



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR
ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE



Université Constantine 1

Faculté Des Sciences De La Technologie

Département de Génie Civil

Mémoire de Magister en Génie Civil

Option : Géotechnique

Présenté par :

kiyyour sami

Pour obtenir le diplôme de Magister en **Génie Civil**

Thème :

LE CLOUAGE DANS LES OUVRAGES DE SOUTÈNEMENT : CONCEPTION ET DIMENSIONNEMENT

Sous la direction du Dr : KOULOUGHLI. SALIM

Mémoire soutenu le : 04 /03/2014

Devant le : jury composé de :

<u>Jury</u>	<u>Grade</u>	<u>Affiliation</u>	<u>Qualité</u>
HOUARI H.	Pr.	Université CONSTANTINE 1	Président
KOULOUGHLI S.	M.C(A)	Université CONSTANTINE 1	Rapporteur
GUETTECHE M.N.	Pr.	Université CONSTANTINE 1	Examineur
BEROUAL A.	M.C(A)	Université CONSTANTINE 1	Examineur

DEDICACES

En signe de respect et de reconnaissance,

Je dédie ce modeste travail à

Toute la famille, mon père

Ma chère mère pour sa patience et ses sacrifices.

A mes frère et mes deux soeurs, à

Tous mes amis (es).

Mes collègues de promotion, et à tous

Personne ayant contribué à ce travail de près ou de loin.

REMERCIEMENTS

Je remercie en premier Dieu pour tout.

*Je remercie en second mes parents, qui ont sacrifiés leur vie
pour notre bien.*

*En fin, mes sincères reconnaissances et gratitude
à tous mes enseignants et en particulier*

Le directeur de ce mémoire :

*Dr : KOULOUGHLI. SALIM Maître de conférences à
l'Université de Constantine.*

*Je remercie également le président et les membres de jury
d'avoir accepté d'examiner mon travail.*

Résumé

Le présent mémoire traite de ce comportement, la conception, et du dimensionnement de la paroi clouée, la première partie du mémoire concerne les connaissances bibliographiques sur le clouage des sols, ensuite un autre chapitre présente d'une analyse et conception des parois clouées.

Dans une deuxième partie, il ya l'utilisation de la méthode des éléments finis ,on peut réaliser des analyses par éléments finis afin de vérifier la stabilité d'un ouvrage en interaction avec son environnement.

Ce travail s'insère dans les études dédiées à la compréhension du comportement de ce type d'ouvrage, l'étude engagée consiste à mettre au point un modèle numérique pour notre projet, qui concerne l'interaction sol avec différents ouvrages placés dans un site urbain. pour décrire le comportement des structures renforcées par le clouage avec une attention particulière sur l'effet de phassage de construction sur le comportement de la paroi clouée, l'effet de l'espacement des clous et Effets de la longueur des clous (Longueur en fonction de la Hauteur du mur L/H). Les ouvrages concernés sont : des ancrages (clous), béton projeté (parement) et une excavation.

L'étude paramétrique montre l'effet des paramètres de calcul et des paramètres géotechniques sur les résultats. Pour atteindre l'objectif visé, le travail sera divisé en trois chapitres.

Tout d'abord, un bref aperçu de la méthode des éléments finis, on a choisi le code éléments finis *PLAXIS* 8.2, qui nous permet le passage d'un projet réel complexe au modèle numérique, et de faire l'étude paramétrique facilement et rapidement.

Deuxièmement, on détermine un modèle géotechnique pour notre projet, la définition de la géométrie du modèle et des Caractéristiques des matériaux ; on passe au calcul par *PLAXIS* 8.2. D'abord, dessiner le modèle, faire le maillage et mettre les conditions initiales ; ensuite, faire les calculs.

Finalement, l'étude paramétrique, qui montre l'effet des paramètres de calcul et des paramètres géotechniques sur les résultats.

Mots clés : clouage, analyse par éléments finis, conception, paroi clouée, comportement, Interaction, dimensionnement, sol, fouille, *PLAXIS*,

Abstract

This thesis deals with the behavior, design, and sizing the nailed wall, the first part of the thesis concerns the bibliographic knowledge of soil nailing. Then another chapter presents an analysis and design of nailed walls.

In the second part, the use of the finite element method in the geotechnical field is very current, for great projects. One can carry out finite element analyses in order to check the stability of a work in interaction with his environment,

This work is part of studies dedicated to understanding the behavior of this type of work, study is undertaken to develop a numerical model to our project, which relates to the interaction soil with various works placed in an urban site. to describe the behavior of reinforced nailing with a particular focus on the effect of passage construction on the behavior of the nailed wall structures, the effect of the spacing of nails and Effects of nail length (length depending Wall height of L / H). The works concerned are: nails, shotcrete (siding) and an excavation.

Parametric study shows the effect of the parameters of calculations and the parameters geotechnical on the results. To achieve the pursued goal, work will be divided into three chapters.

First, a short outline of the finite element method, One chose the code finite elements PLAXIS 8.2, which allows us the passage of a complex real project to the numerical model, and to make the parametric study easily and quickly.

Second lies, one determines a geotechnical model for our project. definition of the geometry of the model and the characteristics of materials; one passes to calculation by PLAXIS. Initially , to draw the model, to make the grid and to put the initial conditions, then, to make calculations.

Finally, the parametric study, which shows the effect of various parameters on the behaviour of the soil, one uses the same cut of the project,

Keys words: nailing, finite element analysis. design , nailed wall, behavior , Interaction, sizing, soil, excavation, PLAXIS

الخلاصة

تعالج هذه المذكرة سلوك، تصميم، أبعاد، جدار التسمير، الجزء الأول من المذكرة يتعلق بالمعرفة في المراجع لتسمير التربة، ثم فصل آخر يقدم تحليل وتصميم الجدران المسمر.

في الجزء الثاني، هناك استخدام طريقة العناصر المنتهية في المجال الجيوتقني شائع جداً، خصوصاً في المشاريع الكبرى. نستطيع إنجاز تحليل بواسطة العناصر المنتهية للتحقق من استقرار منشأ في حالة تفاعلية مع وسطه.

هذا العمل هو جزء من دراسات مخصصة لفهم سلوك هذا النوع من العمل، الدراسة تهدف إلى وضع نموذج رقمي لمشروعنا، والذي يخصص التفاعلية بين التربة ومختلف المنشآت الموضوعية في موقع حضري. سلوك الهياكل يعززها التسمير، مع التركيز بوجه خاص على تأثير مراحل البناء على سلوك الجدار لوصف المسمر، وتأثير التباعد بين المسامير، وأثر طول المسامير، (طول تبعاً لارتفاع الجدار)، المنشآت المعنية هي: المسامير، الخرسانة المرشوشة، والحفر. الدراسة الخاصة بالعوامل توضح تأثير عوامل الحساب والعوامل الجيوتقنية على النتائج، ولبوغ الهدف المسطر العمل سيقسم إلى ثلاثة أبواب.

في البداية لمحة مختصرة لطريقة العناصر المنتهية تخص تاريخها، التصورات الأساسية و استعمال هذه الطريقة في الميدان الجيوتقني. قمنا باختيار برنامج العناصر المنتهية **بلاكسيس**، الذي يسمح لنا بالعبور من مشروع واقعي إلى نموذج رقمي، و عمل دراسة للعوامل بسهولة و بسرعة.

ثانياً، يتم تحديد النموذج الجيوتقني لمشروعنا، تعريف نموذج هندسي وخصائص المواد، ثم نعبر إلى الحساب بواسطة **بلاكسيس**، أولاً رسم النموذج، وضع الشروط الأولية، وبعد ذلك نقوم بالحساب،

أخيراً، دراسة للعوامل، و التي تبين تأثير عوامل الحساب و العوامل الجيوتقنية على نتائج الحساب.

كلمات مفتاحية:

المسامير، تحليل بواسطة العناصر المنتهية، تصميم، جدار مسمر، السلوك، التفاعلية، التربة، الحفر، **بلاكسيس**

Table des matières

Introduction générale :

CHAPITRE 1 : État de la Connaissance de clouage.....	1
1 introduction :	2
1-1 Définition de clouage du sol:	2
1-2 Différents types d'utilisations:	2
1.2.1 La stabilisation des pentes. (Naturelles) :	3
1-2.2 Le soutènement des excavations (pentes artificielles):	3
1.3 Soutènement par clouage:	4
1.3.1 Historique:	4
1.3.2 Les différentes phases de la fabrication:	4
1.3.3 Deux catégories de soutènement:	6
1.4 Clouage et autres renforcements:	7
1.4.1 Limites d'application:	8
1.4.2 Les principaux avantages du clouage pour les soutènements:	9
1.5 Comparaison Terre armée- clouage :	9
1.5.1 Les différences:	9
1.5.2 La similitude entre la Terre armée et le clouage :	10
1.6 Différences entre les ancrages du sol par les clous et des ancrages du sol par tirant:	11
1.6.1 - Mur en sol cloué (Clou de sol) :	11
1.6.2 Tirants d'ancrage	11
1.6.3 Principe de réalisation Tirants d'ancrage :	12
1.6.4 Maintenance:	13
1.7 Procédes de construction de la paroi clouée:	13
1.7.1. Définition::	13
1.7.2 Domaine Application de la paroi clouée:	14
1.7.3 Différents types de L'installation de clouage du sol:	14
1.7.4 Éléments de la structure clouée:	15
1.7.5 Principe de la construction d'un mur de sol clouée:	18
1.7.6 Béton projeté :	18
1.7.6.1 les déférents modes de projection Deux types de projection existent :	18
1.7.6.2 Les avantages du béton projeté :	19
1.7.6.3 Le ferrailage- (treillis soudés) :	19
1.7.7 Forage de trous des clous :	20
1.8 Essais et inspection :	21
1.8.1. Matériaux de construction :	21
1.8.1.1 Renforcement en acier :	21
1.8.1.2 Coulis mélange pour clou de sol :	21
1.8.1.3 Béton projeté :	21
1.8.1.4 Les centreurs et les centreurs plaque d'appui :	22
1.9 Les machines et les outils utilisés :	22
1.9.1 Équipement de forage :	22
1.9.2 Équipement mélange de coulis :	22
1.9.3 Équipements de Projection de béton :	22
1.9.4 Compresseur :	23
1.10 Mise en tension et essais :	23
1.10.1 Essais sur clous :	23

1.10.2 Contrôles des ancrages :	24
1.11 Conclusion:	24
Chapitre 2 : Analyse et conception des parois clouées:	25
2- Introduction :	26
2.1 Domaine d'application :	27
2.1.1 Références normatives :	27
2.2 Comportement et principes de justifications :	27
2.2.1 Généralités :	27
2.2.2 Comportement d'un soutènement en massif de sol cloué :	28
2.3 Comportement de déformation des murs en sol clouée :	29
2.3.1 Déplacements mur :	29
2.3.2 Comportement des murs en sol cloué:	30
2.4 Fonctionnement des murs en sol cloué:	34
2.4.1 Mécanismes de rupture des murs de soutènement en sol cloué:	34
2.4.2 Méthodes de calcul:	34
2.4.3 Méthodes semi- empiriques:	35
2.4.4 Interaction Sol Armature:	35
2.4.4.1 Frottement le long du clou:	35
2.5 Les états limite :	36
2.5.1 Modes de rupture externes :	36
2.5.1.1 Introduction :	36
2.5.2 Mécanismes de Résistance :	37
2.5.2. 1 Limite équilibre dans l'analyse de stabilité globale :	37
2.5.3 Analyse simplifiée de la stabilité globale :	37
2.5.4 Glissement :	38
2.5.5 Capacité portante :	40
2.5.6 Modes rupture interne :	41
2.5.6.1 Introduction :	42
2.5.6.2 Ruptur des clous par retrait:	43
2.6 Interaction sol-clou:	43
2.6.1. Rupture par arrachement des clous:	43
2.6.2 Interaction sol-clou et de répartition de la traction :	43
2.6.2.1 Le modèle conceptuel d'interaction sol-clou (Rupture d'ensemble):	44
2.7 Conception Des Murs clou de sol :	44
2.7.1 Introduction :	44
2.7.2 Consécration initiale de la conception du mur clouée :	45
2.7.3 Conception Préliminaire :	46
2.7.3.1 Introduction:	46
2.7.3.2 Face procédure de conception :	47
2.8 Calcul Paroi Clouée :	51
2.8.1.Étape 1: considération initiale de la conception du mur clouée :	51
2.8.2 Étape 2;Conception Preliminaire :	54
2.8.3 Étape 3: conception finale :	56
2.8.4 Étape 4: Vérifiez les exigences minimum et maximum de renfort :	57
2.9 Conclusion	60
Chapitre 3 : Pratique des éléments finis en géotechnique	61
3.1 Bref aperçu de la méthode des éléments finis :	61
3.1.1 Introduction :	61

3.1.2 Concepts de base :	61
3.1.3 Calculs par la MEF :	61
3.2 Présentation de <i>PLAXIS</i> :	62
3.2.1 Le code éléments finis <i>PLAXIS</i> :	62
3.2.2 Options par défaut et solutions approchées :	63
3.3 Les modèles de comportement utilisés dans <i>PLAXIS</i> :	64
3.3.1 Introduction :	64
3.3.2 Comportement élastoplastique :	64
3.3.3 Modèle élastique linéaire :	65
3.3.4 Modèle de Mohr-Coulomb :	66
3.3.5 Modèle de sol avec écrouissage (<i>Hardening Soil Model</i>) :	68
3.3.6 Modèle pour sols mous (<i>Soft Soil Model</i>) :	71
3.3.7 Modèle pour sols mous avec effet du temps (<i>Soft Soil Creep Model</i>) :	73
3.4 Conclusion	74
Chapitre 4 : Établissement d'un modèle de calcul:	75
4.1 Introduction	75
4.2 Définition des données :	75
4.2.1 Hypothèses et géométrie :	75
4.3 Dimensionnement de la paroi clouée :	77
4.3.1 Principes :	77
4.3.2. Ferrailage :	77
4.3.3 Caractéristiques des matériaux :	77
4.3.4 Génération du maillage :	77
4.3.5 Conditions initiales :	78
4.4 Procédure de calculs :	79
4.4.1 Les principaux résultats :	81
4.4.2 Résultats de la phase 6 :	82
4.4.3 Résultats de la phase 22 :	84
4.4.4 Comparaison entre les deux phases :	86
4.5. Effets de l'espacement de clou:	87
4.6. -Effets de la longueur des clous (Longueur en fonction de la Hauteur du mur L/H) :	88
4.7 Conclusion	89
Chapitre 5 : Étude paramétrique :	91
5.1. Introduction :	91
5.2. Effet des paramètres de calculs :	91
5.2.1 Maillage :	91
5.3. Effet des paramètres géotechniques :	94
5.3.1 Effet des paramètres du sol :	94
5.3.1.1 Cohésion c :	94
5.3.1.2 Angle de frottement φ :	96
5.3.1.3 Module d'Young E :	98
5.3.1.4 Coefficient de Poisson ν :	100
5.4- Conclusion :	102
Conclusions et recommandations	
Références Bibliographiques	
ANNEXES	

LISTE DES FIGURES

Chapitre 1 : État de la Connaissance de clouage.

Figure 1.1 : Schématisation de la zone active et de la zone résistante (d'après les recommandations Clouterre 91).....	02
Figure 1.2 : STABILISATION D'UNE PENTE INSTABLE PAR CLOUAGE (Thèse M. SAIBA OUELOGO 1989 P8)	03
Figure 1.3 : MUR DE SOUTÈNEMENT REALISÉ PAR CLOUAGE (méthode par scellement de barres). (Thèse M. SAIBA OUELOGO 1989 P8)	03
Figure 1.4 : Phases de réalisation d'une paroi clouée (d'après les Recommandations Clouterre 91)	05
Figure 1.5 : Exemple d'Hurpinoise. Schéma d'implantation du chantier des INVALIDES (PARIS). 1974)	06
Figure 1.6 : Clouage classique. Coupe du mur d'HERBOUVILLE (LYON). Entreprise: CAMPENON (D'après BERNARD 1977)	07
Figure 1.7 : Les cinq grands types de renforcement	08
Figure 1.8 : Contraste de la séquence de construction (a) haut vers le bas dans le sol clouage (b) en bas de sol renforcé. (D'après Scholsser 1986 Soil Nailing: Application and Practice) ..	10
Figure 1.9 : déformations des structures en sol renforcé cloué (D'après Schlosser (1983)	10
Figure 1.10 Tirant précontraint ancré au terrain par injection de scellement (Balay, 1988)	12
Figure 1.11 : schéma représenté la paroi clouée	14
Figure 1.12 : Les centreurs PVC typiques attachés à Une barre d'acier du clou Avant installation.....	15
Figure 1.13 : Section d'une barre creuse Injectée.....	16
Figure 1.14 : Section transversale typique d'un mur clou du sol.....	17
Figure 1.15 : Eléments divers de clouage du sol (yoeng 2008)	17
Figure 1.16 : schéma (1) de la voie Mouillée (2) de la voie Sèche.....	19
Figure 1.17 : les différentes étapes de construction de mur clou.....	20
Figure 1.18 : équipement de forage	22
Figure 1.19 : Essai typique de clous.....	23
Figure 1.20 : essais sur clou.....	23

Chapitre 2 : Analyse et conception des parois clouées.

Figure 2.1 : Évolution des déplacements pendant la construction.....	28
Figure 2.2 : Efforts de traction dans les clous d'un ouvrage –exemple	29
Figure 2.3 : Rupture locale, $x = 0,2 h$:.....	29
Figure 2.4 : Rupture d'ensemble, x voisin de 0	29
Figure 2.5 : Déformation des murs clou de sol.....	30
Figure 2.6 : Déformations du mur en sol cloué CLOUTERRE.CEBTP.N°1 durant sa construction et à la rupture.	31
Figure 2.7 : Mise en tension progressive du clou N°3 de mur en sol cloué CLOUTERRE.CEBTP.N°1	31
Figure 2.8 : Distribution des tractions dans les clous du mur en sol cloué CLOUTERRE.CEBTP.N°1 à la fin de la construction.	32
Figure 2.9 : Différent types de surface de rupture potentielle	32
Figure 2.10 : Calcul de la stabilité d'un ouvrage en sol cloué par la méthode des tranches.....	33
Figure 2.11 : Analyse à la rupture du système sol clou pour des clous travaillant	

en traction simple.....	33
Figure 2.12 : Mécanismes de rupture des murs en sol cloué (d'après Schlosser (1982))	34
Figure 2.13 : Déformations schématiques d'un mur en sol cloué	35
Figure 2.14 : différent efforts s'exercent Sur un clou	36
Figure 2.15 : Principaux modes de rupture des systèmes mur en sol clouée	37
Figure 2.16 : Analyse de la stabilité globale du sol mur clouée à l'aide d'un Mécanisme de rupture unique-Wedge.....	38
Figure 2.17 : stabilité de glissement d'un mur de sol clouée.....	39
Figure 2.18 : La capacité portante.....	41
Figure 2.19 : Un clou singulier soumis au mode de transfère de contrainte	43
Figure 2.20 : Effort dans le clou - mécanisme de transfert de charge	44
Figure 2.21 : modèles des sols cloués sur la surface de mur.....	45
Figure 2.22 : Renforcement en face.....	47
Figure 2.23 : Géométrie d'un goujon à tête	29
Figure 2.24 : Poinçonnage des modes de rupture de cisaillement	50
Figure 2.25 : Abaque de pré-dimensionnement.....	50
Figure 2.26 -vue de face de la paroi clouée.....	51
Figure 2.27 : modèle de Longueur des clous uniforme.	52
Figure 2.28 : schéma représenté la surface de glissement.....	53
Figure 2.29 : Correction Diamètre trou de forage.....	55
Figure 2.30 : Diagramme de Conception Préliminaire utilisé dans cette étude.....	56

Chapitre 3 : Pratique des éléments finis en géotechnique

Figure 3.1 : Modèle monodimensionnel du comportement élastoplastique.....	64
Figure 3.2 : Représentation du comportement élastique parfaitement plastique.....	65
Figure 3.3 : Représentation du comportement élastique parfaitement plastique.....	65
Figure 3.4 : Fenêtre des paramètres du modèle élastique linéaire.....	66
Figure 3.5 : Fenêtre des paramètres avancés du modèle élastique linéaire	66
Figure 3.6 : Courbe intrinsèque du modèle de Mohr-Coulomb.	66
Figure 3.7 : Pyramide de Mohr-Coulomb tracée pour $c=0$	67
Figure 3.8 : Fenêtre des paramètres de Mohr-Coulomb.	67
Figure 3.9 : Fenêtre des paramètres du Hardening Soil Model.....	69
Figure 3.10 : Représentation du HSM dans le repère contrainte-déformation.	70
Figure 3.11 : Surface de rupture pour le HSM cas d'un sol non cohérent.	70
Figure 3.12 : Différentes représentations lors d'un essai oedométrique.....	71
Figure 3.13 : Effet du temps sur les essais oedométriques.....	73
Figure 3.14 : Diagramme de p_{eq} dans le plan p,q	73

Chapitre 4 : Établissement d'un modèle de calcul

Figure 4.1 : Vue en coupe du projet.....	76
Figure 4.2 : Modèle géométrique du projet.	76
Figure 4.3 : Maillage du projet.	78
Figure 4.4 : Conditions hydrauliques initiales.	78
Figure 4.5 : Génération des pressions interstitielles initiale.	79
Figure 4.6 : Génération des contraintes initiales.	80
Figure 4.7 : Phase de la construction (phase 1 jusqu'à la dernière phase).	81

Figure 4.8 : Phase 6 : déformation de maillage.	82
Figure 4.9 : Parement : résultats de la phase 6.	83
Figure 4.10 : Phase 22 : déformation de maillage.	84
Figure 4.11 : Phase 22 : répartitions des contraintes principales.	84
Figure 4.12 : Parement : résultats de la phase 22.	86
Figure 4.13 (a) : Déplacement des parements Phase de construction finale.	87
Figure 4.13 (b) : Déplacement des parements Phase de construction finale.	87
Figure 4-14 : Courbe déplacement en fonction des espacements (L=13.95m)..	88
Figure 4-15 : déplacement du parement pour différents cas d'espacements..	88
Figure 4-16 : déplacement du parement pour différents cas d'espacements..	88
Figure 4-17 : Déplacement des parements Phase de construction finale (Sv=1.5m, L/H=0.5)..	89

Chapitre 5: Étude paramétrique

Figure 5.1 : Position des nœuds et des points de contrainte dans les éléments de sol.....	91
Figure 5.2 : influence de maillage sur les déplacements horizontaux.	92
Figure 5.3 : influence de maillage sur les moments fléchissant.	93
Figure 5.4 : influence de maillage sur les forces dans les clous.....	93
Figure 5.5 : influence de cohésion sur les déplacements horizontaux.....	94
Figure 5.6 : influence de cohésion sur les moments fléchissants.....	95
Figure 5.7 : influence de l'angle de frottement sur les déplacements horizontaux.....	96
Figure 5.8 : influence de l'angle de frottement sur les moments fléchissants.....	97
Figure 5.9 : influence de module d'élasticité sur les déplacements horizontaux.....	99
Figure 5.10 : influence de module d'élasticité sur les moments fléchissant.....	99
Figure 5.11 : influence de coefficient de poisson sur les déplacements horizontaux.....	101
Figure 5.12 : influence de coefficient de poisson sur les moments fléchissant.....	101

LISTE DES TABLEAUX

Chapitre 1 : État de la Connaissance de clouage

Tableau 1.1: Différences entre le renforcement de type Terre-Armée et le renforcement par clouage (d'après Schlosser (1983)).	11
---	----

Chapitre 2 : Analyse et conception des parois clouées.

