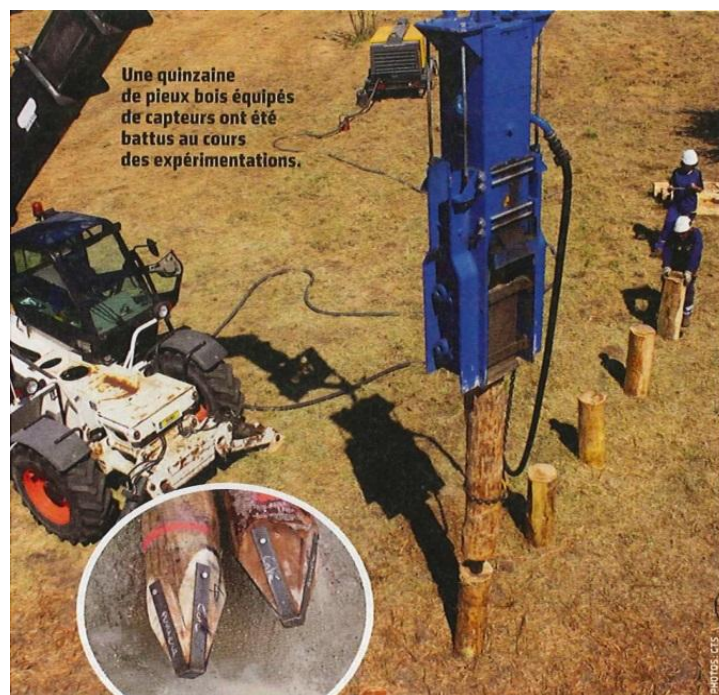


Figure III.3 : Schéma d'un pieu en bois

### III.2.2. Selon le mode d'excution

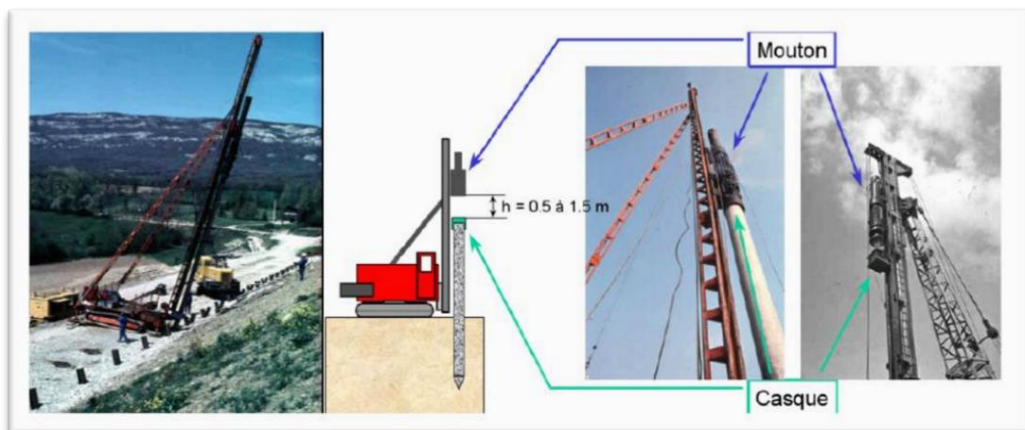
#### a)-Pieux battus

Ce sont des pieux soit façonnés à l'avance ou à tube exécuté en place. Pour les premiers, il s'agit essentiellement des pieux métalliques et des pieux préfabriqués en béton armé, les principaux procédés de mise en œuvre sont le battage, et dans une moindre mesure, le vibrofonçage, le vérinage et le vissage. Pour les seconds ils représentent les pieux battus moulés. L'exécution des pieux battus moulés consiste d'abord à battre un tube, muni à sa base d'une plaque métallique, dans le sol, de mettre, si nécessaire, en place une cage d'armature, puis à remplir le tube de béton pendant l'extraction du tubage.

Le battage est un procédé très ancien qui consiste à foncer, par percussion, un élément préfabriqué dans le sol. Le battage proprement dit est effectué à l'aide d'un mouton diesel qui coulisse sur un mat et dont la cadence de freppe se situe généralement entre 40 et 60 coups par minute (Figure III.4). Le poids des moutons varie de 10 à 100 kN et l'énergie de battage varie de 30 à 160 MNm. Le battage est une technique de fonçage relativement économique dans les terrains peu compacts ou compressibles.

Le vibrofonçage est un procédé consistant à fixer, sur le système à foncer. Le vibrofonçage est une technique rapide et spectaculaire, mais présente les mêmes avantages et inconvénients que le battage. De plus, le vibrofonçage au voisinage de constructions existantes peut les endommager.

Le vérinage et le vissage, constituent une technologie belge. L'intérêt de cette technique, est dû à la possibilité d'une mise en œuvre rapide des pieux vissés sans vibration et avec faible niveau de bruit (Figure III.5). Ces derniers aspects jouent un rôle très important surtout dans les zones urbaines.



**Figure III.4 :** Schéma d'installation des pieux par une sonnette de battage





Figure III.5 : Formes de quelques types des pieux vissés

En général les pieux refoulant le sol à la mise en place et particulièrement les pieux battus, présentent certains avantages qui sont principalement dus à la simplicité et la rapidité de mise en œuvre, la possibilité d'inclinaison jusqu'à 30 voire 45°, la vérification de la capacité portante à l'exécution ...etc. Mais ces types de pieux sont aussi sujets à certains inconvénients tels que : l'endommagement de la tête du pieu lors du battage, la déviation, le remaniement du sol, la vibration, la difficulté de manutention étant donné que la hauteur de la sonnette est limitée, l'interférence entre les pieux due au battage...etc.

**b)- Pieux forés**

Leur exécution nécessite un forage préalable exécuté dans le sol au moyen des outils appropriés avec ou sans protections d'un tuage ou de boue permettant d'assurer la stabilité des parois du forage. Après mis en place, si nécessaire, du cage d'armatures, le pieu est bétonné en utilisant une colonne de bétonnage, selon la technique du tube plongeur qui descend jusqu'à la base de pieu (Figure III.6).

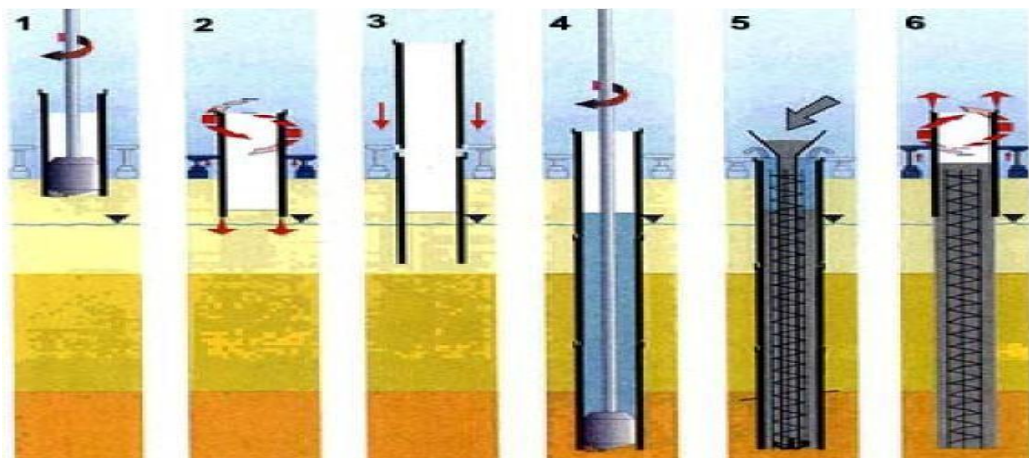


Figure III.6 : Mode d'excution des pieux forés tubés

Le choix entre l'utilisation de pieux forés avec tubage et les pieux forés sans tubage (forés simple) dépend de la cohésion du sol et de la position de la nappe.

**b-1) Les pieux forés sans tubage**

Partiellement tous les types d'outils de forage ( tarières, bennes, trépan), (Figure III.7), s'accommodent de la présence de la boue, mais ils doivent être guidés en tête pour assurer la rectitude du forage, on les monte généralement sur une poutre métallique appelée "KELLY", maintenue par une grue. La (figure III-8) présente les phases principales d'exécution d'un pieu foré à la boue.

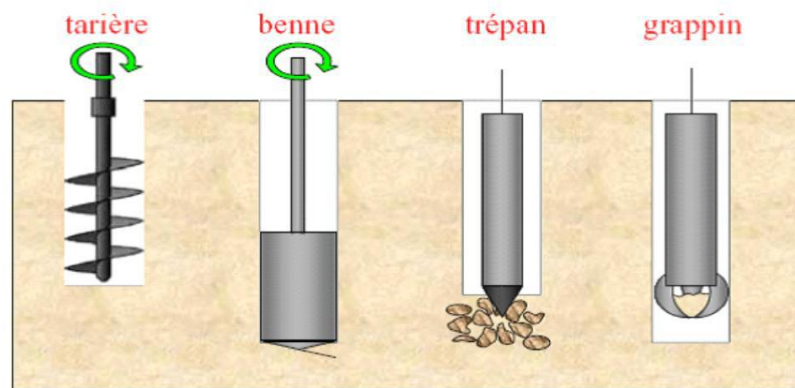


Figure III .7 : Schéma de quelques types d'outils de forage

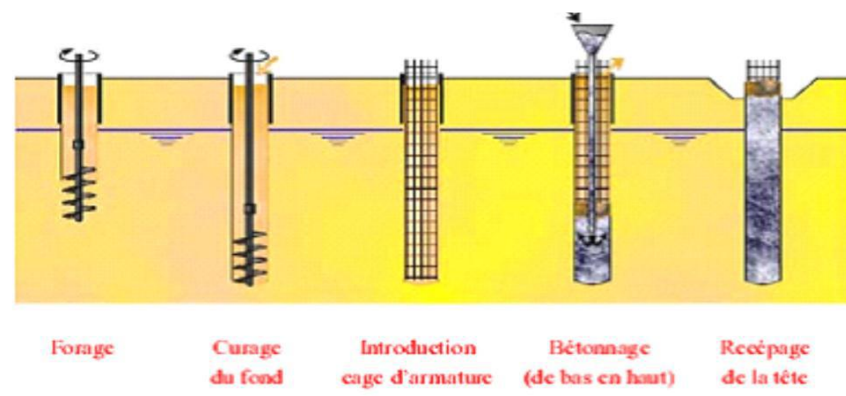
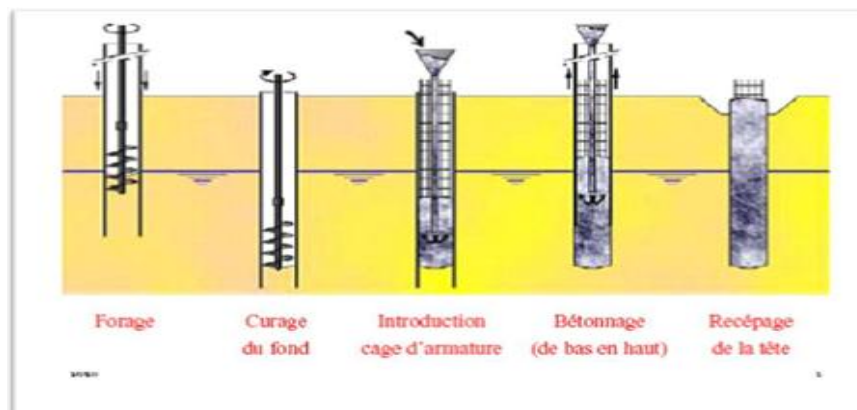


Figure III.8 : Les phases d'exécution d'un pieu foré à la boue

**b-2) Les pieux forés avec tubage**

En générale le procédé le plus employé pour l'exécution d'un pieu foré avec tubage, est le battage à l'aide d'une sonnette à mouton sec hydraulique ou diesel d'un tube bouchonné jusqu'à une cote prédéterminée (Figure III.9). Le ferrailage et le bétonnage gravitaire se fait à l'abri du tube, le tube est récupéré, on le retire au fur et à mesure du

bétonnage du pieu. Parfois on laisse en place pour des raisons de résistance mécanique, ou de résistance à l'abrasion de corants.



**Figure III.9 :** Schéma présente les phases d'exécution d'un pieu foré tubé

Compte tenu des difficultés de fonçage et de récupération du tube dès que le sol est un peu cohérent, les pieux forés avec tubage sont envisagés pour des longueurs ne dépassant pas la vingtaine de mètres, et leur diamètre n'excède guère 1.20 m. Les pieux forés tubés nécessitent des moyens puissants.

D'une façon générale, les pieux forés présentent beaucoup d'avantages, mais ils exigent une exécution minutieuse sans laquelle, on risque le délayage du béton, l'éboulement des parois de l'excavation, la striction du pieu, ...etc. Parmi ces avantages on peut mentionner :

- la reconnaissance sur place des sols par la stratigraphie du terrain mais aussi au laboratoire grâce à des essais sur des échantillons prélevés ;
- la possibilité d'atteindre des grandes profondeurs (30 voire 40 m) ;
- l'absence de risque d'ébranlement du sol ou des constructions avoisinantes ;
- la possibilité de reprise en sous-œuvre et de renforcement des fondations.

### III .2.3. Classification des pieux d'après le mode de transfert des charges

Un pieu transmet au sol les charges qu'il supporte (Figure III.10) :

- par l'appui de sa base sur le sol résistant ( effort de pointe noté  $Q_p$  )
- par le frottement latéral entre le sol et le pieu ( effort de frottement latéral noté  $Q_s$  )



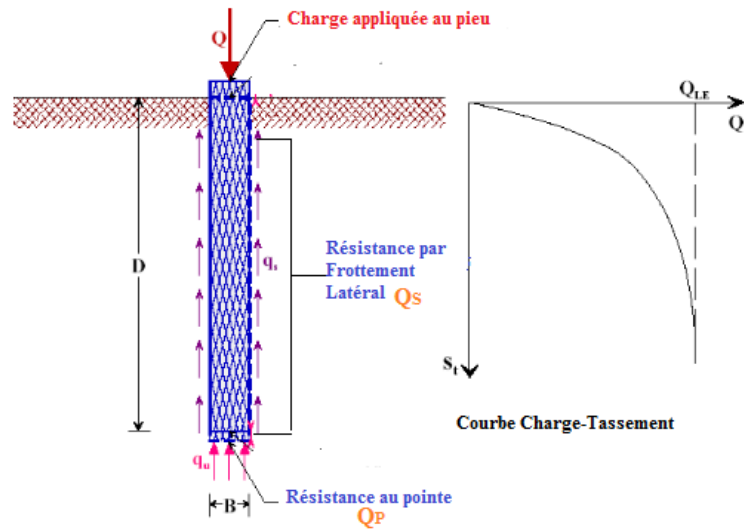


Figure III.10 : Mode de transfert des charges des pieux au sol.

Suivant la stratigraphie et la performance des différentes couches de sol rencontrées, on peut distinguer trois modes de travail des pieux (Figure III.11), selon lesquels les pieux se divisent en trois catégories :

- les pieux flottants dans le sol ;
- les pieux chargés en pointe ;
- les pieux flottant et travaillant en pointe.

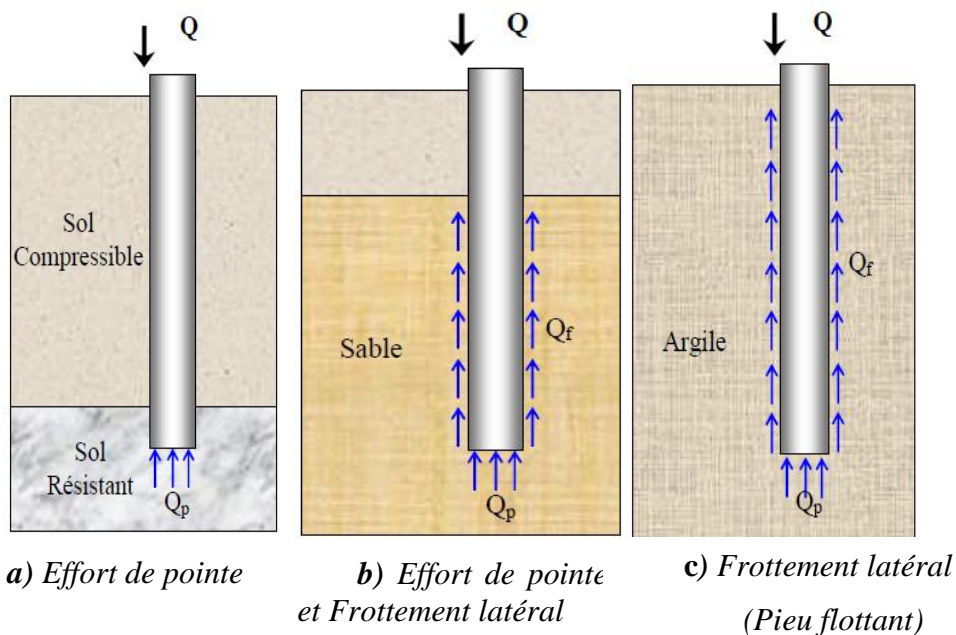


Figure III.11: Les pieux flottant et travaillant en pointe et les pieux flottant.

**a) -Pieux flottants dans le sol**

Lorsque la pointe du pieu est ancrée sur une couche homogène de faible résistance au-dessus du substratum, le pieu travaille presque sous la seule action des frottements latéraux, on parle alors de pieu flottant ou pieu à frottement. Ces pieux transmettent d'ailleurs la plus grande partie des charges par l'intermédiaire du frottement latéral.

**b) -Pieux travaillant uniquement en pointe**

Ils transmettent pratiquement toute les charges sur une couche résistante située à une profondeur importante au dessous de la construction. La pointe du pieu se trouve ancrée dans un substratum rigide, les déplacements sont quasiment nuls, par conséquent les frottements latéraux sont négligeables. Le pieu supporte la charge sous l'effet de la résistance de pointe, on parle alors de pieu colonne ou pieu de pointe.

**c) -Pieux travaillant à la fois en pointe et au frottement**

C'est le cas le plus courant en pratique, où les deux termes de portance sont évoqués, on parle alors de combinaison des deux formes de transfert des charges. Lorsque la pointe du pieu est ancrée dans une couche de sol de résistance moyenne ou substratum semi-rigide, le pieu travaille sous l'action conjointe des efforts de pointe et des frottements latéraux.

**III.3. Choix du type de pieux**

Ainsi le choix du type de pieu dépend, de la nature des couches rencontrées dans le terrain, de la présence de la nappe phréatique ou de cavités souterraines, des charges à reprendre, de l'environnement du chantier, du coût d'exécution, et du matériel et de la technicité de l'entreprise.

- ✓ Avec les pieux moulés il n'est pas nécessaire, comme avec les pieux battus en béton, d'attendre quelques jours avant leur mise en œuvre pour que la résistance au battage et au choc du mouton soit suffisante. Le béton durcit dans le sol même, après avoir épousé toutes les aspérités des parois de forage. La résistance au frottement du fût en est améliorée. En outre, le chantier peut commencer très rapidement.
- ✓ L'évaluation préliminaire d'une longueur de pieux aussi précise que possible est inutile, alors qu'avec des pieux préfabriqués elle est indispensable économiquement parlant. Les forés s'adaptent automatiquement à toutes les irrégularités de profondeur de la couche portante et si les pieux doivent être très longs, on n'a pas besoin de sonnettes

gigantesque. Les entures sont également inutiles. C'est ainsi que des pieux de 60 à 70 m de long ont été assez facilement réalisés.

- ✓ Les blocs ou les couches dures, trop minces pour servir d'appui, sont facilement traversés avec des pieux forés, alors qu'ils s'arrêtent où provoque la rupture des pieux battus. De plus, une couche résistante de faible épaisseur peut parfaitement supporter la charge d'un pieu isolé et être poinçonnée par celle d'un groupe de pieux. Il est alors indispensable de la traverser, ce qui n'est possible qu'avec les pieux forés.
- ✓ Au voisinage de vieilles constructions, il vaut mieux éviter les pieux battus, car les vibrations provoquées par le choc du mouton sont très nettement supérieures à celles que peut produire l'exécution d'un pieu foré.
- ✓ La possibilité de donner aux pieux forés de très grandes sections leur permettant de supporter des charges de 2000 à 3000 tonnes, a nettement étendu le domaine de l'utilisation de ce type de pieu. C'est ainsi que pour des bâtiments industriels très lourdement chargés.

#### **III.4. Les actions sur les pieux**

Comme tout type d'ouvrage, la stabilité émane de la prise en compte de toutes les actions qui jouent en défaveur de la structure. Ainsi pour les pieux les différentes actions sont :

##### **III.4.1. Actions permanentes G**

Il s'agit essentiellement :

- le poids propre de la fondation proprement dite ;
- le poids propre de l'appui (pile, culée, semelle de liaison, etc.) ;
- la fraction du poids propre de l'ouvrage considéré et de ses équipements reprise par la fondation ;
- les efforts dus au retrait, fluage, etc ;
- les efforts dus au poids et aux poussées du sol.

##### **III.4.2. Actions dues à l'eau**

Ce sont, essentiellement, dans le cas des fondations sur pieux :

- la poussée d'Archimède.
- l'effet hydrodynamique des courants sur les appuis en rivière et en mer.

### III.4.3. Poussées latérales

Ces poussées latérales se produisent, d'une façon générale, lorsque le pieu traverse une couche de sol mou compressible et que cette couche est chargée de façon dissymétrique (par un remblai en l'occurrence). L'exemple présenté sur la figure (III.12) montre que le sol mou a tendance à se déplacer vers l'aval. Ces déplacements entraînent des efforts sur les pieux, qui peuvent être importants.

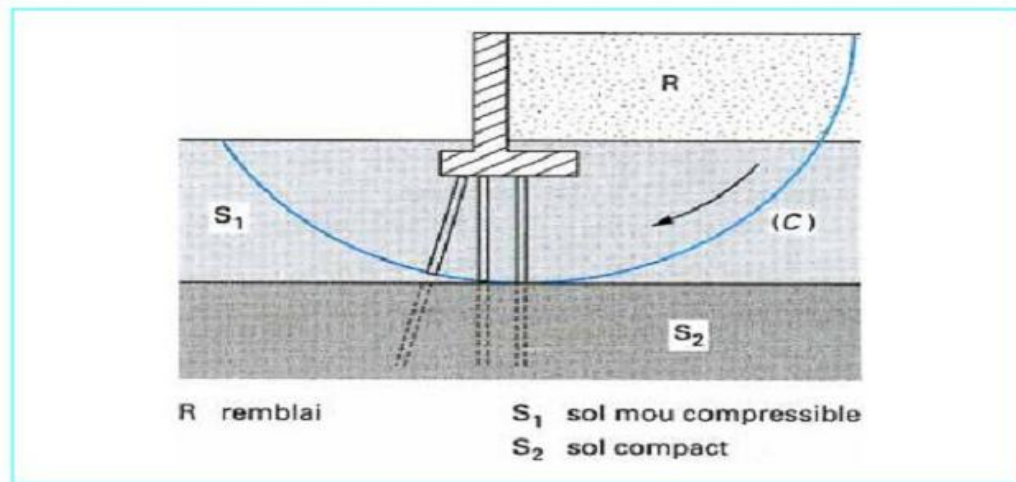
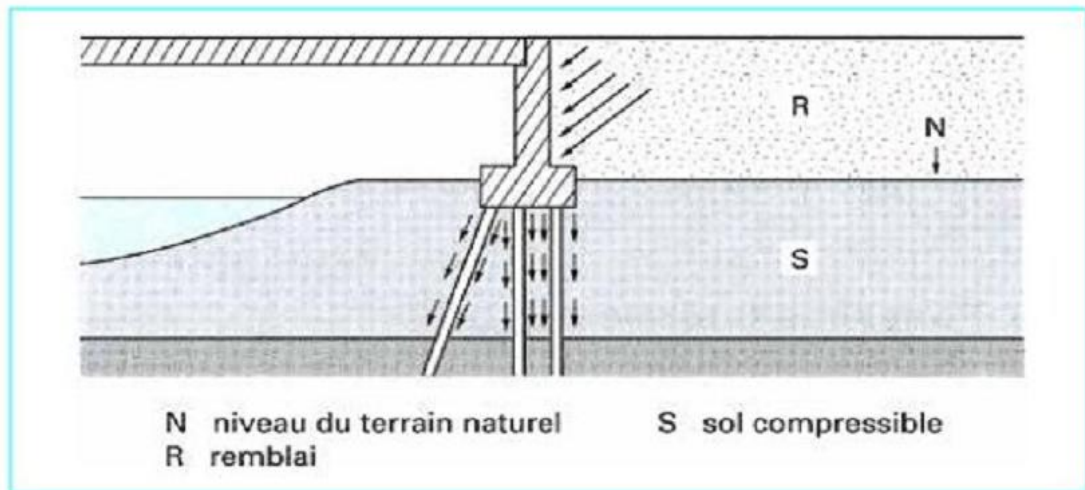


Figure III.12 : Poussées latérales sur les pieux d'une culée remblayée [18].

### III.4.4. Frottement négatif

Dans le cas où les pieux traversent une couche de sol compressible, il faut envisager, en plus des poussées latérales, la possibilité de frottement négatif. Celui-ci se produit, d'une manière générale, lorsque le tassement du sol est supérieur au tassement du pieu qui le traverse. La (figure III.13) représente une couche de sol compressible chargée par un remblai (cas fréquent dans les culées remblayées fondées sur pieux).

Le tassement progressif, par consolidation de la couche compressible, provoque sur le pieu un frottement dirigé vers le bas, le déplacement relatif sol-pieu étant dirigé dans ce sens. Ce frottement, qualifié de négatif, agit non seulement sur les pieux, mais également sur la semelle de couronnement et, comme le remblai descend par rapport à la culée, il y a aussi frottement négatif du remblai sur le mur de front.



**Figure III.I3 :** Frottement négatif sur les pieux d'une culée remblayée [18].

#### III.4.5. Actions variables

Il s'agit essentiellement :

- des charges d'exploitation : surcharges routières, freinage, stockage temporaire, etc.
- des charges dues aux effets climatiques : vent, neige, etc.

#### III.4.6. Actions accidentelles

Pour les ouvrages de génie civil, l'action accidentelle peut être : un choc de bateau, un choc de véhicule sur un appui, un séisme, etc.

#### III.5. Méthodes de dimensionnement des pieux

Les méthodes de calcul des pieux sont utilisées pour le dimensionnement des pieux ou pour faire des recherches. Ces méthodes consistent à évaluer la charge admissible d'un pieu isolé et à vérifier la stabilité (calcul de la charge limite) et de s'assurer que les tassements sont admissibles pour la structure supportée. Généralement, les méthodes de dimensionnement des pieux isolées sous charges axiales s'appuient principalement sur :

- les méthodes statiques ;
- les méthodes dynamiques pour les pieux battus ;
- les méthodes pratiques à partir des essais in-situ et des essais de chargement statiques ;
- les méthodes numériques (principalement la méthode des éléments finis MEF).

III.5.1. Méthodes statiques

Les formules dites statiques constituent une adaptation aux fondations sur pieux des méthodes de calcul de la capacité portante des fondations superficielles. Ainsi, la charge ultime **Qu** d'un pieu est la somme de la charge supportée par la pointe du pieu **Qp** et la résistance du frottement totale de la surface latérale du pieu en contact avec le sol adjacent **Qs** (Figure III-14a et 14b) :

$$Q_u = Q_p + Q_s - W \quad \begin{cases} Q_p = q_p \cdot A_p \\ Q_s = \sum_{i=1}^n q_{si} \cdot A_{si} \end{cases} \quad \text{(III -1)}$$

**Qu** : capacité portante de pieu ;

**Qp** : résistance en pointe ;

**Qs** : résistance par frottement latéral le long de fut ;

**W** : poids propre au pieu ;

**qp** : résistance unitaire en pointe ;

**qsi** : résistance unitaire de frottement ;

**Ap** : section de pointe ;

**As** : aire latérale le long du pieu ; et i représenté

La couche du sol, ou le poids du pieu est négligé, par la suite, on considère le frottement positif que lorsque la contrainte de cisaillement est dirigée vers le haut (Figure III .14a). Un grand nombre de méthodes ont été publiées pour l'évaluation de **Qp** et **Qs**.

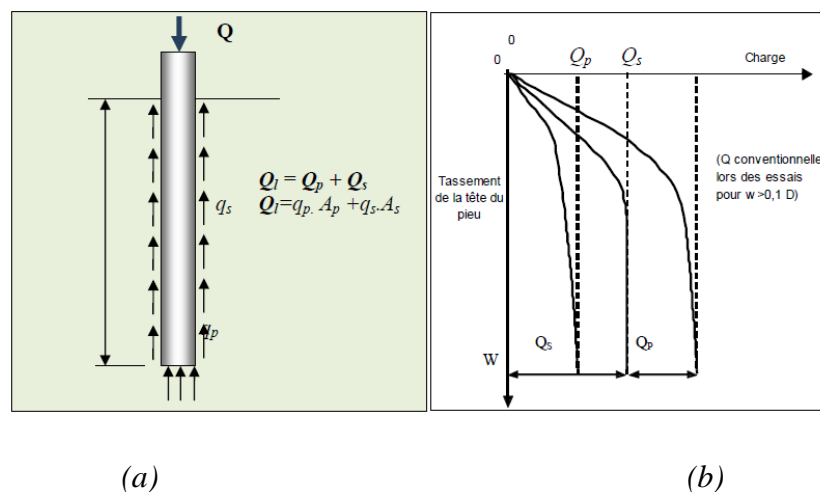


Figure III.14 : (a)- Charge limite d'un pieu (b)- Mobilisation des charges d'un pieu.

III .5.1.1. Capacité portante de pointe  $Q_p$

Pour La capacité portante ultime à la pointe peut s'exprimer par :

$$q_u = q_p = cNc^* + D\gamma N\gamma^* + q'Nq^* \tag{III -2}$$

Où  $Nc^*$  ;  $Nq^*$ ,  $N\gamma^*$  sont les coefficients de capacité portante qui tiennent compte de la forme et la profondeur de la fondation. Comme le diamètre du pieu est relativement petit alors le terme  $D\gamma N\gamma^*$  est négligeable et l'équation de la capacité portante devient :

$$q_p = cNc^* + q'Nq^* \tag{III -3}$$

Suivant les auteurs et suivant les schémas de rupture adoptés (Figure III-15), les coefficients  $Nc^*$  ;  $Nq^*$  peuvent varier dans le rapport de **1** à **10**, et même davantage. Le terme  $q$  est remplacé par la contrainte effective  $q'$  pour prendre en compte l'effet d'une éventuelle nappe phréatique. D'où la charge sur la pointe du pieu est :

$$Q_P = q_p A_P = A_P cNc^* + q'Nq^* \tag{III -4}$$

$A_p$  : section transversale du pieu ;

$c$  : cohésion du sol de fondation ;

$q_p$  : capacité portante unitaire à la pointe ;  $q'$  : contrainte effective au niveau de la pointe.

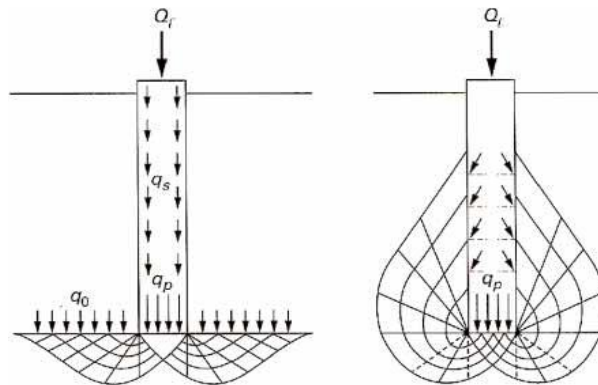


Figure III.15 : Exemples de schémas de rupture selon les théories classiques [6].

Plusieurs méthodes pour évaluer les coefficients de capacité portante ont été proposées dont : (a) méthode de Meyerhof, (b) méthode de Vesic, (c) méthode de Coyle et Castello. Dans ce qui suit on va présenter la méthode de Vesic (1977). Vesic (1977) propose une autre méthode de calcul en fonction des contraintes effectives, la capacité portante de pointe est donnée par l'équation :

$$Q_p = A_p q_p = A_p (cN_c^* + \sigma'_0 N_\sigma^*) \quad (\text{III -5})$$

Où  $\sigma_0$  est la contrainte effective normale moyenne au niveau de la pointe du pieu exprimée par la formule :

$$\sigma'_0 = \left( \frac{1+2K_0}{3} \right) q' \quad (\text{III -6})$$

$K_0$  : coefficient des poussées des terres au repos de JAKY :  $K_0 = 1 - \sin \phi$

$N_c^*$   $N_\sigma^*$  : Coefficients de capacité portante

$$N_c^* = N_q^* - 1 \cot \phi \quad (\text{III -7})$$

$$N_\sigma^* = \frac{3N_q^*}{1+2K_0} \quad (\text{III -8})$$

Selon la théorie de Vesic le coefficient est fonction de l'indice de rigidité réduit du sol donné par :

$$I_{rr} = \frac{I_{rr}}{1+I_r \Delta} \quad (\text{III -9})$$

$I_r$  : indice de rigidité calculée par l'équation suivante :

$$I_r = \frac{E_s}{2(1+\nu_s)(c+q' \tan \phi)} = \frac{G_s}{c+q' \tan \phi} \quad (\text{III -10})$$

$E$  : module de Young du sol ;

$\nu$  : coefficient de poisson ;

$G$  : module de cisaillement du sol ;

$\Delta$  : déformation volumique moyenne dans la zone plastique sous la pointe du pieu.

Le coefficient  $I_r$  est évalué au laboratoire lors d'un essai de consolidation à l'oedomètre ou au triaxial. Cependant, pour des études préliminaires les valeurs du (Tableau III-1) peuvent être utilisées



Tableau III -I : Valeurs de coefficient  $I_r$  pour différents types de sols

Type de sol	$I_r$
Sable	70-50
Limon et argile (conditions drainées)	50-100
Argile (conditions non drainées)	100-200

Pour les conditions volumiques moyennes dans la zone plastique (argile saturée, sable dense), cas non drainé, la valeur de  $\Delta$  est nulle d'où :  $I_{rr} = I_r$

Le (Tableau III-I) donne les valeurs des termes de la capacité portante en fonction de différentes valeurs de et  $I_{rr}$ . Par exemple le terme  $N_c^*$  est exprimé par l'équation :

$$N_c^* = \frac{3}{4} \log I_{rr} + 1 + \frac{\pi}{2} + 1 \quad (\text{III -11})$$

### III .5.1.2. Frottement latérale $Q_s$

La résistance au frottement d'un pieu donnée par l'équation :

$$Q_s = \sum p \cdot \Delta L \cdot f \quad (\text{III -12})$$

Avec :

$P$  : périmètre de la section transversale du pieu.

$\Delta L$  : longueur du pieu (Figure III .16).

$F$  : résistance au frottement unitaire à la profondeur (z).