Tableau 2.1: Valeurs de (σ_h / H) i et C comme fonctions des conditions du sol	30
Tableau 2.2: Étapes de conception pour les murs clou de sol	45
Tableau 2.3 : Quelques caractéristiques des murs en sol cloué (CLOUTERRE 1991)	50
Tableau 2.4: Minimum Recommended Factors of safety for the Design of soil Nail Walls using the ASD Méthode	54
Tableau 2.5: Face principales caractéristiques	57
Tableau 2.6: Facteur CF	58
Tableau 2.7: RÉSUMÉ DE LA CONCEPTION	59

Chapitre 3 : Pratique des éléments finis en géotechnique

Tableau 3.1 : Valeurs des paramètres de compressibilité et de gonflement λ et k	71
---	----

Chapitre 4 : Établissement d'un modèle de calcul

Tableau 4.1 Propriétés des couches de sols et des interfaces	77
Tableau 4.2 Propriétés du béton projeté.	78
Tableau 4.3 Propriétés des ancrages (éléments fixed-end-anchor).	78
Tableau 4.4 Résumé des résultats de deux phases avec comparaison.	86
Tableau 4-5: Récapitulatif des résultats par l'analyse des éléments finis.	87
Tableau 4-6: Consolidation des résultats de l'analyse.	89

Notations et abréviations

Nous donnons ci-dessous les principales notations utilisées dans ce mémoire :

Lettres Grecques :

α : angle de paroi pâte visage (à la verticale);	[°]
β : angle de la pente;	[°]
β : angle de talus de déblai;	[°]
β_{eq} : angle équivalent Pente	[°]
γ : poids total de l'unité de masse de sol	[kN]
γ_{unsat} : Poids volumique Humide.	[kN/m ³]
γ_{sat} : Poids volumique saturé.	[kN/m ³]
δ : wall-sol d'interface angle de frottement	[m]
δ : Déplacement unitaire.	[m]
ΔH : pente monter sur le banc (le cas échéant);	[mm]
(μ) : la résistance à l'arrachement admissible normalisée (tension nécessaire)	[-]
θ : inclinaison de la face du mur à l'horizontale ($\theta = \alpha + 90^\circ$);	[°]
ρ_{max}, ρ_{min} = Les ratios de renforcement recommandées minimales et maximales	[%]
σ : Contrainte.	[kN/m ²]
σ_n : Contraintes normales.	[kN/m ²]
$\sigma_{tension}$: Résistance à la traction.	[kN/m ²]
ε_v : Déformation volumique.	[m ³]
κ^* : Indice de gonflement.	[-]
λ^* : Indice de compression.	[-]
μ^* : Indice de fluage.	[-]
ν : Coefficient de Poisson.	[-]
ν_u : Coefficient de Poisson ultime.	[-]
ν_{ur} : Coefficient de Poisson en charge décharge.	[-]
η : le fruit du parement	[-]
τ : Contraintes de cisaillement (tangentielle).	[kN/m ²]
τ : Seuil de la contrainte tangentielle.	[kN/m ²]
ϕ_m : est l'angle de frottement mobilisé,	[°]
ϕ'_b : angle effectif de friction interne de la base	[°]
ϕ' : angle de frottement effectif du sol derrière sol clou bloc;	[°]
ϕ : Angle de frottement interne du sol.	[°]
ϕ_{cv} : Angle de frottement à volume constant, au palier.	[°]
ϕ_u : Angle de frottement ultime.	[°]
ψ : Angle de dilatance du sol.	[°]
ψ : inclinaison du plan de rupture.	[°]

Lettres Latines :

a_{vn} : transversale de renfort aire de la section par unité de largeur dans la direction verticale à la tête du clou;	[mm ² /m]
a_{vm} : transversale de renfort aire de la section par unité de largeur dans la direction verticale à mi-portée;	[mm ² /m]
a_{hn} : transversale de renfort aire de la section par unité de largeur dans la direction horizontale à la tête du clou;	[mm ² /m]
a_{hm} : surface en coupe transversale de renforcement par unité de largeur dans la direction horizontale à mi-portée;	[mm ² /m]
asm, asn : Minimum Reinforcement Ratios	[mm ² /m]
asm, asn : Ratios maximum de renfort	[mm ² /m]
B_L : longueur de la surface de rupture horizontale	[m]

B' : largeur d'influence,	[m]
c : Cohésion du sol.	[kN/m ²]
c_b : force de cohésion du sol le long de la base;	[kN/m ²]
C_{IF} : facteur de correction et qui dépend du diamètre de forage.	[-]
CF : facteur qui tient compte des pressions du sol non uniforme derrière le parement (Byrne et al, 1998.);	[-]
c_m : la cohésion est mobilisé.	[kN/m ²]
C_P : La taille effective des surfaces coniques	[-]
d : Épaisseur équivalente.	[m]
d : épaisseur de la demi-face;	[mm]
D : Profondeur.	[m]
D'_C : diamètre effectif de la surface de rupture conique au centre de la section	[mm]
D_{DH} : diamètre du forage	[mm]
e : Épaisseur.	[m]
E : Module d'Young.	[kN/m ²]
$E_{increment}$: Augmentation de la rigidité.	[kNm ² /m]
E_{ref50} : Module sécant dans un essai triaxial.	[kN/m ²]
E_{ref} : Module tangent dans un essai oedométrique.	[kN/m ²]
E_{ur} : module en décharge.	[kN/m ²]
EA : Rigidité normale.	[kN/m]
EI : Rigidité de flexion.	[kNm ² /m]
f_i : Force de volume.	[kN]
F : Force.	[kN]
: Précontrainte de tirant.	[kN/m]
f_c' : résistance à la compression du béton.	[Mpa]
F_{SH} : Le coefficient de sécurité contre soulèvement	[-]
F_{Sp} : facteur de sécurité Résistance à L'arrachement	[-]
F_{ST} : facteur de sécurité Résistance à Traction de clou	[-]
F_{SFF} : le facteur de sécurité contre rupture face flexion	[-]
F_{SFP} : le facteur de sécurité Surface de poinçonnement de rupture	
f_y : limite d'élasticité armature de traction	[Mpa]
G : Module de cisaillement.	[kN/m ²]
G_u : Module de cisaillement ultime.	[kN/m ²]
G' : Module de cisaillement effectif.	[kN/m ²]
H : hauteur du soutènement	
H_1 : hauteur effective sur laquelle agit la pression de terre	[m]
H_{eq} : hauteur du mur équivalente	[m]
h : épaisseur de face ;	[mm]
i : inclinaison des clous	[°]
k : Coefficient de réaction.	[kN/m ³]
$[K]$: Matrice de rigidité.	[-]
K_A : coefficient de poussée des terres actif pour le sol derrière le système sol clou mur.	[-]
K_{sB} (cisaillement)	[Kpa]
K : un coefficient d'amortissement lié à la nature du sol	[-]
K_0 : Coefficient des terres au repos.	[-]
K_{NC0} : K_0 -consolidation.	[-]
K_x : Perméabilité horizontale.	[m/jour]
K_y : Perméabilité verticale.	[m/jour]
L : longueur des armatures	[m]

L :	longueur d'ancrage derrière la surface de rupture potentielle considérée.	[m]
L_{BP} :	longueur de la plaque d'appui	[mm]
L_F :	Longueur du plan de rupture;	[m]
L_s :	Espacement.	[m]
m :	Puissance.	[-]
M :	Paramètre en fonction de K_{0NC} .	[-]
n :	Porosité.	[-]
N_F :	force normale à la surface de rupture;	[KN]
N_C :	facteur de capacité portante	[-]
OCR :	<i>Over-Consolidation Ratio</i> (degré de surconsolidation).	[-]
p :	Pression.	[kN/m ²]
p_l :	pression limite (cisaillement)	[Kpa]
p_{ref} :	Contraintes de référence.	[kN/m ²]
q_U :	Forces de liaison ultimes	[Kpa]
q_s :	clous : frottement (traction)	[Kpa]
Q_D :	partie permanente	[kN/m ²]
Q_T :	charge en supplément;	[kN/m ²]
R_f :	Coefficient à la rupture q_f/q_a .	[-]
R_{FF} :	la résistance à la flexion.	[KN]
R_{FP} :	la résistance face poinçonnement	[KN]
R_T :	tension de calcul de clou	[KN]
R_{inter} :	Facteur de Rigidité de l'interface.	[-]
S_H :	clou espacement horizontal;	[m]
S_F :	force de cisaillement sur la surface de rupture;	[KN]
S_V :	clou espacement vertical;	[m]
S_u :	résistance au cisaillement du sol;	[KN]
t_{max} :	tension maximal pour le clou	[-]
T_{EQ} :	force clou équivalent;	[KN]
T_0 :	nail tensil force	[KN]
V_F :	est la force de cisaillement agissant de poinçonnage à travers la section de face	[KN]
W :	poids de la masse de glissement;	[kN/m ³]

Abréviations :

HSM :	<i>Hardening Soil Model</i> .
LCPC :	Laboratoire Central des Ponts et Chaussées.
MEF :	Méthode des Eléments Finis.
$SSCM$:	<i>Soft Soil Creep Model</i> .
SSM :	<i>Soft Soil Model</i> .
PEHD :	(Polyéthylène Haute Densité)
ASD :	Allowable stress design method (méthode de conception de contrainte Admissible)
CPT :	Cone penetration test (Essai de pénétration au cône)
PVC :	Polyvinyl chloride (Le polychlorure de viny)
SPT :	Standard penetration test (Essai de pénétration standard)
WWM :	Welded wire mesh (Treillis métallique soudé)
CEBTP :	Centre De Recherche Des Batimaux Et Des Travaux Public.

Introduction générale

Le clouage parmi les techniques des renforcements des sols, qui utilise pour améliorer des propriétés mécaniques de ces sols par la mise en place d'inclusions résistants travaillant à la traction, à la compression ou à la flexion, et qui peut être utilisé soit pour la réalisation de massifs de soutènement, en déblai, soit pour le renforcement de talus existants.

La méthode des éléments finis est une méthode numérique de résolution approchée des équations différentielles décrivant les phénomènes physiques de l'ingénierie. Elle connaît, depuis 1970 environ, une extension fantastique, qui va de pair avec le développement et l'accroissement de puissance des ordinateurs. Elle est devenue un outil de travail, calcul et conception quotidien, voire familier, de l'ingénieur, dans des domaines aussi variés que l'analyse des structures,

Ce développement s'est accompagné de la mise au point de programmes de calcul capables de résoudre des problèmes d'une étonnante complexité. Mais, pour l'utilisateur, il s'agit souvent de boîtes noires [FREY, 01].

Depuis 1980 environ, l'utilisation de la méthode des éléments finis a connu un développement très important dans les bureaux d'études et les centres de recherches en géotechnique. Ainsi, il est aujourd'hui courant de réaliser, pour des grands projets.

En pratique, les logiciels de calcul par éléments finis sont devenus des outils pour l'ingénieur, au même titre que les méthodes de calcul traditionnelles de la mécanique des sols. L'utilisation d'un code de calcul a été rendue très facile par le développement de pré- et de postprocesseurs conviviaux et simples d'emploi [MEST, 97].

Problématique et objectif :

Le clouage, technique de renforcement des sols par barres passives, a débuté dans les années 1970. C'est un procédé de stabilisation des terrains naturels très économique. Les clous augmentent la cohésion des sols, ainsi que sa résistance à la traction et au cisaillement, produisant ainsi un nouveau matériau composé d'une grande capacité. Comme on peut voir, la technique du clouage des sols s'apparente au procédé de la terre armée du point de vue théorique. En Algérie, le clouage des sols est resté très peu pratiqué dans le domaine des travaux publics malgré l'essor que connaît ce marché. Le développement de l'utilisation de cette technique, dans notre pays, passe nécessairement par sa vulgarisation par des études dans le domaine de la recherche et des propositions sur son intérêt dans l'environnement local.

L'objectif dans ce mémoire de magister, c'est d'étudier la conception, le calcul, l'exécution et le contrôle des ouvrages réalisés par clouage des sols. Ce travail sera axé sur la conception aidée par les logiciels d'ouvrages géotechniques et aux éléments finis utilisés pour les calculs des ouvrages de soutènement renforcés par des inclusions inclinées.

Aujourd'hui, ils existent plusieurs logiciels aux éléments finis utilisés pour les calculs des ouvrages en interaction avec le sol.

Mais :

- Chaque logiciel aux éléments finis a ses propres algorithmes : méthodes de résolutions et paramètres de modélisation.

- Les paramètres géotechniques ne sont pas les mêmes pour chaque méthode de calcul.

Nous avons moins d'expérience et de recul pour juger à la fois des modèles de comportement et modules de sol introduits dans les logiciels aux éléments finis, et des résultats obtenus.

On peut donc obtenir des résultats très variables pour un même projet.

L'étude consiste à mettre au point un modèle numérique a pour objet d'étudier essentiellement l'effet de phassage de construction sur le comportement de la paroi clouée, l'effet des espacements verticaux des clous, l'effet de la longueur des clous (Longueur en fonction de la Hauteur du mur L/H). et une étude paramétrique sur l'interaction sol avec différents ouvrages placés dans un site urbain. Les ouvrages concernés sont : des ancrages (clous), béton projeté (parement) et une excavation.

Les paramètres suivant seront étudiés :

1. Paramètres de calculs : maillage.
2. Paramètres géotechniques :
 - paramètres du sol : c , φ , E , ν ;

Plan de mémoire :

Pour atteindre l'objectif visé, le travail sera divisé suivant le plan ci-dessous :

- **Introduction générale.**
- **Chapitre 1 :** État de la Connaissance de Clouage.
- **Chapitre 2 :** Analyse et conception des parois clouées.
- **Chapitre 3 :** Pratique des éléments finis en géotechnique : Bref aperçu de la méthode des éléments finis ; formulation d'interaction par la MEF ; présentation de PLAXIS ; les modèles de comportement utilisés dans PLAXIS.
- **Chapitre 4 :** Établissement d'un modèle de calcul : Définition des données ; procédure de calculs ; les principaux résultats.
- **Chapitre 5 :** Étude paramétrique :
 1. Effet des paramètres de calculs : maillage.
 2. Effet des paramètres géotechniques : effet des paramètres du sol : c , φ , E , ν .
- **Conclusions et recommandations.**

CHAPITRE 1:

Etat de la Connaissance de Clouage

1. Introduction:

Le renforcement des sols regroupe un ensemble de techniques d'amélioration des propriétés mécaniques de ces sols par la mise en place d'inclusions résistants travaillant à la traction, à la compression ou à la flexion. Parmi ces techniques, celle concernant le clouage des sols, qui peut être utilisé soit dans les domaines de stabilisation des pentes et du soutènement des excavations. Le clouage a débuté en France avec un premier mur en sol cloué construit à Versailles en 1972, la technique de clouage des sols s'apparente au procédé de la terre armée de point de vue théorique. Et de point de vue économique le clouage du sol on peut choisir comme une solution qui est en généralement la moins coûteuse parmi les techniques de renforcement.

1.1 Définition de clouage du sol:

Le clouage des sols. C'est une technique de renforcement des sols in situ, en y installant dans le terrain à l'aide des inclusions (appelées aussi clous ou armatures), rigides et passives, éléments linéaires travaillant à la traction et au cisaillement, qui ont pour effet de limiter les déformations du sol. Ces éléments (barres, cornières, tubes, etc.) peuvent être soit mis en place par fonçage ou battage, soit mis en place dans des forages et scellés par un coulis.

Lorsque cette technique est utilisée pour des ouvrages de soutènement, les barres sont généralement horizontales et l'effort principal est la traction. Au contraire, quand cette technique est utilisée pour la stabilisation des pentes, les barres sont généralement verticales et les efforts principaux sont la flexion et le cisaillement.

Dans un massif renforcé, on qualifie d'active la zone qui se déforme et de résistante, la partie rigide. Les mouvements du sol peuvent être très faibles ou plus étendus, la zone active peut rester stable ou, au contraire, s'effondrer suivant la nature et la qualité du renforcement. Les clous augmentent la cohésion du sol, ainsi que sa résistance à la traction et au cisaillement, et mis en place (par frottement) dans la zone résistante.

La surface qui sépare les deux parties est la surface de rupture potentielle. le lieu géométrique des points de traction maximale T_{max} permet de séparer le massif soutenu en deux zones (Fig.1.1) :

1 - une zone active située derrière le parement et où les contraintes de frottement latéral exercées par le sol sur les clous sont dirigées vers l'extérieur.

2 - une zone résistante où les contraintes de frottement latéral sont dirigées vers l'intérieur et s'opposent ainsi au déplacement latéral de la zone active.

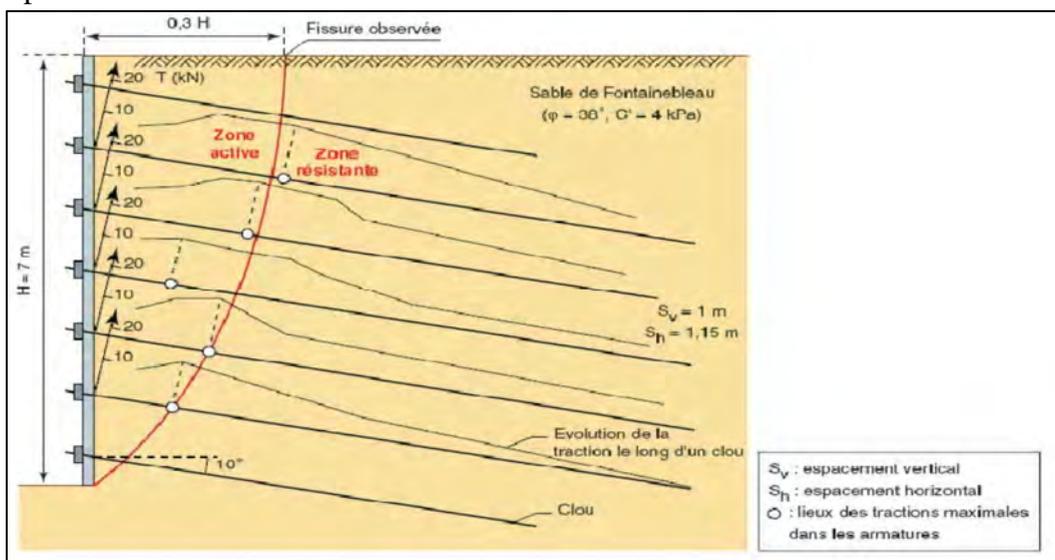


Figure 1.1 - Schématisation de la zone active et de la zone résistante (d'après les recommandations Clouterre 91).

1.2 Différentes type d'utilisations :

La technique de clouage s'emploie dans deux domaines (figure 1.2):

1.2.1.- La stabilisation des pentes. (Naturelles) :

Le clouage des pentes consiste à solidariser par l'intermédiaire des clous, et Pour l'amélioration de la stabilité des pentes, Les inclusions sont souvent simplement battues et placées le plus perpendiculairement possible par rapport à la surface de glissement potentielle.. Elles travaillent essentiellement par "cisaillement généralisé". La figure 1.2 montre une stabilisation de pente par clouage.

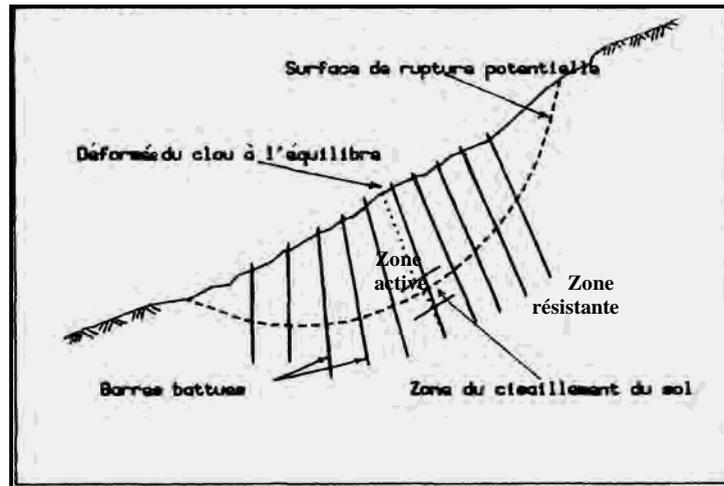


Figure 1.2: STABILISATION D'UNE PENTE INSTABLE PAR CLOUAGE

1.2.2.- Le soutènement des excavations (pentes artificielles) :

La technique de clouage peut également être utilisée pour soutenir les parois d'une fouille, les éléments Linéaires (barres, cornières, tubes..) sont mis en place Horizontalement au fur et à mesure que l'on terrasse l'excavation et sont sollicités par la déformation progressive du massif. Ils travaillent essentiellement en traction ainsi qu'au cisaillement. La figure 1.3 montre le schéma d'un mur de soutènement réalisé par clouage.