#### a)- Résistance au frottement des pieux dans le sable

La résistance au frottement unitaire d'un pieu à une profondeur donnée (z) est :

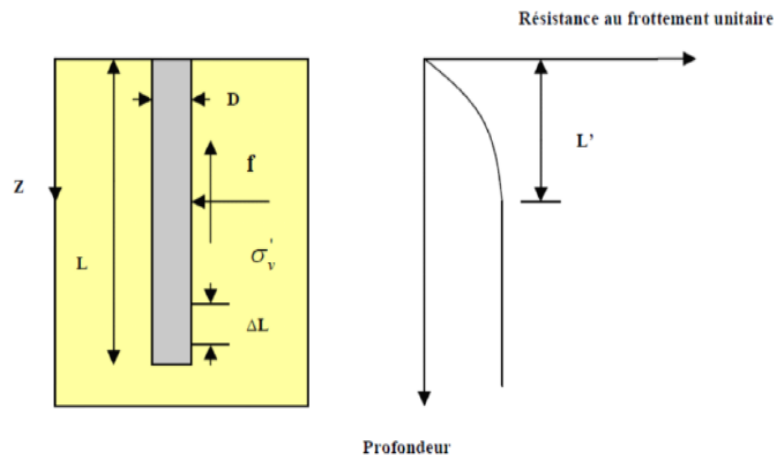
$$f = K \sigma_v' \tan \delta \quad (\text{III -13})$$

Avec :

$K$  : coefficient des poussées des terres ;

$\sigma$ : contrainte effective verticale à la profondeur en considération (z) ;

$\delta$ : Angle de frottement (interaction) sol-pieu.



**Figure III.16 :** Résistance de frottement unitaire pour un sol homogène.

La valeur numérique du coefficient des poussées des terres  $K$  est fonction de la profondeur( $z$ ). Ce coefficient est égal au coefficient des poussées des terres passives ( $K= K_p$ ) au sommet du pieu et il est inférieur au coefficient des poussées des terres au repos ( $K \leq K_o$ ) à la base du pieu.  $K$  dépend aussi du mode de l'installation du pieu. Basée sur les résultats disponibles de nos jours BRAJA (1984) recommande l'utilisation des coefficients suivants :

- pour les pieux forés :  $K = K_o = 1 - \sin \phi$
- pour les pieux battus à petits déplacements :  $K_o \leq K \leq 1.4 K_o$
- pour les pieux battus à grands déplacements :  $K_o \leq K \leq 1.8 K_o$

Comme déjà indiqué sur la (Figure III .16) la résistance au frottement unitaire augmente jusqu'à une valeur maximale à une profondeur de **15-20D** et reste constante. La longueur critique  $L'$  dépend de plusieurs facteurs dont l'angle de frottement interne la densité relative  $D_R$  et la compressibilité du sol. Lors des calculs la valeur de  $L' = 15D$  est prise comme valeur approximative. L'angle de frottement d'interaction sol-pieu est pris dans l'intervalle :

$$0.5 \phi \leq \delta \leq 0.8 \phi.$$

Meyerhof (1976) indique la moyenne de résistance au frottement unitaire  $f_{av}$  peut être obtenue à partir de l'essai pénétrométrique (SPT).

#### **b)- Résistance due aux frottements du sol-pieux dans les argiles**

Il y a plusieurs méthodes qui permettent d'estimer la résistance due au frottement latérale d'un pieu dans l'argile. Ci-dessous sont deux méthodes largement acceptées dans la conception des pieux.

- **méthode  $\alpha$**

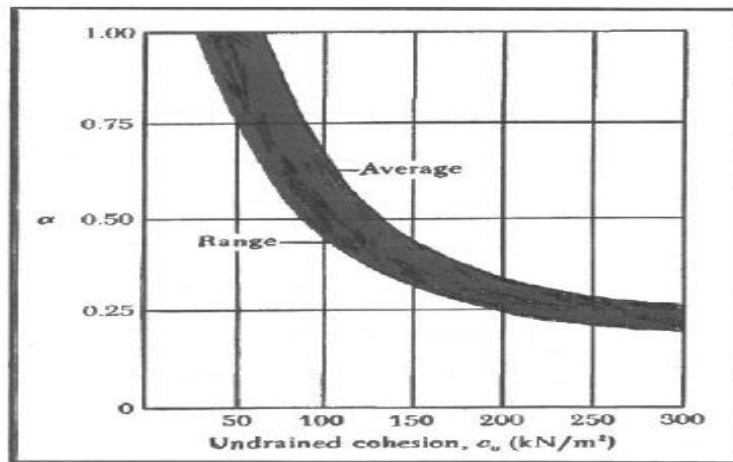
Selon la méthode  $\alpha$ , la résistance au frottement unitaire dans un sol argileux est :

$$\mathbf{f} = \mathbf{c}_u \cdot \boldsymbol{\alpha} \quad (\text{III -14})$$

$\alpha$  : est un coefficient empirique d'adhésion, ses valeurs approximatives en fonction de la résistance au cisaillement  $c_u$  du sol sont données par la Figure III-17. On aura donc :

$$\mathbf{Q}_s = \sum p \Delta L \cdot \mathbf{f} = \sum \boldsymbol{\alpha} c_u p \Delta L \quad (\text{III -15})$$

Pour les argiles normalement consolidées avec  $c_u \leq 50 \text{ kN/m}^2$  ; le coefficient  $\alpha = 1$ .



**Figure III.17 :** Variation de  $\alpha$  avec cohésion non drainée  $c_u$ .

- **méthode  $\beta$**

Lorsque le pieu est enfoncé dans un sol argileux saturé, la pression interstitielle dans le sol adjacent au pieu augmente. Cet excès de pression interstitielle dans une argile normalement consolidée peut atteindre la valeur de **4 à 5** fois la cohésion non drainée  $c_u$ . Cependant, après un certain temps (un mois environ) il y aura une dissipation de cette pression interstitielle  $u \rightarrow 0$ . Ainsi, la résistance au frottement unitaire sur toute la profondeur ( $z$ ) du pieu est déterminée en termes de contraintes effectives de l'argile remaniée ( $c_u = 0$ ).

$$\mathbf{f} = \boldsymbol{\beta} \cdot \boldsymbol{\sigma}'_v \quad (\text{III -16})$$

Avec :

$\boldsymbol{\sigma}'_v$  : Contrainte effective en toute profondeur ( $z$ ) ;

$\boldsymbol{\beta} = K \cdot \tan \varphi_R$  ;

$\varphi_R$  : Angle de frottement interne de l'argile remaniée.

**K** : coefficient des poussées des terres.

Cette valeur peut être prise égale à **K<sub>0</sub>** ou bien à :

$$\mathbf{K} = 1 - \sin \phi_R \quad \text{Argile normalement consolidée}$$

$$\mathbf{K} = 1 - \sin \phi_R \sqrt{\text{OCR}} \quad \text{Argile sur-consolidée}$$

Ainsi la résistance au frottement unitaire **f** est calculée par :

$$\mathbf{f} = 1 - \sin \phi_R \tan \phi_R \sigma'_v \quad \text{Argile normalement}$$

$$\mathbf{f} = 1 - \sin \phi_R \sqrt{\text{OCR}} \tan \phi_R \sigma'_v \quad \text{Argile sur-consolidée}$$

Une fois la valeur de **f** déterminée, la résistance au frottement totale sera calculée comme suit :

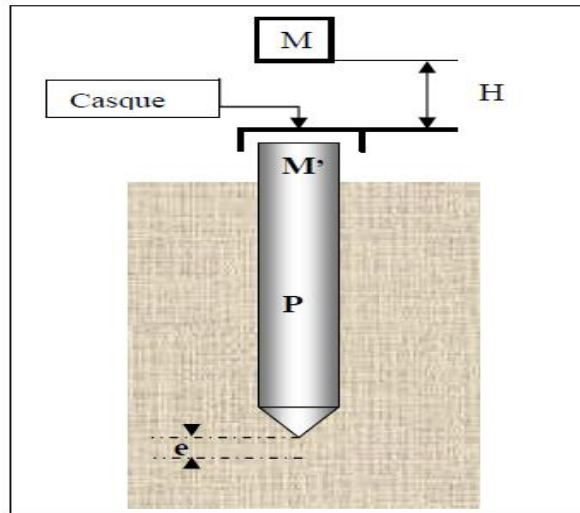
$$Q_s = \sum p \Delta L f \quad (\text{III -17})$$

### III.5.2. Méthodes dynamiques

Un certain type de pieux sont enfoncés dans le sol par battage à l'aide d'un mouton. Cette méthode permet d'apprécier la résistance manifestée par le terrain opposant la pénétration du pieu. Elle englobe nécessairement la résistance sous la pointe et celle qui se développe le long du fût. Elle est appelée formule de battage ou méthode dynamique.

De nombreuses formules de battage ont été établies, soit sur des bases théoriques ou à partir de données purement expérimentales. Les résultats qu'elles fournissent peuvent être assez divergents. En fait, les formules de battage tentent de se rapprocher des valeurs mesurées au pénétromètre statique, leur but est de déterminer la force équivalente statique qui conduirait à la même valeur d'enfoncement.

Une formule de battage dans sa forme générale, considère le poids **P** d'un pieu sous un nombre de coup de mouton de masse **M** tombant d'une hauteur **H**, le pieu (masse **M'** avec les accessoires de battage : casque, etc.) s'enfonce d'une quantité **e** appelée refus (on mesure l'enfoncement sous un volet de **10** coups de mouton et l'on prend le refus comme la valeur moyenne) la procédure est schématisée sur la figure (III.18).



**Figure III .18:** Principe de battage d'un pieu.

Beaucoup de formules ont été proposées. Elles sont toutes basées sur la superposition qu'il y a équivalence entre le travail du mouton et le travail de forces résistantes qui s'opposent à l'enfoncement du pieu. C'est sur cette base simple que Sanders (1950) a proposé l'équation suivante :

$$Q_s = \frac{W.H}{S} \quad (\text{III -18})$$

Cette formule est imprécise en raison du fait qu'une partie de l'énergie de battage ne sert pas à l'enfoncement du pieu, mais elle est perdue sous forme de chaleur, de vibration du mouton et du pieu, et emmagasinée en déformation élastique du pieu et du terrain.

### III.5.2.1. Méthode des Hollandais

La pratique a montré que le rapport  $P/M$  (poids du pieu /poids du mouton) a un rôle très important dans le battage des pieux. En effet un mouton avec poids très petit que celui du pieu ( $M \ll P$ ) ne provoque aucun déplacement et crée seulement des déformations élastiques, d'où l'amélioration de l'équation de Sanders en multipliant le deuxième terme par  $M/(M+P)$ .

Cette méthode est utilisée de préférence pour des refus moyens supérieur à 5 millimètres, son expression est :

$$Q_u = \frac{M^2.H}{e M + P} \quad (\text{III -19})$$

Avec :

$P$  : masse frappée (pieu + casque + accessoires) ;

H : hauteur de chute du mouton ;

e : enfoncement permanent ou refus moyen sous une volée de 10 coups.

Pour le calcul de la capacité portante admissible, un coefficient de sécurité égale à 6 est recommandé.

### III.5.2.2 Méthode de Crandall

Utilisée pour des refus inférieurs à 5 millimètres. Elle s'écrit :

$$Q_u = \frac{M^2 \cdot H}{\left(e + \frac{e_1}{2}\right) M + p} \quad ; \quad e_1 : \text{Le refus élastique du pieu} \quad (\text{III -20})$$

$$Q_i = \left(\frac{MgH}{e}\right) \left(\frac{1}{1 + \frac{M'}{M}}\right) \quad (\text{III -21})$$

Le refus est mesuré sur un enregistrement graphique du mouvement de la tête du pieu. Cette formule n'est autre que celle des hollandais pour laquelle le refus élastique du pieu est pris en compte. La capacité portante admissible est calculée pour un coefficient de sécurité égal à 4

### III .5.3. Méthodes pratiques

Plusieurs méthodes pratiques peuvent être utilisées, tant pour une sollicitation en compression qu'en arrachement. Elles sont basées sur les essais ci-après.

- essais au pénétromètre statique (SPT). Ces essais sont très bien adaptés. Mais l'utilisation du pénétromètre est limitée aux pieux fichés dans les sols suffisamment meubles pour que les essais puissent être poursuivis au-delà de la pointe du pieu.
- essais au pressiomètre Ménard. Il s'agit de la méthode la plus utilisée, les essais pressiométriques présentant le grand avantage d'être réalisables dans tous les terrains. De plus, cette méthode a été validée par de nombreux essais de chargement de pieux réels.
- essais de chargement statique du pieu. Cette méthode, qui consiste à charger directement un pieu réalisé dans les conditions du chantier.

### III.5.3.1. Méthodes pénétrométriques

#### A)- Essai au pénétromètre statique

La similitude de sollicitation du sol entre un essai au pénétromètre statique et un pieu soumis à une charge verticale centrée laisse supposer que cet essai permet d'obtenir une bonne appréciation de la force portante du pieu. Il est cependant rappelé que l'utilisation du pénétromètre statique est limitée aux pieux fichés dans des terrains meubles.

La méthode exposée ci-après est celle qui est utilisée couramment : il s'agit d'une méthode empirique calée sur le dépouillement d'essais de chargement des pieux en vraie grandeur. Elle nécessite l'utilisation de coefficients numériques.

Les valeurs des coefficients, proposées par différents auteurs sur la base d'essais différents de chargement, peuvent varier sensiblement. Ces divergences montrent bien le caractère empirique de cette approche. La hauteur d'encastrement équivalente (Figure III.19)  $D_e$ , est donnée par la formule :

$$D_e = \frac{1}{q_{ce}} \int_d^D q_c \cdot z \cdot dz \quad (\text{III -22})$$

Avec :

$q_{ce}$  : résistance de pointe équivalente ;

$q_c(z)$  : résistance de pointe lissée à la profondeur  $z$  ;

$d$  : pris général égal à zéro ;

$D$  : hauteur d'encastrement réelle du pieu.

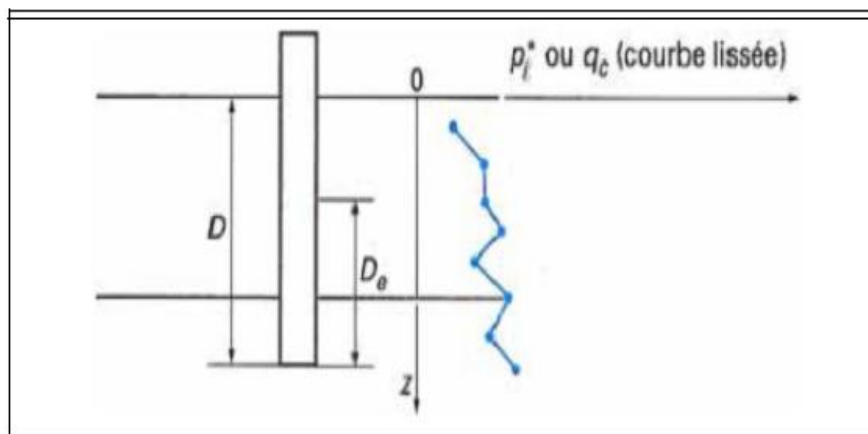


Figure III .19: Définition de l'encastrement équivalent

**A-1)- Contrainte limite de pointe**

La contrainte limite de pointe  $q_{pu}$  est donnée par la formule :

$$q_{pu} = k_c \cdot q_{ce} \quad (\text{III -23})$$

Avec :

$K_c$  : coefficient de portance ;

$q_{ce}$  : résistance de pointe équivalente.

Le coefficient de portance traduit la proportionnalité entre la résistance de pointe du pieu et celle du pénétromètre. Ce coefficient dépend de la nature du sol et mode de mise en œuvre du pieu (pieu foré ou battu). Les valeurs de  $k_c$  sont regroupées dans le (Tableau II-2).

**Tableau II-2** : Valeur de  $k_c$  selon le fascicule - 62

Nature du sol et catégorie	Pieux mis en œuvre sans refoulement	Pieux mis en œuvre avec refoulement du sol
<b><u>Argile et limon</u></b>		
<b>A-mous</b>	0.4	0.55
<b>B-fermes</b>		
<b>C-très fermes à dures</b>		
<b><u>Sables et graves</u></b>		
<b>A-Lâche</b>	0.15	0.50
<b>B-moyennement compacts</b>		
<b>C-compacts</b>		
<b><u>Craies</u></b>		
<b>A-molles</b>	0.20	0.30
<b>B-altérées</b>	0.30	0.45

Lorsque des essais de pénétration statique sont réalisés avec des pénétromètres de diamètre variable, les diagrammes obtenus sont différents. Plus le diamètre est petit, plus les courbes font apparaître les variations locales de résistance. Autrement dit, il y a un effet de lissage des



courbes de pénétration croissante avec le diamètre. D'où la nécessité de déterminer la résistance de pointe équivalente du pieu de diamètre **B** fiché à la profondeur **D** par lissage de la courbe de pénétration statique.

La résistance de pointe équivalente est obtenue par la formule :

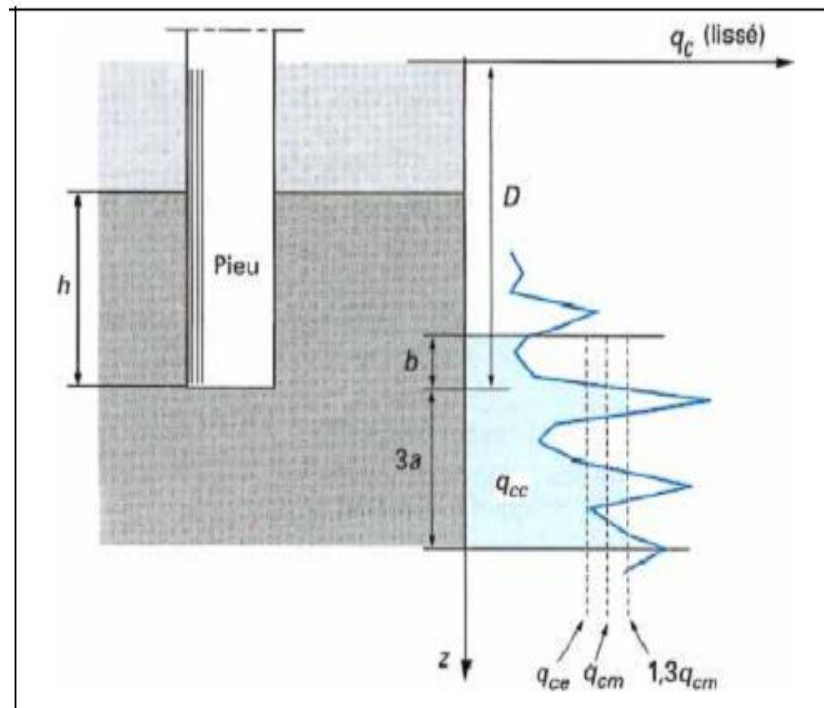
$$q_{ce} = \frac{1}{b+3a} \int_{D-b}^{D+3a} q_{cc} z .dz \quad (\text{III -24})$$

Selon le fascicule 62, les valeurs de a et b sont :

**a** = max (B / 2 ; 0,50), B étant la largeur de la fondation et a étant exprimé en m ;

**b** = min (a ; h), h étant l'ancrage de la fondation dans la couche porteuse ;

**q<sub>cc</sub>** : résistance de pointe corrigée (Figure III.20).



**Figure III .20:** Résistance de pointe équivalente.

**q<sub>ce</sub>** est obtenue comme suit :

- calcul de la contrainte moyenne  $q_{cm}$  sur la hauteur  $b + 3 a$  par rapport à la base du pieu.
- plafonnement à  $1,3 q_{cm}$  des résistances supérieures à cette valeur, soit  $q_{cc}(z)$  le diagramme écrêté.
- calcul de la nouvelle moyenne **q<sub>ce</sub>** avec prise en compte des valeurs plafonds

**A-2)- Frottement latéral unitaire limite**

Il est tenté de relier directement le frottement latéral unitaire  $f_s$  mesuré sur le manchon du pénétromètre statique et le frottement latéral unitaire limite  $q_s$  du pieu. Cependant à ce jour, cette approche n'a pas permis d'aboutir à une méthode pratique de détermination du frottement latéral mobilisable par les pieux.

Les méthodes pratiques de dimensionnement s'appuient non pas directement sur la valeur de  $f_s$  mais font référence à la résistance de pointe  $q_c$ . L'interprétation statique des essais de pénétration statique a permis de corrélérer le rapport de frottement  $R_f = f_s/q_s$  avec la nature du sol. Il s'ensuit qu'il est possible de relier le frottement latéral unitaire limite  $q_s$  du pieu et la résistance à la pénétration statique  $q_c$  par la formule :

$$q_s = \frac{q_c}{\beta} \quad (\text{III -25})$$

Toutefois, comme précédemment (46), il convient de plafonner la valeur de  $q_s$  donnée par cette formule, soit :

$$q_s = \min \left[ \frac{q_c}{\beta} ; q_{s\max} \right] \quad (\text{III -26})$$

Les valeurs de  $\beta$  et  $q_{s\max}$  sont données dans le (Tableau A-2 Annexe-1). Elles sont fonction du type de pieu et de la nature du sol. Comme pour le coefficient de portance.

**B)- Méthode de calcul a partir de l'essai SPT**

Il existe une variété de méthodes de calcul de la capacité portante d'un pieu isolé, à la base de l'essai **SPT** (Standard Penetrometre Test).

**B-1)- Principe et réalisation de l'essai**

L'appareil qui permet de réaliser l'essai est un carottier, c'est un tube fendu ayant les caractéristiques suivantes :

- Longueur totale : 813mm ;
- Diamètre extérieur : 51mm ;
- Diamètre intérieur : 35mm ;
- Poids total : 70N.

Le carottier est battu sous une énergie constante avec un mouton de **635 N** en chute libre sur une hauteur **760 mm**. Ainsi l'essai s'exécute de la façon suivante :

- Après avoir nettoyé soigneusement le fond du forage, on descend en place le carottier et on le bat de **15 cm** afin d'éliminer la zone remaniée ;
- On poursuit ensuite le battage en comptant le nombre de coups  $N_1$  de mouton pour enfoncer le carottier de **15 cm**, puis le nombre  $N_2$  pour enfoncer de **15** autres centimètres. Le paramètre mesuré que l'on appelle l'indice de pénétration standard est :

$$N = N_1 + N_2 \quad \text{Il s'exprime par coups / 30 cm}$$

Cette façon de procéder en deux phases permet une meilleure reconnaissance du sol. Lorsque le terrain devient trop résistant et la pénétration trop difficile, on arrête l'essai pour un nombre déterminé de coups et l'on indique l'enfoncement correspondant à ce nombre de coups. On définit le refus comme une pénétration inférieure à **15 cm** pour **50** coups (norme européenne). Les valeurs brutes de  $N$  doivent, dans certains cas, subir certaines corrections :

- Dans les sables très fins ou silteux et dans les silts situés sous la nappe, lorsque la valeur enregistrée de  $N$  est supérieure à **15**, *Terzaghi* et *Peck* recommandent d'apporter une correction à la valeur de  $N$  par la relation :

$$N' = 15 + (N - 15) / 2 \quad \text{(III-27)}$$

Cette correction traduit une réduction de la résistance au cisaillement sous l'effet de la pression interstitielle qui se développe lors du battage ;

- La valeur de  $N$  étant très influencée par les surcharges dues au poids des terres au niveau de l'essai, ce paramètre serait sous estimé à faible profondeur. Ainsi certains auteurs conseillent de faire une correction en fonction de profondeur.

$$N' = (N \times 350) / (70 + \gamma D) \quad \text{(III-28)}$$

$\gamma$  étant la densité apparente du sol exprimé en KN/m<sup>3</sup> (sous la nappe, on prend  $\gamma'$ ), cette formule n'est en réalité applicable que pour une valeur de  $\gamma \cdot D \leq 280$  kPa.

### B-2)- Interprétations de l'essai SPT

L'objectif de l'interprétation de l'essai est de répondre à la question de : comment utiliser le paramètre  $N$  ainsi obtenu ?

A la suite de nombreux essais, *Terzaghi* et *Peck* ont donné pour le sable, un tableau (tableau 2.8) de correspondance entre  $N$  et la densité relative donnée par :

$$D_r = \frac{e_{\max} - e}{e_{\max} - e_{\min}} \times 100 \quad \text{Ou encore :} \quad D_r = \frac{\gamma_{\max} - \gamma}{\gamma_{\max} - \gamma_{\min}} \times 100 \quad \text{(III-29)}$$

$e$  = indice des vides ;

$\gamma$  = densité apparente du sable.

Par ailleurs, Meyerhof donne deux expressions approchées de l'angle de frottement interne  $\phi$  du sable en fonction de la compacité relative :

- Lorsqu'on a plus de 5% de sable fin et de silt ;  $\phi = 25 + 0.15 \times D_r$
- Lorsqu'on a moins de 5% de sable fin et de silt ;  $\phi = 30 + 0.15 \times D_r$

D'autre part la cohésion des sols cohérents peut être obtenue avec l'indice de pénétration et de l'état de consistance du sol. Les résultats sont mentionnés dans le tableau (II-3) ci-dessous.

**Tableau II-3** : Evaluation de la résistance au cisaillement non drainée des sols cohérents

Indice N (coupe/30cm)	consistance	Résistance au cisaillement non drainé $C_u$ (kg/cm <sup>2</sup> )
<2	Trés molle	<0.25
2 à 4	Molle	0.25 à 0.5
4 à 8	Ferme	0.5 à 1.00
8 à 15	Dure ou raide	1.00 à 2.00
15 à 30	Trés dure ou très raide	2.00 à 4.00

L'essai **SPT** permet d'évaluer l'angle de frottement interne d'un sol et la cohésion non drainée des sols cohérents. Mais dans la pratique courante des problèmes de fondations profondes, on utilise directement l'indice de pénétration  $N$ , grâce à des formules et des méthodes empiriques notamment celle de *Meyerhof*, pour calculer la capacité axiale des pieux dans les sols pulvérulents.

### B-3)- Détermination de la capacité axiale des pieux dans les sols pulvérulents

Puisque les essais de pénétration standard sont couramment utilisés avec les sols pulvérulents, nous évaluerons la capacité axiale des pieux à l'aide des paramètres obtenus par l'essai. En 1976, Meyerhof a proposé la relation suivante, qui utilise les résultats de l'essai **SPT** pour calculer la capacité axiale d'un pieu dans un sol pulvérulent :

$$Q_a = \frac{1}{F_s} [(m) \times N \times A_p] + (n \times N' \times D \times A_s) \quad (\text{III}-30)$$

Où  $Q_a$  : charge axiale admissible en kN ;

$F_s$  : facteur de sécurité ;

$m$  : coefficient empirique égal à 400 pour les pieux battus et à 120 pour les pieux forés ;

$N$  : l'indice de pénétration standard à la pointe du pieu ;

$A_p$  : surface à la pointe du pieu ( $m^2$ ) ;

$n$  : coefficient empirique égal à 2 pour les pieux battus et à 1 pour les forés ;

$N'$  : l'indice de pénétration standard moyen le long du fut ;

$D$  : longueur du pieu dans le sol (m) ;

$A_s$  : surface latérale du pieu par unité de longueur ( $m^2 / m$ ).

### III.5.3.2. Méthode pressiométrique- Essai au pressiomètre de Ménard

L'utilisation d'essais de reconnaissance des sols en place est notamment développée dans le monde. Ce type d'essai permet en effet de s'affranchir les difficultés de prélèvement, de transport et de conservation des échantillons de sols. Parmi ces essais in-situ, l'essai pressiométrique qui est aujourd'hui couramment utilisé dans les prospections géotechniques pour la conception des fondations.

Le procédé est simple, il consiste à introduire dans un forage légèrement surdimensionné une sonde de mesure cylindrique tri-cellulaire, munie d'une membrane, dilatable radialement. L'application de pressions croissantes permet de générer des champs de contraintes cylindriques et uniformes au niveau des parois de la zone d'essai induisant ainsi des déformations.

L'essai consiste à appliquer progressivement par palier, une pression uniforme sur la paroi du forage et à mesurer le volume d'expansion de la sonde  $V$  en fonction de la pression appliquée  $P$  (Figure III.21). Il permet d'obtenir le module pressiométrique  $E_M$ , la pression limite  $P_l$  la pression de fluage  $P_f$  et la pression de contact avec le terrain  $P_i$ .

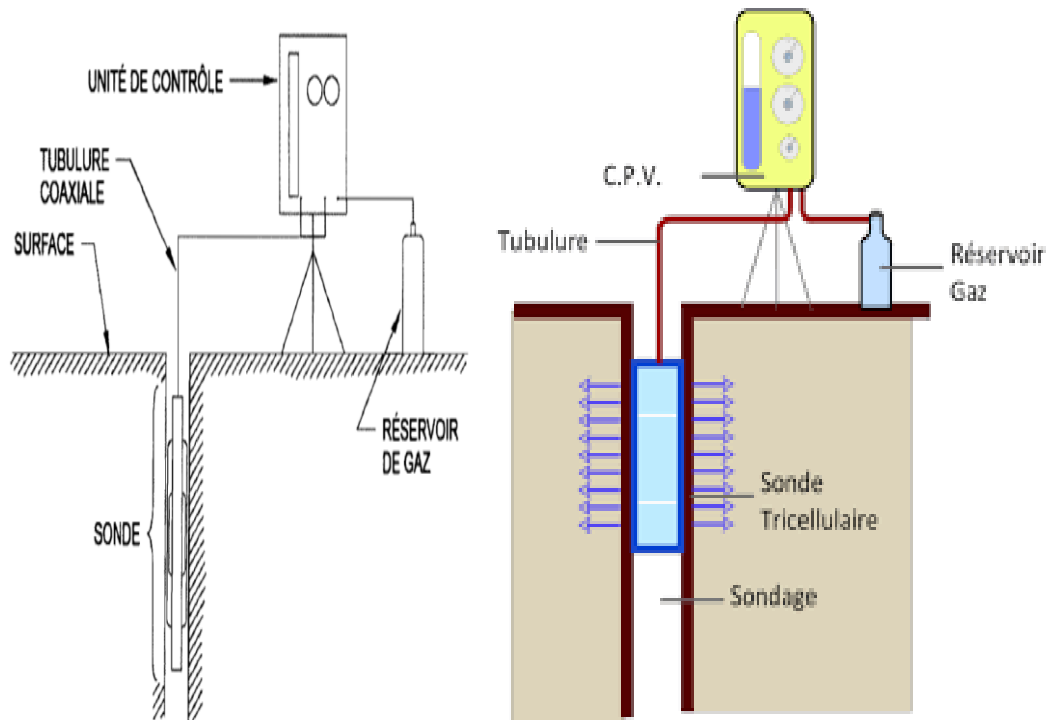


Figure III.21 : Pressiomètre de Ménard

La pression  $P_r$  mesurée au CPV est augmentée progressivement par paliers de pression de pas constants et au plus égaux à une valeur de l'ordre du dixième de la pression limite estimée. Les valeurs de pression  $P_r$  lue au manomètre et de volume  $V_r$  lues au CPV sont corrigées (Figure III.22).

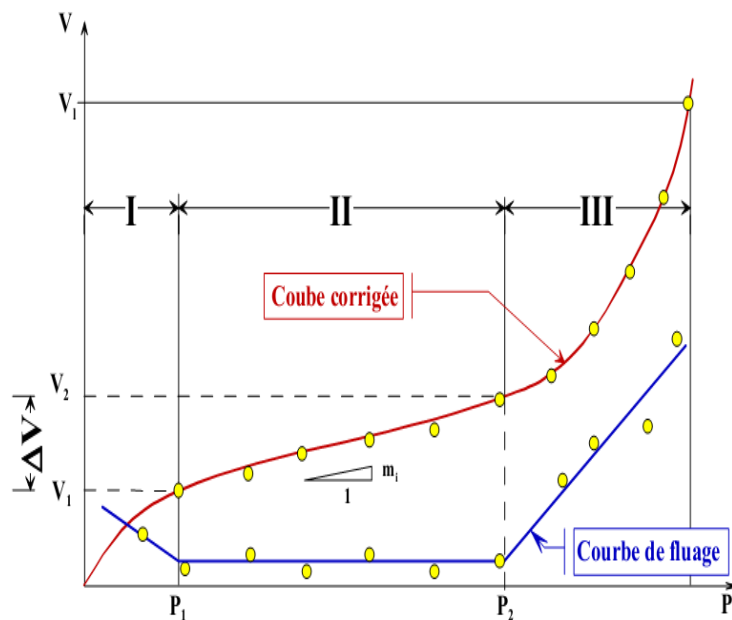


Figure III.22 : Courbe corrigée et courbe de fluage.

Comme pour le pénétromètre statique, il s'agit d'une méthode essentiellement empirique mais qui a pu être calée sur un très grand nombre d'essais de chargement ou d'arrachement. La propriété la plus remarquable de la méthode pressiométrique est qu'elle est applicable à tous les sols et à tous les types de pieux. Bien entendu, elle ne met pas à l'abri des évolutions de certains sites pour des causes naturelles ou artificielles (frottement négatif, efforts parasites divers, etc.).

La pression pressiométrique limite équivalente sert au calcul de la résistance en pointe (Figure III.23). Il s'agit d'une moyenne des valeurs mesurées dans une zone au voisinage de la pointe, épaisse de  $3.a$  sous la pointe et de  $b$  au-dessus.

$$P_{le}^* = \frac{1}{b + 3.a} \int_{D-b}^{D+3.a} P_1^* z .dz \tag{III-31}$$

$a = \max (B/2, 0.50)$  en mètres ;

$b = \min (a, h)$  ,  $h$  est le hauteur de la couche résistante dans laquelle la pointe est encastrée.

On voit que pour un sol n'présentant pas de couche résistante  $h = b = 0$ , et  $a$  est égal a  $B/2$  pour des diamètres supérieur à 1.0 m. La zone d'influence de la résistance en pointe sera dans ce cas, d'une épaisseur de  $1.5xB$  sous la pointe. L'expression précédente peut se simplifier en utilisant une sommation des trapèzes formant le profil pressiométrique :

$$P_{le}^* \approx \frac{1}{b + 3.a} \sum_{D-b}^{D+3.a} P_1^* \Delta z \tag{III -32}$$

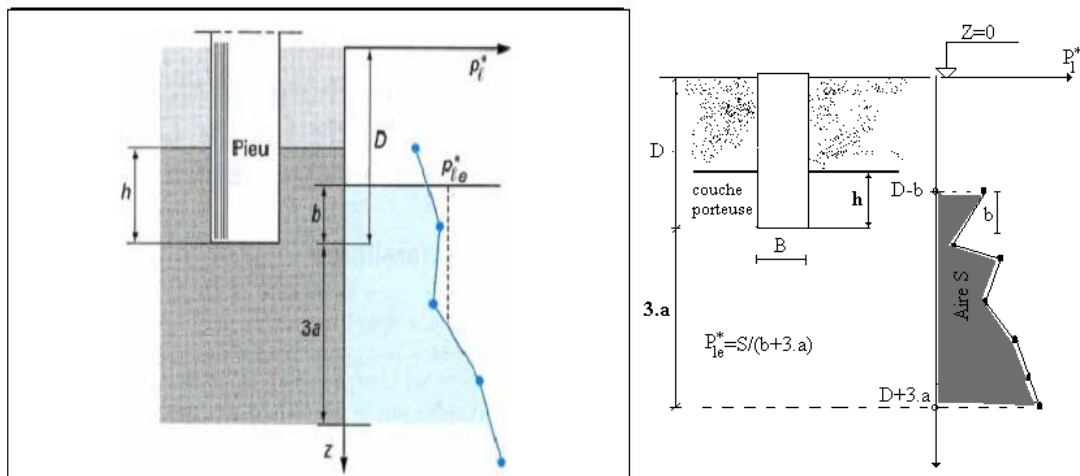


Figure III.23 : Schéma de calcul de la pression limite équivalente.