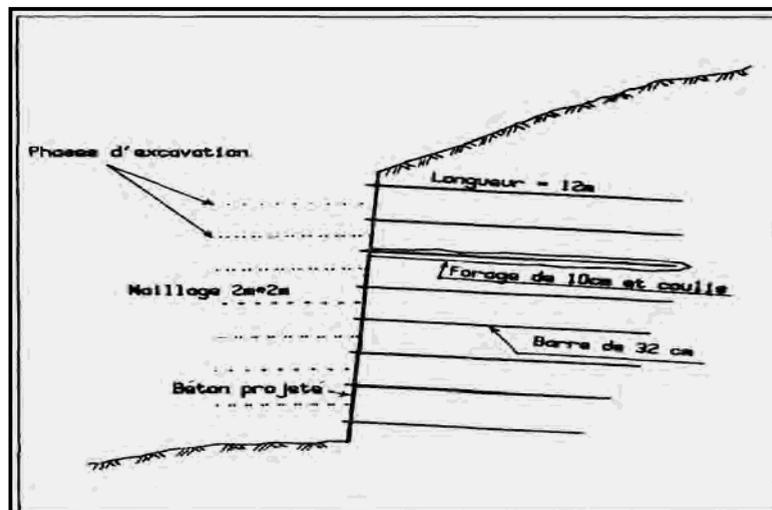


Figure 1.3 : MUR DE SOUTÈNEMENT RÉALISÉ PAR CLOUAGE (méthode par scellement de barres)

1.3 Soutènement par clouage :

1.3.1 Historique :

Le clouage est utilisé depuis plus d'un siècle pour la stabilisation des pentes, mais plus récemment pour le soutènement de fouille. Deux méthodes en sont à l'origine :

- le renforcement d'ouvrages miniers où le boulonnage était d'usage courant il y a déjà un demi-siècle.
- la méthode autrichienne de construction de tunnels qui était utilisée dans des matériaux rocheux et que les constructeurs ont appliquée au soutènement des têtes de tunnels dans des sols plus meubles. a également été appliquée à la stabilisation des pentes rocheuses depuis le début des années 1960.

Le premier chantier de clouage, en temps que soutènement de fouille, a été réalisé en FRANCE en 1973 (le long d'une voie ferrée semi- enterrée), pour des ouvrages provisoires.

C'est à partir de 1986 que va être réalisé un programme de recherche sur le clouage des sols - projet CLOUTERRE, Ce projet s'est conclu en 1990 par la rédaction des "Recommandations CLOUTERRE 1991 pour la conception, le calcul, l'exécution et le contrôle des soutènements réalisés par clouage des sols". Une norme expérimentale XP P 94-240 concernant ces ouvrages a également été publiée en août 1998.

Depuis, de nombreuses parois clouées ont été réalisées ; quelques-unes sont décrites ci-dessous.

1.3.2. Les différentes phases de la fabrication:

La construction d'un mur en sol cloué appliquée au soutènement de fouille sont généralement construits en plusieurs étapes se fait par phases successives de haut en bas et il implique les étapes suivantes : (Figure 1.4).

- a. Une excavation :** Premier terrassement en général sur 1 à 2 m de hauteur (hi). Le terrassement se fait sur une longueur de quelques dizaines de mètres.
 - b. Mise en place des clous** par forage des trous de scellement. Ou Vibrofonçage et installation et coulis des clous.
 - c. Enfin Une couche de béton :** mise en place par projection contre la paroi nouvellement taillée. **Un treillis soudé**, disposé au préalable contre le sol, arme ce voile que l'on désigne par **parement** ou **peau de confinement**, Son épaisseur est faible (dix centimètres), La réalisation d'un parement (Mettre en oeuvre le plus rapidement possible un béton projeté qui constitue un revêtement continu souple. sur treillis soudé ou en éléments préfabriqués.
- **Le rôle de parement double**, d'une part, protéger la paroi contre d'éventuelles agressions, chocs, et d'autre part, reprendre l'effort de poussée appliquée par la zone active et le transférer aux clous par l'intermédiaire des têtes, en peut utilisé aussi de panneaux ,Une fois les clous installés, il convient de bourrer le vide existant entre le sol et les panneaux au moyen de mortier maigre pour garantir un bon frottement sol- peau.

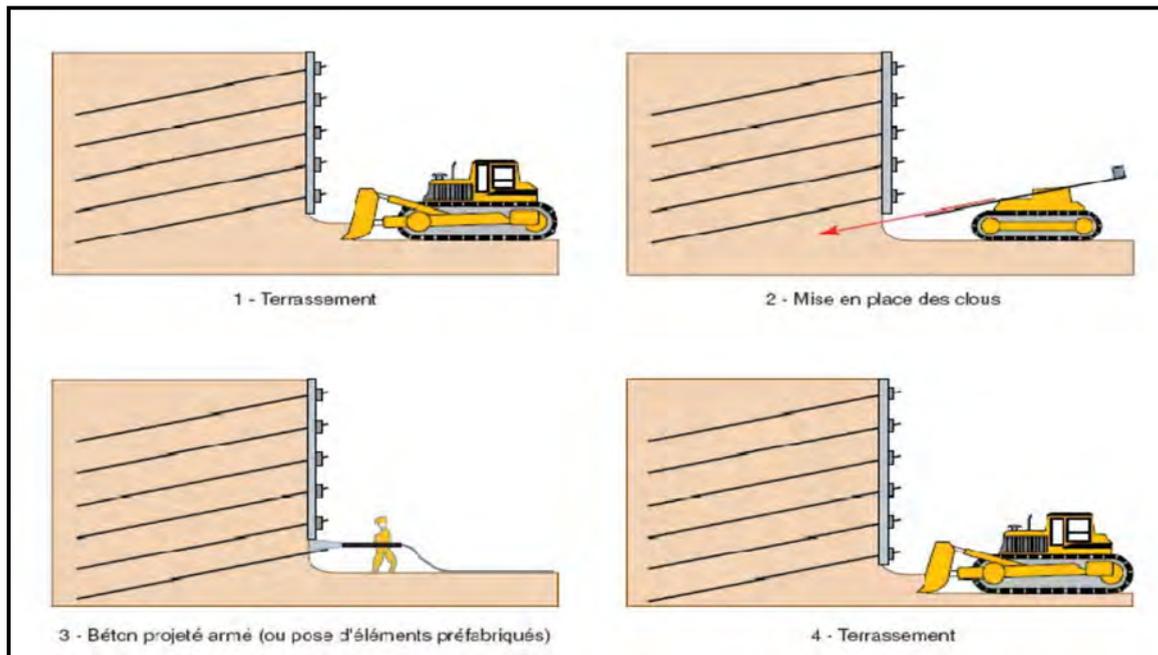


Figure 1.4 - Phases de réalisation d'une paroi clouée (d'après les Recommandations Clouterre 91).

les clous sont mis en place. Plusieurs techniques sont employées :

Telles sont les différentes phases de la première période ; une fois effectuées, l'excavation de la deuxième peut être entreprise, et ainsi de suite jusqu'à ce que la profondeur totale de fouille soit atteinte.

- **Le battage**: Un mouton lourd frappe la tête du clou à une fréquence faible (0.3 à 1 Hz).
- **Le vibrofonçage** : C'est l'association du fonçage et des vibrations. Une charge fixe appuie en tête de clou qui est soumise à des vibrations à hautes fréquences (50 Hz).
- **Le forage et le scellement** : Un trou est foré, de diamètre généralement compris entre (6 et 15 cm). Le clou muni de centreur est mis en place puis scellé par du coulis de ciment. L'injection des pressions qui restent assez basses (100 kPa).

Les inclusions : généralement utilisées sont des armatures pour béton Armé (acier à haute adhérence), de diamètre de 20, 25 ou 32 mm ou des cornières d'environ 60 x 60 mm. Elles sont généralement inclinées de 10 à 20 degrés vers le bas. Une fois les clous scellés, il faut les relier à la peau de confinement pour permettre un transfert d'efforts (peau vers clou) lors du travail de l'ouvrage. Cette liaison se fait la plupart du temps par un très léger serrage de l'écrou en tête sur une plaque d'appui, juste suffisant pour éliminer tout jeu.

1.3.3 Deux catégories de soutènement:

Il en ressort que les ouvrages cloués se répartissent en deux grands catégories :

-a- Le soutènement par barres courtes « Hurpinoise » : ($L = 0,5$ à $0,6 H$. L = longueur des armatures, H = hauteur du soutènement) mais relativement serrées: une à deux armatures par mètre carré de parement. Dans cette catégorie se situent principalement les murs de type « Hurpinoise », où les armatures sont mises en oeuvre par battage ou vibrofonçage. Cette technique est utilisée préférentiellement dans les sols pulvérulents.

Un ouvrage de type Hurpinoise est présenté sur la figure 1.5

-b- Le soutènement par barres longues : (par barres scellées) ($L = 0,8$ à $1 H$) pour un terre-plein horizontal, $L = 1$ à $1,4 H$ pour les ouvrages surmontés d'un talus) mais plus espacées : une armature pour 3 à 6 m² de parement. D'une manière générale on trouve dans cette catégorie les ouvrages à barres scellées dans des forages. Les terrains concernés sont très divers (moraines, schistes, marnes, marno-calcaires) et souvent compacts ou cohérents.

Un chantier représentatif mis en oeuvre à LYON (cours d'HERBOUVILLE) est présenté sur la figure 1.6 (GAUSSET, 1985).

Le choix entre ces deux variantes s'effectue d'après les possibilités de l'entreprise, la nature du sol, et bien sûr en fonction du coût de réalisation.

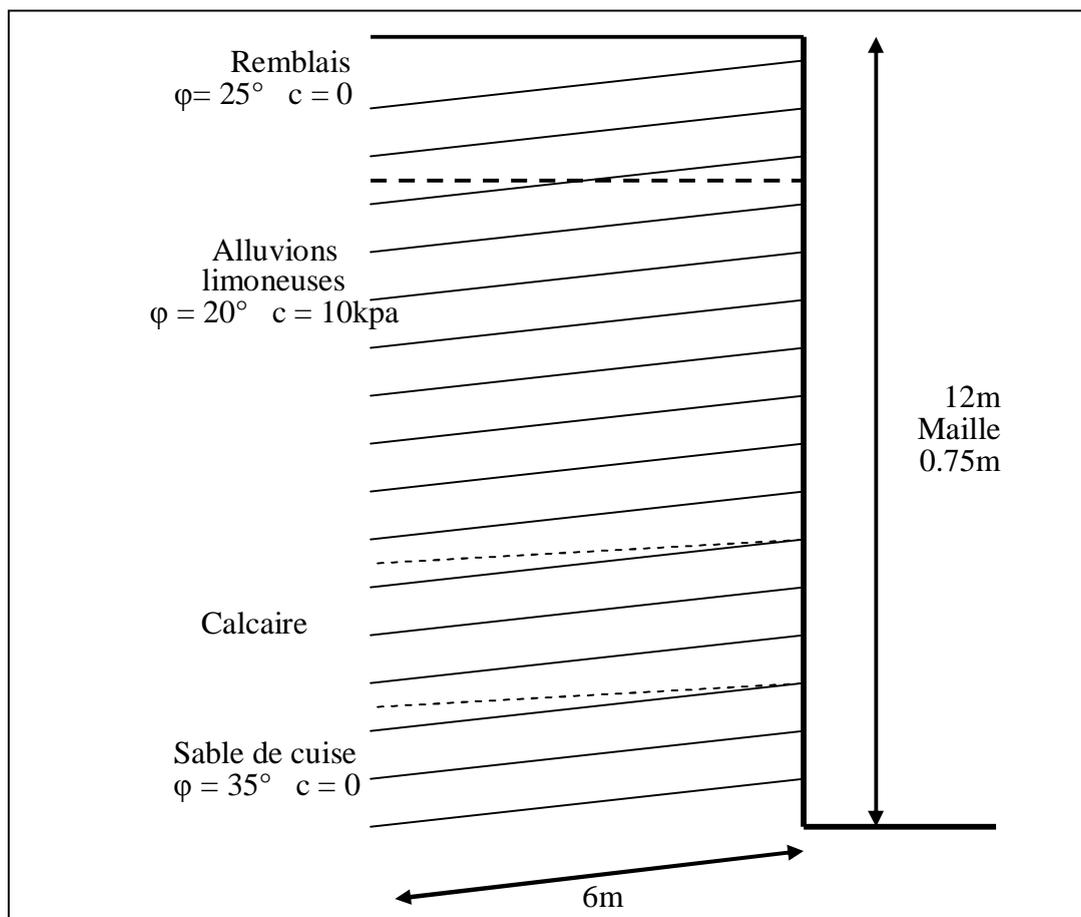


Figure 1.5 Exemple d'Hurpinoise. Schéma d'implantation du chantier des INVALIDES (PARIS) 1974.

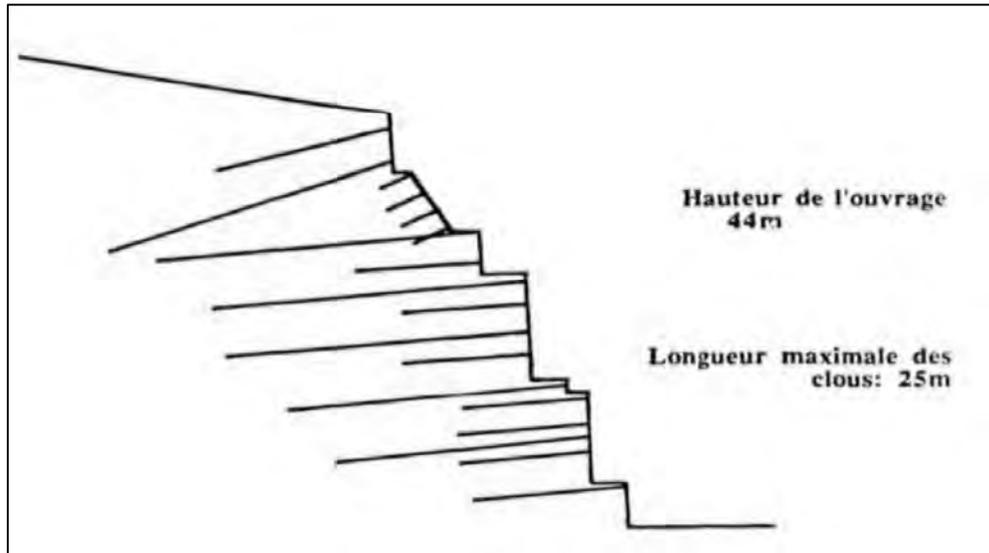


Figure 1.6 : Clouage classique. Coupe du mur d'HERBOUVILLE (LYON)
 Entreprise : CAMPENON BERNARD (1977)

1.4 Clouage et autres renforcements :

Le renforcement des sols fait partie de l'ensemble des techniques d'amélioration artificielle des sols.

Le principe du renforcement est de placer dans le sol, des armatures plus ou moins rigides, en métal, béton, bois, matières plastiques ou autres, dans le but d'améliorer de manière sélective ses capacités de résistance. On distingue cinq types de renforcement (figure 1.7)

- La Terre armée,
- Les géotextiles,
- Le clouage,
- Les colonnes ballastées,
- Les micros pieux,

La Terre armée et les géotextiles sont utilisés pour renforcer des sols rapportés.

Le clouage, les colonnes ballastées, les micros pieux et s'utilisent sur le terrain en place.

a) La Terre armée. : Cette technique consiste en l'association d'un matériau granulaire frottant et d'armatures linéaires flexibles de grande résistance à la traction. Le parement extérieur de l'ouvrage est relativement mince et souple; il est généralement constitué de panneaux en béton. Pour limiter la déformation de la structure on utilise des armatures en acier, ce qui permet de réaliser des parements verticaux.

b) Les géotextiles. : Ce sont des textiles tissés ou non, qui sont commercialisés en rouleaux que l'on déroule par nappe sur le remblai en cours de terrassement, pour améliorer la capacité portante (sous des voies de communication), ou le drainage. On peut aussi les utiliser en tant qu'armature dans la technique de Terre armée.

c) Le clouage (présenté précédemment).

d) Les colonnes ballastées : Cette technique est utilisée dans les sols mous; l'inclusion de renforcement est une colonne verticale en sable, gravier ou agrégats fortement compactés.

En général, la mise en place par vibration.

C'est un renforcement de sols ayant une faible résistance.

Le rôle principal de la colonne est d'augmenter la résistance et le module du sol de fondation, en outre la colonne agit comme un drain vertical.

e) **Les micros pieux** : Cette technique consiste à mettre en place dans le sol de petits pieux injectés. Chaque pieu est constitué d'une barre métalliques (ou en bois) ou d'un tube, verticales (ou fortement inclinées), de quelques centimètres de diamètre entouré de coulis sur toute sa longueur. Les efforts principaux sont la traction et la compression, permettent d'améliorer la capacité portante.

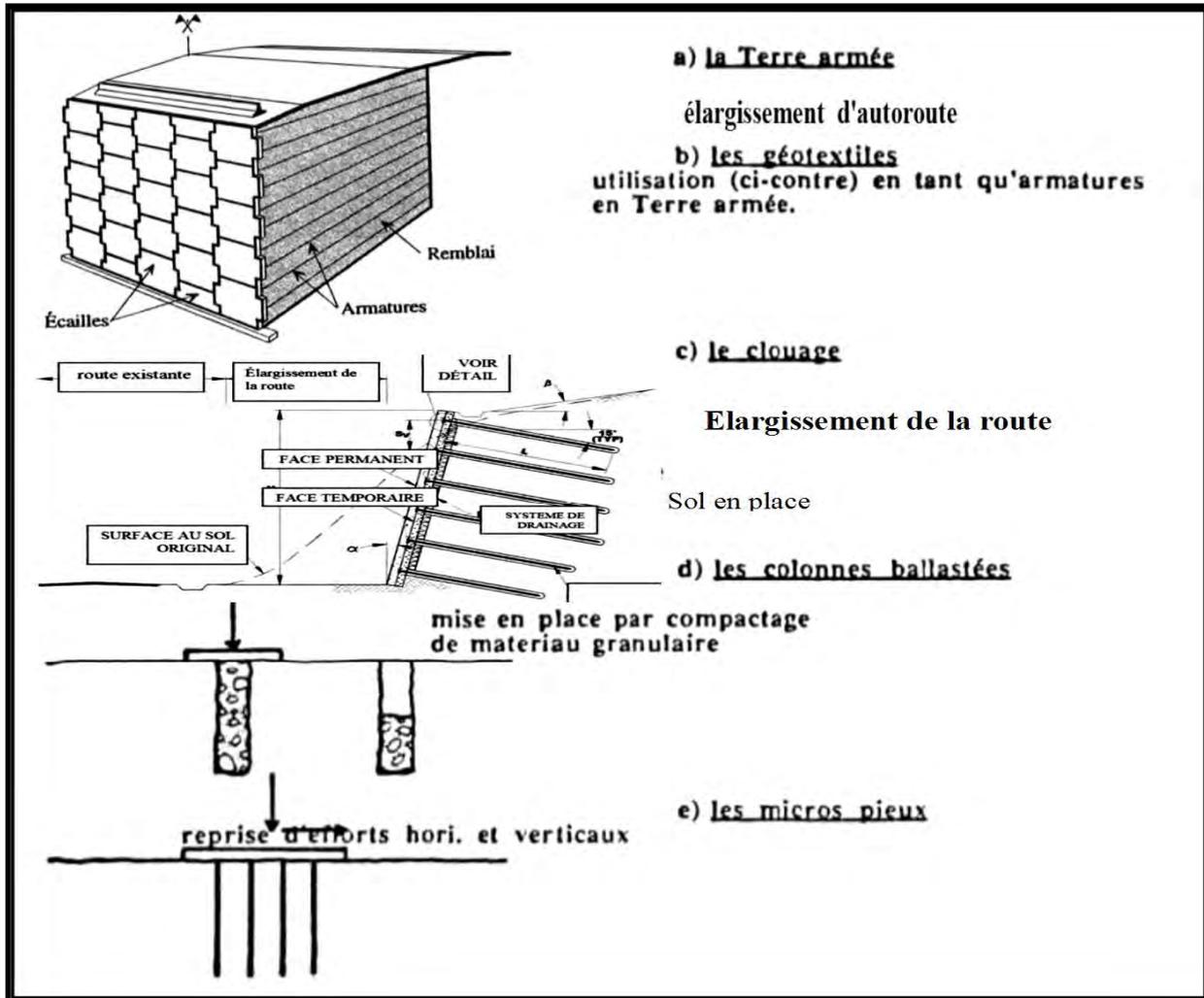


Figure 1.7 Les cinq grands types de renforcement.

1.4.1.- Limites d'application :

- Cette méthode plus qu'une autre nécessite un cadre de mise en œuvre spécial.
- C'est tout d'abord l'excavation sur un mètre ou deux de haut, qui ne peut se faire que si le sol a une cohésion suffisante (environ 10 kPa).
- En ce qui concerne la peau de confinement, le béton projeté ne peut adhérer à la paroi de la fouille que si chaque grain du sol tient suffisamment au massif. Il est par exemple très difficile, voire impossible, de projeter du béton sur du sable humide taillé verticalement si celui-ci n'est pas soit très fin soit très compacté.
- Lors de la mise en place des clous par forage et scellement, il peut y avoir des problèmes de tenue de cavité si la cohésion du sol n'est pas suffisante.
- pas de travail sous la nappe (nécessité d'un rabattement)
- déplacement latéral et vertical important.
- Une utilisation difficile ou délicate dans certains sols : sable pulvérulent sans cohésion, sables bouillants et sols comprenant des poches d'eau, sols très argileux où la teneur en eau peut augmenter après la construction.

1.4.2 Les principaux avantages du clouage pour les soutènements sont :

- Un matériel réduit pour la construction ; la construction ne nécessite qu'un matériel limité et léger : un engin de terrassement pour l'excavation, un engin de forage et une centrale d'injection ou un engin de battage pour la mise en place des barres, une machine à projeter le béton.
- Une rapidité d'exécution puisque la construction se fait en même temps que les terrassements.
- Le clouage est bien adapté aux sites délicats, il permet de réaliser des ouvrages dans des pentes difficiles. Il peut être réalisé par plots, en courbe ou avec un parement incliné ;
- Une bonne adaptation aux sols hétérogène ; dans la mesure où la densité des clous peut être adaptée à la nature et à la résistance des sols rencontrés.
- Un coût très compétitif dans la mesure où elle conjugue rapidité et simplicité d'exécution avec l'utilisation de matériels légers.

1.5- Comparaison Terre armée- clouage :

1.5.1.- Les différences. :

	RENFORCEMENT DES SOLS(MUR DE SOUTÈNEMENT EN TERRE ARMÉE)	RENFORCEMENT DES SOLS PAR CLOUAGE(MUR DE SOUTÈNEMENT EN SOL CLOUÉ)
Le mode de construction	est une méthode de renforcement de sol rapporté autrement dit de remblai	s'applique au sol en place c'est-à-dire en déblai.
La nature du sol	consiste à renforcer un matériau granulaire rapporté choisi et calibré; ses caractéristiques sont contrôlées.	seuls des prélèvements ponctuels et une étude géotechnique et géologique peuvent permettre de connaître l'état du sol en place,
La construction du mur	construit en montant , les armatures du bas sont donc les premières mises en place ,	s'effectue en descendant , les clous supérieurs sont installés les premiers. (Figure 1.8).
les inclusions	constituées de bandes métalliques souples , horizontales et de longueur constante , et sont mises en place (déposées) pendant le remblaiement .	elles sont plus rigides , peuvent être inclinées (en général vers le bas , pour faciliter l'injection), leur longueur est variable . Elles sont installées (battage ou Forage) au fur et à mesure de l'excavation.
Le déplacement latéral maximal	situé en pied d'ouvrage	situé en tête de l'ouvrage (Figure 1.9).
La peau de confinement	les écailles employées en Terre armée	la peau est supportée par frottement contre le sol et par liaison aux clous.
Efforts Dans Les armatures	des efforts de traction.	des efforts de traction, de flexion et de cisaillement.
Les contraintes	Les contraintes dans le sol augmentent au cours de la construction.	Les contraintes dans le sol ont tendance à décroître au cours des excavations.

<p>le plan historique</p>	<p>est née en 1969 de l'imagination de l'architecte: H. VIDAL.</p>	<p>depuis fort longtemps dans les travaux souterrains, essentiellement dans les mines,</p>
----------------------------------	--	--

Tableau 1.1 Différences entre le renforcement de type Terre-Armée et le renforcement par clouage (d'après Schlosser (1983)).

1.5.2 La similitude entre la Terre armée et le clouage :

La similitude entre la Terre armée et le clouage est souvent relevée, ce n'est pas sans raison. Ces deux techniques font partie de l'ensemble des méthodes de renforcement de sol par inclusions. Dans les deux types d'ouvrages, on retrouve des inclusions de même allure et une peau de confinement, la même géométrie, paroi verticale ou fortement pentue.

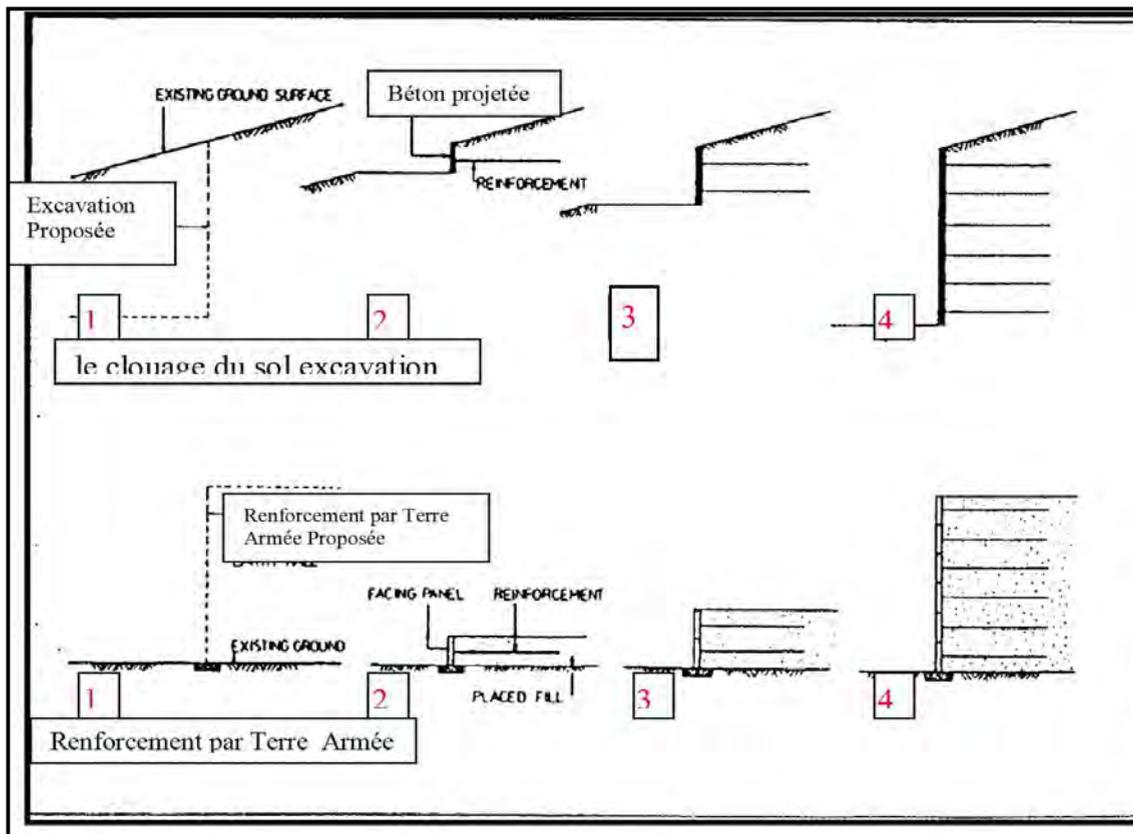


Figure 1.8 Contraste de la séquence de construction (a) haut vers le bas dans le sol clouage (b) en bas de sol renforcé

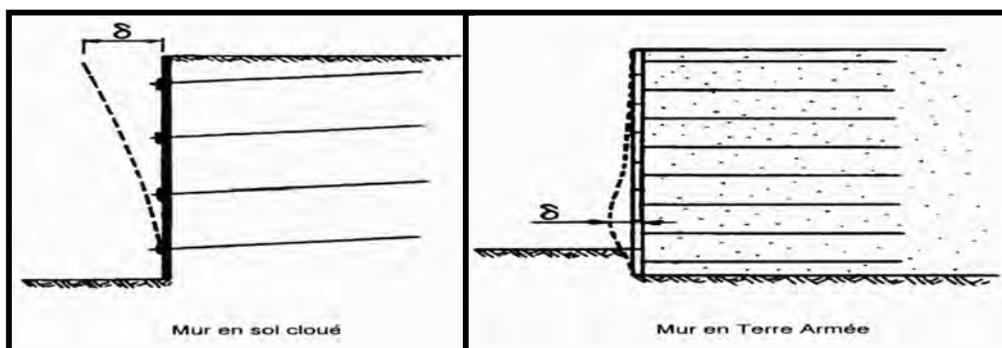


Figure 1.9 déformations des structures en sol renforcé cloué(D'après Schlosser (1983))

1.6 Différences entre les ancrages du sol par les clous et des ancrages du sol par tirant :

Le clou de sol et d'ancrage des sols sont semblables dans leur structure.

Deux d'entre eux sont capables de prendre la tension et résister à la masse de sol glissant que la structure de la distribution de la terre, cependant, il ya deux types de structures. D'importantes différences.

1.6.1 - Mur en sol cloué (Clou de sol) :

Le clou dans le sol est entièrement cimentée et généralement non-précontraint et relativement rapprochées. Aucune force va agir sur le système de clou de sol jusqu'à ce que l'échec de la masse de sol. Habituellement le clouage du sol impliquent une technique d'installation plus simpliste que ancrages au sol et sont plus faciles à construire.

Le clouage d'un massif de sol est une technique de renforcement des terrains in situ, par inclusions linéaires travaillant à la traction et au cisaillement. Ces inclusions sont généralement mises en place dans des forages, puis scellées avec un coulis ; elles peuvent aussi être battues ou vibrofoncées. Cette technique s'est principalement développée depuis une dizaine d'années dans deux domaines : le soutènement des excavations et la stabilisation des pentes.

La construction d'un mur en sol cloué se fait par phases successives descendantes sont généralement construits en plusieurs étapes et il implique les étapes suivantes:

- un terrassement, généralement limité à 1 ou 2m de hauteur et éventuellement limité en longueur selon les terrains ;
- le forage des trous de scellement.
- la mise en place des clous subhorizontaux ou inclinés au sein du sol en place ; et coulis des clous.
- la réalisation d'un parement qui peut être fait sur place (béton projeté sur treillis soudé ou béton de fibres) ou à l'aide d'éléments préfabriqués.

1.6.2 Tirants d'ancrage :

Structure d'ancrage pour la stabilité de la pente qui est seulement capable de résister à des forces de tension. Le clou ou d'un tendon sont habituellement sont précontraints dans une charge élevée.

les clous d'ancrage du sol comportent deux parties: la longueur libre et longueur collée.

Longueur libre sont généralement sans injection de dépendance ou non lié, et la durée de stockage soient généralement cimentée ou collée dans le sol.

Dans ce type de structure, le tirant prennent la force de traction, qui est transmis à partir de la tête d'ancrage de la zone d'ancrage. Comme le tirant d'ancrage est situé sur la longueur libre, il n'a pas de protection de coulis. Le contrôle du tirant pour la protection contre la corrosion est très important pour cette raison, le tirant d'ancrage permet d'assurer la stabilité d'un écran de soutènement et il est constitué d'armatures métalliques, ancrées dans le terrain à l'une de leurs extrémités, soit par l'intermédiaire d'une plaque d'ancrage, soit par une injection de scellement, et fixée à leur autre extrémité à l'ouvrage.

On distingue les tirants passifs, qui ne sont mis en traction que sous l'action des forces de poussées s'exerçant sur l'écran, et les tirants actifs ou précontraints. Pour ces derniers, la traction des armatures provient également de la force de précontrainte obtenue en prenant appui sur l'ouvrage, et correspondant à une mise en prétension des dispositifs d'ancrage.

Les tirants précontraints les plus couramment employés sont ceux ancrés par injection de scellement (figure 1.10). Ils comportent normalement une armature constituée de câbles ou de barres en acier à haute limite élastique, un bulbe d'ancrage réalisé par injection sous pression d'un coulis ou mortier de scellement, et une tête d'ancrage où l'on applique la force de précontrainte exercée pendant la mise en tension.

Le comportement des tirants scellés dans les terrains susceptibles de fluage reste actuellement mal connu. Cela peut être le cas des argües, des marnes et des limons dont l'indice de plasticité est supérieur ou égal à 20 (Balay, 1988).

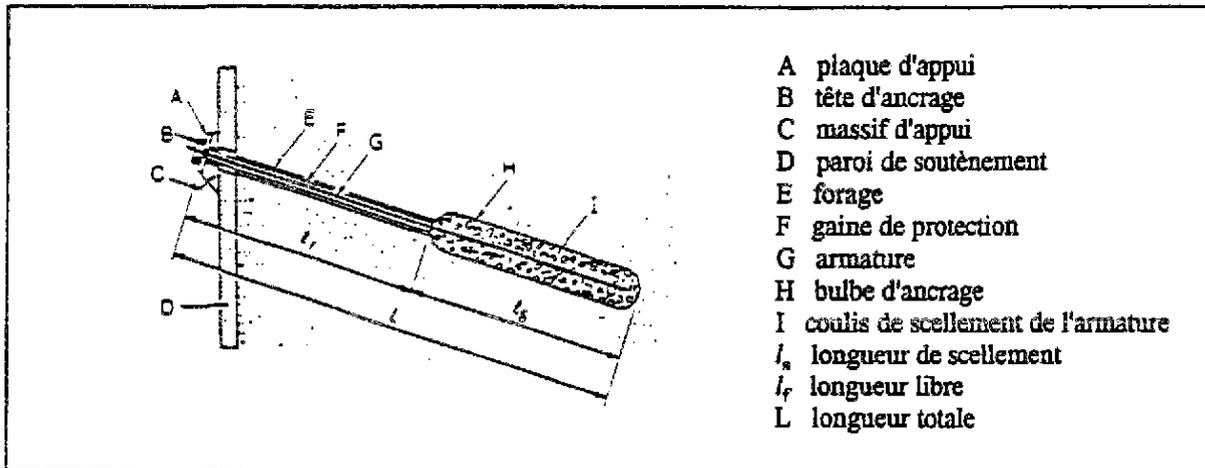


Figure 1.10 Tirant précontraint ancré au terrain par injection de scellement(Balay, 1988).

1.6.3 Principe de réalisation Tirants d'ancrage :

Un tirant est généralement réalisé suivant le phasage suivant :

1)-**Forage du trou** dans lequel sera mis en place le tirant.

Le procédé de réalisation de ce forage est choisi en fonction de la nature des terrains traversés, de façon à ne pas en modifier les caractéristiques, notamment de compacité et de frottement, le forage pourra être réalisé directement à l'aide de l'armature du tirant (tirants autoforés) ou sera remplacé par le battage de cette même armature.

2) **Fabrication du tirant** sur un banc d'assemblage.

3) **Mise en place** Le tirant est constitué d'une armature (barre ou câble à haute résistance élastique) liaisonnée au dispositif d'injection (tube lisse et tube à manchettes), ou mise en place à l'intérieur d'un tube de protection scellé dans le terrain.

4) **Scellement du tirant** au terrain par injection de coulis de ciment fabriqué sur site à l'aide d'une petite centrale mobile.

5) **Mise en tension** L'armature est tendue de façon à créer une contrainte dans l'ouvrage à stabiliser ; Cette mise en tension permet de limiter les déplacements.

Les tirants d'ancrage peuvent être utilisés dans les domaines suivants :

***Soutènements de fouilles** (parois moulées, berlinoises et micro-berlinoises, parois voiles en béton projeté).

***Ancrages de radiers** béton aux sous-pressions.

***Stabilisations de talus**, cloutages.

***Ancrages de barrages** .

La différence est dans les clous et les tirants. les clous sont généralement plus courtes avec des charges de conception baisse nettement inférieurs à ceux des ancrs de tirants. En longueur, clous sont en général entre 70% et 100% de la hauteur x de la paroi. tirants cimentés sont généralement de plus de 30 pieds avec 40 à 60 pieds étant plus normal pour la plupart des applications. Parfois, tirants sont beaucoup plus long que 60 pieds. clous sont généralement installés à des intervalles plus étroits que les tirants.

Les tirants sont membres de soutien actif. Ils poussent sur le sol retenu plus difficile que la terre et en supplément pressions pourraient pousser sur le mur. clous sont des éléments de support passifs. Ils offrent leur soutien comme la masse du sol commence à se mobiliser.

Les deux clous et des tirants pourraient avoir des détails similaires de protection contre la corrosion. La plupart des clous ne sont pas testés.

La résistance des clous du sol sont généralement de 420 au 520 MPa tendons threadbar.
La résistance des tirants sont généralement des tendons threadbar (420 MPa au 1100 MPa)

Les ancrages sont des éléments précontraints, qui diffusent les forces de traction dans le sol de construction indépendamment de la déformation de ce sol par les corps injectés.

Les clous sont des éléments non précontraints pour l'armature du sol, qui absorbent les forces de traction en cas de déformation du sol de la construction.

1.6.4 Maintenance :

En règle générale, les ancrages du sol ont besoin de garder la force de traction dans le tendon à un des facteurs de niveau.

Beaucoup de constantes peuvent déclencher la perte de précontrainte. Par conséquent, le maintien de processus de ré-précontrainte peut être nécessaire et, par conséquent, entraîner une augmentation du coût global de maintenance. D'autre part, des barres de renfort de clous de sol à l'intérieur du sol sont entièrement protégés par du coulis de ciment et sont généralement non-précontraint. Si la barre de contrôle de renforcement de la protection contre la corrosion maintient le clou en bon état, le clou de sol n'a pas besoin d'être maintenu activement, réduisant ainsi les coûts de maintenance.

1.7. Procèdes de construction de la paroi clouée:

1.7.1. Définition:

La technologie de construction des murs cloués consiste à renforcer un sol en déblai, au fur et à mesure de son excavation, par la mise en place de barres passives, peu inclinées sur l'horizontale, travaillant essentiellement à la traction. Ces barres peuvent également travailler partiellement à la flexion et au cisaillement. C'est par le biais du frottement qui s'exerce entre le sol et les barres que ces dernières peuvent se mettre en traction et tenir la structure.

On construit ainsi progressivement et de haut en bas un massif de sol renforcé. Pour éviter que la terre ne s'écroule entre les barres, on doit placer un parement généralement constitué d'un treillis soudé et d'un béton projeté. Ce parement peut être vertical, incliné à des angles très variables ou constitué de redans. Le béton n'a ici aucun rôle de soutien de la structure. Il permet de protéger la terre de l'érosion et empêche des morceaux de terres de tomber

De nos jours c'est une technique extrêmement répandue car le comportement des ouvrages est satisfaisant et le coût de la mise en œuvre est inférieur à celui des murs en L pour la même hauteur de mur.

• Les parois clouées:

Des barres d'acier (clous) sont scellées dans des forages quasi horizontaux, préalablement creusés dans le terrain au moyen d'un coulis ou d'un mortier de ciment.

Des treillis soudés sont fixés au parement de la fouille et renforcés au droit des clous. Un voile de béton, d'une épaisseur courante de 15 à 20 cm, est ensuite réalisé en béton projeté.

L'excavation de la fouille se fait de haut en bas, par phases successives correspondant à quelques mètres de hauteur.

Cette technique, souple d'emploi et économique, permet d'assurer un soutènement provisoire des fouilles dans tous les types de terrains en l'absence d'eau.

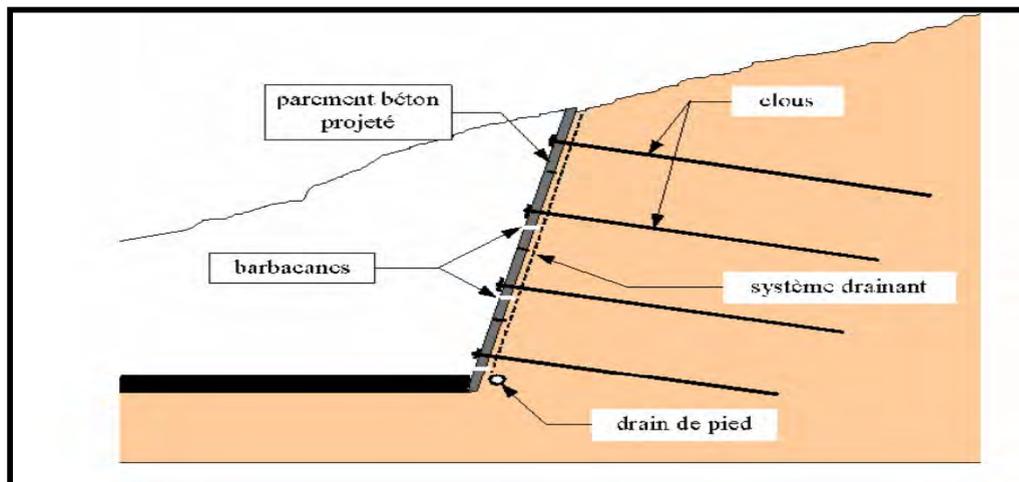


Fig.1.11 schéma représenté la paroi clouée

• Les parois en panneaux préfabriqués en béton:

La technique consiste à mettre en place des éléments résistants (panneaux préfabriqués en béton) dans une saignée remplie d'un coulis liquide à base de bentonite ou autodurcissable à base de bentonite-ciment.

Cette saignée est réalisée avec des matériels identiques à ceux utilisés pour les parois moulées. La continuité de la paroi est assurée par des joints de type "waterstop" interposés entre chaque panneau. Les parois en panneaux préfabriqués constituent des soutènements définitifs (d'épaisseur réduite compte tenu des performances mécaniques du béton des éléments préfabriqués) présentant, côté intérieur à la tranchée, un aspect de parement homogène et régulier.

1.7.2 Domaine Application de la paroi clouée:

- Stabilisation de déblais meubles ou rocheux.
- Création d'un monolithisme dans des terrains faillés ou fracturés.
- Associés à du Béton Projeté, ils permettent la réalisation de paroi de soutènement (parois clouées).
- Ouvrages de déblai.
- Hors nappe.
- Sols avec légère cohésion.
- Sites d'accès difficile (matériel d'exécution léger).

1.7.3 Différents types de L'installation de clouage du sol:

Différents types de méthodes de clouage du sol sont employées dans le domaine:

1. **Percés et jointoiement des clous de sol:** trous de clous de diamètre percés dans les sols ce sont environ 100 -et 200 mm , ces trous sont généralement espacées d'environ 1,5 m, les barres d'acier sont placées et les trous sont injectés, ensuite le trou de forage et rempli de coulis de ciment, clous de sol injecté sont les clous de sol les plus couramment utilisés pour les projets et elles peuvent être utilisées comme applications temporaires et permanentes (à condition que la protection anticorrosion approprié est en place).

2. Poussé les clous : Dans ce type: les clous sont entraînés mécaniquement au mur lors de la fouille. L'installation de ce type de clouage du sol est très rapide, mais il ne fournit pas une bonne protection contre la corrosion. Ceci est généralement utilisé comme temporaire clouage.

clous de sol sont relativement petites de diamètre [19 à 25 mm], Ils sont généralement espacés d'environ 1 à 1,2 m de distance.

3. Auto-perceuses clous de sol: barres creuses sont entraînés et coulis est injecté à travers la barre creuse simultanément pendant le forage. Cette méthode est plus rapide que le clouage scellé et il présente une protection à la corrosion que clou entraînée, ce système est le plus couramment utilisé comme des clous temporaires.

4. Jet-injectés clous de sol: jet grouting est effectuée à éroder le sol et laisser le trou pour le clou (installé par la suite) devant être avancé à l'emplacement final, le coulis fournit protection contre la corrosion à la barre centrale. Dans une deuxième étape, les barres sont généralement installé en utilisant des méthodes de forage vibro-percussion.

5. Clous de sol lancés: sont "lancés" dans le sol à très haute vitesses au moyen d'un mécanisme de tir impliquant l'air comprimé. Les bars sont 19 à 25 mm de diamètre et jusqu'à 8 m de longueur, permet une installation rapide, mais il peut être difficile de contrôler la longueur des clous qui pénètre dans le sol. Ces types de clous de sol ne sont utilisés que pour les clous temporaires.

1.7.4 Éléments de la structure clouée: Différentes composantes d'un clou de sol cimenté sont discutés dans cette section. La section transversale d'une paroi clouée ainsi que des photographies de terrain de différents composants.

1. Les barres de renforcement en acier: des barres d'acier d'armature pleine ou creuse (avec une force minimale de 415 kPa) sont le composant principal du système de clouage du sol. Ces éléments sont placés dans des trous de forage pré-percés et que le coulis en place.