Identiquement aux cas d'une fondation superficielle, la fiche équivalente est celle qui permet d'étudier le même pieu dans un sol homogène caractérisé par une pression limite égal à  $P_{le}^*$ . En pratique, on utilise la formule approchée de sommation des  $N$  mesures nettes  $P_i^*$  le long du pieu, en considérant un pas  $\Delta z_i$  entre deux mesures consécutives :

$$D_e = \frac{1}{P_{le}^*} \sum_{i=1}^{i=N} P_{li}^* \cdot \Delta z_i \quad (\text{III -33})$$

$P_{le}^*$  et  $D_e$  se réduisent évidemment en cas d'un sol homogène idéal, à  $P_1^*$  et  $D$  respectivement. La résistance en pointe se calcule comme suit :

$$q_1 = K_p \cdot P_{le}^* \quad (\text{III -34})$$

Le facteur de portance dépend de la nature du sol et du mode d'installation du sol. Le système de classification du LCPC permet de définir la classe du matériau.

#### a)- Charge limite de frottement latéral $Q_s$ .

La charge limite mobilisable par frottement latéral sur toute la hauteur  $h$  concernée du fût du pieu est calculée par l'expression suivante :

$$Q_s = P \int_0^h q_s \cdot z \, dz \quad (\text{III -35})$$

Avec :

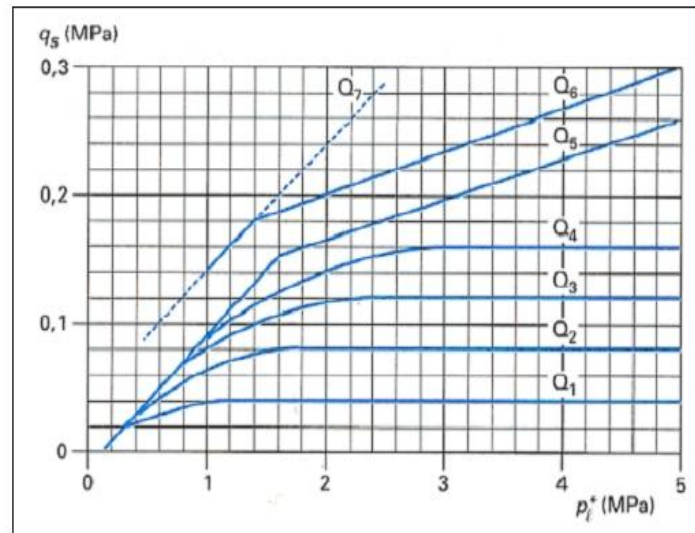
$P$  : le périmètre du pieu ;

$h$  : la partie où s'exerce le frottement latéral ;

$q_s$  : le frottement latéral unitaire limite.

Le frottement latéral unitaire limite s'exprime en fonction de la pression limite nette  $p$ ; par les courbes de la (Figure III.24) ci-dessous.





**Figure III.24 :** Variation du frottement unitaire  $q_s$  en fonction de  $P_l^*$ .

Le choix d'une courbe en fonction de la nature du sol, des types de pieux est indiqué dans l'annexe I.

#### **b)- Frottement latéral unitaire limite**

La similitude entre la sollicitation du sol par le pieu en frottement latéral et par le pressiomètre de Ménard est loin d'être évidente. Toutefois, des corrélations ont été établies entre le frottement latéral unitaire  $q_s$  et la pression limite du sol  $P_l$ .

Cependant, le frottement latéral, qui peut s'apparenter à un cisaillement rectiligne au contact du sol et du fût du pieu, est différent dans un sable et une argile possédant la même pression limite. Il a donc été nécessaire d'établir des lois  $q_s = f(p_l)$  différentes selon la nature du sol, son état et le type de pieu considéré.

La méthode générale consiste à choisir une courbe représentant une relation particulière entre  $q_s$  et  $p_l$ , ceci en fonction de la nature du sol et du type de pieu.

#### **III.5.4. Méthodes numériques (la Méthodes des éléments finis)**

Les applications de cette méthode pour le calcul des pieux sont relativement rares (si on les compare aux autres méthodes). Cet outil permet, toutefois, de modéliser le chargement des pieux ainsi que leur mise en place dans le sol par forage ou par battage (Mestat, 1998). Ellison et al. (1971) ont été les premiers à utiliser une analyse axisymétrique par éléments finis pour étudier le comportement de pieux isolés sous charge axiale. Frank, Guenot et Humbert (1980) utilisent la méthode des éléments finis pour modéliser des essais de chargement axial de pieux en vraie grandeur. Le sol est considéré comme élastique linéaire isotrope.

### III.6. Groupes de pieux

Dans la pratique les pieux sont toujours mis en place par groupe. Ce voisinage a un effet sur la capacité portante de chaque pieu et sur le tassement de l'ensemble. Lorsque les ouvrages qui doivent être supportés par les fondations sont de grandes envergures, on peut fait recours à un nombre relativement important de pieux constitués par groupe, qui assure la transmission des charges par l'intermédiaire d'une semelle de répartition.

Ces groupes de pieux ont un comportement assez particulier du fait de l'interaction entre pieux dans chaque groupe qui conduisent à certaines modifications dans l'évaluation de la capacité portante.

L'effet de groupe traduit donc les modifications induites par le comportement d'ensemble d'un groupe de pieux sur chaque pieu pris isolément. Dès que l'entre axe entre deux pieux est inférieur à un dixième de leur longueur  $D$ , leurs capacités portantes diminuent comparée à la capacité portante d'un pieu isolé. Cela est dû principalement à la modification des propriétés de sol et l'effet de chevauchement de contraintes (Figure III-25). La modification des propriétés de sol dépend à la fois de la nature de sol et de mode d'exécution des pieux.

- Les pieux travaillent en pointe l'interaction entre eux est généralement faible, on peut les traiter comme des pieux isolés.
- Les pieux flottant transmettent principalement la charge par frottement latérale, leur calcul sera basé sur la méthode de Bloc proposé par *Terzaghi*.

Lorsque les pieux sont disposés en Groupe plus au moins espacés, la vérification de la résistance d'un pieu isolé n'est pas suffisante, car il se peut que la charge limite d'un Groupe de pieux soit inférieure à la somme des charges limites de chaque pieu.

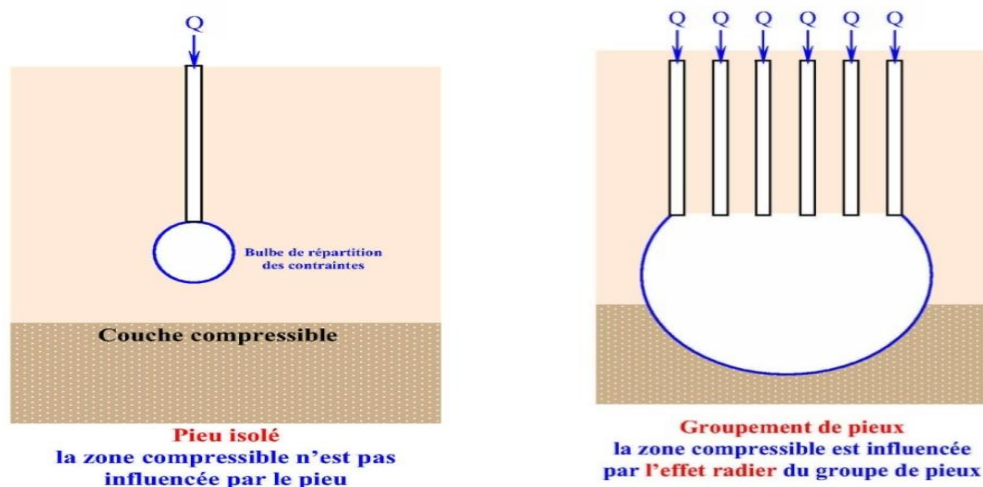


Figure III.25 : Répartition des contraintes dues à un pieu isolé et un groupe de pieux.

### III.6.1. Les causes de l'effet de groupe

On peut citer principalement deux causes qui sont à l'origine des effets de groupe :

- ❖ la mise en place d'un ensemble de pieux crée un remaniement du sol qui est différent de celui qui est produit par la mise en place d'un pieu isolé, dont le comportement sert de référence. La réaction du sol, sous et autour du pieu, est modifiée ;
- ❖ la charge appliquée sur un pieu a une influence, en termes d'efforts et de déplacements, sur le comportement des pieux voisins. Cette influence peut être chiffrée par des méthodes empiriques ou rationnelles telles que la méthode des éléments finis. Toutefois, l'application courante de telles méthodes se heurte à un certain nombre de difficultés :
  - lois de comportement du sol souvent mal connues,
  - aspect tridimensionnel du problème difficile à prendre en compte,
  - état initial du sol après mise en place des pieux difficile, sinon impossible, à appréhender

### III.6.2. Effet de groupe sur la capacité portante

On considère ici essentiellement les pieux flottants, c'est-à-dire ceux pour lesquels la résistance en frottement latéral est prépondérante vis-à-vis de la résistance en pointe. Pour les pieux travaillant surtout en pointe, l'effet de groupe est presque inexistant.

Plusieurs méthodes sont développées pour évaluer la capacité portante du groupe de pieux en fonction des forces portantes des pieux pris isolément. On définit en général un coefficient dit coefficient d'efficacité pour la détermination de la charge limite d'un groupe de pieux.

On emploie plusieurs méthodes semi-empiriques pour le calcul du coefficient d'efficacité pour évaluer la réduction de la portance des pieux en groupe. Le coefficient d'efficacité du Groupe peut être alors défini comme suit :

$$C_e = \frac{\text{Charge limite du groupe de pieux}}{n \times \text{Charge limite du pieu isolé}} = \frac{Q_{gu}}{\sum Q_{gu}} \quad (\text{III -36})$$

Où  $n$  est le nombre de pieux

#### ❖ Les sols cohérents

Lorsque l'entre-axe des pieux est supérieur à trois fois le diamètre des pieux, le coefficient d'efficacité est donné par la formule suivante :

$$C_e = 1 - \frac{2 \tan^{-1} \frac{B}{S}}{\pi} \left( 2 - \frac{1}{m} - \frac{1}{n} \right) \quad (\text{III-37})$$

Avec

**B** diamètre d'un pieu (m) ;

**S** entre-axes (m),

**m** et **n** nombre de lignes et de colonnes du groupe.

Lorsque l'entraxe des pieux est inférieur à trois fois le diamètre des pieux, on adopte alors la méthode de la fondation massive fictive qui consiste à considérer l'ensemble des pieux et le sol comme une fondation massive fictive de périmètre **Pr** égal à celui du groupe et de profondeur égale à la longueur des pieux.

La charge de pointe **Q<sub>p</sub>** et le frottement latéral **Q<sub>s</sub>** sur cette fondation fictive sont déterminés comme pour un pieu de surface de pointe **axb** et de surface latérale **Prxl**. La capacité portante à retenir pour le groupe est alors la plus petite des deux valeurs suivantes : capacité portante de la fondation massive fictive et **N** fois la capacité portante du pieu isolé. On trouve, en général, qu'il s'agit de la capacité portante de la fondation massive fictive dès que l'entre-axe est inférieur à trois fois le diamètre du pieu.

#### ❖ Les sols pulvérulants

Pour une charge centrée appliquée sur un groupe de pieux verticaux, les différentes études qui ont été faites ont abouti aux conclusions suivantes Pour les valeurs du coefficient d'efficacité **C<sub>e</sub>** :

- Pour le cas d'un sable dense : **C<sub>e</sub> = 0,7**, si l'entre axe est entre **3 à 6 m**, et **C<sub>e</sub> = 1** si l'entre axe supérieure ou égale **8 m**.
- Pour le cas d'un sable lâche : cas de groupe de pieux court **1 ≤ C<sub>e</sub> ≤ 1,5**, pour un entre axe entre **2 à 4 m**, et cas de groupe de pieux long **1 ≤ C<sub>e</sub> ≤ 1,5** pour un entre axe entre **2 et 6 m**.

#### Remarque :

- ❖ Si les pieux sont trop faiblement espacés, la force portante de l'ensemble est souvent plus faible que la somme des forces portantes de chaque pieu, considéré isolément ;
- ❖ Si un même nombre de pieux est disposé en groupes circulaires ou rectangulaires, la théorie et l'expérience ont montré que leur charge de rupture en cisaillement par pieu est supérieure à celle des groupes.

**III.7. Conclusion**

Les fondations sur pieux constituent donc une solution pratique pour les problèmes liés aux caractéristiques mécanique médiocres de sol des couches supérieures.

Le bon dimensionnement des fondations sur pieux est une étape essentielle, car il nous permet de déterminer soigneusement la capacité portante de notre fondation d'une manière exacte et juste afin d'avoir une fondation capable de résister correctement aux charges transmises par l'ouvrage (charges axiales, déplacement horizontaux... etc).

# Chapitre IV

*Présentation de l'ouvrage et  
étude géotechnique*

## IV.1. Introduction

Les travaux en déblai et / ou de remblais sont souvent accompagnés par des risques d'instabilité des massifs de sol, tel que le glissement ou le tassement pendant ou après son réalisation. Ce risque est d'autant plus grand s'il y a une manque d'information sur le terrain d'assise. Il est donc indispensable d'effectuer des reconnaissances géologiques, géotechniques et hydrogéologiques du site. Ces renseignements permettent de planifier l'exécution, d'estimer le cout et de prévoir les difficultés envisagées pendant la réalisation d'un ouvrage.

Dans le cadre de l'aménagement de la pénétrante autoroutière reliant le port de Djen Djen (Jijel) à l'Autoroute Est-Ouest (El-Eulma), il est décidé de réaliser des remblais pour recevoir la plateforme routier, au Sud-EST de de la ville de Texanna. Le massif de sol est soutenu par des murs de soutènement fondés sur des pieux sur une distance de 1 Km. Ce chapitre présente, la géologie régionale et locale du site, et les investigations géotechniques réalisées.

## IV.2. Généralités sur le site

### IV.2.1. Situation géographique

La wilaya de Jijel, dont fait partie la zone d'étude est située à l'Est de l'Algérie, à environ 360 km à l'Est de la capitale Alger (Figure IV.1), plus précisément entre la latitude 36.30°-36.55° Nord et la longitude 5.20°- 6.22° Est. Elle s'étale sur une superficie totale d'environ 2398,69 km<sup>2</sup> et se caractérise par une population résidente de plus de 636.948 habitants.

Elle est limitée au nord par la mer Méditerranée, à l'ouest par la wilaya de Bejaïa, à l'Est par la wilaya de Skikda, au sud-ouest par la wilaya de Sétif, au sud par la wilaya de Mila et Constantine. Notre étude a touché particulièrement les communes de Texenna et Djimla.

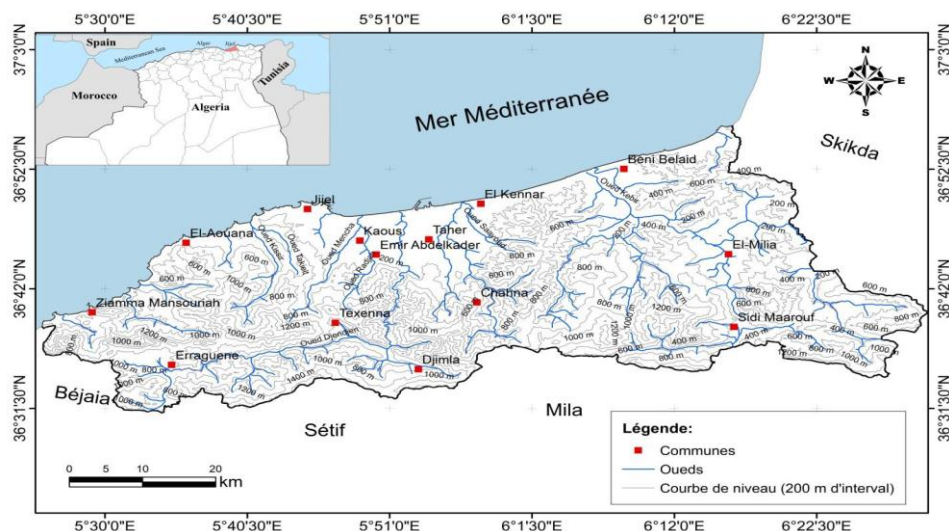


Figure IV.1 : Carte de localisation de la wilaya de Jijel.



Le tracé de la liaison autoroutière se développe sur une longueur d'une centaine de kilomètres environ, il passe à proximité des localités de Taher, de Texenna, de Djemila, d'Ain Sebt, de Beni Aziz et de Beni Fouda, et il se termine à l'échangeur de l'autoroute Est- Ouest au niveau de la ville d'El Eulma. Le site objet d'étude (mur de soutènement) est localisé au Sud-Est du village de Texenna, au droit du point kilométrique PK28+360 du projet de la pénétrante autoroutière Djendjen-El Eulma (Figure IV.2).

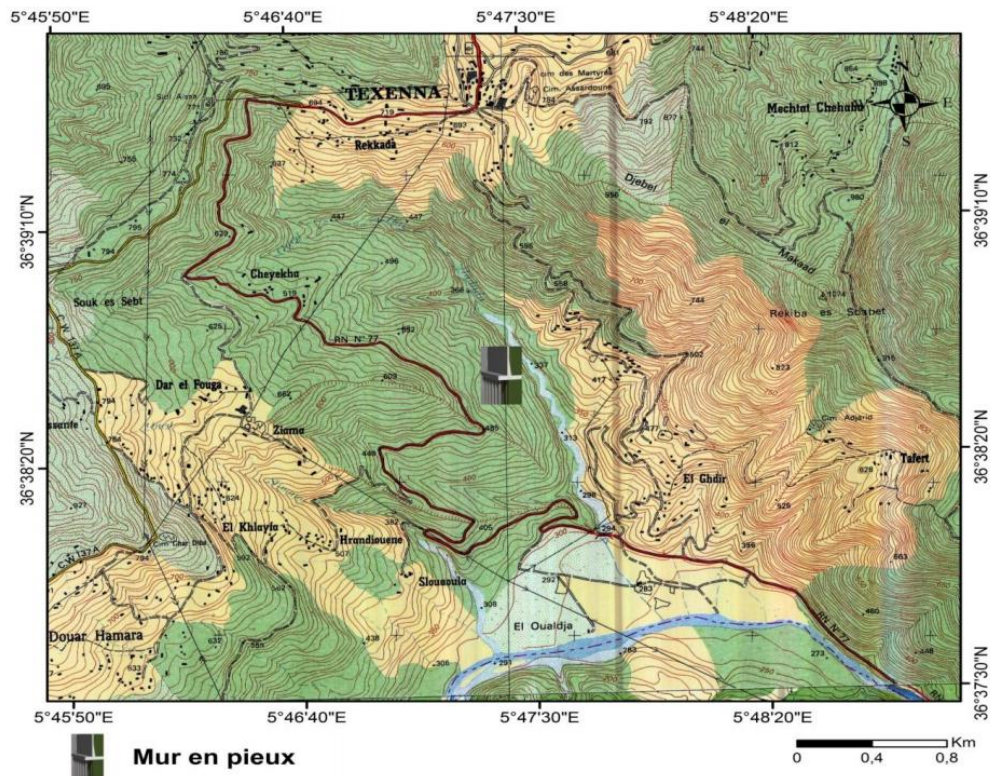


Figure IV.2 : Situation géographique du site d'étude [19]

#### IV.2.2. Climatologie

La wilaya de Jijel est caractérisée par un climat méditerranéen, pluvieux et froid en hiver, chaud et sec en été, les températures varient entre 20°C et 35°C. Au niveau de la zone montagneuse de Texenna, le climat dit froid et pluvieux en hiver et chaud et sec en été. La pluviométrie dépasse les 1000 mm/an au niveau des crêtes des massifs montagneux. On note aussi qu'au col de Texenna à 725 m d'altitude, la couverture en neige dure plus de 11 jours/an.

La précipitation moyenne annuelle varie entre 900 et 1300 mm/an. Cette pluviométrie classe la région parmi les zones les plus arrosées de l'Algérie. Cette dernière révèle un potentiel hydrique très important. Ce potentiel hydrique se manifeste par l'émergence de nombreuses sources d'eau.



Les vents dominants soufflent généralement de la mer vers le continent. La direction des vents dominants est d'orientation Nord-NordOuest – Sud-SudEst. Le sirocco, un vent chaud et sec, souffle généralement en été dans les hautes plaines et atteint également la zone littorale. Les conditions climatiques ont influencé la conception de la pénétrante autoroutière de la manière suivante :

- En raison du climat froid, de la présence de neige et de glace, les pentes longitudinales et les devers ont été limités à 6 %;
- En raison des fortes pluies, des systèmes de drainage efficaces devront être mis en place notamment pour éviter les problèmes d'érosion et assurer la stabilité des déblais et des remblais que ce soit pour les phases de construction ou d'exploitation.

### IV.2.3. Orographie

Le relief dans la région de Texenna est le résultat de l'histoire géologique de la région, il est marqué par de grands contrastes topographiques (Figure IV-3). Les principales formes de reliefs qu'on rencontre sont :

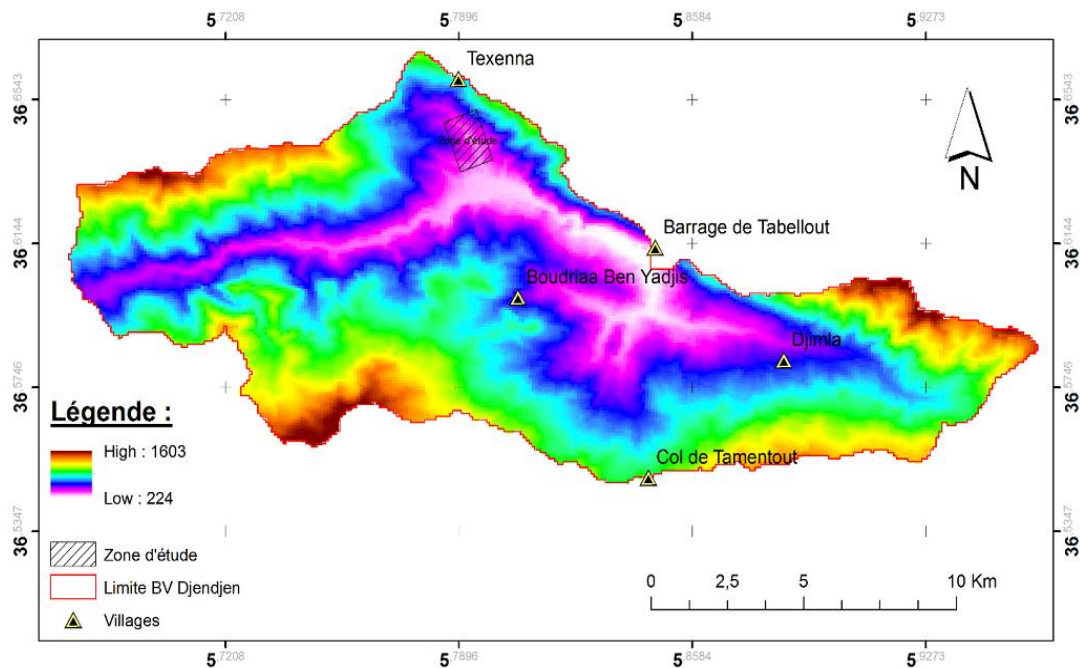


Figure IV.3 : Carte de relief du bassin de Djendjen.

#### ➤ Les montagnes

Ils se présentent en deux chaînons, l'un se trouve à l'Est et l'autre à l'Ouest avec des altitudes qui dépasser les 1000 m (Djebel Sendouh, Dj. Bouaza et Dj. Tamezgida).

➤ **Les dépressions**

Situées entre les chaînes de montagne, ce sont des zones basses où se concentrent la plupart des agglomérations et mechtas. Cette zone s'étend jusqu'à la limite de la commune de Kaous au Nord.

**IV.2.4. Réseau hydrographique**

La région d'étude est caractérisée par un réseau hydrographique assez important en relation surtout par les résurgences des sources et divers cours d'eau. Il est représenté par les différents drains, alimentés surtout par les ressources et les ruissellements de surface de liaison surtout avec la fonte des neiges des reliefs élevés.

Ces différents drains alimentent les principaux Oueds de la région (Oued Djendjen, Oued Missa, Oued Raha, Oued el Grou...) (Figure IV.4). Ces oueds ont joué un rôle important dans le modelage des plaines alluviales qui se compose généralement d'alluvions récents (limons argileux, argiles sableuses).

**Tableau IV-1** : Comparaison de débits moyens d'oued Djendjen et d'autres

Oued	Superficie du bassin versant (km <sup>2</sup> )	Apports moyens annuels en m <sup>3</sup> /an
<b>DJEN-DJEN</b>	525	420
<b>MENCHA</b>	391	290
<b>EL-KANTARA</b>	22	14

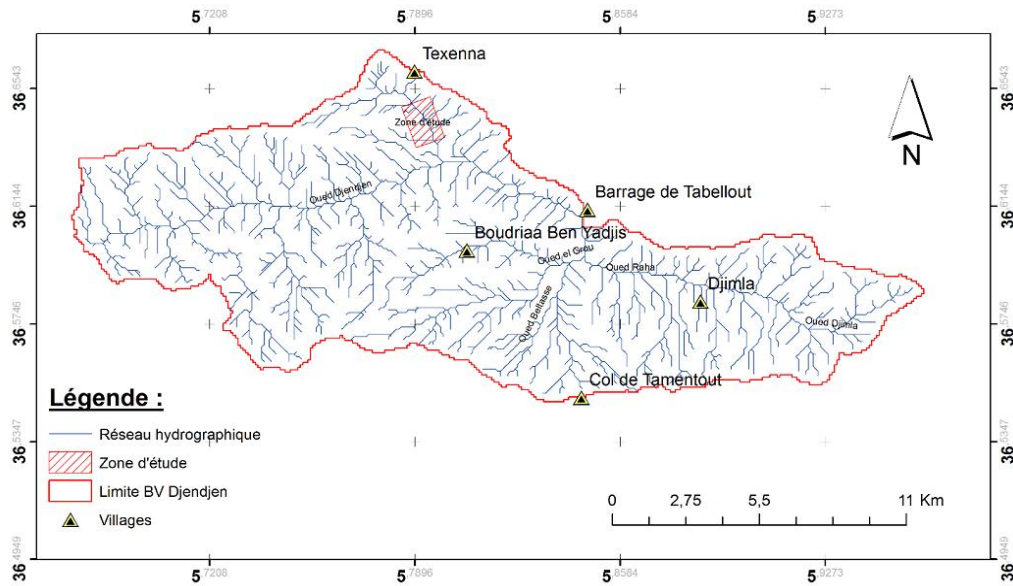


Figure IV.4 : Carte du réseau hydrographique du bassin de Djendjen.

#### IV.2.5. Sismicité

La région de Jijel est située dans une région sismique classée, comme une région pouvant subir des secousses supérieures à l'intensité 8 sur l'échelle de Richter (Bockel,1999). Les épencentres de la pluparts secousses ressenties dans la région de Jijel, sont localisés entre Bejaïa et Sétif dans la région de Bibans et Babors. Selon les Règles Parasismiques Algériennes (RPA, version 2003) le territoire Algérien est divisé en quatre zones de sismicité décroissante de 0 à III (Figure IV.5) :

- Zone 0 : sismicité négligeable.
- Zone I : sismicité faible.
- Zone II : sismicité moyenne.
- Zone III : sismicité forte

Selon la carte sismique du Nord de l'Algérie, la région de Jijel est située dans la région de sismicité moyenne classées en « zone IIa» selon le nouveau RPOA V2008 revu après le dernier séisme du 21 mai 2003.

Elle correspond à une sismicité moyenne avec un coefficient d'accélération variant de 0,20 à 0,25 selon la classe de l'ouvrage.



carottés, essai de perméabilité de type Lugeon et des mesures piézométriques (Tableau IV-2) en tenant compte des conditions géomorphologiques.

**Tableau IV-2 :** Reconnaissances géotechniques réalisées dans le secteur en étude.

Phased'étude	Sondage	Profondeur (m)	Type	Piézomètre	Essais in-situ
EXE	S-RL09-1	40	carotté	40	2 Essais Lugeon
EXE	S-RL09-2	30	carotté	30	2 Essais Lugeon

**IV.3.3. Essais in situ**

**IV.3.3.1. Les sondages carottés**

Deux (02) sondages carottés ont été réalisés, le sondage S-RL09-1 au PK 28+200 et le sondage S-RL09-2 au PK 28+750 (Tableau. IV-3). Les profondeurs d'investigation de ces sondages varient de (0 à 40m), leur répartition spatial a été faite de manière à couvrir toute la superficie de la zone étudiée, en vue de mettre en évidence, la nature lithologique des différentes couches traversées par ces sondages et de déterminer leurs épaisseurs.

La lithologie des terrains traversés est représentée dans le tableau (IV-3) et (figure IV-6) ci-dessous.

**Tableau IV-3 :** La lithologie de site étudiée.

Sondage	Profondeur(m)	Lithologie
<b>S-RL09-1</b>	0.00 -1.100	Argiles schisteuses, marrons rougeâtres, altérés, tendres et compacts
	1.10-6.00	Marnes gris, tendre et friables avec quelques bancs de grés centimétriques.
	6.00-8.80	Marnes bleu compacts et durs à fissures oxydés.
	8.80-40.00	Marnes bleus sain compacts et durs à quelques passages de schistes bleus friables.
<b>S-RL09-2</b>	0.00 - 0.90	Sol argileux schisteux à racine végétal
	0.9-6.00	Marnes marron grisâtre, tendre et friable très altérés
	6.00-9.00	Marnes gris durs, fortement fracturés (fissures oxydées et minéralisée)

	9.00-15.00	Marnes bleu légèrement (fractures ouverts et oxydées) compacts et durs à stries de quartz
	15.00-30.00	Marnes bleus compacts et durs, sain à quelques stries de quartz deviennent légèrement fracturés de 26.00 m à 28.60 m

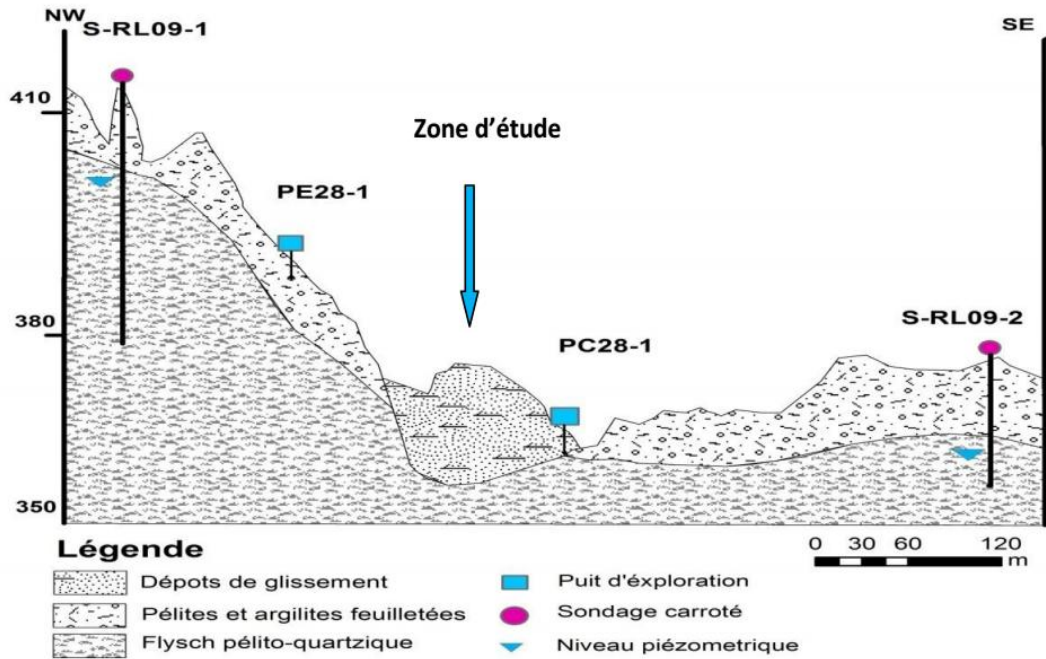


Figure IV.6 : Coupe lithologique au de site étudiée [20]

La campagne par sondages carottés a permis de distinguer trois unités géologiques ont été distinguées, une première en surface représentée par des dépôts de glissement constitués d'argiles schisteuses altérées, surmontant des pélites et argiles feuilletées plus ou moins compacte et enfin un substratum marneux sain compacts et durs. Les figures (IV.7) et (IV.8) montrent des carottes obtenus au niveau des sondages S-RL09-1 et 2 respectivement.





**Figure IV.7 :** Photo des carottes obtenus dans le sondage S-RL09-1  
(Schistes bleus sains, compactes et dures).



**Figure IV.8 :** Photo des carottes obtenus dans le sondage S-RL09-2  
(Schistes marron grisâtres altérés).

#### IV.3.3.2. Essais de perméabilité Lugeon

L'essai Lugeon ou essai d'eau Lugeon est un essai en place destiné à évaluer la possibilité de circulation d'eau dans le sol et à déceler des hétérogénéités ou des fissurations. Il consiste à injecter de l'eau sous pression dans une cavité constituée d'une portion de forage de dimension connus, et à mesurer le débit d'injection pour différents paliers de pression, pendant un temps donné. Quatre (04) essais de perméabilité Lugeon ont été réalisés dans les sondages effectués lors de la phase d'exécution (EXE) : S-RL09-1 et S-RL09-2. Les résultats de ces essais sont reportés synthétiquement dans le tableau (IV-4) suivant.

**Tableau IV-4** : Permet de classer les roches à partir des valeurs de perméabilité exprimées en cm/s (G. CASTANY, réf : le forage d'eau)

Code de Forage	Profondeur essai[m]	Lithotypes	Coefficient de perméabilité K (UL)	Coefficient de perméabilité K (m/s)
S-RL09-1	27.00	Marnes bleus, sains, compacts et durs	1.53	$1,53.10^{-7}$
	40.00	Marnes bleus, sains, compacts et durs	1.13	$1,13.10^{-7}$
S-RL09-2	21	Marnes bleus	0.80	$0,80.10^{-7}$
	30	Marnes bleus	0.11	$0,11.10^{-7}$

A partir de résultat de perméabilité K qui varie entre  $0,80.10^{-7}$  et  $1,53.10^{-7}$  m/s (tableau IV-5) , caractérise une roche pratiquement imperméable.