2. Centreurs - matériau PVC, qui est fixé sur le clou de sol pour garantir que le clou de sol est centré dans le trou de forage, les centreurs en PVC sont disponibles pour tous les diamètres de trous et clou configurations. Ils sont principalement utilisés avec clou de sol threadbar.

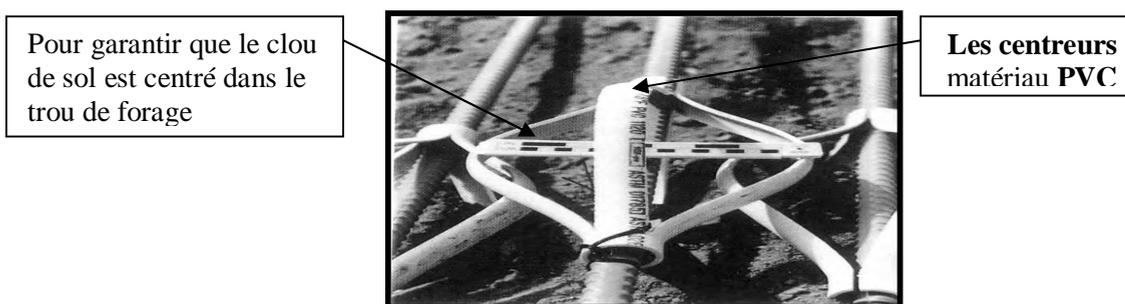


Fig. 1.12 Les centreurs PVC typiques attachés à Un barre d'acier du clou Avant installation

3. Injection du coulis : coulis est placé dans le trou de forage préalablement percé après le clou est placé. Le coulis a pour fonction principale de transfert de contraintes à partir de la masse de clou. Le coulis fournit également un niveau de protection contre la corrosion de clou du sol. La méthode d'injection du coulis utilisée pour la mise en œuvre des barres, dépend de la technique de forage et de l'application.

La méthode la plus utilisée est l'injection simultanée au forage. Elle garantit que le coulis de scellement est présent sur toute la longueur de l'ancrage. L'unité d'injection consiste classiquement en un malaxeur et une pompe. Le choix de la pompe d'injection dépend de l'application : pour un forage à injection simultanée, une pression d'injection maximum de 7 bars est suffisante. Dans l'argile, une pression de 17 bars peut être nécessaire.

La consommation du coulis de ciment dépend des facteurs suivants :

- . a) La technique d'injection et de forage utilisée,
- . b) La nature du sol,
- . c) La vitesse de forage

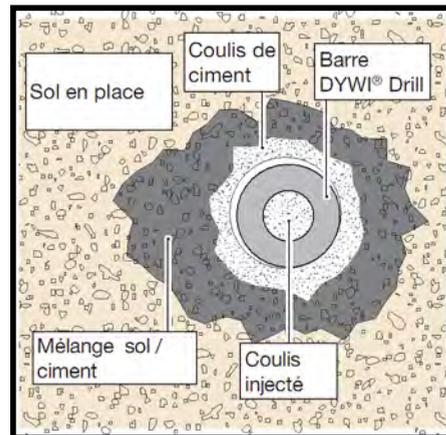


Fig. 1.13 Section d'une barre creuse Injectée

4. tête de clou: la tête du clou est l'extrémité fileté de clou du sol qui dépasse de la paroi opposée. Il s'agit d'une structure de forme carrée en béton qui comprend la plaque d'acier, écrous en acier, la tête et le renforcement des sols clouée. Cette partie de la structure fournit la force portante du sol clouée, et les transferts portant des charges de la masse de sol clouée.

5. Écrou hexagonal, la rondelle et la plaque d'appui: Ceux-ci sont fixés à la tête du clou et sont utilisés pour relier le clou de sol à la face. Plaque d'appui répartit la force à la fin de clou de béton projetée temporaire face.

6. provisoires et permanents face-clous : sont reliés à la surface par la pente d'excavation ou éléments de parement. **Parement provisoire** :est placé sur les fouilles non pris en charge avant l'avancement des grades d'excavation. Il apporte son soutien au sol exposé, aide à la protection contre la corrosion et agit comme surface d'appui pour la plaque d'appui, sont généralement construits à l'aide de béton projeté. L'épaisseur du béton projeté temporaire face est généralement comprise entre (75 à 100 mm).**Parement permanent** : est placé sur le revêtement provisoires après les broches de sol sont installés, L'épaisseur de la face permanente consistant en béton projeté armé est généralement comprise entre (150 à 300 mm).

7. Bande géocomposite de drainage: système vertical drains sont utilisés comme support du système de drainage. Ceux-ci sont placés avant l'application du parement provisoire pour la collecte et la transmission de l'eau d'infiltration qui peut migrer vers la face provisoires.

8. Protection contre la corrosion : Les couches de protection en matière synthétique [PEHD (Polyéthylène Haute Densité) ou tube de PVC] entourant le barre , est généralement utilisé pour fournir une protection supplémentaire contre la corrosion.

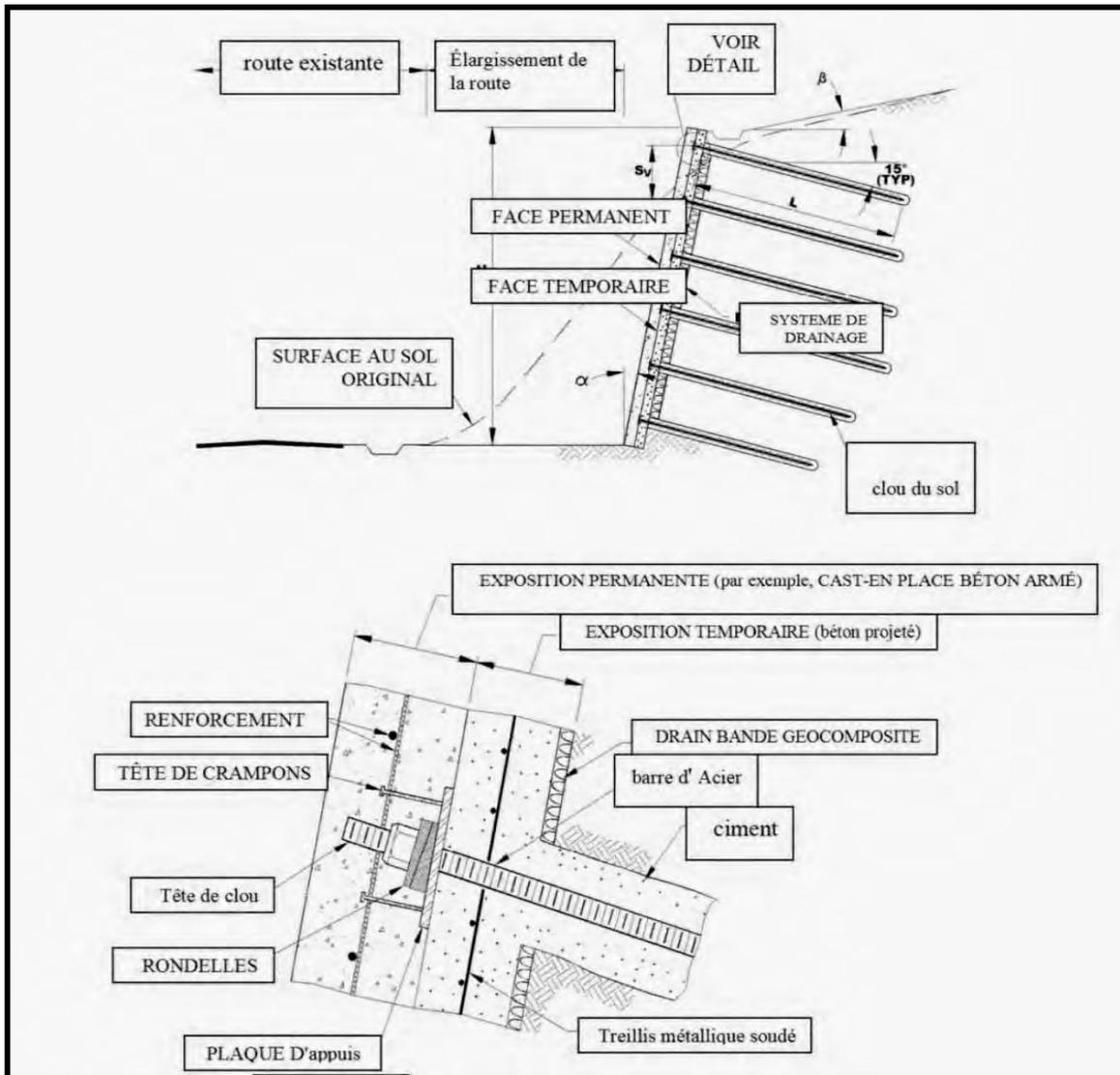


Fig 1.14 Section transversale d'un mur de sol cloué

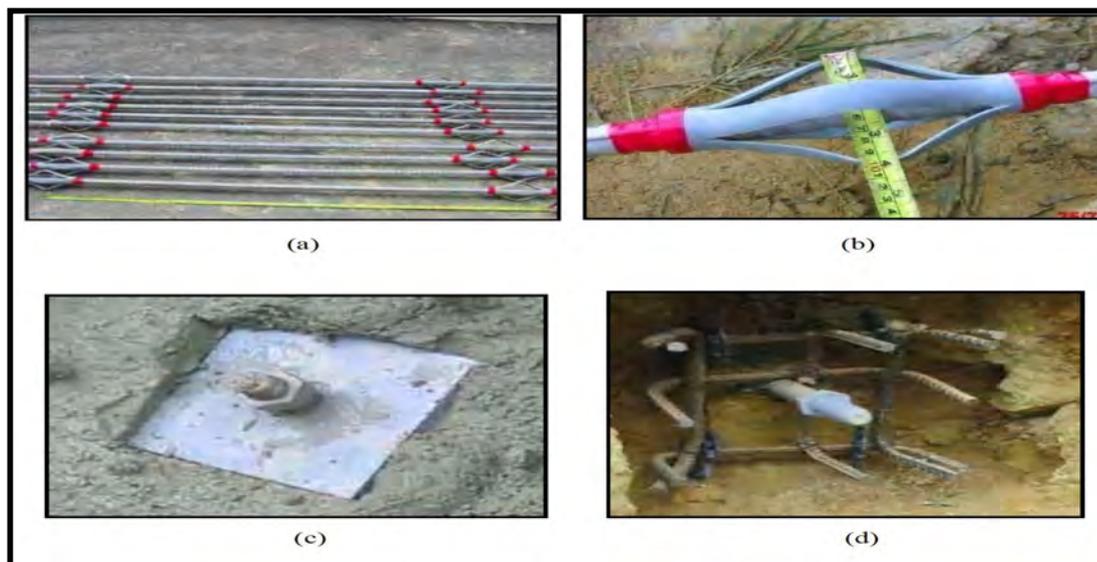


Fig 1.15 Éléments divers de clouage du sol (yoeng 2008)

- (a) des barres de renforcement du sol clouée. (b) centreurs typiques .
 (c) plaque d'acier et des écrous en tête du clou. (d) plaque d'acier et des écrous en tête du clou

1.8.5 Principe de la construction d'un mur de sol clouée:

Le principe de la construction d'un mur de sol clouée à l'aide de solides barres de clous d'acier est décrite ci-dessous et représenté schématiquement à la figure 1.17.

Étape 1. Excavation :

Excavation initiale est effectuée à une profondeur pour laquelle la face de l'excavation est en mesure de rester non prise en charge pendant un court période de temps, généralement de l'ordre de 24 à 48 heures. La profondeur de l'excavation est généralement comprise entre 1 et 2m et atteint légèrement au-dessous de l'altitude où les clous seront installés. La largeur de la plate-forme creusée ou banc doit être suffisante pour permettre l'accès à l'équipement de l'installation.

Étape 2. Percer un trou des clous :

Forage de trous pour installer clous, Forages sont forés à une longueur, le diamètre spécifiée, il ya deux types de processus qui peuvent être effectués après terrassement, Le clou peut être directement poussé dans le sol au moyen d'équipements appropriés dans lequel le clou lui-même fait son chemin vers l'avant. Alternativement, un trou peut être foré avant de mettre le clou à l'aide de l'équipement de forage. Ce dernier processus est couramment utilisé.

Étape 3. Installation des clous et le jointoiment:

Barres à clous sont placés dans le trou pré-percé. Les barres sont le plus souvent solide, bien que des clous en acier creuses peuvent être également utilisés avons au l'utilisation accrue. Centreurs sont placés autour des clous avant l'insertion d'aider maintenir l'alignement dans le trou et permettre une couverture suffisante du coulis protecteur sur la barre de clou.

Coulis tuyau est également inséré dans le trou de forage, à ce stade. Un tuyau jointoiment est normalement fixé à l'armature clou pendant l'insertion du clou dans le puits foré. Le trou de forage est alors rempli avec un coulis de ciment à travers le tuyau. Le coulis est injecté au niveau du point de trous de forage la plus basse grâce à un tube plongeur , par exemple , d'un tube de coulis , le boîtier , la vis à tige creuse ou tige de forage , dans une opération continue. Les trous de forage sont remplis progressivement du bas vers le haut et le tube plongeur est retiré à une vitesse lente même que le trou est rempli d'éviter les vides dans le coulis

Étape 4. Construction de béton projeté provisoire:

Un système de parement provisoire est ensuite construit pour supporter la section de sol avant la prochaine levée de sol est excavé.

Le parement le plus typique provisoire est constitué d'une couche de béton projeté renforcé légèrement couramment 100 mm d'épaisseur. L'armature est constituée généralement d'un treillis métallique soudé, qui est placé à peu près au milieu de l'épaisseur de revêtement.

1.7.6 Béton projeté:

Cette technique, la plus couramment utilisée dans les parois clouées, consiste à projeter du béton à prise rapide sur la surface rocheuse brute, à l'aide de jets d'air comprimé et de liquide minéral qui accélère la prise du béton au moment de la projection tout en conservant une bonne plasticité au béton jusqu'au contact du support, le béton projeté est armé à l'aide de nappes de treillis, généralement au nombre de 2 ; on appelle cela le ferrailage, Il peut être projeté par voie humide ou sèche.

1.7.6.1 les différents modes de projection: Deux types de projection existent :

a- **La projection par voie sèche** : Le mélange ciment + granulats est réalisé préalablement sans eau, l'ajout d'eau se faisant directement au niveau de la souplesse et d'atteindre de grandes distances de projection par rapport à la voie humide. Fig. 1.16

b- **La projection par voie humide** : Il s'agit de projeter un béton mouillé mélangé en malaxeur.

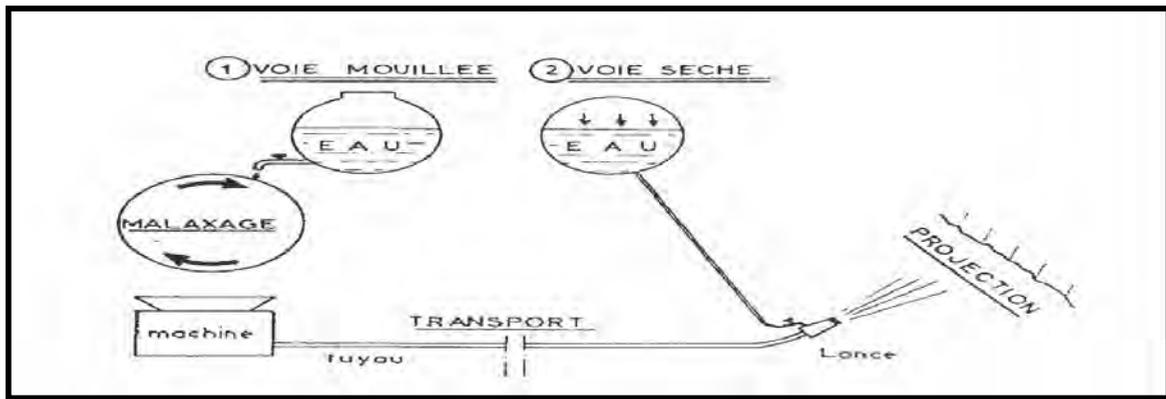


Figure 1.16 schéma (1) de la voie Mouillée (2) de la voie Sèche

1.7.6.2 les avantages du béton projeté :

Par rapport au béton coffré, le béton projeté présente plusieurs avantages :

- L'adaptation au sol support est optimale,
- L'exécution de voile mince de grande surface est plus facilement réalisable,
- La protection très rapide des talus récemment terrassés est réalisable (ne nécessite pas le mise en œuvre de coffrage),
- L'aspect extérieur d'un parement peut apparaître dans certains cas plus esthétique.

La résistance des bétons projetés est généralement proche de celle des bétons coffrés. Des résistances de 30 Mpa sont facilement atteintes.

1.7.6.3 Le ferrailage- (treillis soudés):

Des aciers sont mis en œuvre afin de reprendre les efforts de traction se développant dans la section. Leur emploi peut s'avérer nécessaire pour reprendre les contraintes de cisaillement lorsque la section de béton est insuffisante.

Dans le cas de la réalisation d'un voile béton, le ferrailage est généralement constitué de nappes de treillis soudés. Des filants peuvent être mis en œuvre pour augmenter les sections d'acier. Des renforcements localisés sont positionnés au droit de l'application d'efforts ponctuels lorsque ceux-ci dépassent la capacité de la section de béton.

L'étape 5. Construction des niveaux suivants: Les étapes 1 à 4 sont répétées pour les remontées d'excavation restante. A chaque ascenseur excavation, drainage vertical de la bande est déroulée vers le bas de l'ascenseur ultérieur. Un nouveau panneau de WWM est ensuite placé chevauchant au moins une cellule de filet intégral. Le béton projeté temporaire se poursuit avec un joint froid avec l'ascenseur béton projeté précédente. Au fond de l'excavation, la bande de drainage est liée à un drain de collecte orteil.

L'étape 6. Construction d'une finale, face permanent: Après le fond de l'excavation est atteint et les clous sont installés et testé en charge, un parement définitif peut être construit. Finale face peut être constituée de béton coulé sur place en béton armé, béton projeté armé ou panneaux préfabriqués. Le renforcement de parement permanent conventionnel barre de béton ou WWM. Lorsque le béton et le béton projeté est utilisé pour le revêtement permanent, joints horizontaux entre les remontées mécaniques d'excavation sont évitées dans toute la mesure du possible.

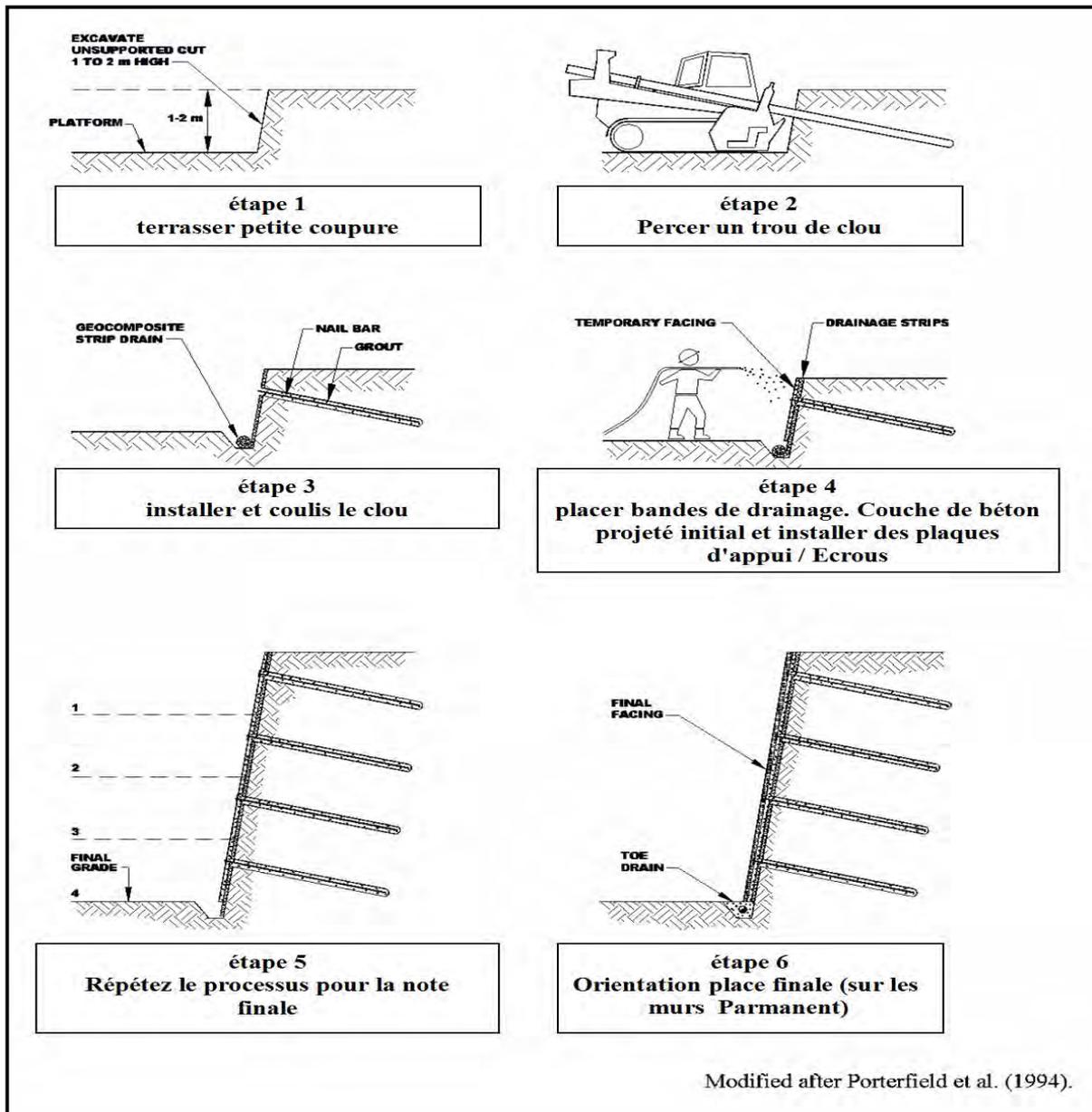


Fig 1.17 les différentes étapes de construction de mur clou.

1.7.7 Forage de trous des clous : Forage à injection simultanée Le coulis est injecté à l'avancement dans le trou de forage. Ceci augmente la performance du scellement et permet la création de bulbes entre la barre et les parties tendres du sol. Selon Clouterre, les frottements latéraux développés sont généralement du même ordre de grandeur que les injections IRS (Injection Répétitive et Sélective). Pour le perçage des clous longues du sol, la vitesse de forage doit être contrôlée appropriée pour minimiser l'excentricité produite par l'inclinaison des tiges de forage, qui peuvent par ailleurs provoquer des défauts d'alignement du trou de forage ou peuvent indûment agrandir le diamètre du trou de forage et de provoquer l'effondrement du trou. Percez des trous dans le sol doivent être maintenues ouvertes que pour de courtes périodes de temps. Plus le trou est laissé ouvert, plus grand est le risque d'effondrement. Le forage et la préparation de coulis de ciment est réalisé en permettant simultanément à l'installation de clou de sol et d'injection en une seule opération.

Les trous de clous (forages) sont percés en utilisant l'une de plusieurs méthodes de forage disponibles, y compris rotatif, la percussion, tarière, et rotation de forage à Percussion, Marteau à roto-percussion.

1.8 Essai et inspection:

Clouage du sol de la pente ou de l'excavation implique divers tests et de surveillance à différents stades de la construction. Avant la construction.

-Comme mentionné plus haut, l'exploration du sol et essais géotechniques est effectuée avant le début des travaux d'excavation. Il comprend ennuyeux, échantillonnage, essais sur le terrain (SPT, CPT et la détermination du niveau des eaux souterraines), et des expériences de laboratoire (granulométrie, limites Atterberge, l'humidité, la consolidation, la compression non confinée et essais triaxiaux). Clous de test (5% de clous total nécessaire à la construction) sont utilisés pour l'essai d'arrachement des clous ou de test final avant la mise en place de clous pour l'estimation de l'adhérence. Outre test ultime, certains tests de vérification sont également effectués sur les clous de test. Lors de la construction.

- Une inspection minutieuse doit être effectuée pour le contrôle de qualité des matériaux de construction (stockage et la manutention des traction des clous, du ciment, matériau de drainage et la vérification de leur spécification requise). Les travaux de construction ne doivent également être surveillés correctement à des stades différents (excavation, le forage trou du sol clou, l'installation tendon, injections, paroi structurelle face et drainage). Le suivi des performances.

- Il est important de surveiller les performances de pistes d'améliorations clouées dans la construction et la conception futures de ces structures. Par conséquent, certaines des pistes clouées sont instrumentées pour leur suivi de la performance. Les paramètres surveillés sont le mouvement horizontal et vertical de la performance mur structure du visage, la surface et l'ensemble d'une structure soutenue par la détérioration du sol renforcé de face et un autre sol clouage éléments clou charges et les changements de distribution avec le comportement de drainage moment de l'inclinomètre la pente du terrain, la distance électronique équipements de mesure sont installés à des endroits différents de l'enquête sur la structure cloué, et les cellules de charge sont installés à la tête du clou à des fins de surveillance.

1.8.1. Matériaux de construction :

1.8.1.1 Renforcement en acier:

Pour protection contre la corrosion, tous les composants en acier doit être galvanisé. Si la machine enfile après galvanisation est inévitable, revêtement de zinc bonne base doit être appliquée sur le fil. Pour la protection anticorrosion double, le tuyau en PVC ondulé est souvent utilisé qui doit être de bonne qualité et une épaisseur suffisante. De préférence, tuyaux de tôle ondulée galvanisée doit être utilisé.

1.8.1.2 Coulis mélange pour clou de sol : conventionnel: le rapport eau-ciment de la composition de coulis va de 0,4 à 0,5. Que le coulis de ciment est confrontée à un retrait, sans retrait additif peut être utilisé pour réduire la reproduction et le retrait du coulis. La résistance au coulis-sol interface de clou réduira considérablement lorsque les psys coulis.

1.8.1.3. Béton projeté:

Béton projeté peut être flux continu de mélange mortel ou béton projeté à grande vitesse Perpendiculairement à la surface du sol exposé au moyen d'air de soufflage pneumatique de mélange sec ou humide pour le mélange de pulvérisation. la fusillade mortelle à haute vitesse ou en béton peut produire soi-compacté mortier de ciment que le parement. Le rapport eau-ciment de béton projeté est normalement varier de 0,35 à 0,5. Mûrissement chimique ou humide sac de jute peut être utilisé normalement pour le durcissement de béton projeté. Parfois, le mélange peut être utilisé pour accélérer le temps de prise du béton projeté. La surface du sol doit être conditionnée avant de recevoir le béton projeté. En général, la surface doit être coupé à la surface raisonnablement lisse et dépourvu de matériaux en vrac et des infiltrations. La surface du sol doit être maintenue à l'équilibre d'humidité entre le sol et le béton projeté.

1.8.1.4 Les centreurs et les centreurs plaque d'appui:

doivent être fabriquées à partir de plastique, d'acier inoxydable ou d'autres matériaux qui ne sont pas nuisibles pour le clou. La plaque de support est fabriquée à partir d'acier doux et non inférieure à 200 mm x 200 mm x 20 mm d'épaisseur. Tous les composants métalliques sont galvanisés à chaud pour obtenir une épaisseur de revêtement minimum de 50Threads des clous et écrous.

doivent être nettoyés par centrifugation, brossage ou similaire processus après la galvanisation. Des précautions doivent être prises lors du stockage manutention transport et l'installation des clous pour éviter d'endommager la galvanisation.

1.9 Les machines et les outils utilisés:

L'équipement suivant est nécessaire pour un travail clouage du sol:

- Engin de terrassement
- Engin de battage

1.9.1-Équipement de forage:

il ya quelques types communs d'équipements de forage utilisés pour installer les clous, à savoir rotatif à air rouge et congestionné, l'eau vers le bas du marteau fond de trou, tricône bit. est important de se procurer équipement de forage avec une puissance suffisante et tiges de forage rigides.

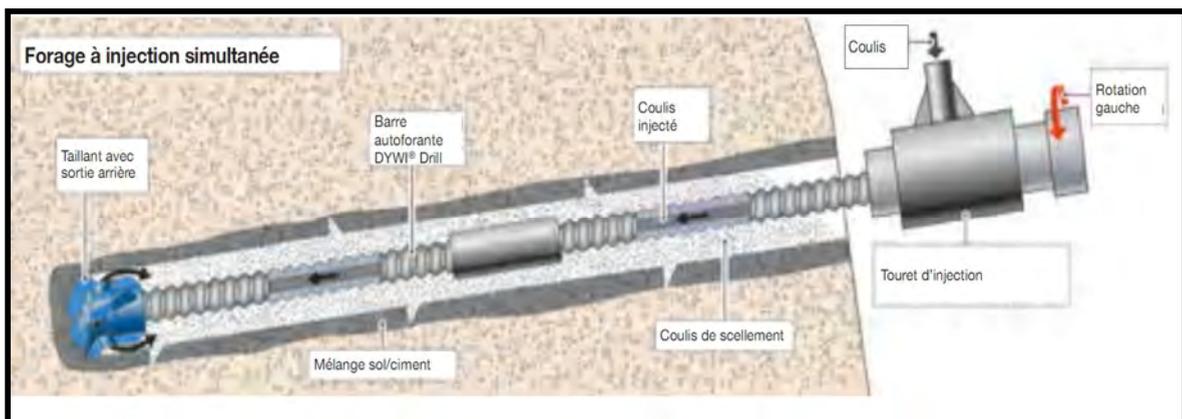


Fig. 1.18 équipement de forage

1.9.2 Équipement mélange de coulis:

afin de produire des coulis mélange uniforme, haute vitesse mélangeur à cisaillement colloïdale devraient être pompe à mortier considéré. Puissant est essentiel pour la livraison ininterrompue de coulis mix. Si granulat fin est utilisé comme charge pour l'économie, la pompe à mortier spécial doit être utilisé.

1.9.3 Équipements de Projection de béton:

Procédé mélange sec nécessitera une volve à la sortie de la buse pour contrôler la quantité d'eau à injecter dans le flux de haute pression de sable / ciment. pour contrôler l'épaisseur de béton projeté, de mesurage doivent être installés broches fixes à des intervalles verticaux et horizontaux afin de guider l'homme de la buse.

1.9.4-compresseur:

le compresseur doit avoir une capacité minimale de béton projeté livré au taux minimum de $9\text{m}^3/\text{min}$. parfois, le bruit du compresseur peut être un problème si le travail est à proximité de zone, un hôpital et une école.

1.10 Mise en tension et essais:

1.10.1 Essais sur clous :

réalise des essais sur clous avec un équipement adapté et un personnel expérimenté. Ils ont pour but de vérifier les hypothèses géotechniques, de définir les efforts mobilisables et de valider la méthode d'exécution, les essais consistent à éprouver la qualité du scellement par application d'un effort de traction. Ils sont conduits à la rupture de l'interface sol-clou. Ils se pratiquent à l'aide d'un vérin hydraulique et d'un équipement adapté. Les référentiels définissent les modes opératoires à respecter et la métrologie requise. Les essais sont réalisés conformément aux normes et recommandations en vigueur.

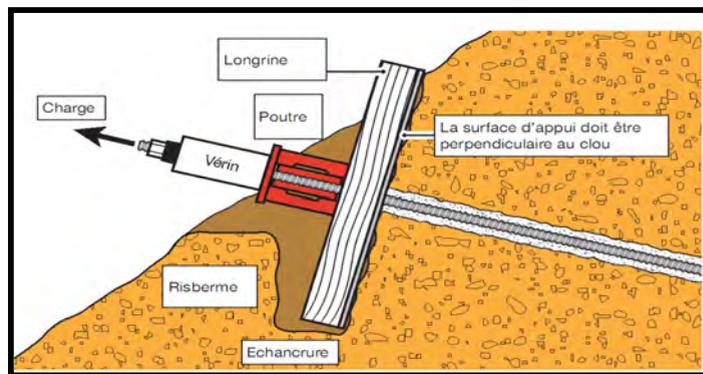


Fig. 1.19 Essai typique de clou

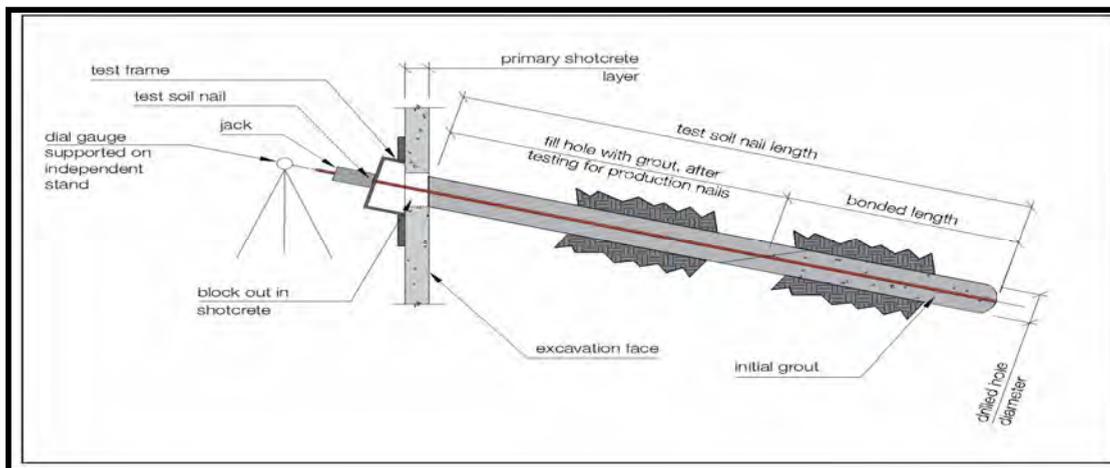


Fig. 1.20 essais sur clou

Tests clou de sol est effectuée pour établir la contrainte d'adhérence dans la zone de stabilité de la pente. Généralement pas plus de 5% des clous sont sélectionnés pour le test. Les clous sont progressivement chargés pendant le test.

Les tests réalisés, peuvent inclure:

- Des tests ultimes (sacrificiels) où les clous sont testés jusqu'à la rupture.
- Preuve essais peuvent être effectués sur les clous sacrificielles ou de production.

- Des essais de fluage sont généralement effectués au cours de la preuve ou des tests sacrificiel.

Les critères d'acceptation devraient être fondées sur les mouvements admissibles de la paroi sur toute sa durée de vie.

- Depuis les barres des clous creuses sont complètement jointoyé il est nécessaire de mettre en place l'influence de la liaison de zone de coin de la charge totale. Cela permettra de déterminer une évaluation plus précise de la charge d'essai en ce qui concerne à longueur de liaison.
- Charge d'essai est mesurée à l'aide d'un pression mesurer incorporé dans le système hydraulique de levage. Clou mouvement est enregistré par un comparateur monté sur un support indépendant.

1.10.2 Contrôles des ancrages:

Les essais pour le contrôle des ancrages sont indispensables pour valider le dimensionnement effectué lors de l'étude et/ou pour vérifier la bonne réalisation du scellement des ancrages ; on distingue :

Essais de conformité : Essais destructifs réalisés au démarrage du chantier pour valider le dimensionnement et mettre au point la méthodologie de réalisation des clous.

Essais de contrôle / réception : Ces essais s'apparentent à la fois à des essais de contrôle et à des essais de réception suivant la terminologie Clouterez 91 ; essais non destructifs réalisés sur des clous choisis pendant le chantier, en vue de vérifier la qualité de réalisation du scellement, sur la longueur de la barre, au delà de la surface de rupture.

1.11. Conclusion :

Le clouage parmi les techniques des renforcements des sols, qui utilisé pour améliorer des propriétés mécaniques de ces sols par la mise en place d'inclusions résistants travaillant à la traction, à la compression ou à la flexion et qui peut être utilisé soit pour la réalisation de massifs de soutènement, en déblai, soit pour le renforcement de talus existants.

La première partie du mémoire concerne les connaissances bibliographiques sur le clouage des sols, et les procédés de construction de la paroi clouée, pour objectif de présenter la technique des parois clouées, ses fondements, la formulation du béton projeté ainsi que les techniques de mise en œuvre, des règles de chantier strictes, concernant la projection du béton pour le parement et le scellement des clous doivent être observées. Pour ces raisons, il est logique de concevoir que la mise en œuvre d'un chantier de clouage soit confiée à une entreprise compétente spécialiste de cette méthode.

Le clouage apparaît être une méthode d'avenir. Souple d'emploi, elle s'applique à de nombreux sites et présente par rapport à ses concurrentes, un moindre coût et une installation de chantier plus réduite. Mais il convient de garder à l'esprit que le clouage des sols est une méthode délicate, une mauvaise mise en œuvre peut entraîner la ruine prématurée ou même stopper la construction,

Les progrès technologiques incessants devraient permettre d'améliorer encore le clouage en l'adaptant à chaque sol, notamment en ce qui concerne la mise en place du parement et la liaison sol-clou, après les connaissances bibliographiques sur le clouage des sols. le suivant chapitre présente d'une analyse et conception des parois clouées.

CHAPITRE 2:
Analyse et Conception Des parois Clouées

2-introduction:

Pour réaliser une conception équilibrée d'un mur en sol cloué, tous les composants de résistance dans le système devraient avoir des marges comparables de la sécurité ; aucun composant ne devrait être sensiblement surdimensionné ou trop petit (longueur, inclinaison et diamètre des clous).

La conception, la réalisation et la maintenance d'ouvrages complexes (bâtiments, routes, ouvrages d'art, ouvrages souterrains, etc.) nécessitent une connaissance fine des caractéristiques précises du terrain tout en mesurant les déformations, les résistances, permettant d'optimiser le dimensionnement des ouvrages et de leurs infrastructures, et de proposer des solutions efficaces.

La rupture d'ensemble d'un mur en sol cloué (mur-sol-clou) se produit généralement par glissement le long d'une surface de rupture englobant tout l'ouvrage et passant donc dans le sol de fondation. Une rupture d'ensemble est due, soit à un mauvais sol de fondation, soit à une trop faible longueur des clous entraînant une rupture d'ensemble comprenant pour partie un glissement du mur sur sa base. On a pu observer ces désordres à travers plusieurs programmes de recherche effectués sur des murs en sol cloué qui avaient pour objectif principal l'observation exacte des mécanismes de rupture possibles des murs en sol cloué à l'état de rupture et le développement des techniques de construction dans les sols cohérents et pulvérulents.

L'objectif principal de ce chapitre est de fournir des principes qui régissent l'analyse et la conception des parois clouées. Le chapitre est organisé d'abord pour introduire le comportement et les principes de justification, ensuite le comportement de déformation des murs en sol cloué, et enfin la présentation du comportement des murs en sol cloué projet CLOUTERRE,

Cette discussion est suivie d'une présentation des différents modes de rupture, méthodes de calcul pour la vérification de la stabilité par talen4.

Après cette introduction en commençant par une présentation des deux états limites spécifiques qui doivent être pris en compte par le concepteur, à savoir, les états limites de résistance et les états limites de service. Elle est suivie d'une description des modes de rupture potentiels pour les murs en sol cloué. Cette discussion est suivie d'une présentation des équations qui régissent qui sont utilisés pour l'analyse et la conception des murs en sol cloué en tenant compte de chaque mode de rupture potentiel, Le chapitre présente ensuite les calculs.

2.1 Domaine d'application : Le présent chapitre traite de la justification du dimensionnement d'ouvrages en sol en place renforcé au moyen de clous, il s'applique aux massifs en sol cloué qui assurent une fonction de soutènement ou constituent un talus dont la stabilité est améliorée par le clouage, et qui respectent les conditions suivantes :

- au minimum un clou pour chaque 6 m^2 de parement projetée sur un plan vertical contenant une horizontale parallèle au parement:
- un espacement horizontal des clous de chaque lit. Inférieur ou égale 3 m
- un espacement vertical entre deux lits de clous successifs. Inférieur ou égale 2,5 m;
- deux lits de clous au moins pour un ouvrage
- non- prise en compte d'un effort de compression axial dans les clous, lors de la justification de la stabilité.

Il s'applique également aux ouvrages mixtes en sol cloué comportant au maximum deux lits de tirants d'ancrage précontraints ou de butons.

Il ne s'applique ni aux ouvrages implantés dans des sites soumis à une accélération sismique nominale supérieure 3 m/s^2 , ni au boulonnage des roches, ni à la stabilisation de pentes naturelles instable.

2.2 Comportement et principes de justifications :

2.2.1 Généralités :

Le clouage des sols peut être utilisé soit pour la réalisation de massifs de soutènement, en déblai. Soit pour le renforcement de talus existants.

a) **Dans un déblai :** le soutènement en sol cloué est réalisé par phases successives au fur et à mesure de l'excavation des terres. Chaque phase comporte :

- un terrassement de hauteur limitée, sur une longueur limitée
- la mise en place de clous
- l'installation éventuelle d'un système de drainage
- la réalisation éventuelle d'une partie de parement.

La mise en œuvre nécessite la maîtrise des écoulements souterrains et l'existence d'une cohésion apparente minimale pour assurer la stabilité du talus pendant les phases d'excavation

Le phasage peut différer de l'ordre présenté ci-dessus, notamment en présence de conditions géotechniques particulières, les clous sont mis en place :

- soit par scellement d'une armature dans un forage au moyen d'un coulis de ciment;
- soit par enfoncement (battage, fonçage, etc.) d'une armature directement dans le sol.

Les clous confèrent au massif de terrain meuble renforcé une résistance en traction parallèlement à l'axe des clous. La mobilisation d'un effort de traction dans les clous, qui est consécutive à une élongation horizontale du sol, se traduit par un déplacement vers l'aval du plan du parement et un tassement du massif sur lui-même.

b) **En présence d'un talus existant :** L'opération de renforcement par clouage se limite généralement à la mise en place de clous dans le massif et à la réalisation d'un système de drainage.

La mobilisation d'un effort de flexion/cisaillement dans un clou est consécutive à une localisation de déformations de cisaillement dans le sol et dépend de l'orientation du clou. Elle ne peut se développer que si l'armature du clou n'a pas été auparavant plastifiée en traction simple.

2.2.2 Comportement d'un soutènement en massif de sol cloué :

L'observation et l'instrumentation des ouvrages de soutènements en sol cloué réalisés en déblai ont montré ce qui suit:

- l'amplitude des déplacements de la tête du parement augmente au fur et à mesure de la réalisation de l'ouvrage : les composantes horizontale et verticale du déplacement sont du même ordre de grandeur (voir figure 2.1);
- les clous sont essentiellement mobilisés en traction : l'effort de traction varie le long de chaque clou, et atteint généralement sa valeur maximale au sein du massif : la distribution des efforts de traction dans les clous évolue au fur et à mesure de la construction, cette évolution se poursuivant après achèvement de l'ouvrage (application d'actions, fluage des sols du massif et de son assise) (voir figure 2.2);
- la poussée qu'exerce le sol sur le parement diffère fortement de celle qu'il exercerait sur un écran de même géométrie en l'absence de clous
- la ruine d'un ouvrage peut correspondre à une rupture locale (voir figure 2.3); (ou à une rupture d'ensemble. (Voir figure 2.4).