**Tableau IV-5** : Classification des formations rocheuse en fonction de la perméabilité (G. CASTANY, réf : le forage d'eau)

Valeur de perméabilité K K en (cm/s) K en (UL)	Nature de la roche
$K > 10^{-2}$ cm/s UL > 1000	Roche très perméable
$10^{-2} > K > 10^{-3}$ cm/s $1000 > UL > 100$	Roche perméable
$10^{-3} > K > 10^{-4}$ cm/s $100 > UL > 10$	Roche moyennement perméable
$10^{-4} > K > 10^{-5}$ cm/s $10 > UL > 1$	Roche peu perméable
$K < 10^{-5}$ cm/s $UL < 1$	Roche pratiquement imperméable



**IV.3.3.3. Sondage Piézométrique**

Les piézomètres sont également mis en œuvre lors de l'étude géotechnique de reconnaissance in situ. Les mesures des différents niveaux piézométriques doivent être effectuées dans des conditions de stabilisation de la nappe pour l'ensemble de la région cartographiée au cours d'une période la plus courte possible.

La mesure du niveau piézométrique est donc l'opération principale de l'inventaire de la ressource en eau souterraine. L'enregistrement piézométrique au cours de trois (03) mois sont résumés dans le tableau (IV-6) suivant :

**Tableau IV-6 : Levé des Piézomètres installés le long du tronçon entre PK 28+200 - 28+750**

Sondage	Profondeur		Profondeur de la nappe		Date de mesure
	Forage	piézomètre	(m)	(NGA)	
S-RL09-1	25	25	11,82	402,22	07/07/2015- 15/09/2015
			12,22	401,82	
			12,43	401,61	
S-RL09-2	25	25	11,70	375,2	10/06/2015- 15/09/2015
			11,84	375,06	
			11,88	375,02	
			12,12	374,78	
			12,68	374,22	
			12,43	374,02	

A partir des résultats de variations du niveau piézométrique, on note que le niveau de la nappe est situé à une profondeur moyenne de 12.0 m, qui doit être pris en considération dans le cadre de la réalisation de semelles de liaison.

**IV.3.3.4. Essais pressiométrique**

Deux (2) sondages pressiométriques ont été réalisés, conformément à la NF P94-110-1. Les résultats sont donnés dans les tableaux (IV-7) ; (IV-7). Les terrains où seront implantés les éléments de l'ouvrage ont relevé trois horizons principaux, dont les valeurs des caractéristiques pressiométrique E et Pl dans les différents sols rencontrés sont les suivantes:

- Marne grisâtre schistosée tendre (friable) :

- 13 bars < PI < 23 bars, pour 135 bars < Em < 500 bars.
- Marne grisâtre schistosée mi- dure à indurée :
  - PI > 30 bars, pour Em > 600 bars

Les essais pressiométrique effectués varient de 24 à 30 m de profondeur Avec :

- Em : Module pressiométrique.
- Pf : Pression de fluage.
- PI : Pression limite.

#### Sondage pressiométrique N°1

**Tableau IV-7** : caractéristiques pressiométrique de sol du sondage N°1.

Profondeur (m)	Module de dé formation Em (MPa)	Pression limite (MPa) P <sub>l</sub>	Pression limite nette P <sub>l</sub> * = (P <sub>l</sub> -P <sub>0</sub> )	Em/PI
3	6,49	1.39	1,29	4.66
7	19,81	6.68	6,21	2.95
9	48,89	5.48	5.09	8.9
11	72,71	20.08	18.6	3.49
14	45,93	20.88	18.9	2.17
17	50,08	16.88	15.7	2.96
20	36,87	49.48	45,9	0.8
23	51,66	21.38	19.88	2.41
26	51,76	54.18	50,38	0.95
29	29,63	60.00	55.8	0.498

## Sondage pressiométrique N°2

Tableau IV-8 : caractéristiques pressiométrique de sol du sondage N°2.

Profondeur (m)	Module de déformation Em (MPa)	Pression limite (MPa) P <sub>l</sub>	pression limite nette P <sub>l</sub> *= (P <sub>l</sub> -P <sub>0</sub> )	Em/P <sub>l</sub>
3	4.45	0.66	0,61	6.74
7	8.5	1.56	1,45	1.45
9	44.20	5.48	5.09	8.06
11	49.25	2.77	2.57	17.77
14	34.50	3.17	3.94	10.88
17	32.20	2.44	2.27	13.19
21	70.06	2.67	2,48	26.23
24	96.69	3.93	3.77	24.5

## IV.4. Essai de laboratoire

Les essais de laboratoire peuvent être classés en deux catégories : les essais physiques et les essais mécaniques. Pour le cas de notre site le Laboratoire Central des Travaux Publics à la wilaya de Chlef (L.C.T.P) a procédé à une campagne d'essais d'identification au laboratoire sur carottes de sondage prélevées sur le lieu du SRL 09-1 au PK 28+200.

## IV.4.1. Essais physiques

## ➤ Masse volumique et porosité

- ✓ masse volumique réelle est définie comme le quotient de la masse sèche de l'échantillon par le volume occupé par la matière solide, y compris les vides contenus dans les grains (volume réel).
- ✓ La masse volumique réelle imbibée est définie comme le quotient de la masse de l'échantillon imbibé par le volume qu'il occupe (volume réel).

- ✓ La porosité est définie comme le rapport du volume des vides contenus dans les grains et accessibles à l'eau, au volume réel de l'échantillon.

Le détail des résultats est récapitulé dans le tableau (IV-9) ci-après.

**Tableau IV-9 : Valeurs de masses volumiques et porosité**

Code de forage	Profondeur (m)	Masse vol réelle t/m <sup>3</sup>	Masse vol imbibée t/m <sup>3</sup>	Porosité %
<b>S-RL09-1</b>	7.15-7.45	2.50	2.56	6.46
	12.30-12.60	2.52	2.58	6.33
	14.70-15	2.53	2.60	7.24
	16.60-16.80	2.51	2.58	7.40
	19.50-19.85	2.52	2.58	6.14
	21.75-22.00	2.55	2.61	6.20
	24.60-25.00	2.56	2.62	6.48
	27.60-27.80	2.54	2.61	7.28
	29.45-29.70	2.56	2.62	6.31
	36.70-37.00	2.55	2.61	6.29
<b>S-RL09-2</b>	3.70 – 3.90	2.34	2.46	11.97
	9.30 – 9.60	2.45	2.54	9.37
	11.55-11.90	2.48	2.56	7.42
	13.10-13.35	2.47	2.54	7.30
	15.30-15.60	2.50	2.56	6.31
	17.00-17.40	2.47	2.53	6.40
	21.50-21.85	2.48	2.55	7.22
	23.55-24.00	2.49	2.57	7.84
	25.30-25.55	2.50	2.58	8.21
	29.25-29.40	2.49	2.57	8.12

Les valeurs de porosité du massif rocheux est de 6.14 à 11.97% d'après ces résultats et selon la classification AFTES : le massif rocheux est de porosité moyenne.

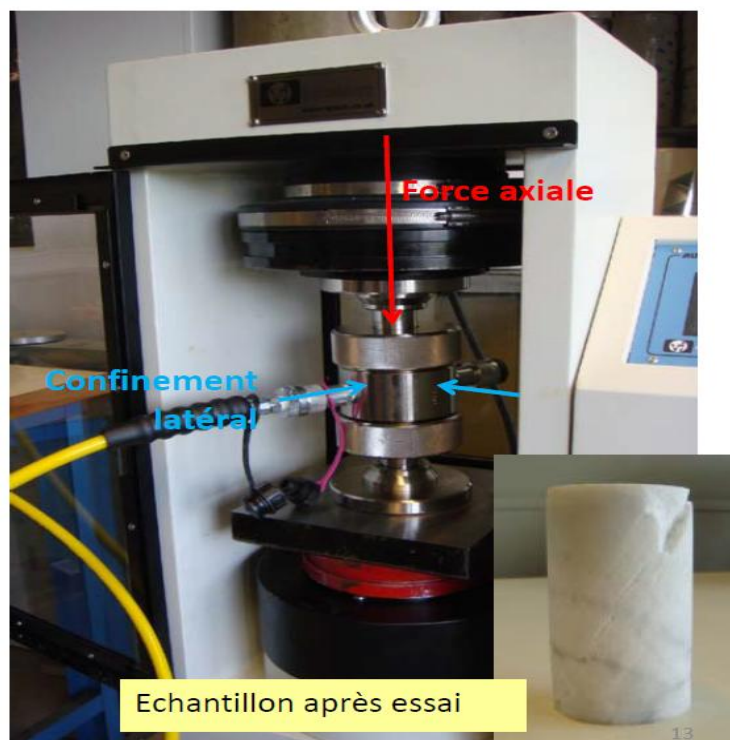
La masse volumique réelle varie entre 2.45 – 2.56 t/m<sup>3</sup> et imbibée 2.53 – 2.62 t/m<sup>3</sup> caractérisant un massif rocheux dense.

#### IV.4.2. Essais mécaniques

##### IV.4.2.1. Essai de la résistance à la compression Uni-axiale ( $R_c$ ) (NFP 94-420)

L'essai de compression uni axiale ou de compression simple consiste à comprimer un échantillon de roche de forme cylindrique entre deux plateaux parallèles d'une presse rigide (Figure -IV-9) . Les essais se font généralement par lots de cinq échantillons par roche homogène pour obtenir une bonne moyenne. Dans certains cas, et selon la taille de l'échantillon de roche disponible, les lots peuvent être plus grands ou plus petits.

L'essai de compression uni axiale est réalisé suivant les recommandations de la Société Internationale de Mécanique des Roches (AFTES). Le tableau (IV-7) reprend un classement des roches en fonction de leur résistance à la compression uni axiale.



**Figure IV.9** :L'essai de compression.

Les résultats de l'essai sont récapitulés dans le tableau (IV-10).

Tableau IV-10 : Classes de résistance en compression uniaxiale (AFTES)

Classes	Valeurs de résistance en Compression uniaxiale $\sigma_c$ (Mpa)	Termes descriptifs de résistance
RC1	$\sigma_c > 200$	Extrêmement élevée
RC2	$100 < \sigma_c < 200$	Très élevée
RC3	$50 < \sigma_c < 100$	élevée
RC4	$25 < \sigma_c < 50$	moyenne
RC5	$5 < \sigma_c < 25$	faible
RC6	$1 < \sigma_c < 5$	Très faible
RC7	$\sigma_c < 1$	Extrêmement faible

#### IV.4.2.2. Essai de la résistance à la traction par fendage (essai Brésilien) $R_{tb}$ (NFP 94-422)

Essai brésilien ou la résistance à la traction d'une éprouvette de roche par une méthode indirecte. L'essai s'effectue sur une éprouvette cylindrique de section transversale circulaire comprimée suivant deux génératrices diamétralement opposées (Figure -IV-10), la rupture est obtenue par la traction au centre de l'éprouvette.

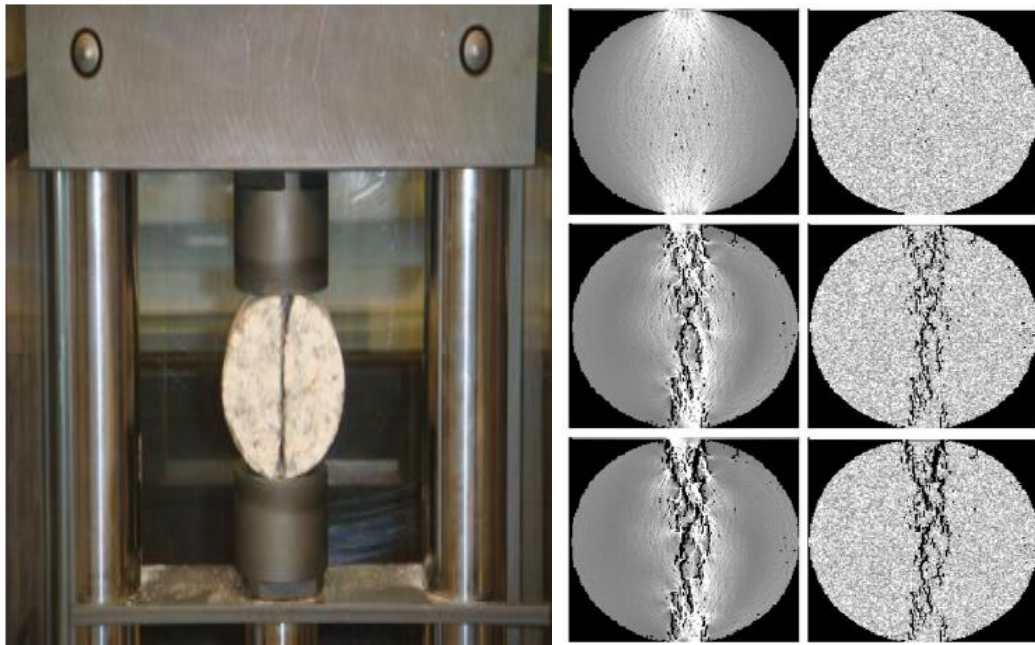


Figure IV. 10 :.Essai de la résistance à la traction par fendage.

Tableau IV-11 : Résistance à la Compression Uni-axiale et à la traction par fendage

Code de forage	Profondeur(m)	Rc(km <sup>2</sup> )	Terme descriptif (selon Rc)	Rtb(kg/cm <sup>2</sup> )
<b>S-RL09-1</b>	7.15-7.45	271.39	Résistance moyenne	-
	12.30-12.60	259.31	Résistance moyenne	-
	14.70-15.00	-		25.34
	19.50-19.85	302.43	Résistance moyenne	-
	24.60-25.00	97.15	Résistance faible	-
	27.60-27.80	108.08	Résistance faible	-
	36.70-37.00	274.35	Résistance moyenne	-
<b>S-RL-09-2</b>	11.55 - 11.90	189.39	Résistance faible	-
	13.10 - 13.35	-		21.45
	15.30 - 15.60	230.32	Résistance moyenne	-
	17.00 - 17.40	-		18.21
	21.50 - 21.85	291.93	Résistance moyenne	-
	29.25 - 29.40	-		23.11

A partir des valeurs trouvées, on constate que la fondation rocheuse présente une résistance à la compression caractérisée de moyenne variant entre 97 – 302 kg/cm<sup>2</sup> avec une valeur moyenne de 225 kg/cm<sup>2</sup>.

#### IV.4.2.3. Essai de cisaillement rectiligne CD à la boîte

Le cisaillement est la rupture du sol provoquée par un glissement, il nous permet d'étudier la rupture du sol et de tracer la courbe intrinsèque du matériau en mesurant un minimum de deux couples ( $\sigma_I$  ;  $\tau_I$ ) et ( $\sigma_{II}$  ;  $\tau_{II}$ ), la courbe ainsi obtenue est une droite, elle nous permettra de déterminer la cohésion (c) et l'angle de frottement interne ( $\varphi$ ).

L'essai s'effectue sur une éprouvette de sol placée dans une boîte de cisaillement constituée de deux demi-boîtes indépendantes (Figure IV-11). Le plan de séparation des deux demi-boîtes constitue un plan de glissement correspondant au plan de cisaillement de l'éprouvette, Il consiste à :

Appliquer sur la face supérieure de l'éprouvette un effort vertical (N) maintenu constant pendant toute la durée de l'essai.

Produire après consolidation de l'éprouvette sous l'effort (N) un cisaillement dans l'éprouvette selon un plan horizontal de glissement des deux demi-boîtes l'une par rapport à l'autre en leur imposant un déplacement relatif  $\delta l$  à vitesse constante. Mesurer l'effort horizontal de cisaillement (T) correspondant.

On porte sur un papier millimètre gradué ; en abscisses, les contraintes normales et en ordonnées, les contraintes tangentielles correspondant à la rupture. Les couples  $(\sigma, \tau)$  déterminent une droite appelée « courbe intrinsèque ».

$$\tau = c + \sigma \cdot \text{Tg}(\varphi) \tag{1-IV}$$

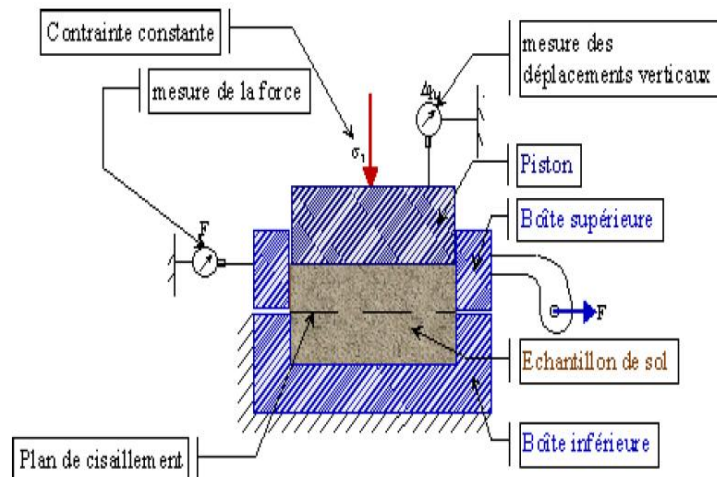
Avec :

$\tau$  : Résistance au cisaillement (contrainte tangentielle limite)

$\sigma$  : Contrainte normale

$c$  : cohésion

$\varphi$  : Angle de frottement interne



**Figure IV.11** : Principe d'un essai de cisaillement rectiligne à la boîte (NF P94 -071-1).

Trois (03) essais de cisaillement rectiligne consolidés drainés ont été effectués au niveau des sondages S-OA07-3 et S-RL09-1 pendant la campagne complémentaire (phase d'exécution). Ces essais sont utiles pour une caractérisation des unités géotechniques en matière de paramètres de résistance au cisaillement à savoir la cohésion « c » et l'angle de frottement «  $\varphi$  » et indispensables pour les analyses de stabilité vis-à-vis des glissements de terrain. Les résultats d'essais sont récapitulés dans le tableau (IV-12) ci-dessous :



**Tableau IV-12** : Résultats des essais de cisaillement rectiligne à la boîte

Sondage	Lithologie	Q <sub>cd</sub> (°)	C <sub>CD</sub> (bars)	Unité géotechnique
S-OA07-3	Pélites et argilites feuilletées et flysch pélito-quartzitique	30	0.35	Ug5
S-RL09-1	Blocs et cailloux dans une matrice sableuse argileuse avec limons	22-26	0-0.1	Uf

#### IV.4.2.4. Analyse chimique

La dégradation de la roche mère par l'eau conditionne, dans une large mesure, la composition chimique du sol qui en est le résultat final. Certaines substances chimiques sont lessivées et s'enfoncent dans les profondeurs du sol, où elles s'accumulent. D'autres substances, moins solubles, demeurent dans les couches supérieures du sol. Les éléments chimiques qui sont enlevés le plus rapidement sont les chlorures et les sulfates, suivis du calcium, du sodium, du magnésium et du potassium.

Le tableau (IV-13) ci-dessous présente les résultats de l'analyse chimique des échantillons prélevés au niveau des sondages S-RL09-1 et S-RL09-2.

**Tableau IV-13** : Résultats d'analyse chimique exprimée en %

Code de forage	Profondeur (m)	% Sulfates (CaSO <sub>3</sub> )	% Chlorures (NaCl)	% Carbonates (CaCO <sub>3</sub> )	% Anhydride Carbonique (CO <sub>2</sub> )
S-RL09-1	16.60-16.80	traces	0.84	14.18	6.45
S-RL09-2	09.30-9.60	traces	0.68	15.74	5.84
	21.50-21.85	traces	0.67	16.42	5.74

A partir des résultats d'analyses chimiques, on constate que les sulfates sont présents en traces, les chlorures présente une teneur de 0.84%, les carbonates 14.18% et Anhydride Carbonique avec 6.45% d'anhydride. Sur la base de ces résultats et selon NF P 18-011 le sol est faiblement ou pratiquement non agressif, qui implique une utilisation de ciment classique CPJ 42.5.

#### IV.5. Conclusion

Sur la base de contexte géologique et géotechnique local, des données stratigraphiques et des résultats des essais géotechniques réalisés in-situ et en laboratoire, il a été possible d'identifier les unités géotechniques présentes au niveau du site. Les unités géotechniques intéressées par l'ouvrage sont les suivantes :

- ✓ 1<sup>ère</sup> unité : Uf - Dépôts hétérogènes de glissement et/ou éboulis ;
- ✓ 2<sup>ème</sup> unité : Ug5 – Flysch pélito-quartzitique.

Les paramètres géotechniques retenus pour les calculs sont résumés dans les tableaux suivants :

**Tableau IV-14 : Paramètres géotechniques du remblai**

Unité géotechnique	Lithotype	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	c [kPa]	$\varphi$ [°]
Uf	Blocs et cailloux dans une matrice sableuse argileuse avec limons	19	2	24
Ug5	Flysch pélito-quartzitique	22	35	30

# Chapitre v

*Etude de fondation*

**V.1. Introduction**

Tous les ouvrages, quel que soit leurs natures, utilisent le sol comme un organe de support. Pour que les sols résistent mieux aux charges apportées par les structures, les constructeurs et les projeteurs ont admis la nécessité d'établir des fondations capables de distribuer ces charges à travers le sol dans des bonnes conditions. Fonder une construction est une des plus anciennes activités géotechnique du bâtiment et des travaux publics, et le problème le plus courant de Génie Civil à nos jours.

En conséquence, les fondations sont les éléments de la structure qui permettent de reporter les charges dues à l'ouvrage qu'elles supportent sur des couches situées depuis la surface jusqu'à une profondeur variant de quelques mètres à plusieurs dizaines de diamètres. Lorsque le sol en surface n'a pas une résistance suffisante pour supporter ces charges par l'intermédiaire de fondations superficielles (semelles ou radiers), on opte pour des fondations profondes. Pour le calcul, les deux types de fondations (profonde et superficielle) se différencient essentiellement par la prise en compte d'un frottement sur les parois latérales de la fondation.

La capacité portante d'un sol, c'est sa résistance au poinçonnement et au tassement, développée en fonction de ces propriétés mécaniques à savoir, la cohésion et l'angle de frottement interne. Il est indispensable de connaître la capacité portante d'un sol afin d'optimiser le dimensionnement la fondation d'un ouvrage. Sa mesure s'acquiert généralement par des essais de sol.

**V.2. Différents types de fondations [21]**

Le type de fondation dépend du rapport  $D/B$  (voir la figure V.1)

$B$  : largeur de la fondation.

$D$  : Encastrement de la fondation

- Si  $D/B < 4$  la fondation est dite superficielle
- Si  $4 < D/B < 10$  la fondation est dite semi - profonde.
- Si  $D/B > 10$  la fondation est dite profonde.

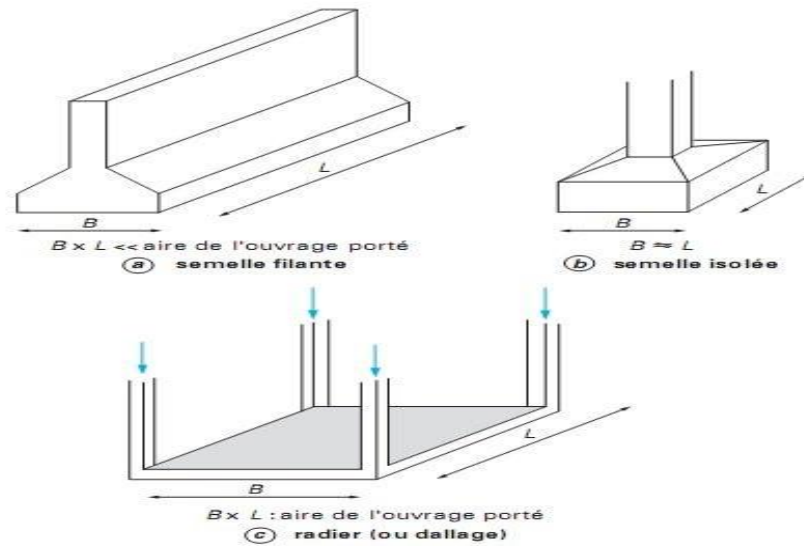


Figure V.1 : Types de fondations superficielles [22].

### V.3. Évaluation de la capacité portante de fondations superficielles

La fondation superficielle est, par définition, une fondation qui repose directement sur le sol ou qui n’y est que faiblement encastrée. Les charges qu’elle transmet ne sollicitent que les couches superficielles et peu profondes.

#### V.3.1. Calcul de la capacité portante à partir de l’essai pressiométrique

Pour une semelle sous charge verticale de largeur \$B\$, de longueur \$L\$ et d’encastrement \$D\$, on a :

$$q_{adm} = \frac{k_p}{3} \times P_{le}^* \times i \delta \beta + q \tag{V-1}$$

$$q = \sum \gamma_i h_i \tag{V-2}$$

Avec :

$\gamma_i$  : poids volumique du sol ;

$P_{le}^*$  : Pression limite équivalente ;

$K_p$  : facteur de portance qui dépend des dimensions de la fondation, de son encastrement relatif et de la nature du sol (Tableau V-1).

$F_s=3$

$i \delta \beta$  : Coefficient minorateur

Tableau V-1 : Les valeurs de  $K_p$  [21].

Type de sol	Expression de $K_p$
Argile et limon A, craies A	$0.8 [1 + 0.25 (0.6 + 0.4 \frac{B}{L}) \frac{D_e}{B}]$
Argile et limon B	$0.8 [1 + 0.35 (0.6 + 0.4 \frac{B}{L}) \frac{D_e}{B}]$
Argile C	$0.8 [1 + 0.50 (0.6 + 0.4 \frac{B}{L}) \frac{D_e}{B}]$
Sables A	$[1 + 0.35 (0.6 + 0.4 \frac{B}{L}) \frac{D_e}{B}]$
Sables et graves B	$[1 + 0.50 (0.6 + 0.4 \frac{B}{L}) \frac{D_e}{B}]$
Sables et graves C	$[1 + 0.80 (0.6 + 0.4 \frac{B}{L}) \frac{D_e}{B}]$
Craies B et C	$1.30 [1 + 0.27 (0.6 + 0.4 \frac{B}{L}) \frac{D_e}{B}]$
Marne, marno-calcaire, roches altérée	$[1 + 0.27 (0.6 + 0.4 \frac{B}{L}) \frac{D_e}{B}]$

La classe du sol a déterminé à partir du Tableau (V-2)

Tableau V-2 : définition des catégories conventionnelles de sols [21]

Classe de sol		
Argiles, limons	A-Mous	<0,7
	B-Fermes	1,2 à 2,0
	C- Très fermes à dures	>2,5
Sables et graves	A-Laches ;	<0,5
	B-Myennment compactes	1 à 2
	C- Compactes	>2,5

<b>Craies</b>	A-Molles	<0,7
	B-Altérés	1 à 2,5
	C- Compactes	>3
<b>Marnes, marno calcaires</b>	A-Tendres	1,5 à 4
	C- Compactes	>4,5
<b>Roche</b>	A-Altérées	2,5 à 4
	C- Fragmentées	>4,5

Les valeurs du facteur de portance sont données par le tableau (V-3) suivant :

**Tableau V-3** : Valeurs du facteur de portance  $K_p$  [21]

Nateur des terrains		Élément mise en oeuvresans refoulement du sol	Élément mise en oeuvresans refoulement du sol
Argiles- limons	A	1,1	1,4
	B	1,2	1,5
	C	1,3	1,6
Sables-graves	A	1,0	4,2
	B	1,1	3,7
	C	1,2	3,2
Craies	A	1,1	1,6
	B	1,4	2,2
	C	1,8	2,6
Marnes, marno-calcaires		1,8	2,6
Roches altérées		1,1 à 1,8	1,8 à 3,2

• **Pression limite équivalente**

Si le sol est homogène sur une profondeur sous la semelle au moins égale à **1.5B**, la pression limite équivalente  $P_{le}^*$  est égale à la pression limite nette régnant sur cette épaisseur. Lorsque les sols présentent des variations de résistance entre les profondeurs D et D+1.5B, la pression limite équivalente \* est égale à la moyenne géométrique des valeurs de \*mesurées sur cette épaisseur :

$$P_{le}^* = \sqrt[n]{P_{l1}^* \times P_{l2}^* \times P_{l3}^* \dots \dots \dots P_{ln}^*} \tag{V-3}$$

➤ **Hauteur d'encastrement équivalente**

La hauteur d'encastrement équivalent  $D_e$  est donnée par l'expression

$$D_e = \frac{1}{P_{le}^*} \int_0^D P_l^*(z) \cdot d \tag{V-4}$$

$P_l^*(z)$  : Moyenne des valeurs de pression limite

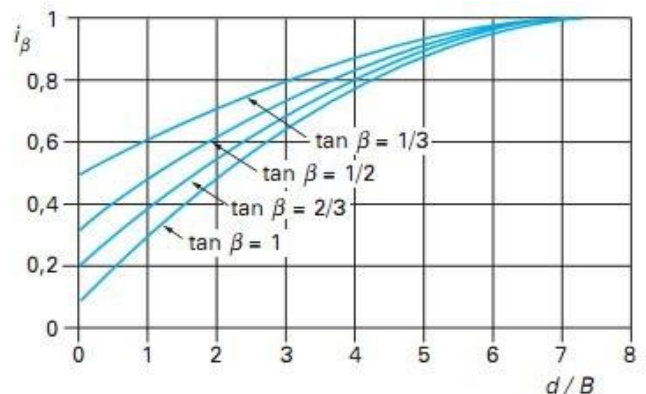
**V.3.2. Influence d'une charge verticale sur une fondation à proximité d'un talus**

Lorsqu'une fondation superficielle est située près de la crête d'un talus (cas des fondations de culées de pont, par exemple), sa portance doit également être minorée pour tenir compte de fait que les lignes potentielles de rupture le long desquelles se développe la résistance de cisaillement du sol débouchent plus rapidement en surface que les côtés ou le sol est horizontal .Pour une fondation sous charge verticale centré à proximité d'un talus la relation précédente deviennent :

$$q_{adm} = \frac{1}{3} i\beta \times K_p \times P_{le}^* + q \tag{V-5} \quad \text{Avec} \quad i\beta = \omega(\beta, d/B) \tag{V-6}$$

Les valeurs de la fonction  $\Psi(\beta, d/B)$ , pour un encastrement nul sont représentées sur la (figure V.2)

**FigureV.2** : Coefficient minorateur pour une charge verticale centrée à proximité de la crête de talus, dans le cas d'un encastrement nul [9].

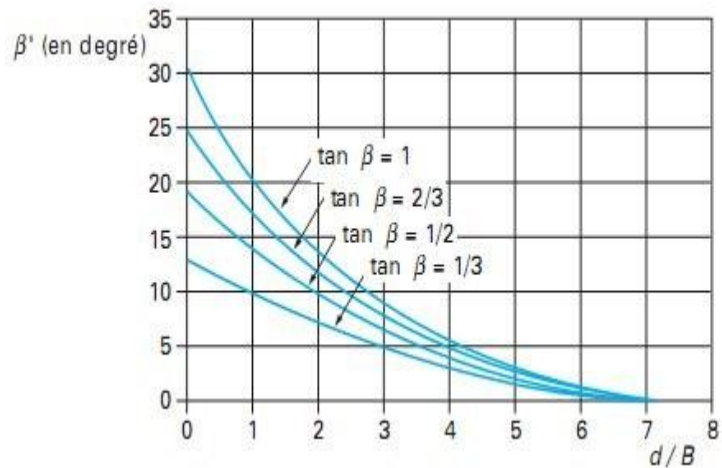




Est l'angle de la pente du talus par rapport à l'horizontal et  $d$  est la distance au talus de la base de la fondation.

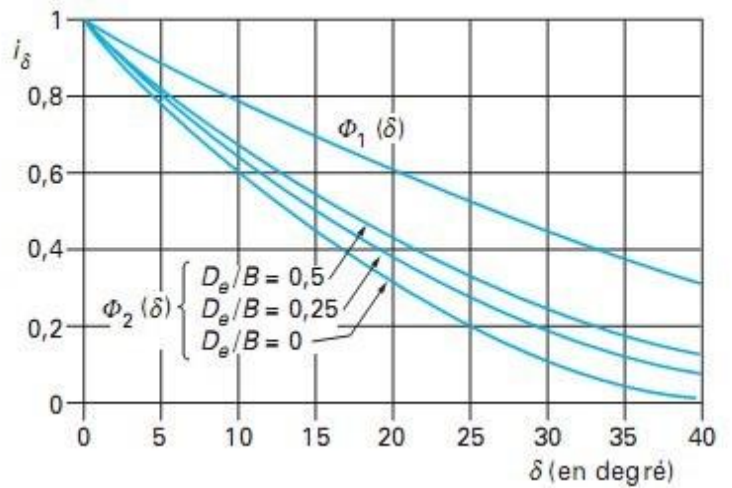
Dans le cas où l'encastrement non nul, on remplace dans un premier temps par l'angle qui donnerait, pour un encastrement nul, le même coefficient réducteur qu'une charge inclinée, est représenté graphiquement sur la (figure V.3.)

**Figure V.3 :** Angle pour le calcul du coefficient minorateur dans le cas d'une fondation encastree et située près de la crête de talus [22].



Puis on reprend, pour la valeur réelle de l'encastrement  $H/B$ , la réduction pour une charge inclinée de en sol pulvérulent (figure V.4.)

**Figure V.4 :** Coefficient minorateur pour une charge inclinée sur sol horizontal [22].



V.3.3. Calcul de la capacité portante

- Sondage pressiométrique N°1

Les valeurs des pressions limites nettes sont résumées dans le tableau suivant pour une profondeur de 29 m :

Tableau V-4 : valeurs des pressions limites nettes du sondage pressiométrique N°1

Profondeur (m)	3	5	7	9	11	14	17	20	23	26	29
$P_i^*$ (bars)	12.9	15.8	17.85	28.36	22.04	20.7	18.69	19.06	20	30.41	23.43

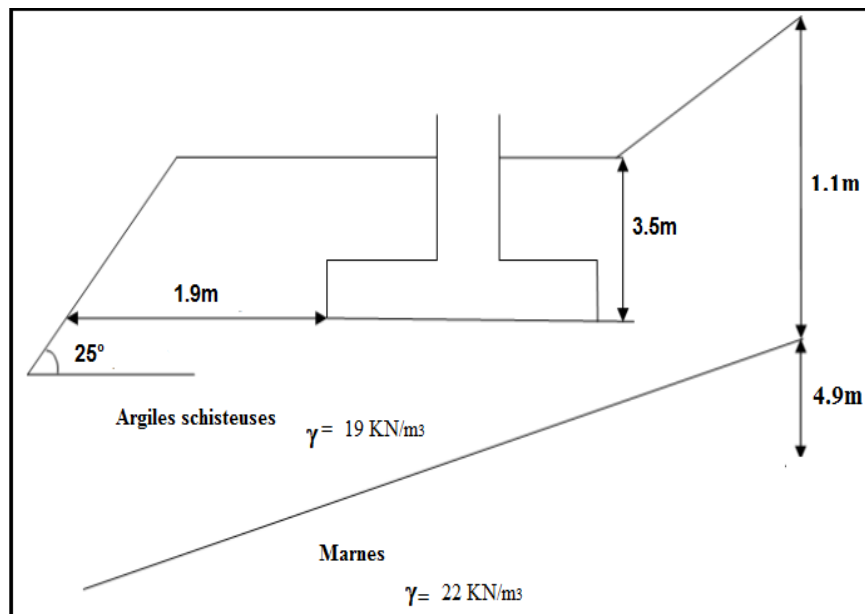


Figure V.5 : coupe sur le profil de sol sous la fondation (SP1).

$$q_{adm} = \frac{kp}{3} \times P_{le}^* \times i \delta \beta + q \quad (V-7) \quad ; \quad q = \sum \gamma_i h_i \quad (V-8)$$

$$q = (1,9 \times 3,5) \Rightarrow q = 6,65 \text{ t/m}^2 = 0.66 \text{ bars}$$

Dans notre cas la fondation est sur argile schisteuses,

$$P_{le}^* = \sqrt[n]{P_{i1}^* \times P_{i2}^* \times P_{i3}^* \dots \dots \dots P_{in}^*}$$

**Remarque :** Dans le calcul de la pression limite équivalente, on ne tient compte que de  $P_{le}^*$  valeurs de au-dessus de  $1.5B = 13,8\text{m}$

$$P_{le}^* = \sqrt[6]{12,9 \times 15,8 \times 17,85 \times 28,36 \times 22,40 \times 20,27}$$

$$P_{le}^* = \mathbf{18.98 \text{ bars}}$$

Notre remblai est constitué d'argile et de limon B (Tableau V. 1)

$$\Rightarrow K_p = 0.8 \left[ 1 + 0.35 \left( 0.6 + 0.4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right]$$

$$D_e = \frac{1}{18,98} \int_0^2 \frac{12,9 + 15,8}{2} \times dz$$

$$D_e = \mathbf{1,51m}$$

$$\text{Donc : } K_p = \mathbf{0.84}$$

De la figure (V.3) on  $\beta' = 19^\circ$  tq  $d/B = 0,2 <$  et  $\tan\beta = 0.46$

La figure (V.4) nous donne  $i\delta\beta = 0,32$  tq  $d/B = 0.206$

D'où la capacité portante du sol est

$$q_{adm} = \frac{0,84}{3} \times 18,9 \times 0,32 + 0,66 = 2,33 \text{ bars}$$

$$q_{adm} = \mathbf{2,33 \text{ bars}}$$

- **Sondage pressiométrique N°2**

Les valeurs des pressions limites nettes sont dans le tableau suivant :

**Tableau V-5** : valeurs des pressions limites nettes du sondage N°2.

Profondeur (m)	3	5	7	9	11	14	17	20	23	26
$P_1^*$ (bars)	6.13	14.5	25.7	29.48	33.2	20.7	22.69	27.3	24,83	36.4

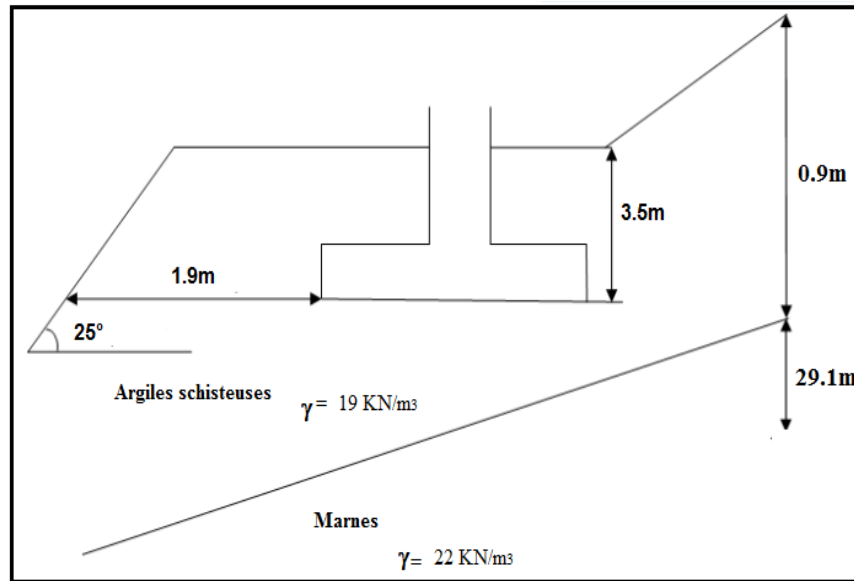


Figure V.6 : coupe sur le profil de sol sous la fondation (SP 2).

$$P_{le}^* = \sqrt[n]{P_{11}^* \times P_{12}^* \times P_{13}^* \dots \dots P_{1n}^*}$$

$$P_{le}^* = \sqrt[6]{6,13 \times 14,5 \times 25,7 \times 29,48 \times 33,22 \times 22,96}$$

$$P_{le}^* = 19.27 \text{ bars}$$

Notre remblai est constitué d'argile et de limon B (Tableau IV. 1)

$$\Rightarrow K_p = 0.8 \left[ 1 + 0.35 \left( 0.6 + 0.4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right]$$

$$D_e = \frac{1}{19,27} \int_0^2 \frac{6,13 + 14,5}{2} \times dz$$

$$D_e = 1,07m$$

Donc :  $K_p = 0.82$

De selon la figure (V.3) on a  $\beta' = 19^\circ$  tq  $d/B = 0,2$  et  $\tan\beta = 0.46$

La figure (V.4) nous donne  $i\delta\beta = 0,32$  tq  $dD/B = 0.206$

D'où la capacité portante du sol est :

$$q_{adm} = \frac{0,82}{3} \times 19,27 \times 0,32 + 0,66 = 2,34 \text{ bars}$$

$$q_{adm} = 2,34 \text{ bars}$$

#### V.4. Évaluation de la capacité portante pour fondations profondes

La charge limite mobilisable par frottement latéral sur toute la hauteur  $h$  concernée du fût du pieu est calculée par l'expression suivante :

$$Q_s = P \int_0^h q_s \, z \, dz \quad (V-)$$

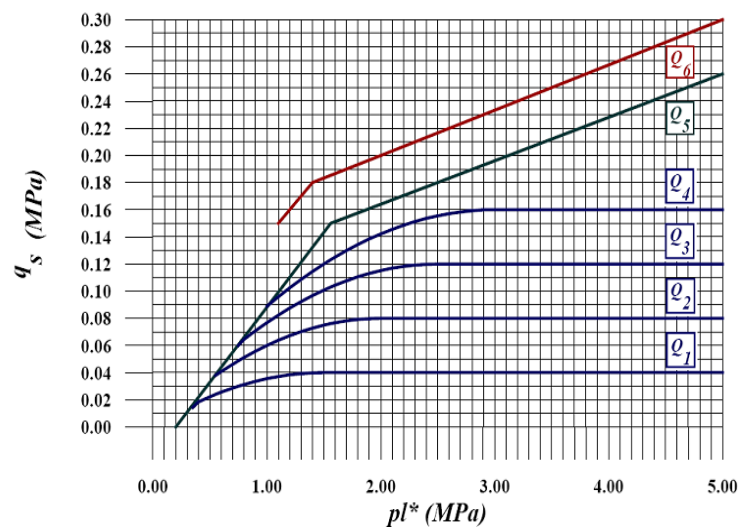
Avec :

$P$  : le périmètre du pieu ;

$h$  : la partie où s'exerce le frottement latéral ;

$q_s$  : le frottement latéral unitaire limite.

Le frottement latéral unitaire limite s'exprime en fonction de la pression limite nette  $p$ ; par les courbes de la Figure (V.7) ci-dessous.



**Figure V.7 :** Valeurs du frottement latéral unitaire [23].

Le choix de la courbe à utiliser en fonction :

- de la nature du sol.
- du type de pieu.

Comme il est indiqué au tableau ci-dessous :

Tableau V-6 : Choix de la courbe de frottement latéral [21]

	Argiles, limons			Sables, graves			Craies			Marnes	
	A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B
Foré simple	Q <sub>1</sub>	Q <sub>1</sub> ,Q <sub>2</sub> <sup>(1)</sup>	Q <sub>1</sub> ,Q <sub>2</sub> <sup>(1)</sup>				Q <sub>1</sub>	Q <sub>3</sub>	Q <sub>4</sub> ,Q <sub>5</sub> <sup>(1)</sup>	Q <sub>3</sub>	Q <sub>4</sub> ,Q <sub>5</sub> <sup>(1)</sup>
Foré boue	Q <sub>1</sub>	Q <sub>1</sub> ,Q <sub>2</sub> <sup>(1)</sup>		Q <sub>1</sub>	Q <sub>2</sub> ,Q <sub>1</sub> <sup>(2)</sup>	Q <sub>3</sub> ,Q <sub>2</sub> <sup>(2)</sup>	Q <sub>1</sub>	Q <sub>3</sub>	Q <sub>4</sub> ,Q <sub>5</sub> <sup>(1)</sup>	Q <sub>3</sub>	Q <sub>4</sub> ,Q <sub>5</sub> <sup>(1)</sup>
Foré tube (tube récupéré)	Q <sub>1</sub>	Q <sub>1</sub> ,Q <sub>2</sub> <sup>(3)</sup>		Q <sub>1</sub>	Q <sub>2</sub> ,Q <sub>1</sub> <sup>(2)</sup>	Q <sub>3</sub> ,Q <sub>2</sub> <sup>(2)</sup>	Q <sub>1</sub>	Q <sub>2</sub>	Q <sub>3</sub> ,Q <sub>4</sub> <sup>(3)</sup>	Q <sub>3</sub>	Q <sub>4</sub>
Foré tubé (tube perdu)	Q <sub>1</sub>			Q <sub>1</sub>		Q <sub>2</sub>	(4)			Q <sub>2</sub>	Q <sub>3</sub>
Puits <sup>(5)</sup>	Q <sub>1</sub>	Q <sub>2</sub>	Q <sub>3</sub>				Q <sub>1</sub>	Q <sub>2</sub>	Q <sub>3</sub>	Q <sub>4</sub>	Q <sub>5</sub>
Métal battu fermé	Q <sub>1</sub>	Q <sub>2</sub>		Q <sub>2</sub>		Q <sub>3</sub>	(4)			Q <sub>3</sub>	Q <sub>4</sub>
Battu préfabriqué béton	Q <sub>1</sub>	Q <sub>2</sub>		Q <sub>3</sub>			(4)			Q <sub>3</sub>	Q <sub>4</sub>
Battu moulé	Q <sub>1</sub>	Q <sub>2</sub>		Q <sub>2</sub>		Q <sub>3</sub>	Q <sub>1</sub>	Q <sub>2</sub>	Q <sub>3</sub>	Q <sub>3</sub>	Q <sub>4</sub>
Battu enrobé	Q <sub>1</sub>	Q <sub>2</sub>		Q <sub>3</sub>		Q <sub>4</sub>	(4)			Q <sub>3</sub>	Q <sub>4</sub>
Injecté basse pression	Q <sub>1</sub>	Q <sub>2</sub>		Q <sub>3</sub>			Q <sub>2</sub>	Q <sub>3</sub>	Q <sub>4</sub>	Q <sub>5</sub>	
Injecté haute pression <sup>(6)</sup>		Q <sub>4</sub>	Q <sub>5</sub>	Q <sub>5</sub>		Q <sub>6</sub>		Q <sub>5</sub>	Q <sub>6</sub>	Q <sub>6</sub>	

Pour certains types de pieux forés, deux courbes sont proposées, l'une d'elles correspondant à des conditions particulières explicitées dans les renvois (1), (2) et (3) du tableau (V-6)

V.4.1.Calcul de la capacité portante

- sondage pressiométrique N°1 :

❖ Calcul de la charge limite de pointe :

$$Q_{pu} = A_p \cdot K_p \cdot P_{le}^* \tag{V-10}$$

- Une lithologie marneuse.
  - Un élément mis en œuvre sans refoulement de sol.
- } →  $k_p = 1,8$

La surface de la section du pieu  $A_p = \pi R^2 = \pi \cdot 0,6^2 \rightarrow A_p = 1,13m^2$

$$P_{le}^* = \frac{1}{0,6 + 3 \times 0,6} \times \left( \frac{20 + 30,41}{2} \times 3,8 \right) = 39,26 \text{ bars}$$

$$Q_{pu} = 1,13 \times 1,8 \times 39,26 = 7985,48 \text{ KN}$$

❖ *Calcul de la hauteur d'encastrement :*

$$De = \frac{1}{p_{le}^*} \int_d^D p_{le}^*(z) \cdot dz$$

$$De = \frac{1}{39,6} \int_0^{15} p_{le}^*(z) \cdot dz$$

$$De = \frac{1}{39,6} \left\{ \left( \frac{12,9 + 15,8 + 17,85}{3} \times 7 \right) + \frac{28,36 + 22,04 + 20,27}{3} \times 7 \right. \\ \left. + \left( \frac{18,69}{1} \times 2 \right) + \left( \frac{19,06}{1} \times 2 \right) \right\}$$

$$De = 9,76 \text{ m}$$

❖ *Calcul de la charge limite en frottement latéral :*

$$Q_{su} = Q_{su1} + Q_{su2} \quad (V-11)$$

➔ *Dans les alluvionnes grossière :*

$$Q_{su1} = P \cdot q_{s1} \cdot h_1 \quad (V-12)$$

$$\text{Le périmètre de pieu, } P = 2\pi R = 3.14 \times 2 \times 0.6 = 3.768 \text{ m}$$

- Argiles schisteuse.
  - $Q_2$  ,  $P_1^* = 15,3 \text{ bars} = 1,53 \text{ MPa}$
  - Foré tubé.
  - Courbe  $Q_2$
- } →  $q_{s1} = 0.7 \text{ bars}$

$$Q_{su1} = 3.768 \times 0.7 \times 2.2 = 579.04 \text{ KN}$$

➔ *Dans les sols marneux*

$$Q_{su2} = P \cdot q_{s2} \cdot h_2$$

$$P = 2\pi R = 3.14 \times 2 \times 0.6 = 3.768 \text{ m}$$

- Sols marneux.
  - $Q_3$  ,  $P_1^* = 22,44 \text{ bars} = 2,24 \text{ MPa}$
  - Foré tubé.
  - Courbe  $Q_3$
- } →  $q_{s2} = 1.2 \text{ bars}$

$$Q_{su2} = 3.768 \times 1.2 \times 17,2 = 7777.1 \text{ KN}$$

$$Q_{su} = Q_{su1} + Q_{su2} = 579.04 + 7777.1 = 8356.05 \text{ KN.}$$

$$Q_u = Q_{pu} + Q_{su} = 7985,48 + 8356.05 = 16341.53 \text{ KN}$$

❖ Calcul de la charge admissible : ELU

$$Q_c = 0.5Q_{pu} + 0.7Q_{su} = 0.5 \times 7985,48 + 0.7 \times 8356.05 = 9841,97 \text{ KN}$$

$$Q_{ad} = Q_c / 1.40 = 9841,97 / 1.4 = 7029.98 \text{ KN}$$

Tableau V.7 : Résultats du calcul de la capacité portante admissible  $Q_{ad}$  pour S1.

Charges	$Q_{pu}$	$Q_{su}$	$Q_u$	$Q_c$	$Q_{ad}$
Unité (KN)	7985,48	8356,05	16334,61	9837,13	7029,97

#### V.4.2. Calcul de la capacité portante

- sondage pressiométrique N°2 :

❖ Calcul de la charge limite de pointe :

$$Q_{pu} = A_p \cdot K_p \cdot P_{le}^*$$

- Une lithologie marneuse.
  - Un élément mis en œuvre sans refoulement de sol.
- }  $\rightarrow k_p = 1,8$

$$A_p = \pi R^2 = \pi \cdot 0.6^2 \rightarrow A_p = 1.13 \text{ m}^2.$$

$$P_{le}^* = \frac{1}{0,6 + 3 \times 0,6} \times \left( \frac{24,83 + 27,3}{2} \times 3,8 \right) = 41,26 \text{ bars}$$

$$Q_{pu} = 1.13 \times 1.8 \times 41,26 = 8595.68 \text{ KN}$$

❖ Calcul de la hauteur d'encastrement :

$$D_e = \frac{1}{p_{le}^*} \int_d^D p_{le}^*(z) \cdot dz$$

$$D_e = \frac{1}{41,26} \int_0^{15} p_{le}^*(z) \cdot dz$$

$$D_e = \frac{1}{41,26} \left\{ \left( \frac{6,13 + 15,4 + 25,7}{3} \times 7 \right) + \frac{29,48 + 33,2 + 22,69}{3} \times 7 + \left( \frac{27,3}{1} \times 3 \right) \right\}$$

$$D_e = 9,48 \text{ m}$$



❖ Calcul de la charge limite en frottement latéral :

$$Q_{su} = Q_{su1} + Q_{su2}.$$

→ Dans l'Argiles schisteuse :

$$Q_{su1} = P.qs1.h1.$$

$$P = 2\pi R = 3.14 \times 2 \times 0.6 = 3.768m$$

- Argiles schisteuse.
  - $Q_2, P_l^* = 13,7 \text{ bars} = 1,37 \text{ MPa}$
  - Foré tubé.
  - Courbe  $Q_2$
- $qs1 = 0.7 \text{ bars}$

$$Q_{su1} = 3.768 \times 0.7 \times 2.2 = 579,04 \text{ KN}$$

→ Dans les sols marneux

$$Q_{su2} = P.qs2.h2$$

$$P = 2\pi R = 3.14 \times 2 \times 0.6 = 3.768m$$

- Sols marneux.
  - $Q_3, P_l^* = 28,62 \text{ bars} = 2,86 \text{ Mpa}$
  - Foré tubé.
  - Courbe  $Q_3$
- $qs2 = 1.2 \text{ bars}$

$$Q_{su2} = 3.768 \times 1.2 \times 17,2 = 7777.15 \text{ KN}$$

$$Q_{su} = Q_{su1} + Q_{su2} = 579.04 + 7777.15 = 8356.19 \text{ KN}$$

$$Q_u = Q_{pu} + Q_{su} = 8595.68 + 8356.19 = 16951.87 \text{ KN}$$

❖ Calcul de la charge admissible : ELU

$$Q_c = 0.5Q_{pu} + 0.7Q_{su} = 0.5 \times 8595.68 + 0.7 \times 8356.19 = 10147,17 \text{ KN}$$

$$Q_{ad} = Q_c / 1.40 = 10147,17 / 1.4 = 7247.98 \text{ KN}$$

Tableau V-8 : Résultats du calcul de la capacité portante admissible  $Q_{ad}$  pour S2.

Charges	$Q_{pu}$	$Q_{su}$	$Q_u$	$Q_c$	$Q_{ad}$
Unité (KN)	8595.68	8356.19	16951.87	10147,17	7247.98

$$Q_{ad} = \min (7029.98, 7247.98) \text{ (KN)}$$

$$Q_{ad} = 7029,98 \text{ KN}$$

$Q_{ad}$  : c'est la charge admissible revenant à chaque pieu.

### V.5. La disposition des pieux sous la semelle

La disposition des pieux est une étape très importante vue à son influence sur la capacité portante de l'ensemble du pieux composant la fondation de l'ouvrage pour résister aux différentes sollicitations (charges verticales, charges horizontales et les moments).

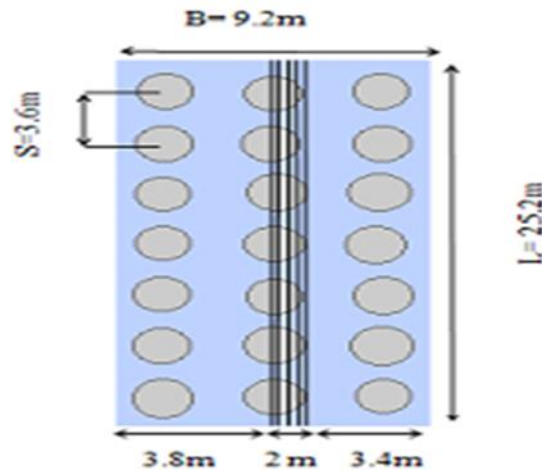


Figure V.8 : la disposition des pieux sous la semelle.

Calcul du coefficient d'efficacité du groupe de pieux :

$$C_e = 1 - \frac{2 \tan^{-1} \frac{B}{S}}{\pi} \left( 2 - \frac{1}{m} - \frac{1}{n} \right) \quad (\text{V-13})$$

Avec :

B : le diamètre d'un pieu,

S : l'entre-axe,

m et n : le nombre de lignes et de colonnes du groupe de pieux.

$$C_e = 1 - \frac{2 \tan^{-1} \frac{1.2}{3.6}}{180} \left( 2 - \frac{1}{7} - \frac{1}{3} \right)$$

$C_e = 0.69$

**V .6. Conclusion**

D'après la nature du sol rencontré, et vue aux épaisseurs des remblais et les alluvions en surface, les fondations profondes sont les mieux adapté pour supporter le mur de soutènement. Après étude de ces fondations on a constaté que l'usage des pieux de 1.2 m de diamètre et de 28 m de longueur permet d'assurer la stabilité de l'ouvrage.

# Chapitre VI

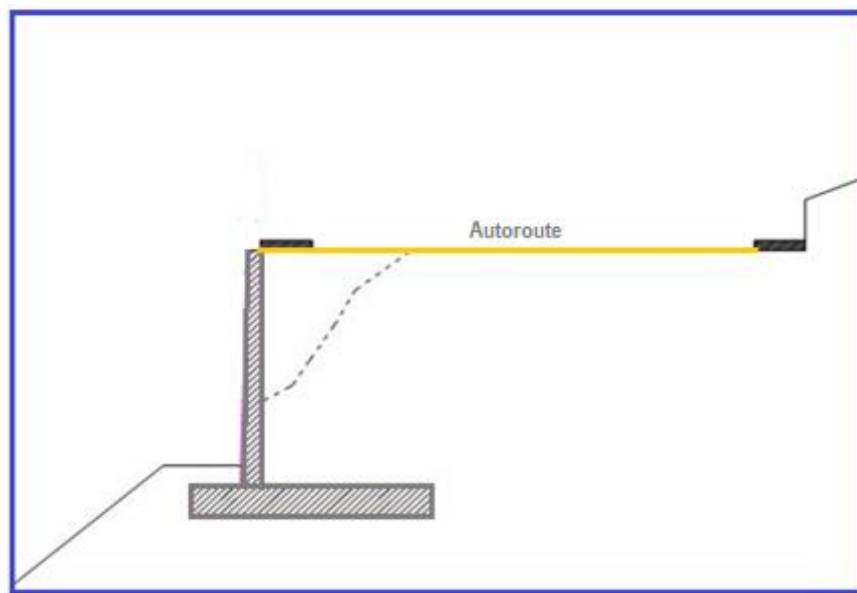
*Dimensionnement de mur de  
soutènement en B.A sur pieux*

**VI.1. Introduction**

Le calcul complet d'un mur de soutènement est une œuvre assez laborieuse, le dimensionnement de l'ouvrage et ses vérifications demandant une succession de calculs longs et itératifs. Aussi pour arriver de la façon la plus rapide aux bons résultats, il est important de pré-dimensionner le mur d'une manière adéquate.

**VI.2. Description**

Le soutènement aval sera assuré par un mur en béton armé ancré sur pieux. Derrière le mur, il sera procédé à la pose d'un drain en matériaux granuleux et le remblaiement par du tout venant d'Oued ou de carrière (TVO ou TVC 0/60) pour assurer le processus de drainage.



**Figure VI.1** : Coupe transversale du mur.

**VI.3. Predimensionnement de mur de soutènement sur pieu**

Hauteur du mur :	H = 15 m
Epaisseur du mur :	e= 2 m
Epaisseur de la semelle :	h=2,2m
Largeur de la semelle :	L= 9,2m
Diamètre de pieu	B=1.2
Entraxe des pieux :	On prend 3.6m

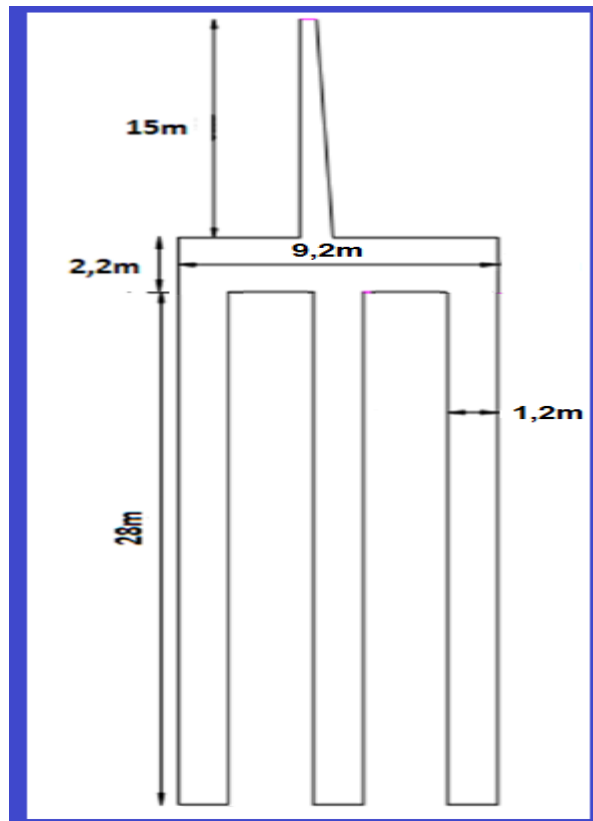


Figure VI.2 : Dimensions du mur en B.A sur pieux.

Ce genre de soutènement avec un comportement rigide nécessite un ancrage dans un sol compact de bonne portance, donc les pieux seront ancrés dans les marnes compactes à une profondeur de l'ordre de 28 m.

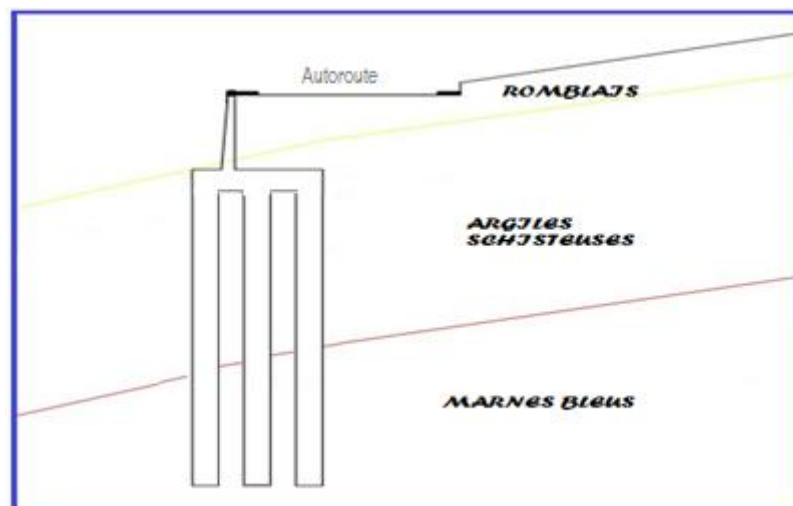


Figure VI. 3 : Ancrage des pieux recommandé.

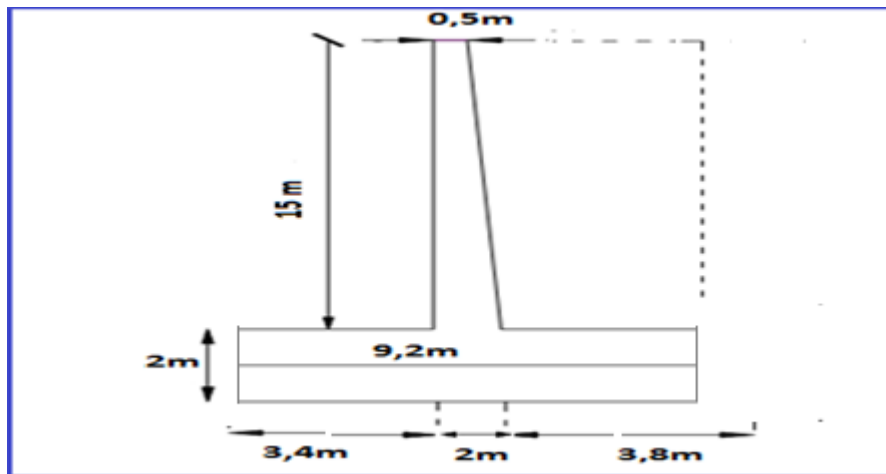
**VI.4. Calcul des poussées et vérification de la stabilité**

**VI.4.1. Données Géotechniques**

Poids volumique du remblai :	$\gamma = 19 \text{ KN/ m}^3$
L'angle de frottement interne du remblai sans cohésion	$\phi = 35^\circ$
L'angle de frottement sur le mur :	$\delta = (2/3 \phi) = 23,33^\circ$
Angle d'inclinaison de la surface :	$\beta = 0$

**V.4.2. Données Géométriques**

Le mur a un rideau d'une hauteur totale de 15 m et une épaisseur variable de 2 m à la base, qui diminue avec la hauteur est devient égale à 0.5 m au sommet, avec une semelle d'une largeur de 9.2 m et une épaisseur de 2 m.



**Figure VI.4 :** Données géométriques du mur.

**VI.4.3. Cas statique**

**VI.4.3.1. Bilan des forces agissantes sur le mur**

**→ Forces stabilisatrices**

$G_1$  : Poids de remblais.

$G_2, G_3, G_4$  : Poids de chaque élément du mur.

$q$  : la surcharge sur le remblais.

$X_q, X_1, X_2, X_3, X_4$  : Bras de levier des forces stabilisatrices.

**→ Forces motrices**

$p_t$  : poussée due au poids des terres.

$P_q$  : poussée due à la surcharge.

H1 ; H2 : Bras de levier des forces  $p_t$  et  $p_q$  .

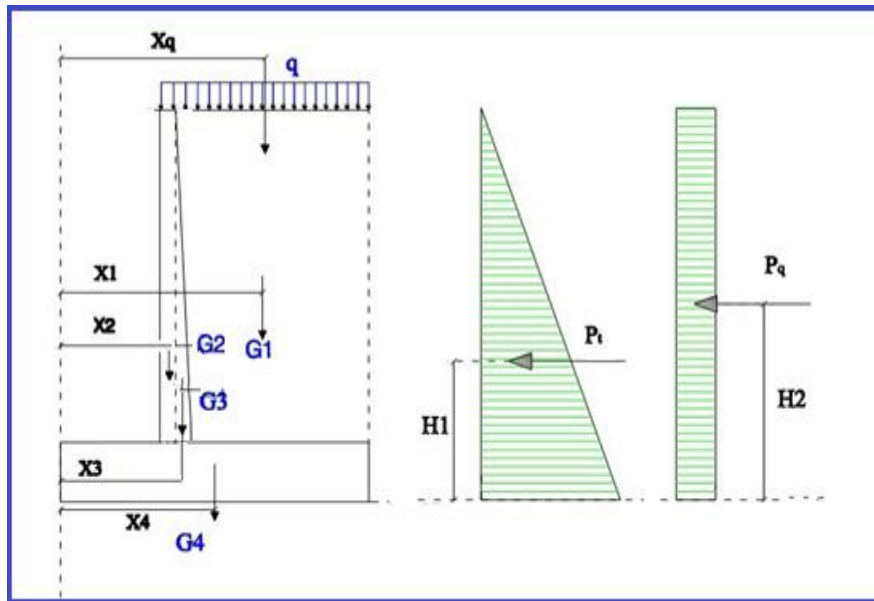


Figure VI.5 : Bilan des forces sur le mur et leurs bras de levier.

VI.4.3.2.Détermination du coefficient de poussée  $K_a$

$$K_a = \left[ \frac{\sin(\alpha - \varphi) / \sin \alpha}{\sqrt{\sin(\alpha + \delta)} + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \beta)}{\sin(\alpha - \beta)}}} \right]$$

Pour :  $\varphi=35^\circ$ ,  $\delta =23,33$ ,  $\beta =0$ ,  $\alpha=90$



$K_a =0,244$

Poussée des terres :  $P_t = \frac{1}{2} K_a \gamma H^2$

Poussée de la surcharge :  $P_q = K_a \times q \times H$

	Poussée des terres	Poussée de la surcharge
A la base du mur	<b>521.55 KN</b>	<b>36.6 KN</b>
A la base de la semelle	<b>685.757 KN</b>	<b>41.968 KN</b>



Les résultats des bilans de forces calculés pour le mur, et leurs bras de levier sont représentés sur ( figure VI.6)

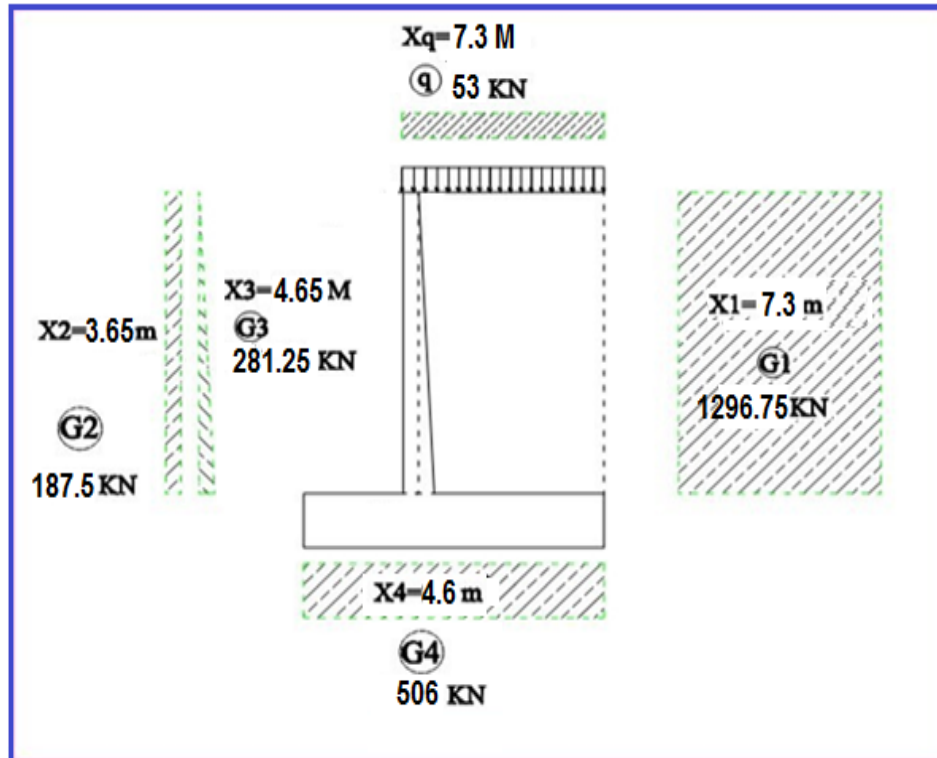


Figure VI.6 : Bilan des forces.