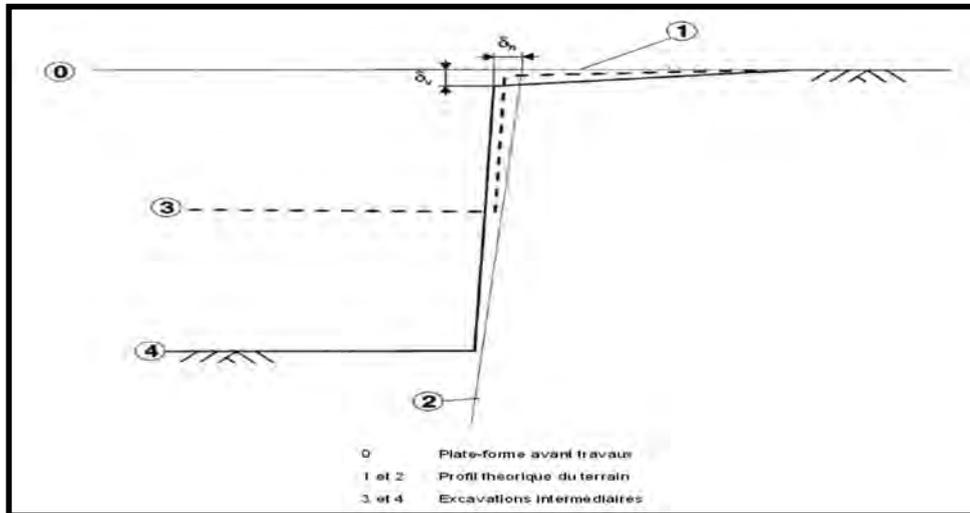
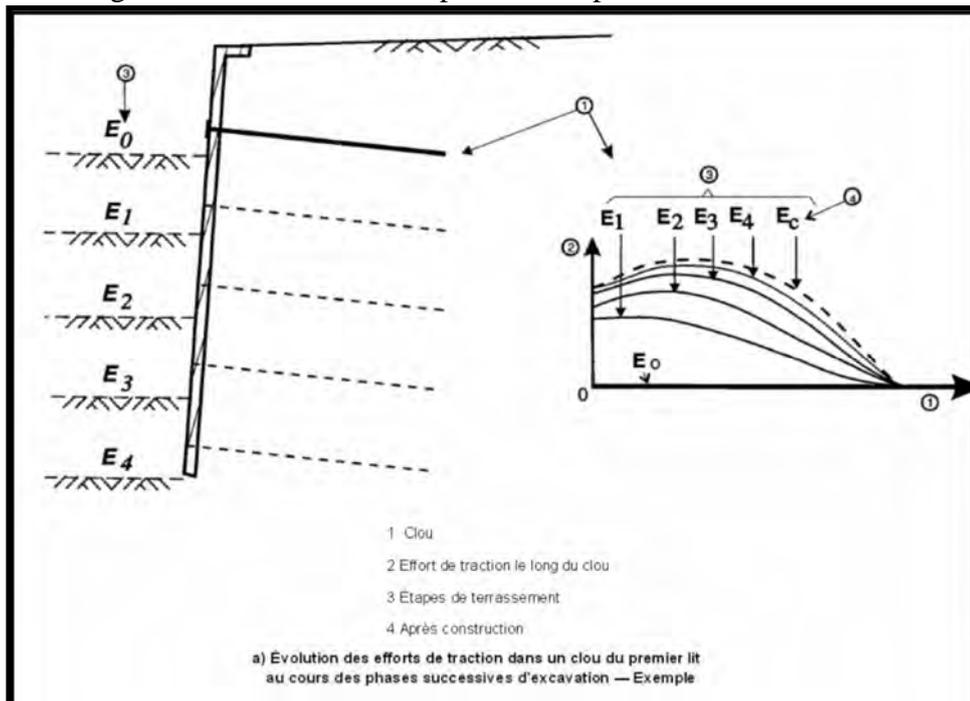


Figure 2.1 Évolution des déplacements pendant la construction



a) Évolution des efforts de traction dans un clou du premier lit au cours des phases successives d'excavation — Exemple

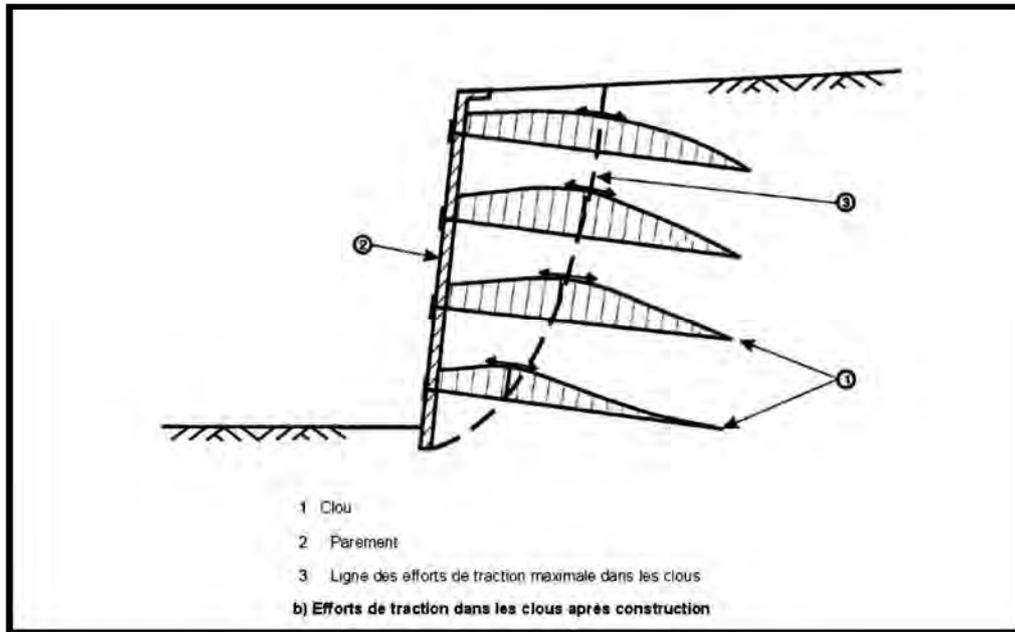


Figure 2.2 Efforts de traction dans les clous d'un ouvrage -exemple

a) **rupture locale** : d'ampleur très limitée, x voisin de $0,2 h$ dans la zone touchée (figure 2.3).

b) **rupture d'ensemble** : la zone active ne bouge que de quelques centimètres (en vraie grandeur), x quasiment nul (figure 2.4).

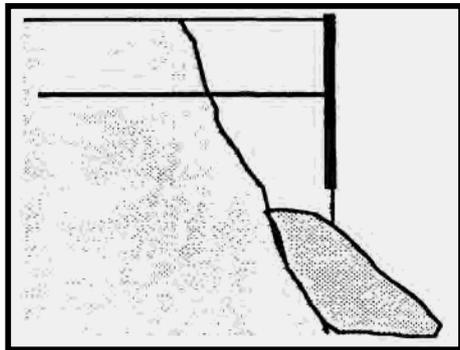


Figure 2.3 Rupture locale, $x = 0,2 h$

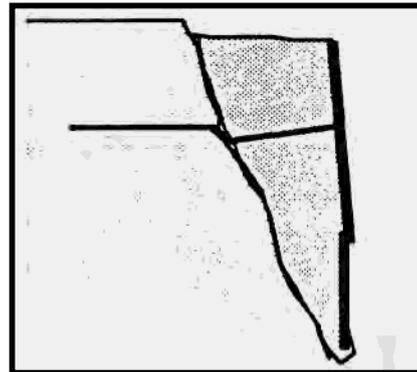


Figure 2.4 : Rupture d'ensemble, x voisin de 0.

2.3 Comportement de déformation des murs en sol clouée :

2.3.1 Déplacements mur :

Pendant la construction et après son achèvement, un mur de clou de sol et le sol derrière elle tendance à se déformer vers l'extérieur. Le mouvement vers l'extérieur est initié par la rotation incrémentale de l'orteil de la paroi, semblable au mouvement d'une paroi de retenue en porte à faux. La majeure partie du mouvement se produit pendant ou peu après l'excavation du sol à l'avant de la paroi.

En général, les déplacements horizontaux et verticaux de la face dépend des facteurs suivants:

- Hauteur du mur, H , (déformation augmente à peu près linéairement avec la hauteur).
- paroi géométrie (un mur vertical produit plus de déformation d'un mur délabré).
- le type de sol entourant les clous (plus souple du sol permettra plus de déformation).
- Espacement des clous et un ascenseur excavation hauteurs (espacement plus large et plus épais clou supplémentaire ascenseurs excavation générer plus de déformation).

- Facteur globale de la sécurité (petit F_{SG} sont associés à plus grande déformation).
- vernis-à-longueur-hauteur de paroi rapport (longueur des clous plus courts par rapport à la hauteur de la paroi génère plus grande déformation horizontale).

$$\delta_h = \left(\frac{\delta_h}{H} \right)_i \times H \quad \text{Equation 2.01}$$

où:

$(\delta_h / H)_i$ = une personne à charge rapport sur les conditions de sol "i" indiquées dans le tableau ci-dessous; H = hauteur du mur.

La taille de l'influence zone of (figure 2.5), où la déformation du sol sensible peut avoir lieu, est définie par une distance horizontale derrière le mur du sol clou (D_{DEF}) et peut être estimée par l'expression suivante:

$$\frac{D_{DEF}}{H} = C (1 - \tan \alpha) \quad \text{Equation 2.02}$$

où α : est l'angle de la pâte mur, et le coefficient C indiquée dans le tableau 2.1.

Tableau 2.1: Valeurs de $(\sigma_h / H)_i$ et C comme fonctions des conditions du sol.

Variable	Intempéries roche et le sol rigide	sol sableux	Sol à grain fin
δ_h/H and δ_v/H	1/1,000	1/500	1/333
C	1.25	0.8	0.7

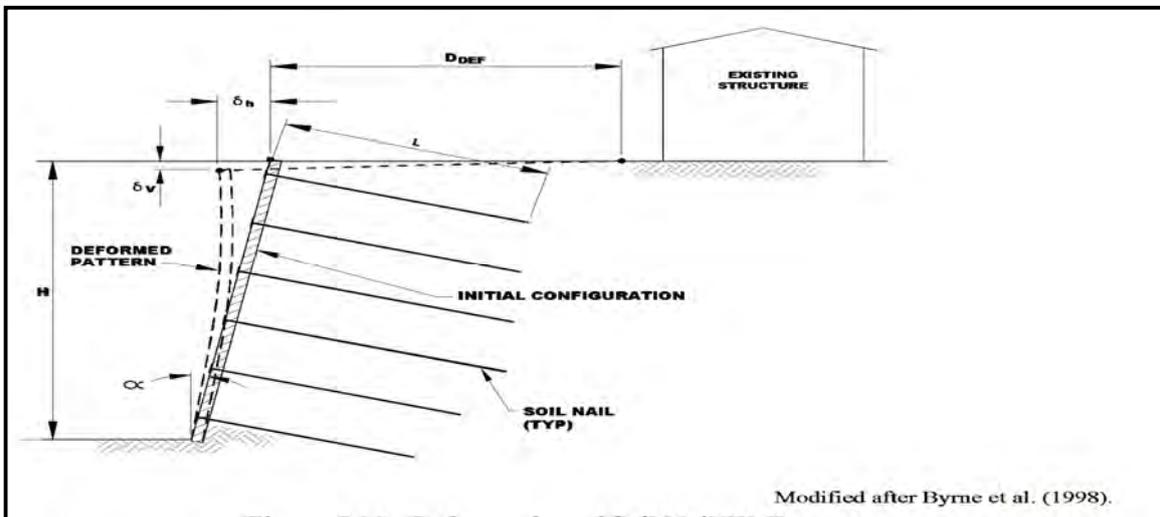
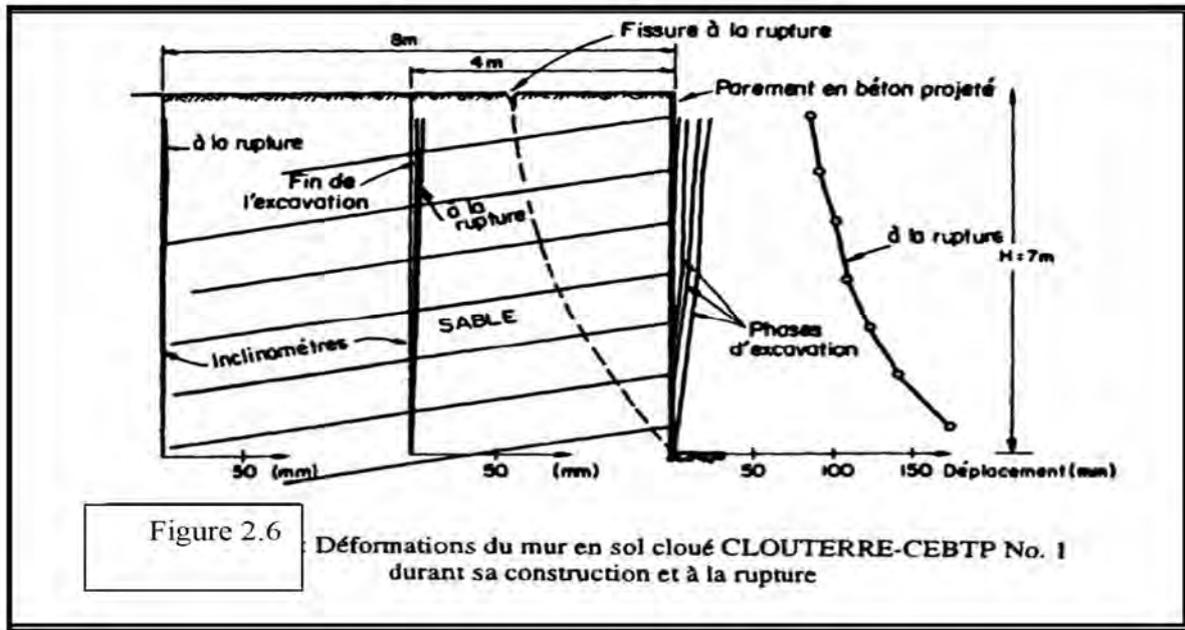


Figure 2.5: Déformation des murs clou de sol.

2.3.2 Comportement des murs en sol cloué:

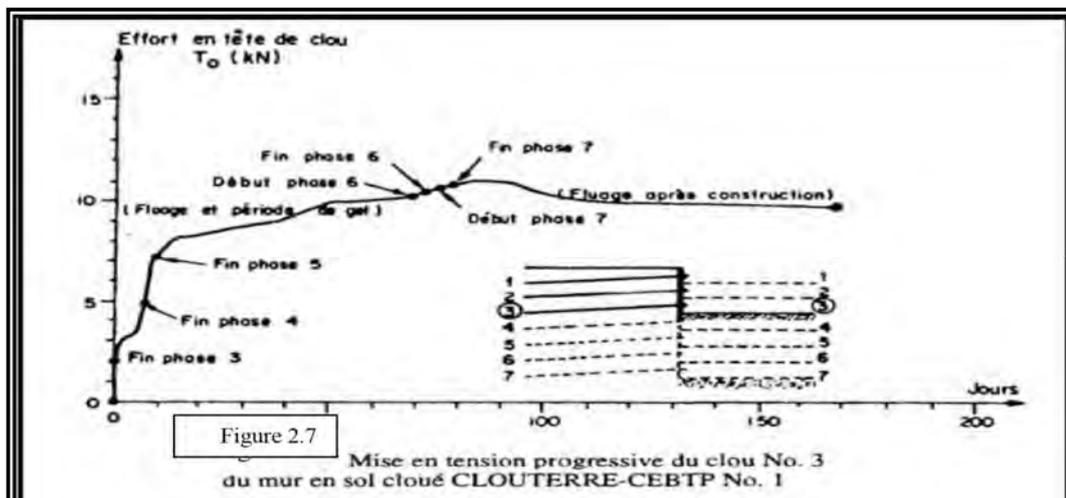
Grace aux murs expérimentaux du Projet CLOUTERRE, Instrumentés depuis la construction jusqu'à la rupture, ainsi qu'aux ouvrages en service Instrumentés et suivis, le comportement des murs en sol clouée. en service et a la rupture, est bien connu.

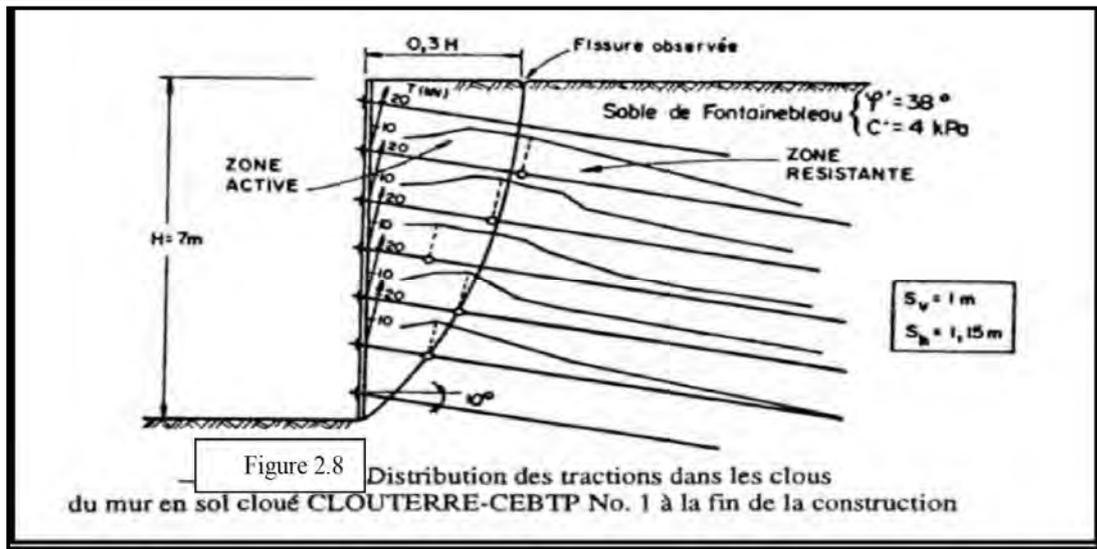
Durant les phases successives d'excavation le sol en pied de mur est soumis à une décompression latéral et à un tassement .Il en résulte, en fin de construction, une déformée du parement qui est inclinée vers l'avant, avec des déplacements maximaux en tête (Figure 2.6).



La décompression horizontale du sol excavé et non protégé a pour effet direct de mettre en tension les lits de clous installés au-dessus. regardons par exemple, la traction mobilisée dans le clou N°3 - du mur CLOUTERRE CEBTP N°1, au fur et à mesure des phases d'excavation (Figure 2.7). Lors de son installation, le clou a été prétendu à environ 1.8 KN. Il n'est mis en traction qu'aux phases suivantes : 4, 5, 6. La phases ultérieure 7 n'a pas d'influence significative sur ce lit de clou. La pré-tension initiale est actuellement considérée comme un moyen de réduire les déplacements du parement. L'effet bénéfique de cette mise en pré-tension initiale doit être recherchée surtout du coté d'une meilleure adhérence entre le parement et le sol. Un bon contact entre le béton et le sol étant nécessaire pour que le parement ne glisse pas. Cet aspect peut être étudié avec le motif de sol cloué.

La distribution des tractions dans les lits de clous est caractérisée par l'existence d'une ligne des tractions maximales, qui passe par tous les points des clous active, où la traction est maximale (Figure 2.8). Cette ligne définit deux zones, la zone active, où le sol a tendance à se déplacer vers l'extérieur tandis que les clous sont retenus à l'intérieur, et la zone résistante, où le sol a tendance à rester en place tandis que les clous sont entraînés vers l'extérieur. L'existence d'une ou plusieurs lignes des tractions maximales est une caractéristique des ouvrages en sol renforcée par des éléments, linéaires ou bidimensionnels, de tailles macroscopique. La position de cette ligne des tractions maximale dépend principalement des déformabilité des clous et de l'interaction entre le sol et les clous par rapport à la déformabilité du sol. Dans l'étude paramétrique, et cette ligne des tractions maximale se déplacer vers le parement, quand l'interaction entre les clous et le sol perd de sa rigidité.





Parmi les modes de rupture d'un mur en sol cloué, il convient de distinguer la rupture interne et la rupture externe. Dans une rupture interne, le mur peut être rompu par cassure des clous ou par arrachement des clous hors du sol. **Une rupture interne par cassure des clous** a été provoquée dans **le premier mur expérimental** en vrai grandeur, réalisé au CEBTP, dans le cadre du projet CLOUTERRE (Plumelle et Schlosser, 1991). **Une rupture interne par arrachement des clous** s'est produite accidentellement sur **le mur des Eparris** en 1981 (Schlosser et Guilloux, 1982). **Une rupture mixte**, c'est-à-dire une rupture dans laquelle la surface de glissement passe à la fois à l'intérieur et à l'extérieur du massif de sol cloué, a été provoquée sur **le troisième mur expérimental** en vrai grandeur du projet CLOUTERRE (Schlosser et al. 1992).

Trois types de surface de rupture potentielle sont à considérer et sont classées respectivement : surface interne, mixte ou externe suivant qu'elles interceptent tout, en partie, ou aucun des clous (fig. 2.9) à la rupture, il est supposé que le sol et les clous mobilisent simultanément leurs résistances le long de la surface de rupture (hypothèses de compatibilité des déformations et de ductilité des différents matériaux : sol, clous, interface sol-clous).

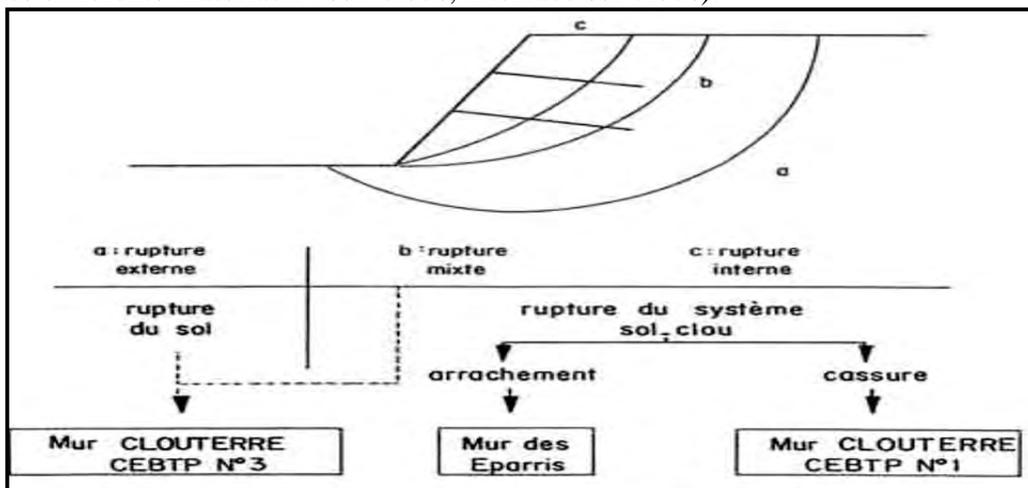


Figure 2.9 Différents types de surface de rupture potentielle

L'analyse de l'équilibre-limite de la masse de sol délimitée par la surface de rupture potentielle considérée se fait en comparant la résultante des efforts extérieurs T_{ext} (actions) avec les efforts résistants mobilisables dans le sol cloué T_{max} (sol cloué).

D'un point de vue numérique, le calcul des termes $\tau_{ext.}$ et τ_{max} est fait par la méthode des tranches (Bishop simplifiée) (fig. 2.10) ou la méthode des perturbations en incluant dans toutes les équations d'équilibre les efforts ponctuels des clous le long de la surface de rupture potentielle.