**VI.4.3.3 Calcul des moments**

➤ Moment dû aux poussées des terres :

$$M(P_t) = \frac{1}{3} H \times P_t = M(P_t) = \frac{1}{6} K_a \times \gamma \times H^3$$

➤ Moment dû à la surcharge q :

$$M(P_q) = \frac{1}{2} H \times P_q = \frac{1}{2} \times K_a \times q \times H^2$$

	$M(P_t)$	$M(P_q)$
<b>A la base du mur</b>	<b>2607.75 KN.m</b>	<b>247.5 KN.m</b>
<b>A la base de la semelle</b>	<b>3931.67 KN.m</b>	<b>360.924 KN.m</b>

Tableau Récapitulatif :

	N (KN)	P (KN)	X (m)	Y(m)	M <sub>s</sub> (KN.m)	M <sub>r</sub> (KN.m)
Poids des terres G <sub>1</sub>	<b>1296.75</b>		<b>7.3</b>		<b>9466.27</b>	
Poids du mur G <sub>2</sub>	<b>187.5</b>		<b>3.65</b>		<b>684.37</b>	
Poids du mur G <sub>3</sub>	<b>281.25</b>		<b>4.4</b>		<b>1237.5</b>	
Poids du mur G <sub>4</sub>	<b>506</b>		<b>4.6</b>		<b>2327.6</b>	
surcharge q	<b>53</b>		<b>7.3</b>		<b>386.9</b>	
Poussée des terres		<b>685.757</b>		<b>5.73</b>		<b>3931.67</b>
Poussée (Surcharge)		<b>41.968</b>		<b>8.6</b>		<b>360.924</b>
Σ	<b>2324.5</b>	<b>727.25</b>			<b>14102.64</b>	<b>4292.594</b>

**VI.4.3.4. Vérifications de la stabilité du mur**

➤ **Vérification au renversement**

Condition à vérifié :  $FR = M_s / M_r > 1.5$

A E.L.U:  $M_u = 1.35 M_G + 1.5 M_q$

$M_u = 1.35 \times 3931.67 + 1.5 \times 360.924 \implies M_u = 5849.14 \text{ KN.m}$

M <sub>s</sub> (KN.m)	M <sub>r</sub> (KN.m)	F <sub>R</sub>	Observation
<b>14102.64</b>	<b>5849.14</b>	<b>2.41</b>	Verifier

➤ **Vérification au Glissement**

Condition vérifié :

$$F_G = \frac{N \text{tg}\phi}{(P_t + P_q)} \geq 1,5 \quad \Rightarrow \quad F_G = \frac{0.57N}{(P_t + P_q)} \geq 1,5$$

N (KN)	0.57N (KN)	$P_t + P_q$ (KN)	$F_G$	Observation
<b>2324.5</b>	<b>1324.96</b>	<b>727.25</b>	<b>1.82</b>	Verifier

➤ **Vérification au poinçonnement**

**N = 2324.5 KN**

**M<sub>r</sub> = 4292.594 KN.m**

On a :

$$\sigma = \frac{N}{S} \pm \frac{M \times \frac{B}{2}}{I}$$

$$\sigma_{max} = \frac{N}{S} + \frac{M \times \frac{B}{2}}{I} \quad \rightarrow \quad \sigma_{max} = \frac{2324,5}{9,2 \times 1} + \frac{4292,59 \times 4,6 \times 12}{1 \times (9,2)^3}$$

**$\sigma_{max} = 556.95 \text{ KN/m}^2$**

$$\sigma_{min} = \frac{N}{S} - \frac{M \times \frac{B}{2}}{I} \quad \rightarrow \quad \sigma_{min} = \frac{2324,5}{9,2 \times 1} - \frac{4292,59 \times 4,6 \times 12}{1 \times (9,2)^3}$$

**$\sigma_{min} = - 51.63 \text{ KN/m}^2$**

Calcul de la surface comprimé de la semelle

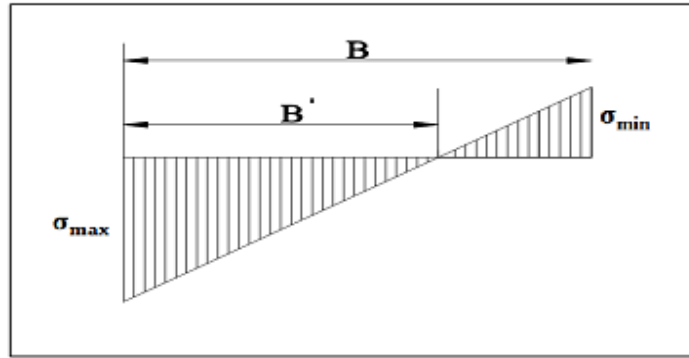


Figure VI.7 : La surface comprimée de la semelle.

$$\frac{B'}{B} = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{min} + \sigma_{max}} \quad \text{Soit} \quad B' = \frac{B \cdot \sigma_{max}}{\sigma_{min} + \sigma_{max}}$$

$$B' = \frac{9,2 \times 556,95}{|-51,63| + 556,95} = 8,41 \times 1 \text{ m}^2$$

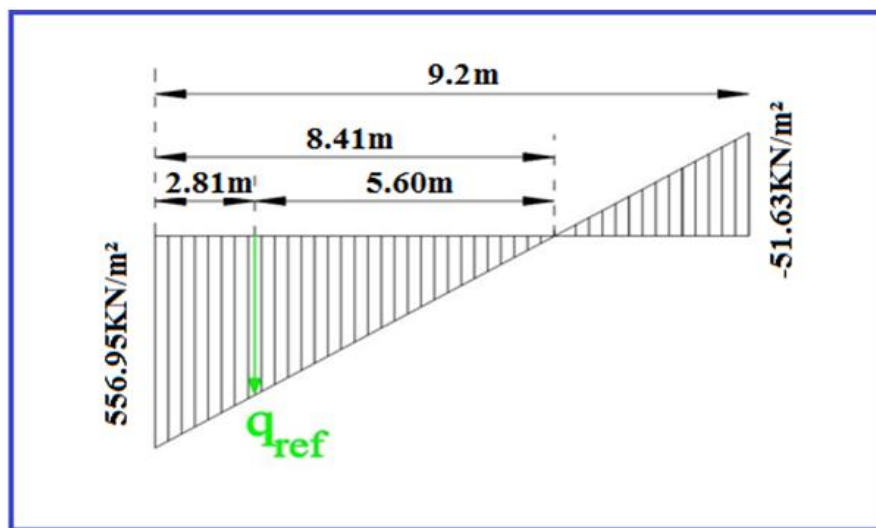


Figure VI.8 : Distribution des contraintes sous la fondation.

$$q_{ref} = \frac{3}{4} \sigma_{max}$$

$$q_{ref} = 417,71 \text{ KN/m}^2$$

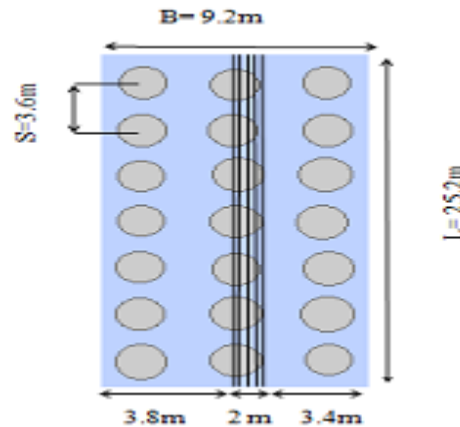
$q_{adm} = 2,33 \text{ bars}$  (Capacité portante d'une fondation superficielle voir chapitre V) :

$q_{ref} = 4,18 \text{ bars} > q_{adm} = 2,33 \text{ bars} \Rightarrow$  **Condition non vérifiée.**

**VI.4.3.5. Détermination des efforts transmis aux pieux**

Dans le cas général d'un groupe de pieux quelconque, la charge dans un pieu est calculée à partir de sa déformation (résultant du déplacement de la semelle), et de son module de rigidité. On écrit ensuite que la somme des charges appliquées aux différents pieux est égale à la charge appliquée à la semelle. La solution est relativement simple dans le cas où les pieux sont tous verticaux et identiques. Si et sont les coordonnées d'un pieu, et si l'on a **n** pieux, la charge verticale supportée par ce pieu est donnée par [12] :

$$N = \frac{Q_V}{n} \pm \frac{M_y X_i}{\sum_{j=1}^n (X_j)^2} \pm \frac{M_x Y_i}{\sum_{j=1}^n (Y_j)^2}$$



**Figure VI.9 :** Schéma de conception de semelle pour le mur.

La semelle du mur, sous la poussée des terres et les sollicitations verticales (poids terres + poids mur) est soumise à :

- Un effort vertical = **2324,5KN**
- Un effort horizontal = **27,25KN**
- Un moment renversant = **5849,14KN.m**

La semelle est soumise à un moment M selon Y et un moment nul selon X, donc les charges seront réparties comme suit

**1. Pour P<sub>1</sub> et P<sub>2</sub> :**

On a : X<sub>1</sub>=X<sub>2</sub>=X<sub>3</sub>=X<sub>4</sub>= 1,8 m, (P) poids propre de pieu P =**791 KN**

$$N_1 = N_2 = \frac{2324,5 \times 25}{21} + \frac{5849,14 \times 25 \times 2,2}{21 \times 2,2^2} + 791$$

$$N_1 = N_2 = 6723,38 KN$$

2. Pour P<sub>3</sub> et P<sub>4</sub> :

$$N_3 = N_4 = \frac{2324,5 \times 25}{21} - \frac{5849,14 \times 25 \times 2,2}{21 \times 2,2^2} + 791$$

$$N_3 = N_4 = 391,14 \text{ KN}$$

La charge qui revient au pieu le plus sollicité est de

$$6723,38 \text{ KN} < Q_{ad} = 7029,98 \text{ KN}$$

La charge horizontale **T** qui revient à chaque pieu représente la poussée pour une tranche de 3,6 m :

$$T = 727,25 \times 3,6 = 2618,1 \text{ KN.}$$

Cet effort va induire un moment dans le pieu en fonction de la déformation du sol.

**Calcul de M<sub>max</sub>**

E du sol (MPa)	100
Surface de la semelle (m <sup>2</sup> )	20.24
F	0.4
E du pieu (Mpa)	24000
Diamètre du pieu (m)	1.20
Moment d'inertie du pieu m <sup>4</sup>	0.1018
β	0
α(m)	1.42
A (m <sup>2</sup> )	1.13

On a :

➤ **T<sub>0</sub> (P<sub>t</sub>), T<sub>0</sub> (P<sub>q</sub>)** : Représentent les efforts horizontaux dus respectivement aux poussées des terres et les poussées des surcharges.

T <sub>0</sub> (P <sub>t</sub> ) kN	2468,7
T <sub>0</sub> (P <sub>q</sub> ) kN	151,05

**VI.4.4. Cas sismique**

**VI.4.4.1. Détermination du coefficient de poussée Kad**

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

- $\gamma$  : poids volumique du sol de remblai.
- $\varphi$  : angle de frottement interne du remblai sans cohésion.
- H : hauteur de la paroi verticale à l'arrière du mur sur laquelle s'exerce  $P_{ad}$ .
- $\beta$  : angle de la surface du remblai sur l'horizontal.
- $K_h$  : Coefficient sismique horizontal.
- $k_v$  : Coefficient sismique vertical.
- A : coefficient d'accélération de zone.

$$K_h = A \quad A = 0.2 \quad K_h = 0.1$$

$$K_v = 0.3K_h \quad K_v = 0.03$$

$$\theta = \arctan\left(\frac{K_h}{(1 + K_v)}\right) \quad \theta = 10.7^\circ$$

Pour :

$$\begin{array}{l} \varphi = 35^\circ \\ \beta = 0^\circ \\ \theta = 10.7^\circ \\ \delta = 23.33^\circ \end{array} \quad \Longrightarrow \quad \mathbf{K_{ad} = 0.387}$$

$$K \text{ (statique +dynamique)} = 0.244 + 0.387 = \mathbf{0.631}$$

$$\text{Poussée des terres : } 0,50 \times 0,631 \times 19 \times (17.2)^2 = \mathbf{1773.41 \text{ KN}}$$

Bilan des forces

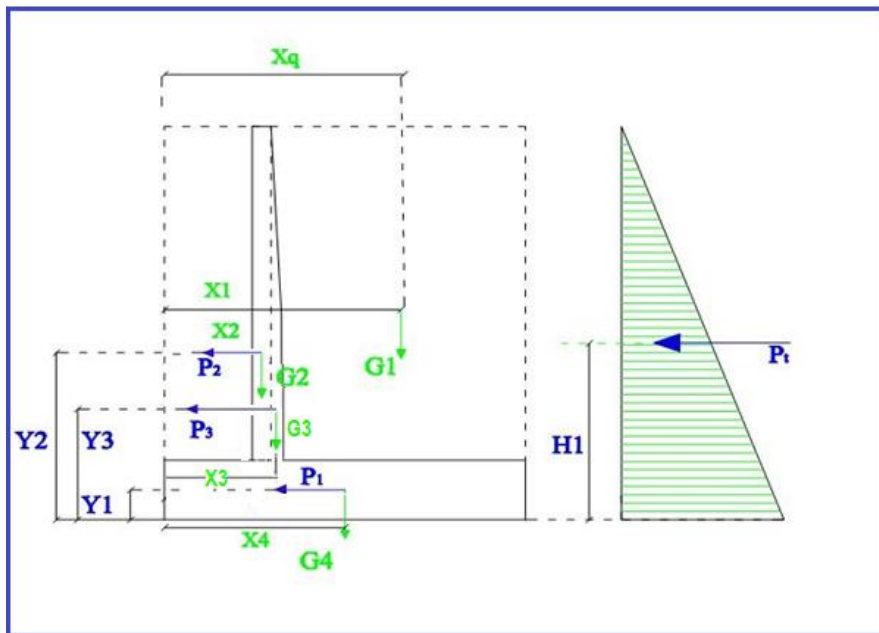


Figure VI.10 : Bilan des forces verticales et horizontales.

Tableau Récapitulatif :

	N (KN)	P (KN)	X (m)	Y(m)	$M_s$ (KN.m)	$M_r$ (KN.m)
Poids des terres $G_1$	1296.75		7.3		9466.27	
Poids des terres $G_2$	187.5		3.65		684.37	
Poids des terres $G_3$	281.25		4.65		1307.81	
Poids des terres $G_4$	506		4.6		2327.6	
Poussée des terres P		1773.41		5.73		10161.63
$P_1$		253		1.1		278.3
$P_2$		93.75		9.7		909.37
$P_3$		187.5		7.2		1350
$\Sigma$	2271.5	2307.66			13786.05	12699.3



**VI.4.4.2. Vérifications de la stabilité du mur :**

➤ **Vérification au renversement :**

Condition à vérifier :  $F_R = M_s / M_r > 1.3$

	$M_s$ (KN.m)	$M_r$ (KN.m)	$F_R$	Observation
A charge	<b>13786.05</b>	<b>12699.3</b>	<b>1.08</b>	<b>Non vérifier</b>

➤ **Vérification au Glissement**

$$F_G = \frac{N \tan \phi}{(P_t + P_q)} \geq 1,5 \quad \Rightarrow \quad F_G = \frac{0.57N}{(P_t + P_q)} \geq 1,5$$

N (KN)	0.57N (KN)	$(P_t + P_q)$ KN	$F_G$	Observation
<b>2271.5</b>	<b>1294.75</b>	<b>2307.66</b>	<b>0.56</b>	<b>Non vérifier</b>

➤ **Vérification au poinçonnement :**

$N = 2271.5 \text{ KN}$       Et       $M_r = 12699.3 \text{ KN.m}$

$$\sigma = \frac{N}{S} \pm \frac{M \times \frac{B}{2}}{I}$$

$$\sigma_{max} = \frac{2271,5}{9,2 \times 1} + \frac{12699,3 \times 4,6 \times 12}{1 \times (9,2)^3} = 1147,13 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{max} = \mathbf{1147,13 \text{ KN/m}^2}$$

$$\sigma_{min} = \frac{2271,5}{9,2 \times 1} - \frac{12699,3 \times 4,6 \times 12}{1 \times (9,2)^3} = -653,36 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{min} = \mathbf{-653,36 \text{ KN/m}^2}$$

Calcul de la surface comprimé de la semelle.

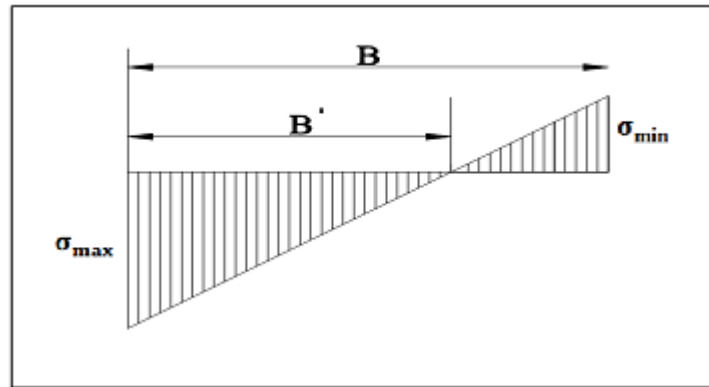


Figure VI.11 : La surface comprimée.

$$\frac{B'}{B} = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{min} + \sigma_{max}}$$

$$B' = \frac{B \cdot \sigma_{max}}{\sigma_{min} + \sigma_{max}}$$

$$B' = \frac{9,2 \times 1147,13}{|-653,36| + 1147,13} = 5,86 \times 1 \text{ m}^2$$

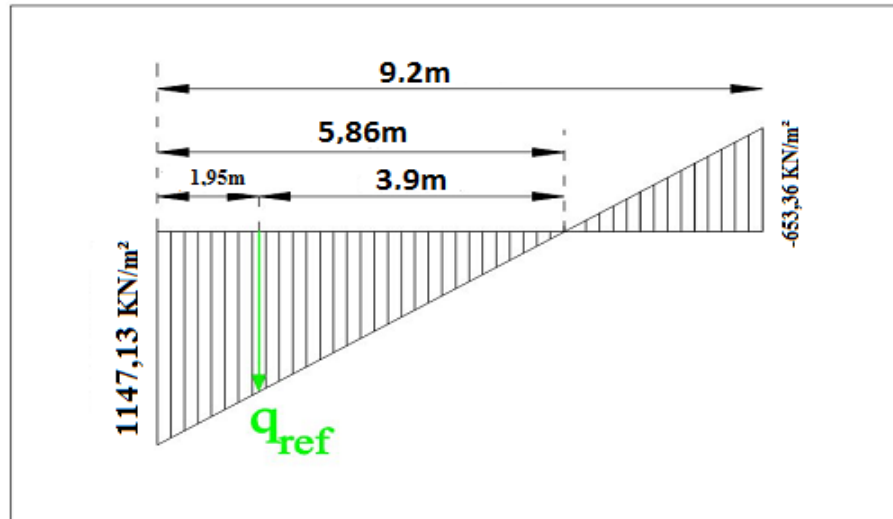


Figure VI.12 : Distribution des contraintes sous la fondation.

$$q_{ref} = \frac{3}{4} \sigma_{max}$$

$$q_{ref} = 860,34 \text{ KN/m}^2$$

$q_{adm} = 2,33 \text{ bars}$  (Capacité portante d'une fondation superficielle voir chapitre (V) :

$q_{ref} = 8,6 \text{ bars} > q_{adm} = 2,33 \text{ bars} \Rightarrow$  **Condition non vérifiée.**

### **V.5. Conclusion**

Après l'étude de mur sous différentes sollicitations statique et dynamique, la stabilité du mur n'est totalement assurée, en particulier pour le cas dynamique, d'où la nécessité d'un ancrage profond à travers des pieux dans la couche compacte.

# Chapitre VII

*Modélisation numérique  
du mur en B.A sur pieux*

## VII .1. Introduction

L'évolution actuelle de la technologie amène l'ingénieur à réaliser des projets de plus en plus complexes, immense et soumis à des contraintes de sécurité de plus en plus sévères. Pour réaliser ces projets et vu la complexité des méthodes analytiques, les concepteurs font recours aux méthodes qui lui permettent de simuler le comportement des systèmes physiques complexes.

Les sciences de l'ingénieur (mécanique des solides et des fluides, thermique...) permettent de décrire le comportement de systèmes physique grâce à des équations différentielles aux dérivées partielles. La méthode des éléments finis est l'une des méthodes les plus utilisées aujourd'hui pour résoudre effectivement ces équations. Elle nécessite l'utilisation intensive de l'ordinateur. C'est une méthode très générale qui s'applique à la majorité des problèmes rencontrés dans la pratique.

Le code de calcul par éléments finis Plaxis a été développé en premier lieu à l'Université Technologique de Delft (TUD) en 1987. Ce code initialement réalisé pour analyser les digues en argiles molles, a vu un champ d'application se développer largement afin de pouvoir traiter différents types de problèmes géotechniques. Il permet d'analyser des problèmes élastiques, élastoplastique en 2D ou 3D. Aujourd'hui, le code de calcul Plaxis est un logiciel d'éléments finis de référence en géotechnique [24].

Le principal objectif était de fournir un outil permettant des analyses pratiques pour l'ingénieur géotechnicien qui n'est pas nécessairement un numéricien. Il en résulte que Plaxis est utilisé par de nombreux ingénieurs géotechniciens de nos jours, dans le monde entier [25]

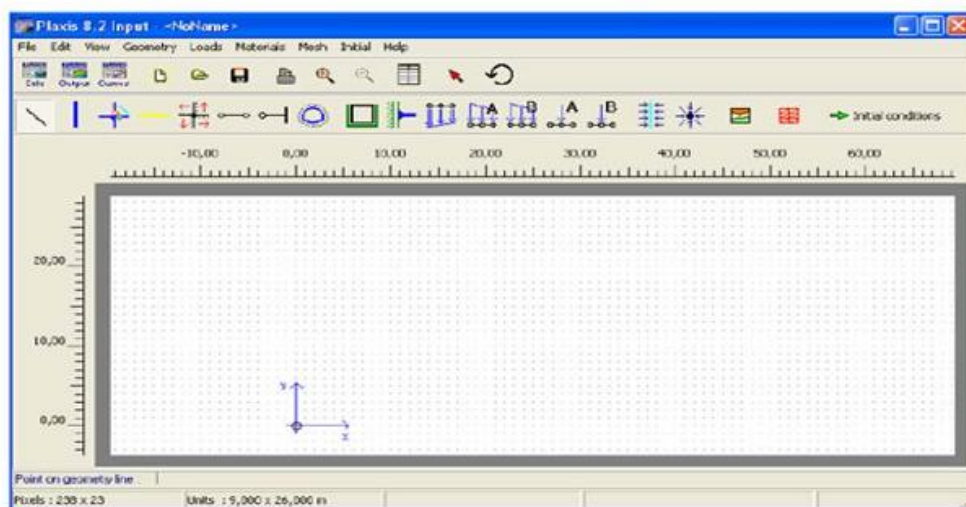


Figure. VII.1 : Fenêtre d'entrée des données de PLAXIS

**VII .2. Présentation de Plaxis**

L'analyse des projets géotechniques est possible grâce à de nombreux codes éléments finis. L'ingénieur ayant de l'expérience en ce domaine sait que le poids des hypothèses permettent le passage de la réalité au modèle est difficile à évaluer. Plaxis se compose de quatre sous-programmes (Input, Calculations, Output et Curves).

**✓ Le module d'entrée de données (Input)**

Le module contient tout ce qui est nécessaire pour créer et modifier un modèle géométrique, pour générer le maillage d'éléments finis correspondant et pour générer les conditions initiales

**✓ Le module de calcul (Calculations)**

Tous les éléments pour définir et amorcer un calcul par la méthode des éléments finis sont donnés dans ce module. Au début du programme de calcul, l'utilisateur doit choisir le projet pour lequel les calculs vont être définis.

**✓ Le module de résultats (Output)**

Ce module contient tous les éléments qui permettent de voir les résultats des données générées et des calculs d'éléments finis. Au début du programme de résultats, l'utilisateur doit choisir le modèle et la phase de calcul appropriée ou le numéro du pas pour lequel les résultats seront affichés.

**✓ Le module courbe (Curves)**

À l'aide de ce module on peut générer des courbes charges-déplacements, des chemins de contrainte et des courbes contraintes-déformations.

**VII.3. Les modèles de comportement incorporés dans Plaxis**

Les modèles de comportement de sols sont très nombreux : depuis le modèle élastique parfaitement plastique de Mohr-Coulomb jusqu'aux lois de comportement les plus sophistiquées permettant de décrire presque tous les aspects du comportement élasto - viscoplastique des sols, aussi bien sous sollicitations monotone que cyclique. Ces modèles ont été développés dans le but d'être intégrés dans des calculs par éléments finis. Dans ce schéma, la modélisation par éléments finis permet de résoudre le problème aux limites en tenant compte, par une loi de comportement réaliste, du comportement réel du sol.

Un des objectifs de Plaxis est de fournir à l'utilisateur un code d'élément finis qui soit à la fois robuste et convivial, permettant de traiter des problèmes géotechniques réels, dans un délai raisonnable en utilisant des modèles de comportement de sols dont les paramètres puissent être déterminés à partir d'une étude géotechnique normale, partant du modèle élastique plastique de Mohr -Coulomb jusqu'aux lois de comportement les plus sophistiqués permettant de décrire presque tous les aspects du comportement des sol. En ce sens, Plaxis peut apparaître comme une «Règle à calculer » de l'ingénieur géotechnicien, ou le microordinateur a remplacé la règle.

C'est pourquoi les différents modèles de comportement utilisés dans Plaxis sont des modèles qui peuvent apparaître simples, voir simplistes, mais qui sont efficaces quand ils sont utilisés dans des cas adaptés.

### VII .3.1. Modèle élastique

Le modèle élastique linéaire utilisé dans Plaxis est classique, il représente la loi de Hooke relative à l'élasticité linéaire isotrope. Les données à faire entrer sont : les paramètres de rigidité élastique, le module de Young **E** et le coefficient de Poisson  $\nu$ . La relation entre le module de Young et les autres modules est donnée par les relations qui suivent :

$$K = \frac{E}{3(1+2\nu)} \qquad G = \frac{E}{2(1+\nu)}$$

**K** : Module de compressibilité

**G** : Module de cisaillement.

### VII.3.2. Le modèle de Mohr Coulomb (MC)

Le modèle de Mohr Coulomb représente le comportement élastique parfaitement plastique sans écoulement, il est généralement utilisé comme première approximation du comportement du sol, les données nécessaires pour ce modèle sont :

- Le module de Young **E**
- Le coefficient de Poisson  $\nu$
- La cohésion **c**
- L'angle de frottement  $\phi$
- L'angle de dilatance  $\psi$

Qui sont des paramètres classiques de la géotechnique, souvent fournis par des essais de laboratoire.

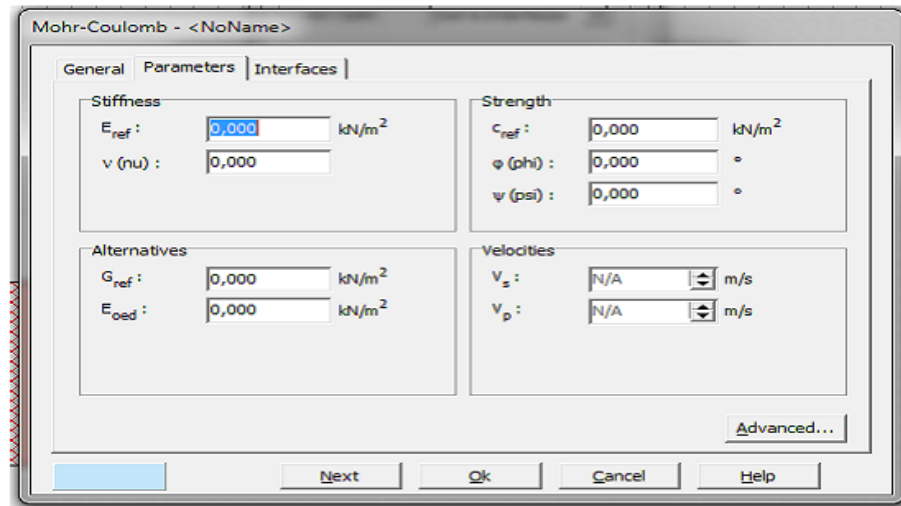


Figure.VII.2. : Fenêtre des paramètres de MOHR-COULOMB.

### a) Le module de Young E

Plaxis utilise le module d'Young comme module de déformation de référence dans le modèle élastique et le modèle de Mohr-Coulomb, mais d'autres modules de déformation sont également considérés. Un module de déformation à la dimension d'une contrainte (force par unité de surface) il varie en fonction de la déformation et en fonction de la contrainte moyenne.

Les valeurs de raideur adoptées dans un calcul demandent une attention particulière parce que la plupart des géo matériaux présente un comportement non linéaire dans le début du chargement

### b) Le coefficient de Poisson

Des essais triaxiaux standards drainés peuvent montrer une diminution significative de volume au tout début du chargement et révéler ainsi une faible valeur du coefficient de Poisson  $\nu$ . Dans certains cas, comme des problèmes de déchargement particuliers, il peut être réaliste d'employer une valeur initiale aussi faible, mais en général, pour le modèle de Mohr-Coulomb, l'utilisation d'une valeur plus élevée est recommandée. On conseille de prendre une valeur **0.3** à **0.4** de pour le coefficient de Poisson. Celle-ci est assez réaliste pour l'application du poids propre dans la procédure du chargement gravitaire (**Ko**) Pour des sols incompressibles, le coefficient de Poisson s'approche de 0.5 sans que cette valeur soit utilisable.



**c) La cohésion**

La cohésion a la dimension d'une contrainte. Plaxis peut manipuler des sables sans cohésion ( $c = 0$ ), mais certaines options ne fonctionneront pas bien. Pour éviter les complications, il est conseillé d'entrer au moins une valeur faible (prendre  $c > 0.2$ ). Plaxis propose une option spéciale pour les couches dans lesquelles la cohésion croît avec la profondeur.

**d) L'angle de frottement interne  $\phi$** 

L'angle de frottement  $\phi$  est entré en degrés. Des angles de frottement élevés, obtenus parfois pour des sables denses, augmenteront de manière substantielle la difficulté numérique des calculs plastiques. Le temps de calcul varie exponentiellement en fonction de l'angle de frottement. Par conséquent, les angles de frottement élevés devraient être évités lors des calculs préliminaires pour un projet. Le temps de calcul deviendra important si des angles de frottement supérieur à 35 degrés sont utilisés

**e) L'angle de dilatance  $\psi$** 

Est une propriété spécifique aux sols grenus (sables et graviers) qui montrent une dilatance (Accroissement de volume) sous cisaillement. La valeur de  $\psi$  peut être simplement déterminée à partir de la pente de dilatance observée dans les essais triaxiaux [27]. L'angle de dilatance  $\psi$  est donné en degrés. Sauf pour les couches très sur-consolidées, les sols argileux ne présentent aucune dilatance ( $\psi = 0$ ). La dilatance d'un sable dépend de sa densité et de son angle de frottement. Pour des sables siliceux, un ordre de grandeur est ( $\psi \approx \phi - 30^\circ$ ) Dans la plupart des cas toutefois, l'angle de dilatance est nul pour des valeurs de  $\phi$  inférieures à  $30^\circ$ .

Il peut cependant être évalué par la règle grossière suivante :

- $\psi = \phi - 30^\circ$  pour  $\phi > 30^\circ$

- $\psi = 0$  pour  $\phi \leq 30^\circ$

Les cas où  $\psi < 0$ , Plaxis accepte des angles de dilatance négatifs cela correspond à des sables lâches. La valeur de  $\psi = 0$  correspond à un matériau élastique parfaitement plastique, où il n'y a pas de dilatance lorsque le matériau atteint la plasticité. C'est souvent le cas pour les argiles ou pour les sables de densités faibles ou moyenne sous contraintes assez forte.

**VII.4. Simulation avec le code Plaxis 2D**

Le logiciel Plaxis permet de modéliser au mieux les ouvrages géotechniques. Le critère de rupture de Mohr-Coulomb, est souvent adopté pour décrire le comportement de sol dans le domaine élasto-plastique. Ce modèle est caractérisé par cinq paramètres :

- **En élasticité ; E** : module d'élasticité ;  
                   **N** : coefficient de Poisson,
- **En plasticité ; c** : cohésion du sol,  
                    **$\Phi$**  : angle de frottement du sol,  
                    **$\Psi$**  : angle de dilatance du sol

➤ **Données du problème**

Les données géométriques sont directement introduites par les coordonnées x et y lors de la construction du modèle. Les données géotechniques, examinées précédemment dans le chapitre IV, sont regroupées dans le tableau ci-après pour chaque couche de sol.

- Concernant le remblai sélectionné derrière le mur :

	$\phi$ (°)	C (KPa)	KN/m <sup>3</sup>
Remblais	35	5	19

- Concernant les différentes couches de sol :

**Tableau VII-1** : Caractéristiques mécanique des couches de sol..

	KN/m <sup>3</sup>	KN/m <sup>3</sup>	C(KPa )	$\phi^\circ$	$\nu$	E(MPa)
Argile schisteuses	19	20	2	24	0.3	900
Marne	22	21	35	30	0.3	2200

Les données relatives à l'ouvrage de soutènement comprend le mur, la semelle et les pieux Module élastique E et coefficient de poisson avec leurs rigidité axiale EA et flexionnelle EI.

Tableau VII-2 : Tableau de Caractéristiques EA, EI

	A(m <sup>2</sup> )	I(m <sup>4</sup> )	E(MPa)	$\nu$	EA	EI
<b>Mur</b>	18.75	1,56	24000	0.2	$39,37 \times 10^7$	$5,9 \times 10^9$
<b>Semelle</b>	20.24	64.89	24000	0.2	$42,5 \times 10^7$	$1,71 \times 10^8$
<b>Pieu</b>	1.13	0.1018	24000	0.2	$2,7 \times 10^7$	$2,44 \times 10^6$

EA : Rigidité axiale.

EI : Rigidité flexionnelle.

#### ➤ Maillage et conditions aux limites

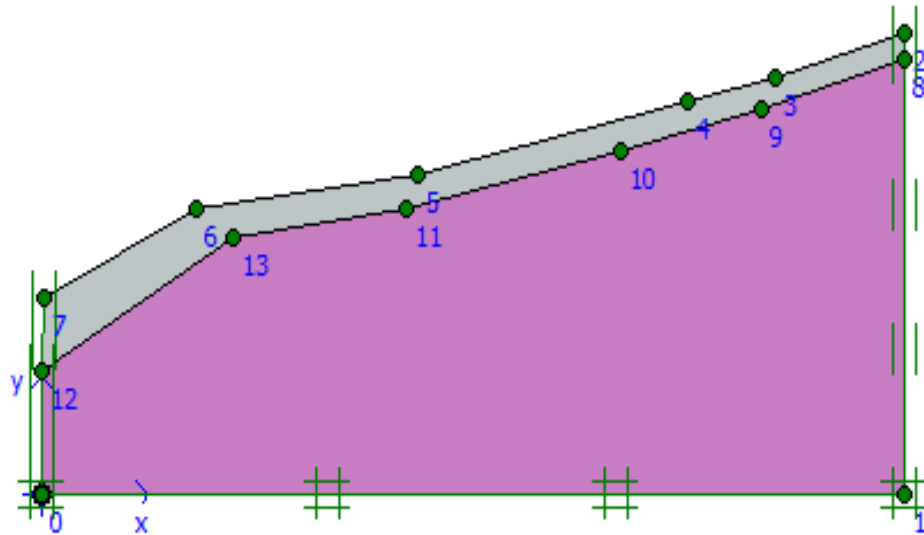
Définie le modèle géométrique arrêté dans cette analyse. Les limites du domaine sont fixées en tenant compte des recommandations pour que les conditions aux limites n'aient pas d'influence sur le comportement du modèle. La limite horizontale inférieure comporte des blocages horizontaux et verticaux, alors que les limites verticales comportent seulement des blocages horizontaux.

### VII.5. Modélisation du talus

#### VII.5.1. Étude de stabilité du talus naturel

##### ➤ Modèle Géométrique

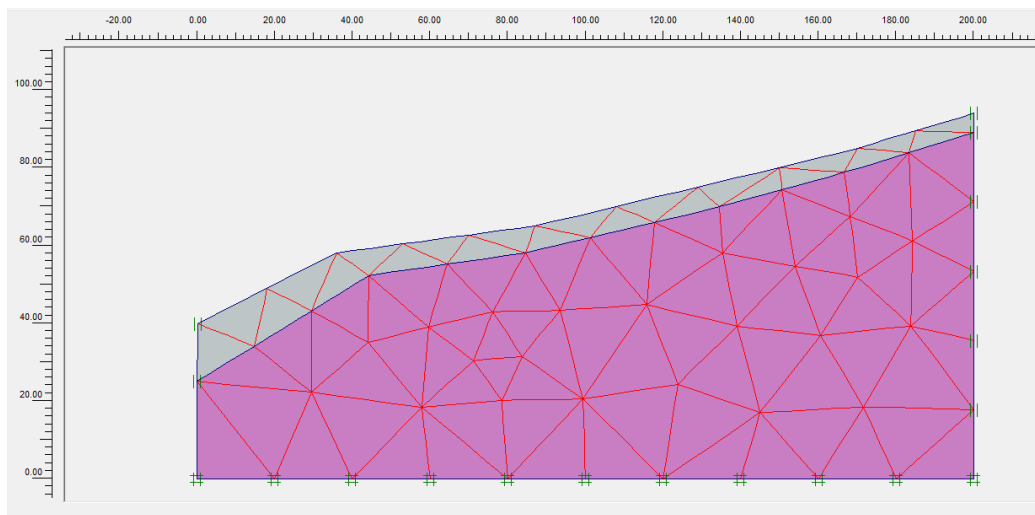
Le modèle géométrique est générée avec une largeur totale de 200 m, et une hauteur variable, commence par 28.0 m à gauche et se termine par 94.0 à droite. Les conditions à la limite standard sont adaptées pour notre cas. Par la suite on a entré les propriétés pour chaque couche de sol. La figure suivante (VII.3), représente le modèle géométriques avec les conditions aux limites et différents couches de sol.



**Figure VII.3 :** Modèle géométrique montrant les conditions aux limites et les couches de sol.

➤ **Génération du maillage**

Lorsqu'un modèle géométrique est entièrement défini et que les propriétés des matériaux sont assignées à toutes les couches, la géométrie doit être divisée en éléments finis afin de réaliser le calcul par éléments finis. Pour plus de précision des résultats (Figure VII.5).



**Figure VII.4 :** Maillage du talus à son état naturel.

➤ **Conditions initiales**

Une fois le modèle géométrique créé et le maillage d'éléments finis généré, les états des pressions interstitielles et de contraintes initiales, pour cela la position de la nappe phréatique doit être spécifiée.

Les mesures piézométriques ont indiqué la présence d'une phrénatique proche de la surface de terrain, avec un niveau variable selon la pente du versant (Figure VII.6).

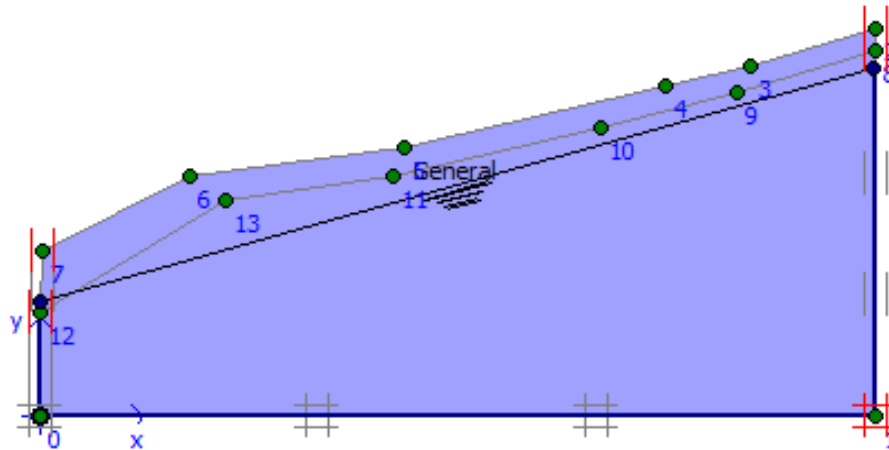


Figure VII.5 : Spécification de la position de la nappe phréatique dans le versant.

La figure (VII.7) et (VII.8) montrent les distributions des pressions interstitielles et des contraintes effectives à travers le profil du talus. Les valeurs maximum obtenues sont :

- Pour la pression :  $\Delta u = \gamma_w \cdot h_{\max} = 831.61 \text{ kN} / \text{m}^2$
- Pour les contraintes effectives :  $\sigma' = \sum \gamma_i \cdot h_i = 1180.0 \text{ kN} / \text{m}^2$

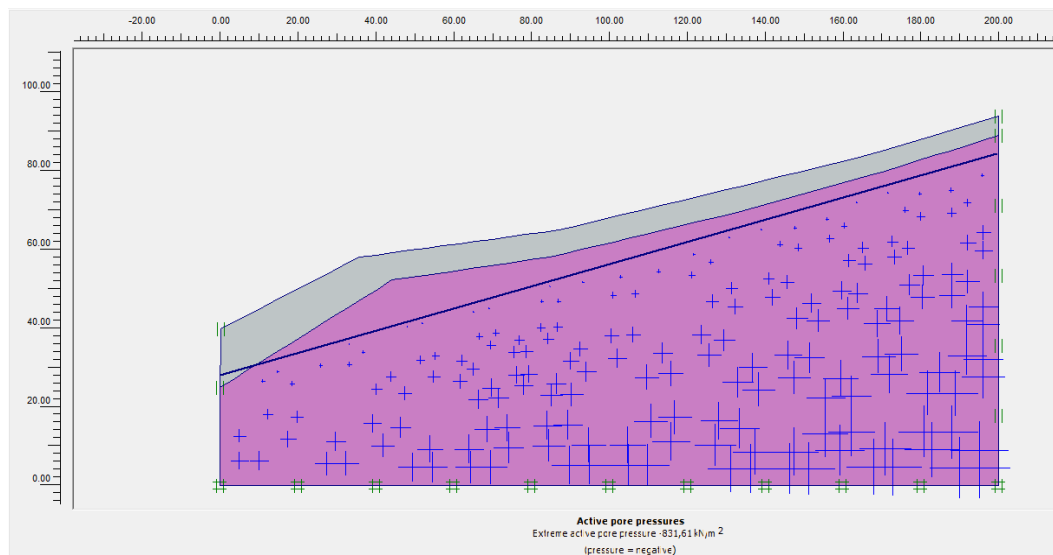
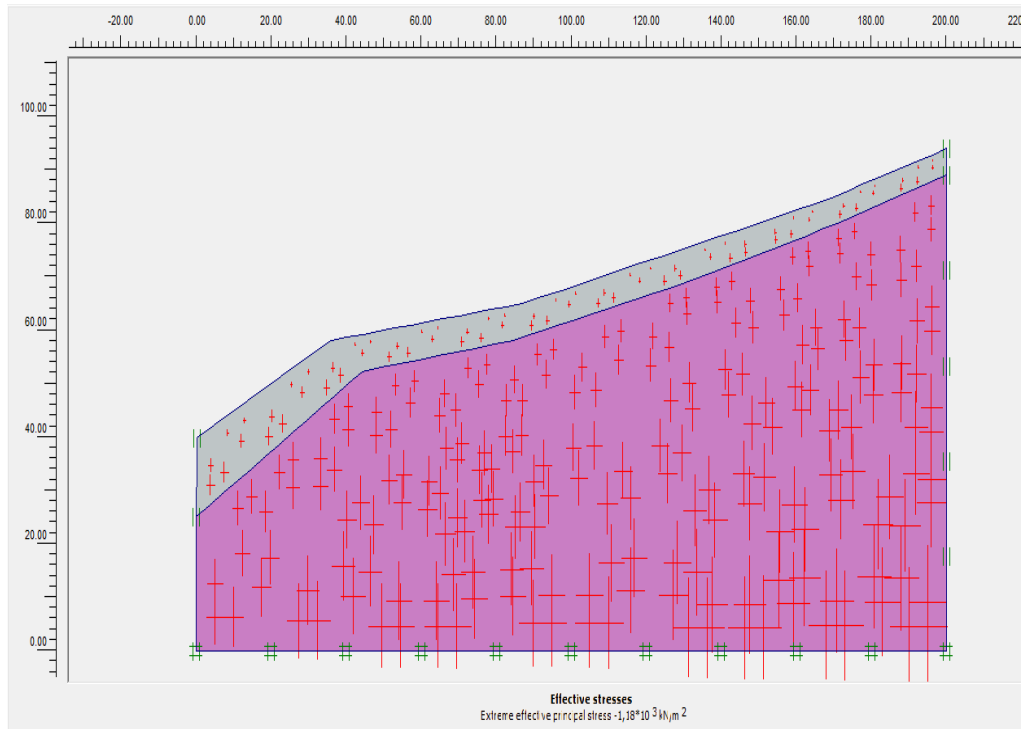


Figure VII.6 : Pression interstitielles.



**Figure VII.7 :** Contraintes effectives.

### ➤ Étape de calcul

Après la définition d'un modèle aux éléments finis, les calculs proprement dits peuvent être effectués. Il est toutefois nécessaire de définir au préalable le type des calculs à réaliser ainsi que les cas de chargement ou les étapes de construction qui seront à appliquer [28].

Selon le cas étudié, le calcul est fait en deux phases. Dans la première on applique la gravité, on prend en compte les conditions hydraulique et comme type de calcul on choisit celui plastique, ce pendant dans la deuxième phase on fait le calcul du facteur des écrite, où les points choisis pour le calcul sont à la crête du talus, au centre, au pied.

### ➤ Le maillage déformé

Le maillage déformé : est une représentation du maillage aux éléments finis dans son état déformé, superposé à une représentation de la géométrie non déformée. la (figure VII-9) indique la déformation de notre cas.

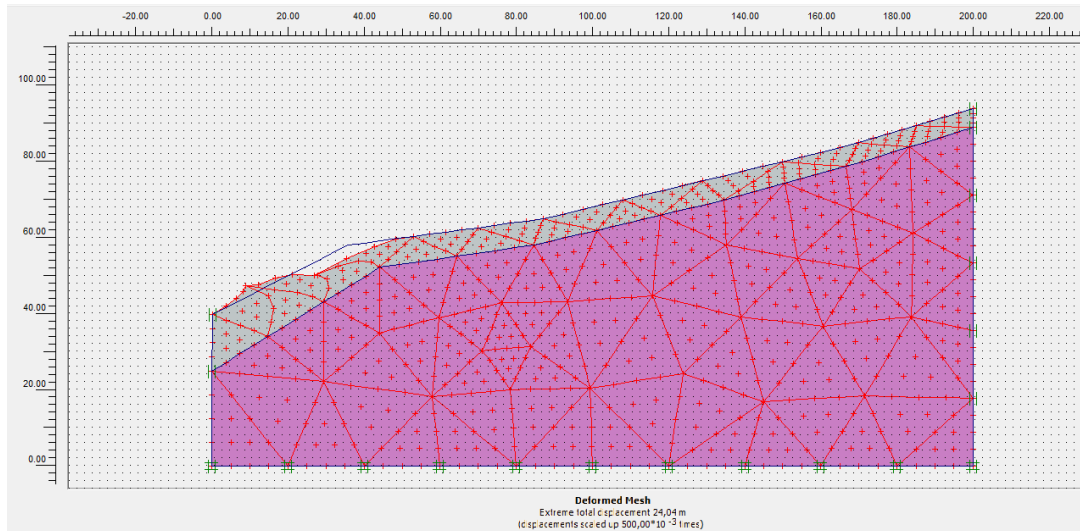


Figure VII.8 : Le maillage déformé (agrandissement).

### ➤ Les déplacements totaux

Ils représentent les déplacements cumulés absolus  $|U|$ , calculés à partir des composantes horizontales (x) et verticales (y) des déplacements à chaque nœud à la fin du pas de calcul en cours, affichés sur un dessin de la géométrie. (La figure VII-10) représente les déplacements totaux de notre model avec un agrandissement de la zone de sollicitation. Le déplacement total maximum est d'environ **24.04 m**.

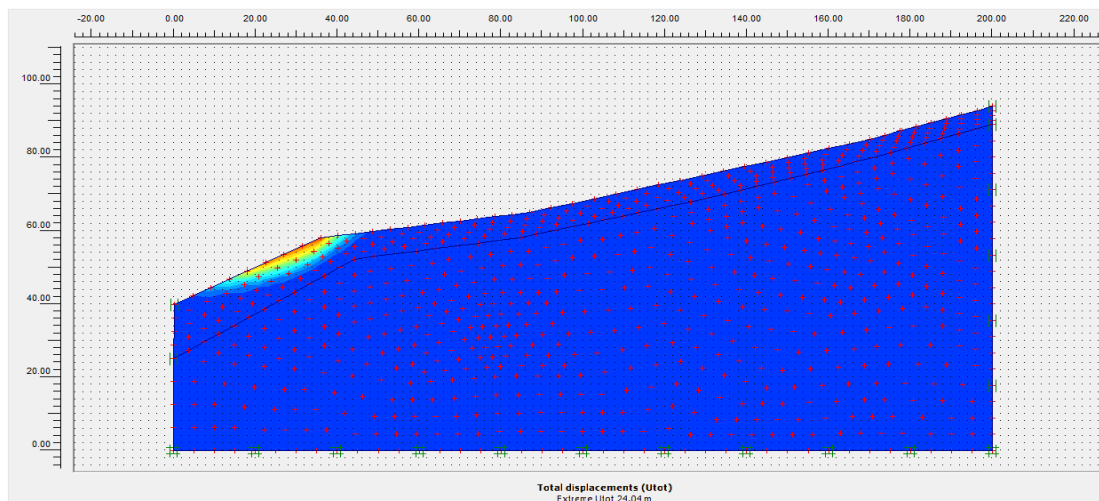


Figure VII.9 : Déplacement totaux à travers le talus.

### ➤ Facteur de sécurité

La méthode de réduction des paramètres est employée pour le calcul de coefficient de sécurité, la figure (VII.10) montre la valeur du facteur de sécurité obtenu par simulation numérique avant le confortement  $F_s = 1.16$ . Cependant la valeur recommandée pour les talus est généralement de l'ordre de 1.5.

Multipliers		Additional Info		Step Info	
Step Info					
Step	124 of 124	Extrapolation factor	1,000		
PLASTIC STEP		Relative stiffness	0,000		
Multipliers					
	Incremental Multipliers		Total Multipliers		
Prescribed displacements	Mdisp:	0,000	Σ -Mdisp:	1,000	
Load system A	MloadA:	0,000	Σ -MloadA:	1,000	
Load system B	MloadB:	0,000	Σ -MloadB:	1,000	
Soil weight	Mweight:	0,000	Σ -Mweight:	1,000	
Acceleration	Maccel:	0,000	Σ -Maccel:	0,000	
Strenght reduction factor	Msf:	0,000	Σ -Msf:	1,16	
Time	Increment:	0,000	End time:	0,000	
Dynamic Time	Increment:	0,000	End time:	0,000	

Figure VII.10 : Le facteur de sécurité obtenu par le processus c-φ réduction.

#### ➤ Discussion des résultats

Selon les résultats obtenus, les grands déplacements sont enregistrés au niveau d'une zone moins profonde dans la couche d'argile silteuse, se trouve-t-on aval du talus. Le coefficient de sécurité obtenu ( $F_s = 1.16 < 1.5$ ), donnant un talus avec une stabilité douteuse pour le cas de terrain nue. D'après les résultats trouvés et vue l'importance du projet un ouvrage de soutènement doit être envisagé afin de faire face à toute éventualité.

#### VII.5.2 .Modélisation du talus et analyse de la stabilité après confortement

##### ➤ Méthode proposé

Pour assurer la stabilité de l'ensemble, il est décidé d'utilise un mur de soutènement sur pieux pour supporter le remblai de la plateforme routier, assurer une fondation adéquate au mur et pour conforter le talus. La figure (VII.11) présente le modèle géométrique avec l'emplacement du mur des pieux et de remblai.



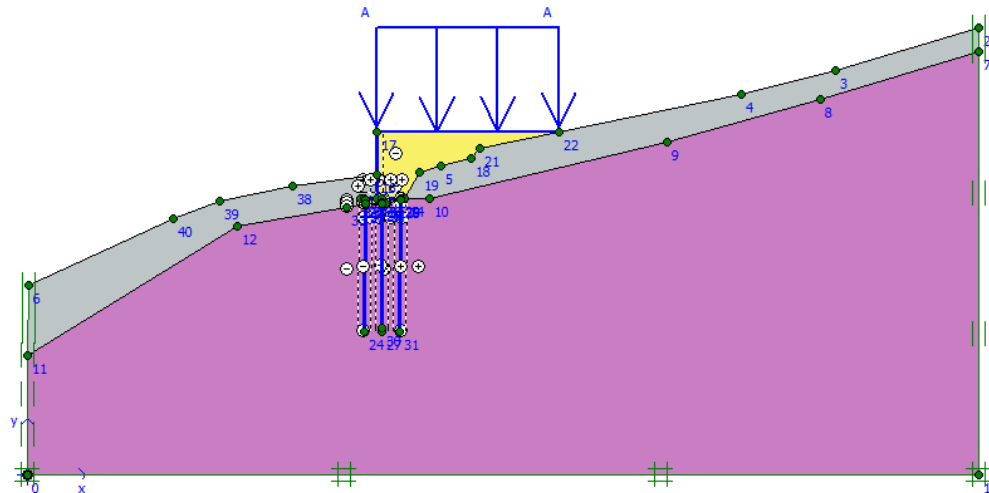


Figure VII.11. : Modèle géométrique avec l'ouvrage de confortement.

Une fois la géométrie est complètement définie, et que toutes les propriétés des matériaux ont été assignées au sol et éléments de structure (mur, semelle, pieux), un maillage d'élément finis est généré (Figure VII.12).

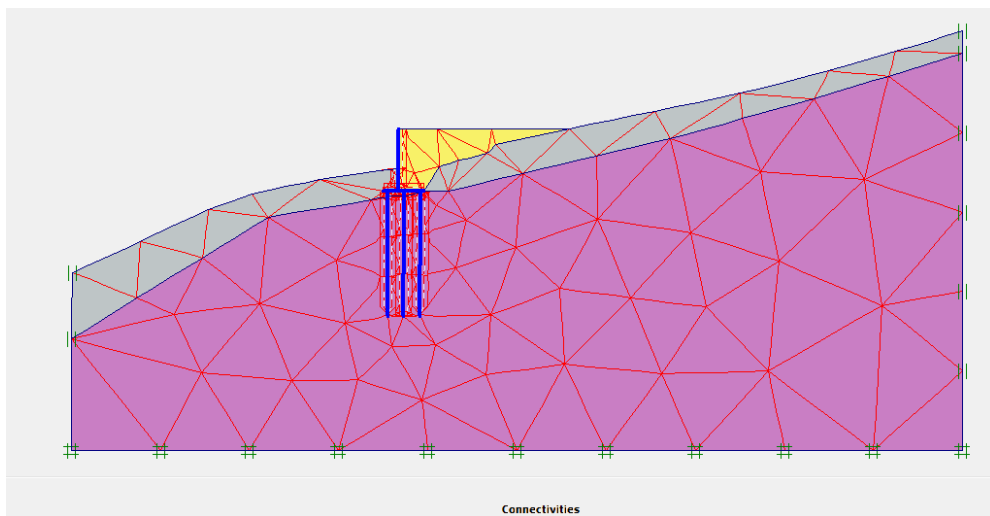


Figure VII.12 : Maillage du modèle.

### ➤ Les déplacements totaux

Après l'exécution des phases de calcul, les déplacements totaux obtenu par notre model sont représentés sur la figure (VII.13) avec un déplacement total maximum d'environ 3.826 cm. On note que le déplacement total obtenu est largement réduit avec l'emplacement de système de confortement (Mur sur pieux, comparé au cas étudié précédemment talus nue. Donc l'installation des pieux joue double roule serve comme fondations au mur de soutènement et conforte le talus.

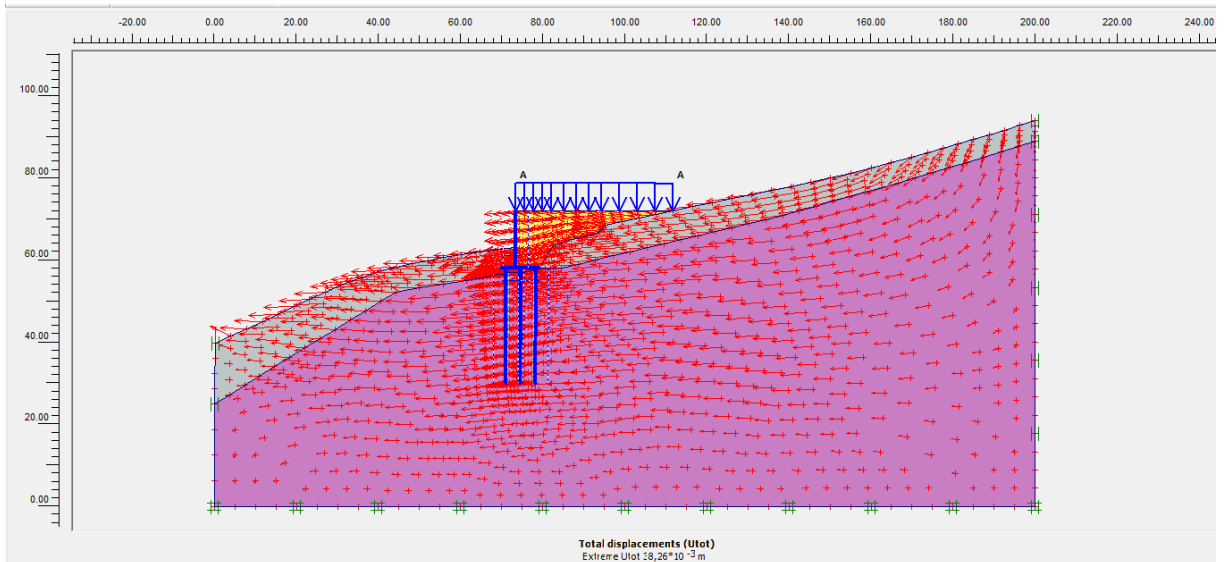


Figure VII.13 : Déplacement totale.

➤ **Facteur de sécurité**

La figure (VII.14) montre la valeur du facteur de sécurité obtenu par simulation numérique après confortement  $F_s = 1.824 > 1.5$ , donc on dire que l'ensemble de talus et système de confortement est stable.

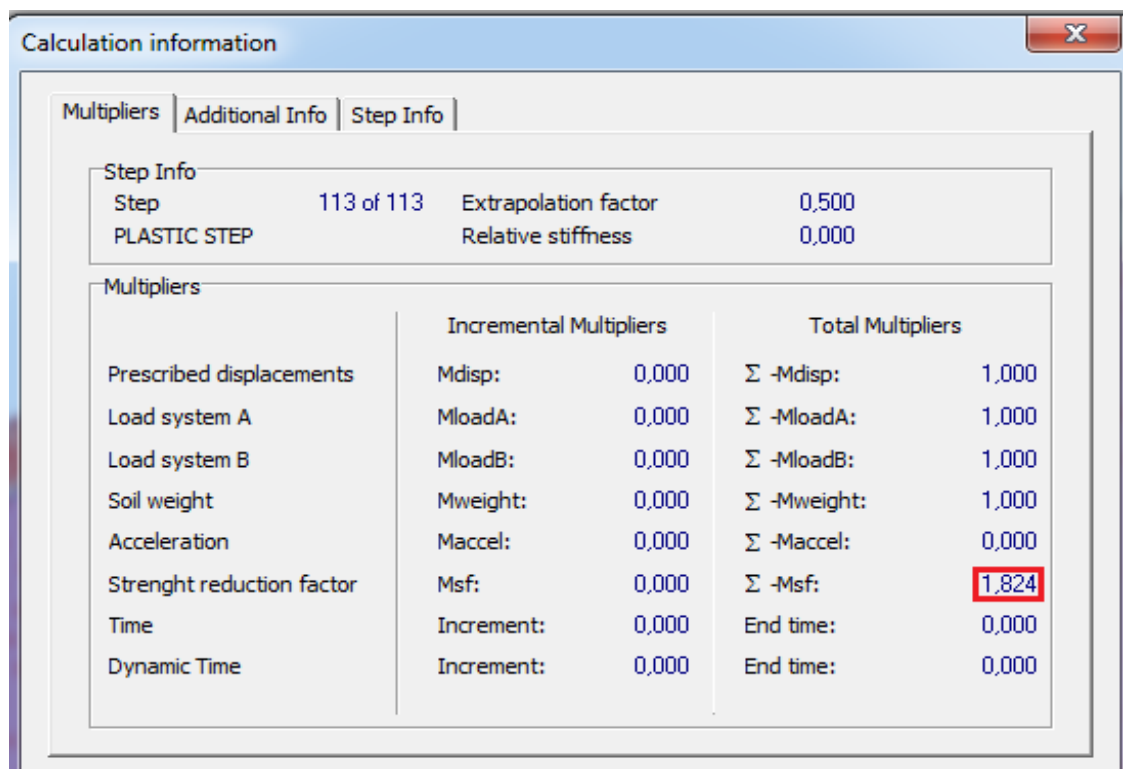


Figure VII.14 : Le facteur de sécurité.

➤ Discussion des résultats

Vue les résultats obtenus par cette étude, pour un remblais d'une hauteur totale de 15 m, qui va servir comme assise pour la plateforme routier, supporté par un mur de soutènement fondé sur pieux et le versant conforté par l'installation des pieux à 28 m de profondeur, on peut conclure que l'ensemble est sable et donc la section de l'ouvrage autoroutier est sécurisée.

VII .5.3. Détermination des efforts dans les éléments de l'ouvrage

Les efforts dans chaque élément de la structure ainsi que les déplacements maximaux obtenus par cette étude, sont représenté dans les diagrammes ci-dessous :

➤ Diagrammes des moments

Les figures (VII.15), (VII.16) et (VII.17) montrent les diagrammes des moments fléchissant obtenus pour le mur, la semelle et le pieu respectivement.

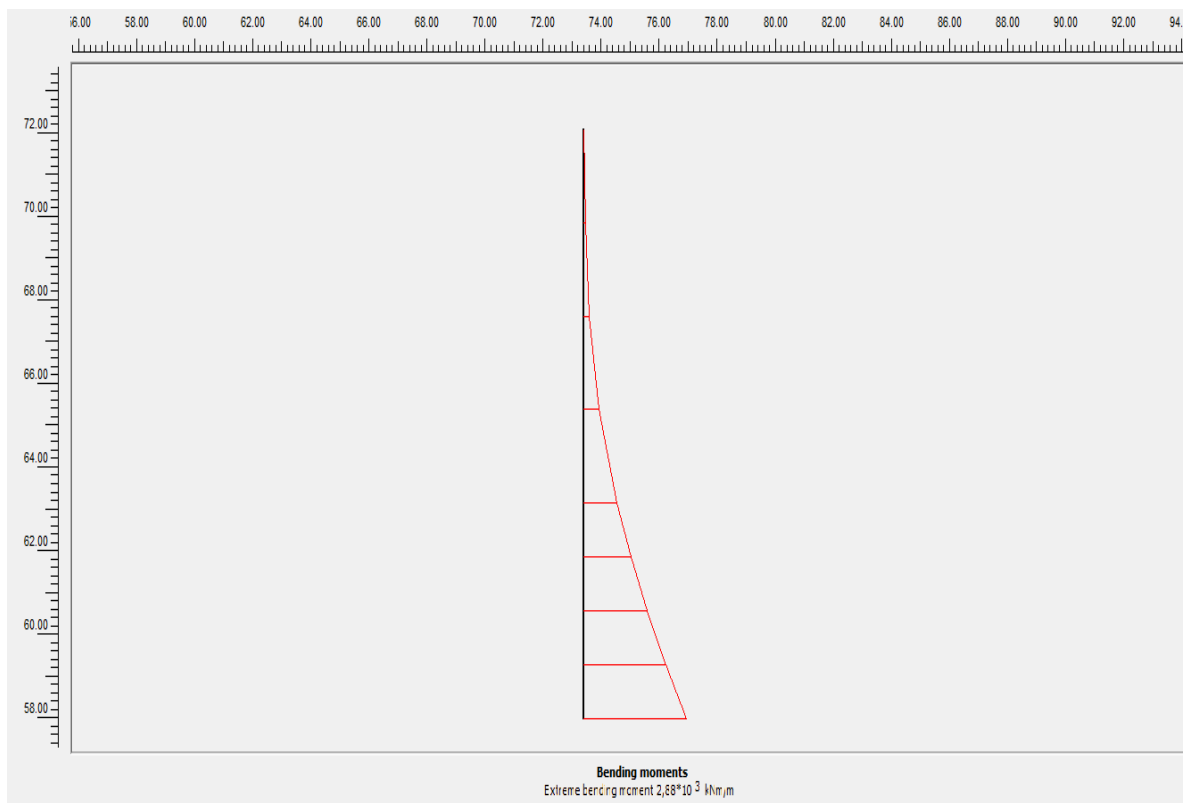


Figure VII.15 : Diagramme des moments fléchissant le long de la hauteur du mur.

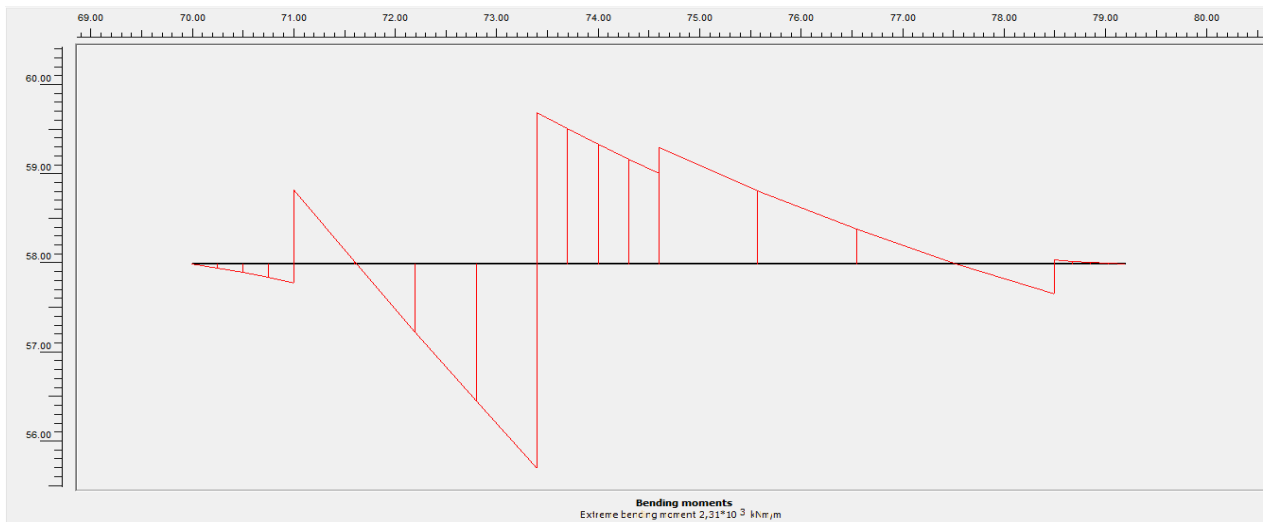


Figure VII.16 : Diagramme des moments fléchissant suivant la largeur de la semelle

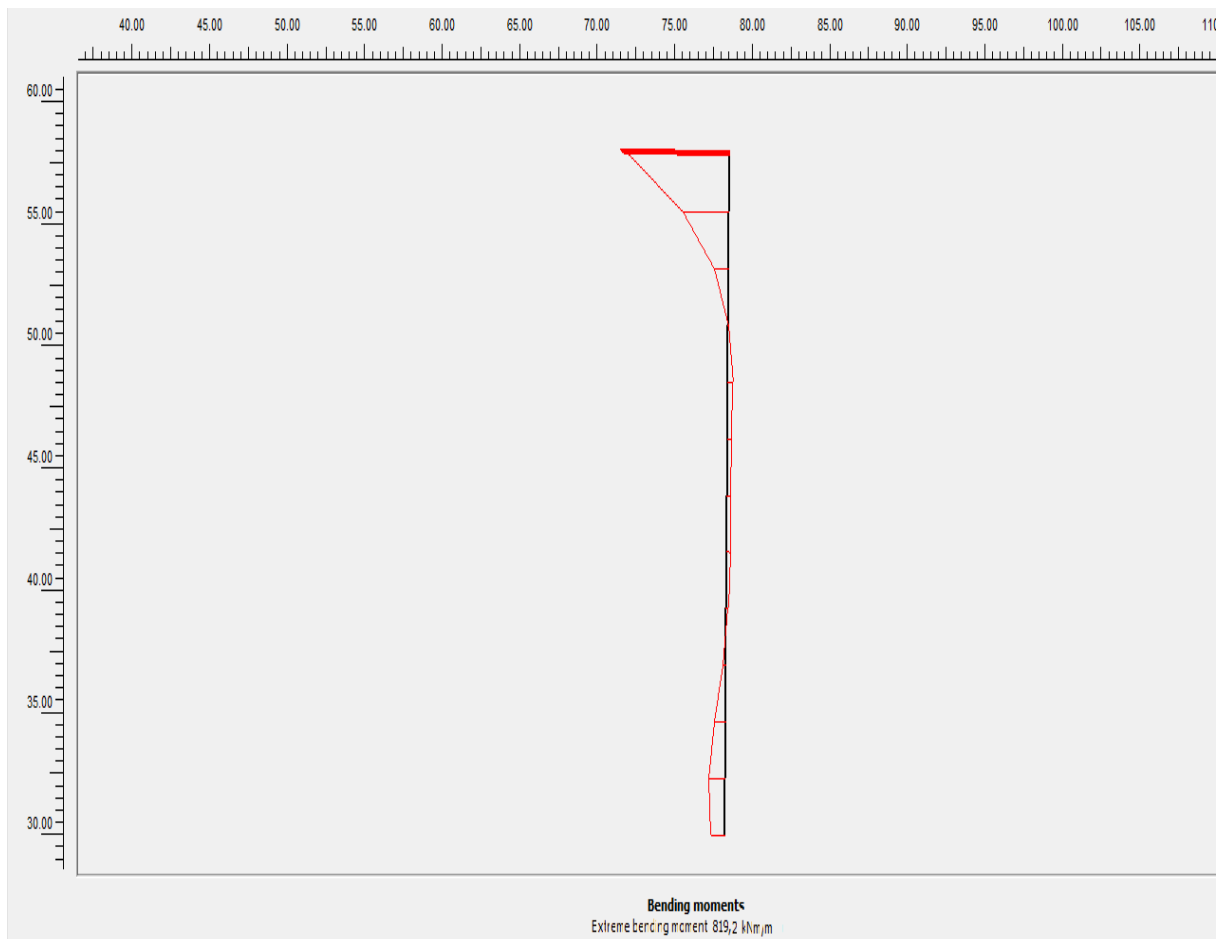


Figure VII.17 : Diagramme des moments fléchissant le long du fût de pieu.

Pieux (pour une tranche de 3,6m) :  $M = 819,2 \times 3,6 = 2949,12 \text{ KN.m}$

➤ Diagrammes des efforts tranchants

Les figures (VII.18), (VII.19) et (VII.20) montrent le diagramme des efforts tranchant obtenus pour le mur, la semelle et le pieu respectivement.

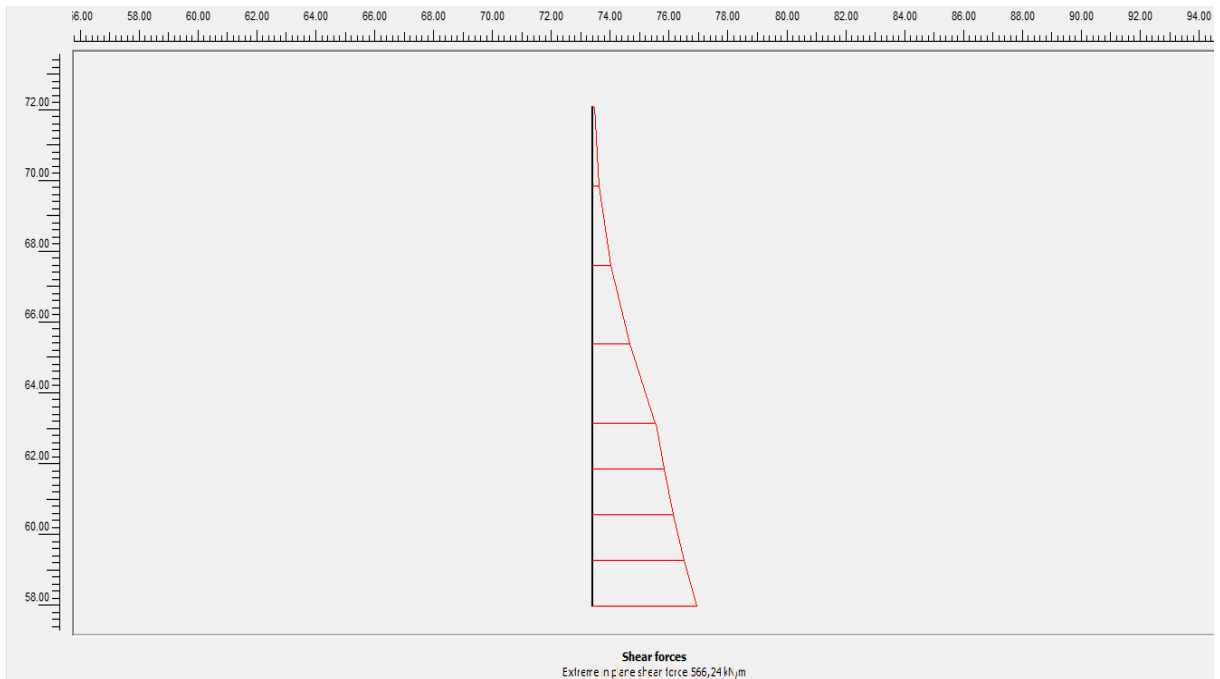


Figure VII.18 : Diagramme des efforts tranchant le long de la hauteur du mur

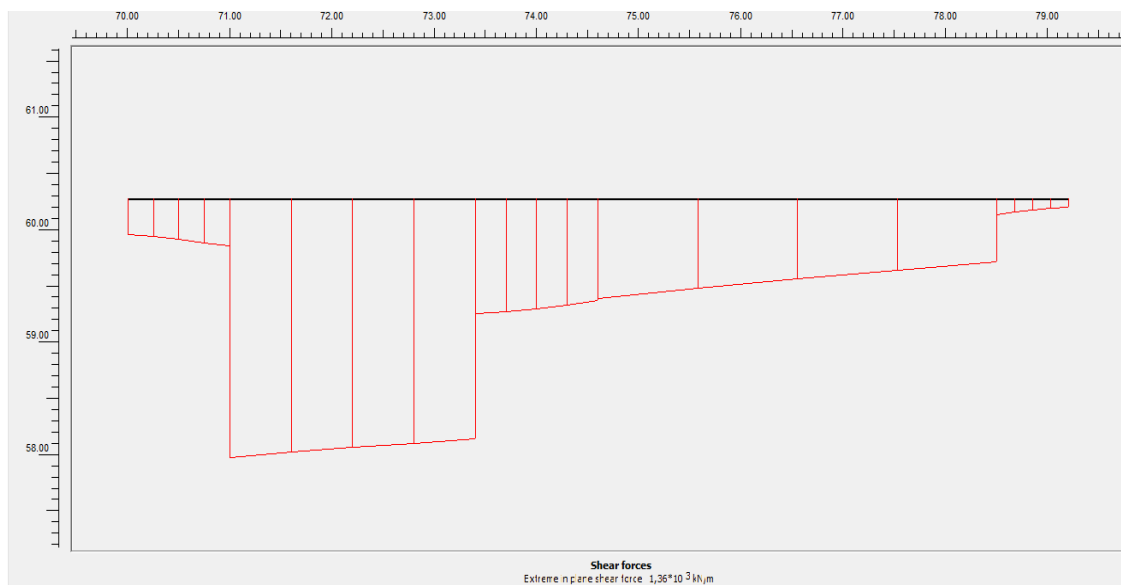


Figure VII.19 : Diagramme des efforts tranchant suivant la largeur de la semelle.

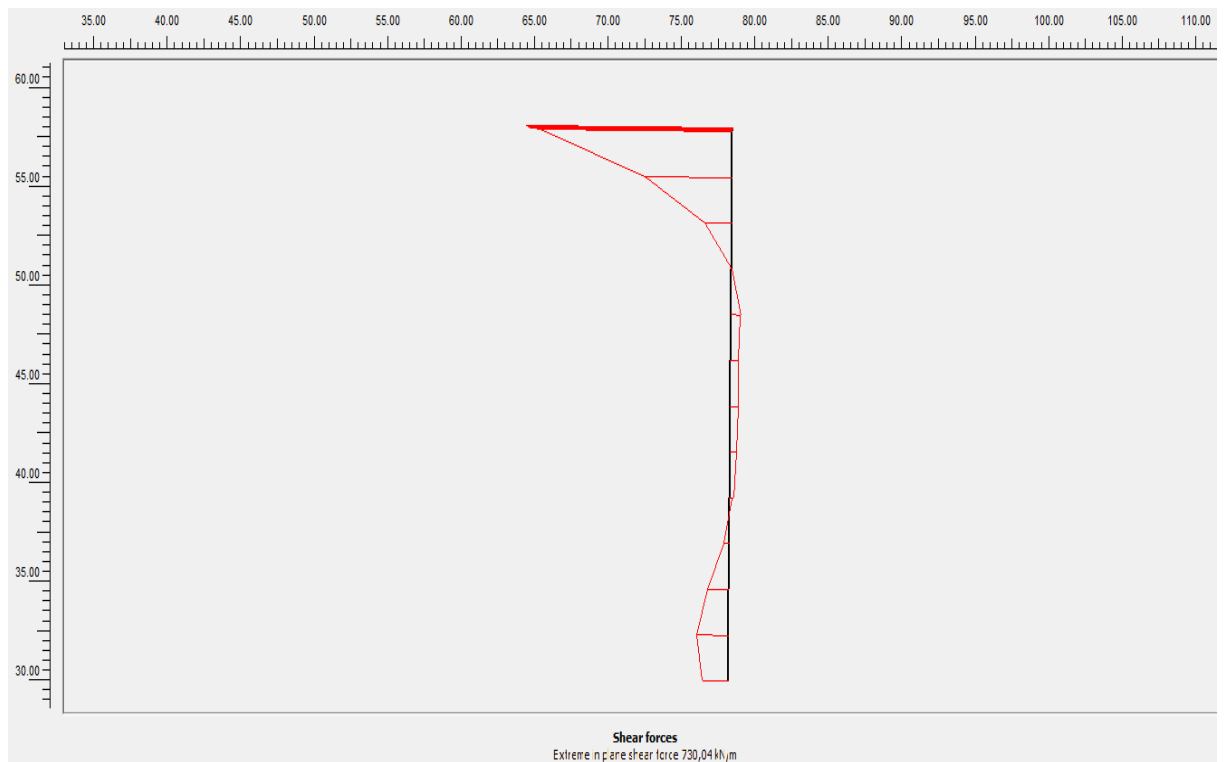


Figure VII.20 : Diagramme des efforts tranchant le long du fût de pieu.

Pieux (pour une tranche de 3,6m) :  $T=730,04 \times 3,6 = 2628,144 \text{ KN}$

➤ Diagrammes de l'effort normal

Les figures (VII.21), et (VII.22) montrent le diagramme des efforts normaux obtenus pour le mur, et le pieu respectivement.

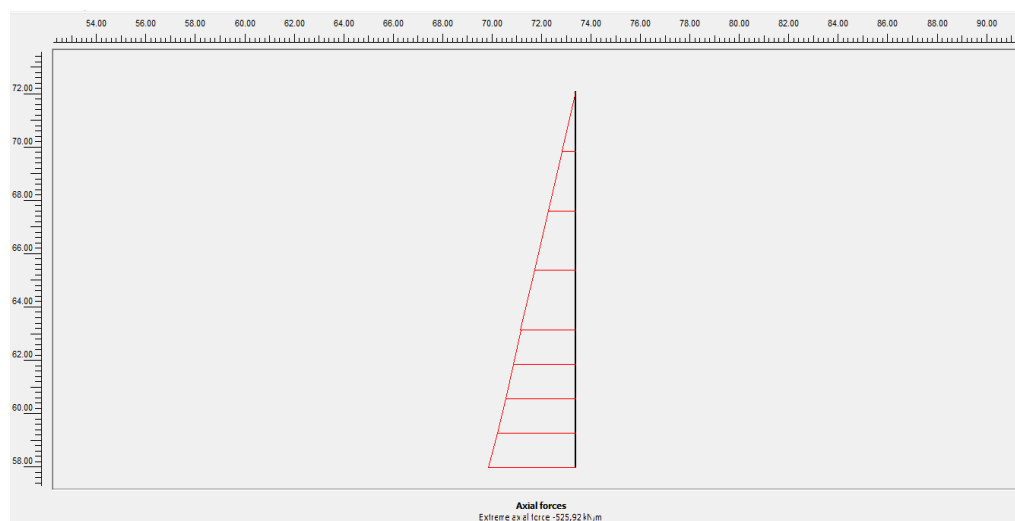


Figure VII.21 : Diagramme des efforts normaux suivant la hauteur du mur.

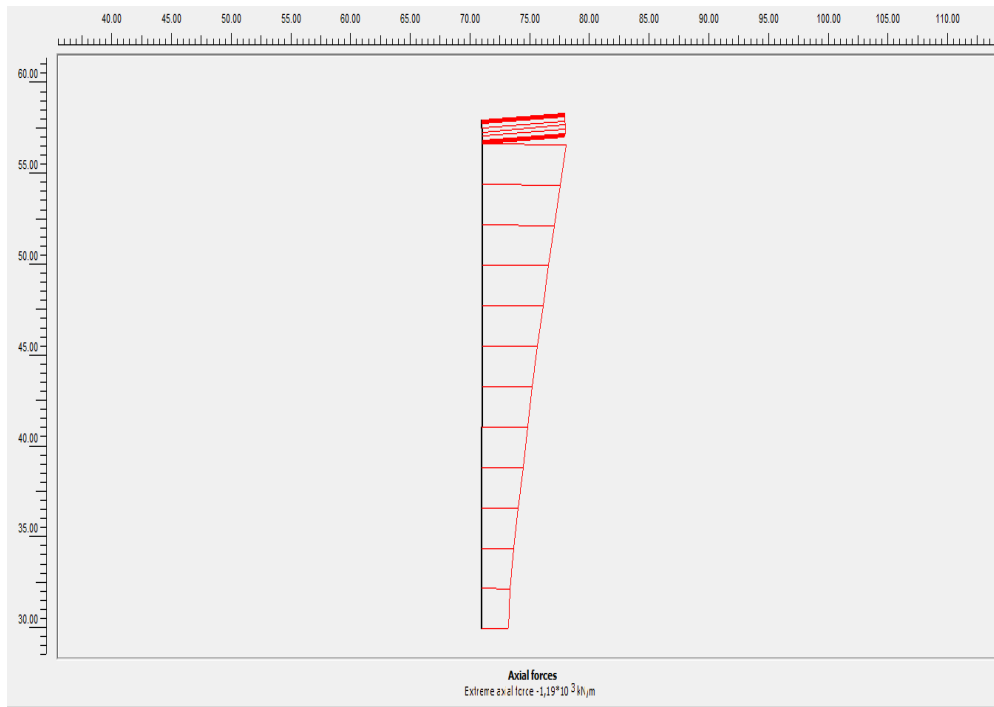


Figure VII.22 : Diagramme des efforts normaux le long du fût de pieu.

**Pieux** (pour une tranche de 3,6m) :  $N = 1190 \times 3,6 = 4284 \text{ KN}$

Comparaison entre les résultats obtenus par la méthode analytique et numérique. Les résultats de la méthode analytique pour les charges permanentes et la surcharge sont résumés dans le tableau (VII-3) :

Tableau VII-3 : Résultats obtenus par la méthode analytique.

Elements	Sollicitation	Dus à P <sub>t</sub> (KN. m)	Dus à P <sub>q</sub> (KN)	Total
Mur	Effort tranchant	521.55	36.6	558.15
	Moment fléchissant	2607.75	247.50	2855.25
Pieu	Effort tranchant	2468.7	151.05	2619.75
	Moment fléchissant	2463.00	432.00	2895.00

Dans le tableau (VII.6), on donne une récapitulation des résultats obtenus par les méthodes analytiques et numériques pour les différentes sollicitations (Moment fléchissant, et effort tranchant et normaux).

Tableau VII-4 : Résultats récapitulatifs obtenus par la méthode analytique et numérique.

Les résultats obtenus avec la méthode analytique et la simulation numérique à l'aide du

Elements	Méthode	Moment fléchissant (KN. m)	Efforts tranchant (KN)	Efforts normaux (KN)
Mur	Analytique	2855.25	558.15	478,75
	Numérique	2880.00	566,24	525,92
Pieux	Analytique	2895.00	2619.75	4972,10
	Numérique	2949,12	2628,144	4284.00

code de calcul Plaxis 2D concernant les sollicitations dans les différents éléments de l'ouvrage montre sont comparables. La méthode numérique est la méthode la plus représentative du modèle étudié.

### VII.6. Ferrailage de la structure

Pour le calcul de ferrailage, on utilise le logiciel Socotec. Il vérifie le ferrailage minimum.

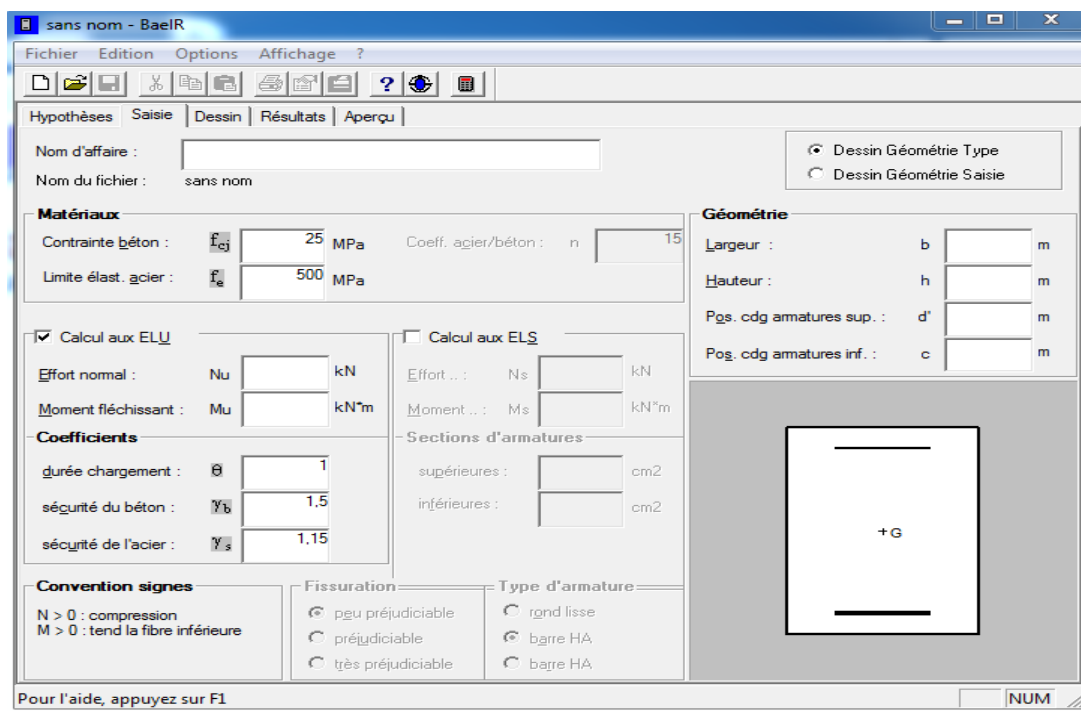
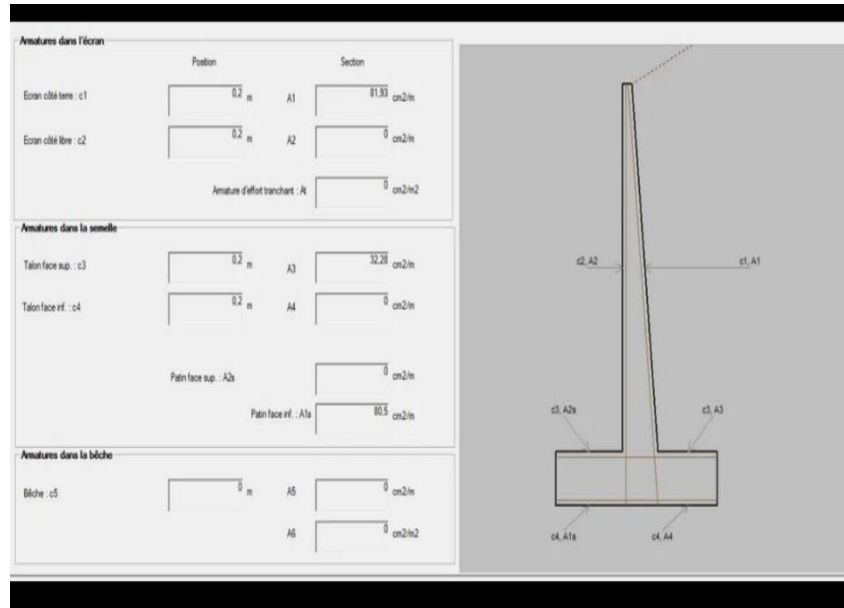


Figure VII.23 : Présentation logiciel Socotec.





	Mur - Version 1.03.035	08/07/2021
	san s nom	Page 1 / 2

**Géométrie du mur :**

Longueur du patin :	3,8 m
Epaisseur du mur en pied :	2 m
Epaisseur du mur en tête :	0,5 m
Longueur du talon :	3,4 m
Epaisseur de la semelle :	2,2 m
Longueur de la bêche :	0 m
Epaisseur de la bêche :	0 m
Hauteur du terrain :	15 m
Hauteur au dessus du terrain :	0 m

**Données du terrain :**

Inclinaison du talus par rapport à l'horizontale :	25 deg
Angle de frottement interne du remblai :	35 deg
Angle de frottement interne du sol d'assise :	35 deg

**Charges :**

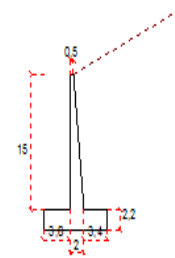
Poids spécifique du mur :	25 kN/m <sup>3</sup>
Poids spécifique du remblai :	19 kN/m <sup>3</sup>

**Charges uniformes:**

n°	Type	A	B	C	q
		m	m	m	kN/m <sup>2</sup>
1	Infini				10,00
2	Infini				53,00
3	Infini				

**Charges linéaires:**

n°	D	Q
	m	kN/m



**Vérification au renversement :**

Sous charges permanentes :	1,03
Sous charges permanentes et variables :	1,03
Conclusion partielle : Stable au renversement	

**Vérification au glissement:**

Sous charges permanentes :	0,72
Sous charges permanentes et variables :	0,72
Conclusion : Instable	

**Vérification au poinçonnement:**

n°	B'	p	combinaison
	m	kN/m <sup>2</sup>	
1	6,23	510,9	1.35.G + 1.35.G1ecran1
2	4,30	555,8	G + 1.35.G1ecran1
3	6,23	510,9	1.35G + 1.35.G1ecran1 + 1.5.Q + 1.5.Q1ecran1
4	4,30	555,8	G + 1.35.G1ecran1 + 1.5.Q + 1.5.Q1ecran1
5	4,22	724,3	1.35G + 1.35.G1ecran2
6	1,48	1531,9	G + 1.35.G1ecran2
7	4,22	724,3	1.35G + 1.35.G1ecran2 + 1.5.Q + 1.5.Q1ecran2
8	1,48	1531,9	G + 1.35.G1ecran2 + 1.5.Q + 1.5.Q1ecran2

Conclusion partielle : Stable au poinçonnement, vérifier que la contrainte au sol à IELU est supérieure à p=1,53 MPa

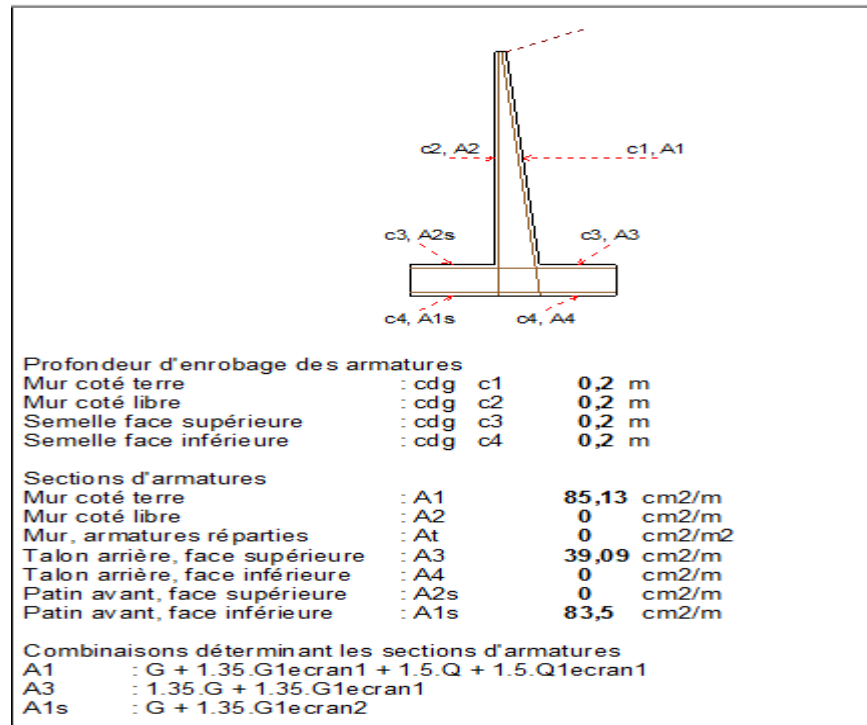


Figure VII.24 : Donné de ferrailage de la structure (Socotec).

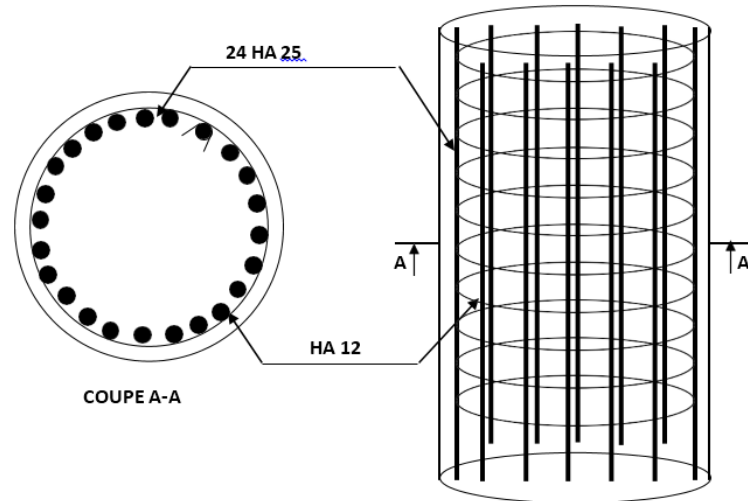
Dans le ferrailage des éléments d’ouvrage on prend les efforts max dégagé par les deux méthodes étudié précédemment :

Tableau VII-5 : moments et des efforts tranchant

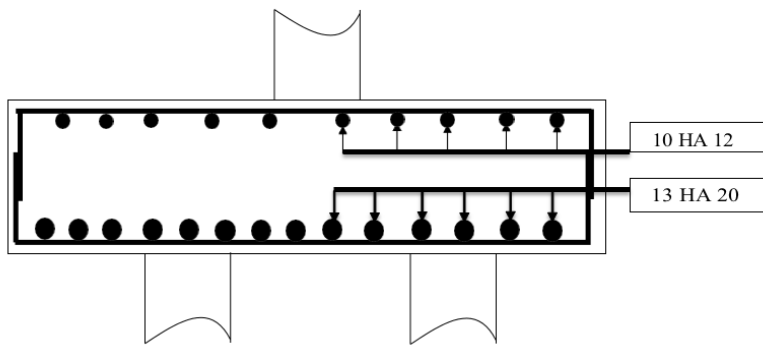
	Moment (KN. m)	Efforts tranchant (KN)
Mur	2880	566,24
Semelle	2310	1360
Pieux	2949,12	2628,144

Tableau VII-6 : Les différentes sections d’armatures des éléments de l’ouvrage.

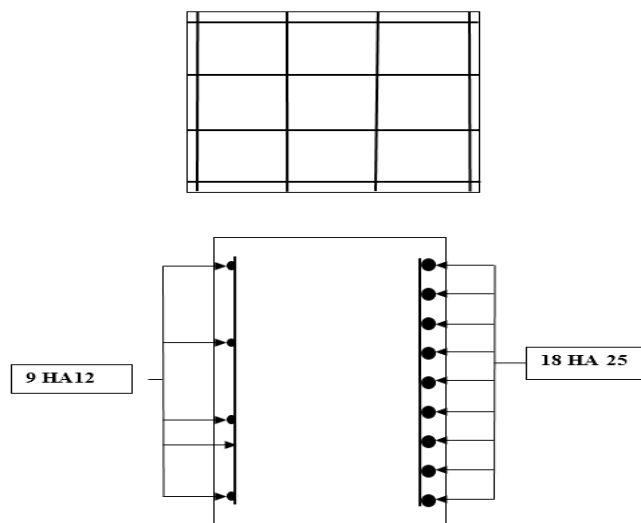
	Mur	Semelle	Pieux
As(cm)	85,13	39,09	117,22
As(cm)	88,36	40,84	117,81
Armatures	18HA25	13HA 20	24HA25



Ferrailage du pieu.



Ferrailage de la semelle.



Ferrailage du mur .

**VII .7. Conclusion**

Dans ce chapitre nous avons modélisé un ouvrage de soutènement fondé sur des pieux, à l'aide du logiciel Plaxis 2D. Les résultats analytiques et numériques obtenus pour les différentes sollicitations, sont comparables. Les différents résultats nous montrent que la méthode numérique est la méthode la plus répondu aux exigences des études des problèmes liés aux géométries et des lois de comportement complexes.

# Conclusion générale

## CONCLUSION GENERALE

Le travail élaboré dans ce mémoire traite le comportement d'un mur de soutènement en béton armé, destiné à supporter un remblai de grande hauteur ( $H = 15$  m), qui sert comme assise de la plateforme de chaussé. Le site de l'ouvrage est localisé au sud de village de Texanna, entrant dans le cadre de réalisation de la pénétrante autoroutière du port de Djen djen à l'autoroute Est-Ouest au niveau d'El Eulma.

Les investigations géologiques et géotechniques effectuées au niveau du site permettent de déterminer la nature lithologique des différentes formations constituant le terrain de fondation. Les résultats des essais montrent que la capacité portante de sol est insuffisante, et vue l'importance de l'ouvrage, les fondations superficielles sont à exclure, ce qui nous a conduit d'opter pour des fondations profondes sur pieux.

L'étude de pré-dimensionnement du mur et des pieux a été effectuée en se basant sur les formules statiques et conformément aux charges transmises par la superstructure. L'analyse de la stabilité au glissement de l'ensemble a été accomplie par modélisation numérique avec le code de calcul Plaxis-2D.

L'analyse de stabilité effectuée par simulation numérique pour la première variante versant nue, a mis en évidence l'occurrence des grands déplacements au niveau d'une zone limitée moins profonde dans la couche d'argile schisteuse, se trouve on aval du talus, associée à un coefficient de sécurité inférieure à la spécification ( $F_s = 1.16 < 1.5$ ), donc le versant est dans son état naturel est jugé instable, et nécessitant un soutènement.

La deuxième variante « mur de soutènement avec pieux », les résultats obtenus mettent en évidence une nette amélioration de coefficient de sécurité. Pour une fiche de 28 m de profondeur, les valeurs de déplacements sont très faible avec un coefficient de sécurité conforme aux spécifications ( $F_s = 1.82 > 1.5$ ). Donc on peut conclure que la sécurité de cette section de la pénétrante autoroutière est garantie.

Au terme de cette étude, il est préconisé de fonder le mur de soutènement sur un groupe de 21 pieux d'entraxe égal à 3.6 m et de 28 m de profondeur dans la couche résistante de terrain, en réalisant un scellement avec la semelle du mur. On a opté pour l'utilisation de 21 pieux, de 1.2 m de diamètre ; disposés rectangulaire, Cette disposition assure au même temps une bonne répartition des efforts horizontaux et aux moments fléchissant dus à la poussée des terres.

## *Conclusion générale*

---

Les sollicitations maximum obtenus dans les différents éléments de l'ouvrage, utilisant soit la méthode analytique ou la simulation numérique, sont comparables. L'approche numérique est la plus représentative du modèle étudié. Utilisant ces efforts internes, une tentative pour déduire le ferrailage de différents éléments de l'ouvrage est accomplie à l'aide du logiciel Socotec.

Le présent projet nous a permis d'élargir et d'approfondir nos connaissances notamment en ce qui concerne : étude du comportement des murs de soutènement, calcul de la capacité portante des fondations, et de se familiariser avec l'utilisation de Code de calcul Plaxis.

Enfin, en espérant avoir fait de notre mieux, et que la présente étude aura répondu aux objectifs qui lui ont été assignés au départ et qu'elle sera bénéfique pour tous les utilisateurs.

# Bibliographie



# Bibliographie

- [1] **R. BOUSSOUF**. : « Constantine : d'une ville attractive à une ville répulsive »  
Laboratoire D'aménagement du territoire, Université de Constantine.
- [2] :**M. CHIBBANI .MEMOIRE DE MAGISTER** : EFFET DE L'INSTABILITE DU  
TERRAIN SUR LE BATI CAS REEL DE L'UNIVERSITE MENTOURI DE  
CONSTANTINE
- [3] : Société Suisse de Géomorphologie(SSGm) Géomorphologie de la montagne, Août 2009.
- [4] Billard a, muxart t, derbyshire e, egels y, kasser m & wang j(1992) glissements de terrain  
induits par les pluies dans les loess de la province de gansou, chine. in annales de geographie  
(p. 520-540).armand colin, sept 1992.
- [7] **SCHLOSSER, F., JULLIE, Y.** Murs et écrans de soutènement, Techniques de  
l'Ingénieur, traité de construction C244.
- [14] **BIETH Emmanuel, M. (2009-2010)**. Murs de soutènement : Cours de Mécanique des  
sols appliqués.
- [9] **PHILIPONNAT G et Hubert B (1998)**: Fondations et ouvrages en terre, édition  
EYROLLES Paris
- [10] **CHERARRED, (2011)** : Cours calcul des fondations et ouvrages de soutènements  
1eme année Master géotechnique), A.M BEJAIA
- [8] **BAZIZ KARIM** : thèse de magistère « effet de la variabilité des paramètres de calcul sur  
la stabilité des murs de soutènement, Université Mouloud MAMMERI (Tizi-Ouzou)
- [5] **PROFRACTAL** (Engineering & Consulting). (2000). La conception des murs de  
soutènement.
- [6] [www.adets.fr/Chapitre+5+-+Les+murs+de+soutèneme](http://www.adets.fr/Chapitre+5+-+Les+murs+de+soutèneme)
- [11] **CHOGUEUR, A. (2013)**. Modélisation numérique d'un écran de soutènement cas de  
l'interaction écran-fondation. Mémoire de magistère. Université de Tlemcen.
- [12] **SCHLOSSER, F.** Ouvrages de soutènement, poussée et butée, Techniques de l'ingénieur,  
Construction, C242.17p.

- [13] **Gueye, I.** Équilibre limite et ouvrages de soutènement. Géotechnique 1 - Ouvrages de soutènement.
- [16] **M. Moreau** « Calcul de la stabilité des murs de soutènement à l'aide d'un matériel graphique interactif C66 »
- [15] **Fabrice Rojat.** (2011-2012). Support numérique, Cours de mécanique des sols II, ouvrages de soutènement –ENTPE, France.
- [17] **A. ANNANE** « mur de soutènement en zone sismique » Mémoire de Magister en Génie Civil
- [18].**Frank R (1999)** : Calcul des fondations superficielles et profondes, édition technique de l'ingénieur et presses de L'ENPC
- [19] Extrait des cartes topographiques NJ\_31\_VI\_42 ouest et NJ\_31\_VI\_44 ouest Texenna
- [20] (RIZZANI DE ECCHER, 2016)
- [21] Fascicule N°62-titre V [1993] : règles techniques de calcul et de conception des fondations des ouvrages de génie civil.
- [22] Frank R (1999): Calcul des fondations superficielles et profondes, édition technique de l'ingénieur et presses de L'ENPC,
- [23] PLUMELLE.C : Cours de fondations profondes C.N.A.M- géotechnique B1/B6 2004-2005
- [24] Auvray, R. (2010). Influence d'une colonne ballastée sur le comportement des sols argileux. Université de Strathclyde, Glasgow.
- [25] Guler, E., M. Hamderi et M. Demirkan (2007). Numerical analysis of reinforced soil retaining wall structures with cohesive and granular backfills. Geosynthetics International,
- [26] Brinkgereve, R.B.J. and Vermeer, P.A. (2003). PLAXISVersion8.1, material modelmanual, DELFT University of Technology & PLAXIS BV, Pays-Bas.
- [27] Gérard, D., Paul, R. (2009). Aide-mémoire de mécanique des sols. Les publications del'ENGREF.