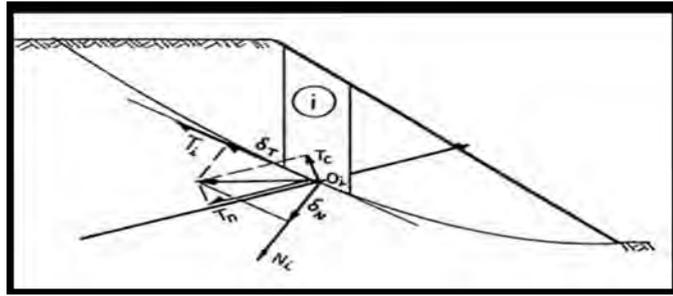


Figure 2.10 Calcul de la stabilité d'un mur en sol cloué par la méthode des tranches

Les clous interviennent alors dans τ_{ext} (actions) en tant que forces extérieures supplémentaires, le plus souvent stabilisatrices, et dans τ_{max} (sol cloué) par le supplément de résistance au cisaillement résultant de l'augmentation de contrainte normale due aux clous.

Deux cas extrêmes de clous sont à considérer :

les clous travaillant en traction simple ; $R_n = A \times \sigma_e / \gamma m \sigma_e$ Avec A : aire de la section transversale de l'armature du clou. σ_e : limite d'élasticité de l'acier

$\gamma m \sigma_e$: coefficient de sécurité en traction pure de l'armature les clous travaillant en traction, cisaillement, flexion, dans le cas de clous travaillant en traction simple, l'effort maximal mobilisable dans un clou à son intersection avec une surface de rupture potentielle donnée se calcule à partir des deux critères de rupture suivant : **le critère de rupture en traction simple** du clou $T_n \leq R_n$ avec R_n : résistance en traction simple de la barre et **le critère de rupture par arrachement** du clou $T_n < q_s \pi D L_a$, D diamètre du forage, q_s frottement latéral unitaire, L_a longueur d'ancrage derrière la surface de rupture potentielle considérée. L'effort maximal mobilisable dans le clou T_{max} vaut alors : $T_{max} = \min (R_n, q_s \pi D L_a)$ (fig. 2.11). Dans le cas de clous travaillant en traction, cisaillement, flexion, deux critères de rupture supplémentaires doivent être considérés : le critère de rupture du sol par plastification sous le clou et le critère de plastification par flection du clou. Il est alors commode de travailler dans le plan (T_n, T_c) où T_n, T_c sont respectivement les efforts de traction et de cisaillement dans le clou à l'intersection avec la surface de rupture potentielle. En ce point, qui est point d'inflexion pour un clou suffisamment long, le moment est nul ce qui permet de travailler dans le plan (T_n, T_c) L'intersection de ces quatre critères, appelée multicritère, définit un domaine de stabilité dans lequel le point représentatif des efforts de traction et de cisaillement dans le clou doit se trouver. A la rupture, ce point est situé sur la frontière, sa position exacte étant déterminée en maximisant le travail du clou considéré dans le mécanisme de rupture potentielle analysé.

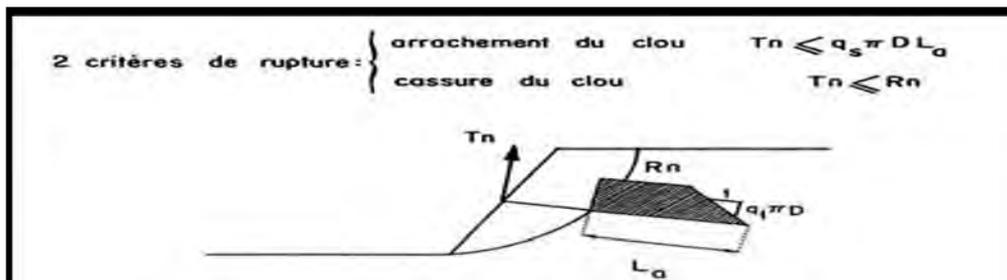


Figure 2.11 Analyse à la rupture du système sol-clou pour des clous travaillant en traction simple.

2.4 Fonctionnement des murs en sol cloué:

- l'interaction sol-inclusion est l'aspect fondamental du fonctionnement de l'ouvrage de soutènement. Mais, dans les sols cloués, la valeur du frottement est incertaine et il est souvent nécessaire de procéder à des essais in situ pour l'estimer de manière satisfaisante. En particulier, le degré de saturation joue un rôle important sur le frottement.
- les contraintes de cisaillement maximales le long des barres délimitent une *zone active* près du parement et une zone résistante à l'arrière.
- la ligne des tractions maximales a la même allure que pour la Terre Armée, mais les tractions sont généralement plus fortes près du parement et plus faibles dans le reste du mur .
- les déplacements nécessaires pour que les barres se mettent en traction et en cisaillement sont de l'ordre du centimètre.
- le rôle du parement est identique. Il s'agit essentiellement de prévenir les pertes de sol entre les renforcements.

2.4.1 Mécanismes de rupture des murs de soutènement en sol cloué:

Le dimensionnement traditionnel des murs en sol cloué est réalisé à l'aide de méthodes d'équilibre limite utilisant des surfaces de rupture potentielles arbitraires. Le calcul est fait à partir de logiciels utilisant la méthode des tranches, dans laquelle interviennent l'effort de traction et l'effort tranchant de chaque barre traversée par la surface de rupture considérée.

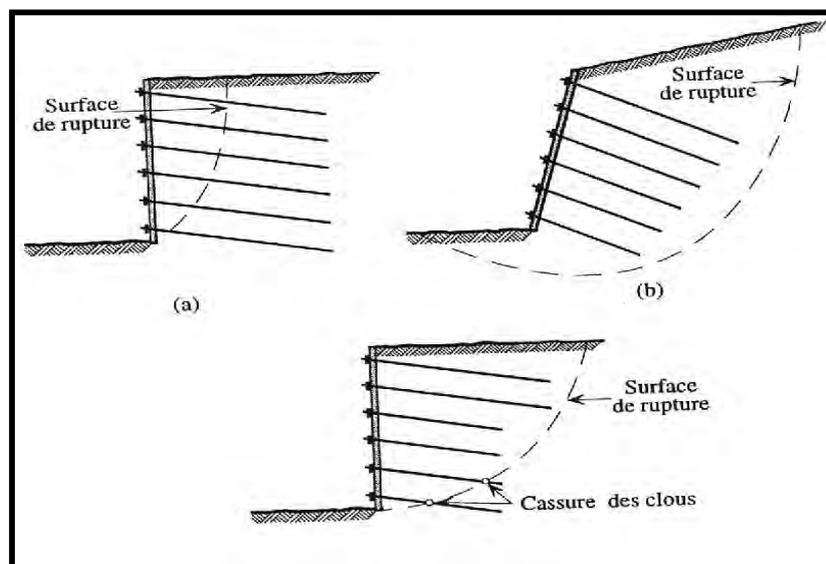


Fig 2.12 Mécanismes de rupture des murs en sol cloué (d'après Schlosser (1982))
(a) rupture interne ; (b) rupture externe ; (c) rupture mixte

2.4.2 MÉTHODES DE CALCUL :

La vérification de la stabilité d'ouvrages géotechniques, développé dans le cadre du Projet Clouterre 1991, La partie des recommandations qui traite du dimensionnement des murs cloués est basée sur des concepts et théories utilisés dans le développement du logiciel TALREN : Définition des principes de calcul de stabilité des massifs renforcés par clouage :

Calcul à l'ELU uniquement, Définition des coefficients de sécurité partiels.

Adaptation des techniques usuelles :

• **Méthode du calcul à la rupture** (spirales logarithmiques, J. Salençon 1983). **Méthode des tranches** : Fellenius, Bishop. **Méthode globale** : Perturbations (Raulin, Rouques, Toubol, LCPC 1974).
 Méthode de calcul : Bishop Pondérations partielles : Traditionnel.

La stabilité d'une structure en sol cloué est analysée en étudiant l'équilibre limite d'une partie du sol délimitée par une surface appelée surface de rupture potentielle. (voir anexe c).

2.4.3 Méthodes semi- empiriques:

Dans la technique du clouage des sols, la méthode actuellement recommandée pour évaluer les déformations des ouvrages en service est de type semi-empirique, en l'absence d'autres méthodes éprouvées (Recommandations CLOUTERRE 1991). Les déplacements, horizontal δ_h et vertical δ_v , qui sont maximaux en tête du mur en sol cloué, sont estimés à partir de la formule suivante :

$$\lambda = H (1 - \tan \eta) \kappa$$

où H est la hauteur du mur (ou profondeur d'excavation) ; η le fruit du parement et K, un coefficient d'amortissement lié à la nature du sol. La décompression horizontale a également pour effet de mettre en traction les clous déjà installés et situés à des niveaux supérieurs. Enfin, l'inclinaison des clous a une grande influence sur le fonctionnement d'un mur en sol cloué.

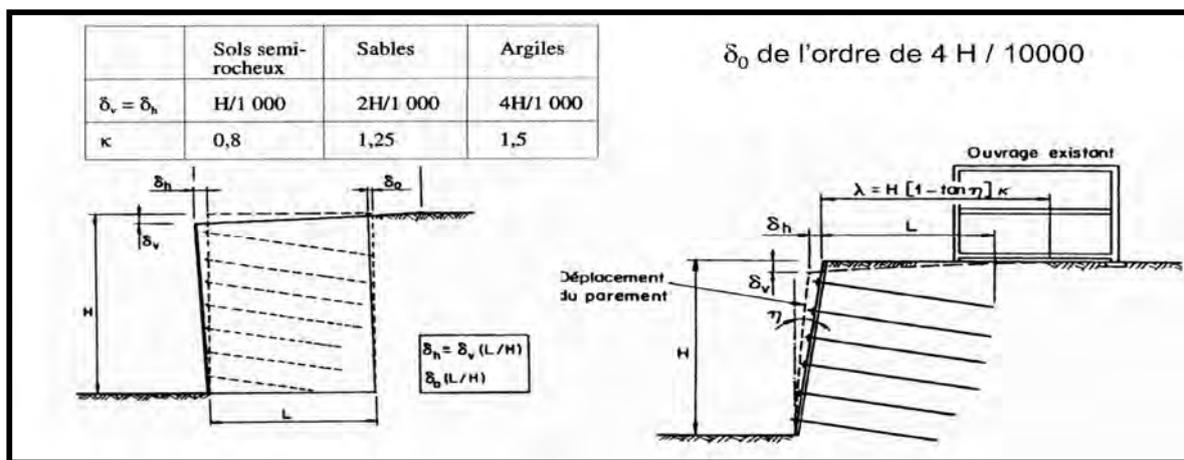


Fig. 2.13 Déformations schématiques d'un mur en sol cloué

2.4.4 - INTERACTION SOL ARMATURE:

Pour que les inclusions puissent reprendre les efforts qui se développent au sein du massif et ainsi le renforcer, il faut qu'elles soient liées au sol.

Cette liaison se fait par frottement, soit entre le sol et l'armature lorsque celle-ci est battue, soit entre le sol et le coulis lorsque l'inclusion est scellée. Dans ce dernier cas, on suppose que l'adhérence scellement-armature est parfaite, ce qui est généralement le cas.

Le renforcement est donc fortement tributaire de l'interaction sol armature ou sol-scellement. Celle-ci se décompose en :

- un frottement entre le clou (ou clou+scellement) et le sol, qui se développe sur toute la surface du clou, et qui le met en tension.
- une réaction, normale à l'axe du clou, due au mouvement différentiel de deux zones de sol

2.4.4.1- Frottement le long du clou:

Pour dimensionner un ouvrage, il faut connaître les propriétés des inclusions que l'on va utiliser. Il y en a deux : les caractéristiques mécaniques de l'acier, qui sont fournies par le fabricant et le frottement sol armature.

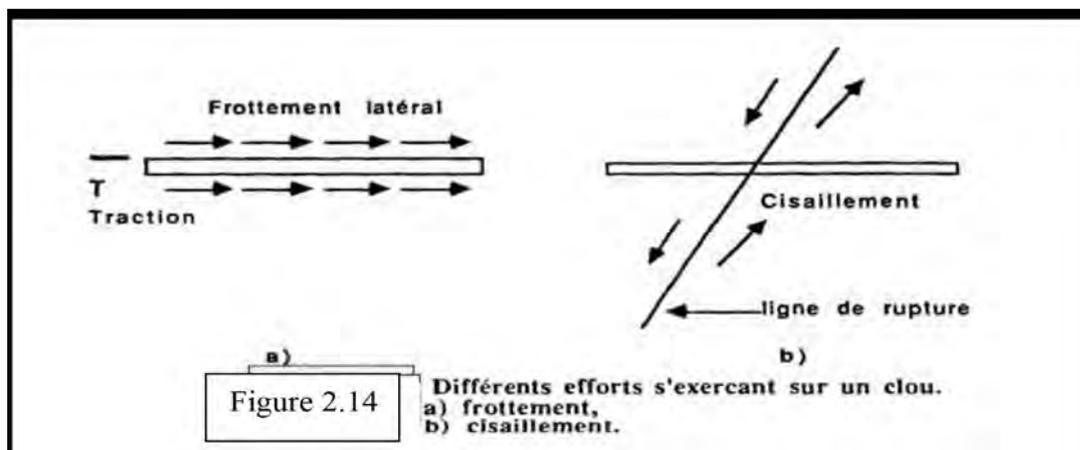
Une fois ces deux propriétés connues, le concepteur est à même de déterminer la longueur et le diamètre du clou nécessaire pour reprendre les efforts qu'il a calculés. Le frottement sol-armature dépend de plusieurs paramètres :

- l'état de surface du clou,

- la contrainte moyenne dans le sol au niveau du clou,
- la granularité du sol,
- la densité du sol,
- la nature du scellement du clou dans le sol.

Dans le cas du clouage, les barres étant soit battues, soit scellées, l'état de surface de l'inclusion est dans le premier cas, celui du coulis, et dans le second, celui de l'acier. Si le scellement est bien fait, c'est-à-dire avec un minimum de pression, le coulis pénètre dans le sol, on peut alors supposer que le frottement sol-armature est égal au frottement interne du sol. Dans le cas de barres battues, l'état de surface quelle que soit la forme des barres (cornières ou cylindres) est celui de l'acier.

Si l'interaction sol-armature vérifiait une loi du type frottement solide, il suffirait de connaître le coefficient de frottement sol-armature (à partir de l'état de surface de l'armature) pour estimer, grâce à la contrainte normale dans le sol, l'effort de frottement par unité de longueur que peut reprendre le clou.



2.5. Les États Limite :

L'analyse et la conception des murs en sol clouée du sol doit tenir compte de deux conditions limites distinctes: Force États limites et les états limites de service.

1. Force états limites : Ces états limites se réfèrent à des modes de rupture ou d'effondrement dans laquelle le charges appliquées induire des contraintes qui sont supérieures à la résistance de l'ensemble du système ou des composants individuels, et la structure devient instable.

Les états limites de résistance surgissent lorsqu'une ou plusieurs modes de défaillance possibles sont réalisées. La conception d'un mur en sol clouée devrait s'assurer que le système est sûr contre toutes les conditions de rupture potentielle présentés dans la figure 2.15 et classés comme suit:

- mode de rupture externe;
- mode de rupture interne;
- orienté vers l'échec.

2- États limites de service: Ces états limites se réfère aux conditions qui n'impliquent pas l'effondrement, mais plutôt porter atteinte à l'exploitation normale et sécuritaire de la structure.

L'état du service majeure limite associée avec des murs clou de sol est excessive déformation de la paroi, d'autres états limites de service, comprennent total des règlements ou différentielle, la fissuration du béton de parement, l'esthétique, et la fatigue causée par le chargement répétitif, Il existe d'autres facteurs importants qui, s'ils ne sont pas dûment pris en compte lors de la conception, peuvent entraîner des optimale pendant le fonctionnement. Deux de ces facteurs supplémentaires sont le drainage du sol derrière le mur, et à la corrosion de la barre de clou de sol et / ou d'autres composants métalliques.

2.5.1 Modes de rupture externes :

2.5.1.1 Introduction :

Modes de rupture externes concernent le développement de surfaces de rupture potentielles de passage ou derrière les broches de sol (par exemple, des surfaces de rupture qui peuvent ou peuvent

ne pas se coupent les clous). Pour externe modes de rupture le clou de sol mur de masse est généralement traité comme un bloc. Les calculs de stabilité prendre en en tenant compte des forces agissant le long du sol résistant aux surfaces de rupture pour établir l'équilibre de ce bloquer. Si la surface de rupture croise un ou plusieurs clous de sol, les clous recoupé contribuer à la stabilité du bloc en fournissant une force de stabilisation externe qui doit être ajouté au sol résister à des forces le long de la surface de rupture. Dans ce cadre, les trois modes de défaillance identifiés Par Byrne (1998) comme «externe»(surfaces de rupture ne coupe pas les clous), «interne» (- surfaces de rupture se croisent tous les clous), et "mixtes" (c'est à dire, les surfaces de rupture intersection des clous) La suivant des modes de rupture externes :

- **mode de rupture de glissement** (cisaillement à la base) si l'on considère la zone de sol englobant les clous comme un ouvrage poids du même type qu'un mur, il faut vérifier les différentes conditions de stabilité propres à cette hypothèse (figure 2.15- b). Le calcul effectué est alors celui de la stabilité d'un mur de soutènement, prenant en compte le glissement et le renversement. H n'y a dans ce calcul rien de spécifique au clouage.
- **mode de rupture global**; qu'une ligne de rupture potentielle passant à l'extérieur du massif cloué, mette en cause la stabilité de l'ouvrage. Il faut aussi étudier cette stabilité d'ensemble. La ligne de rupture ne traversant pas les armatures (figure 2.15.a), le calcul à effectuer est celui d'une stabilité de pentes. L'influence des clous et du parement à l'intérieur de la zone active est, pour ce calcul, négligeable (sauf peut-être le poids de la peau de confinement).

- Le mode de rupture des paliers. (figure 2.15.c)

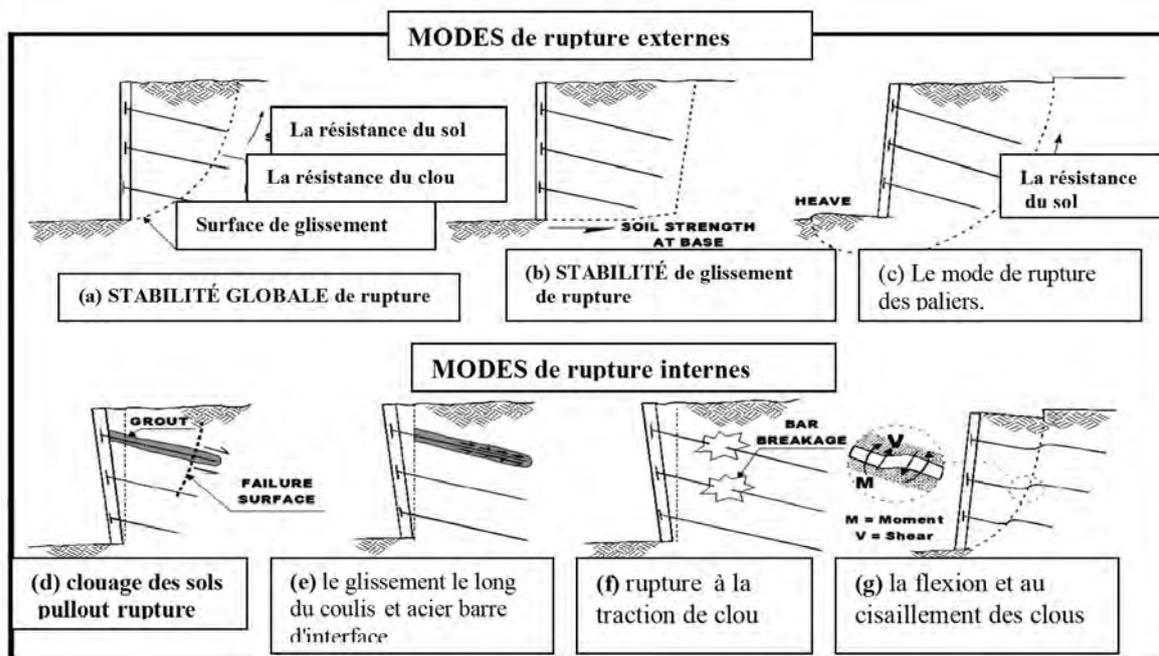


Figure 2.15: Principaux modes de rupture des systèmes mur en sol clouée.

2.5.2 Mécanismes de Résistance : La stabilité globale se réfère à la stabilité globale de la masse clou de sol renforcée mur. Comme le montre la Figure 2.15. a, la surface de glissement passe derrière et sous le système sol clou mur. Dans cet échec mode, la quantité recueillie est supérieure à la résistance fournie par le sol le long de la surface de glissement et les clous, si coupée.

2.5.2 1 Limite équilibre dans l'analyse de stabilité globale :

La stabilité globale des murs à ongles sol est généralement évaluée à l'aide de deux dimensions Limite équilibre principes, qui sont utilisés pour les analyses classiques de stabilité des pentes.

2.5.3. Analyse simplifiée de la stabilité globale :

Pour illustrer les éléments d'une analyse de stabilité globale pour les murs clous sol, un mécanisme simple, défaillance d'un seul coin est montré dans la figure 2.16.

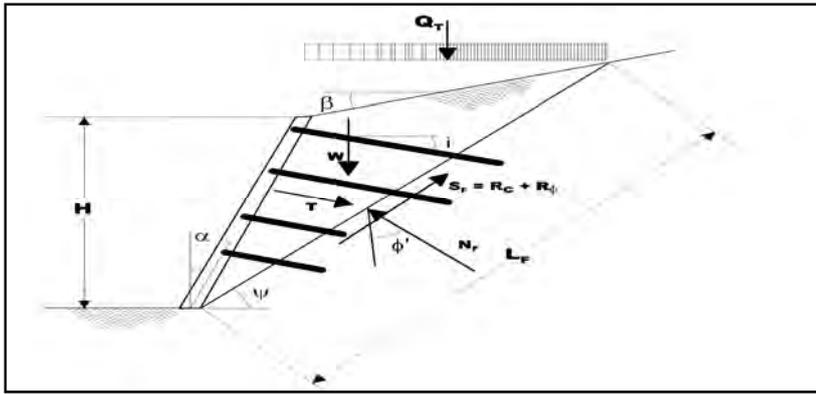


Figure 2.16: Analyse de la stabilité globale du sol mur clouée à l'aide d'un Mécanisme de rupture unique-Wedge.

α = angle de paroi pête visage (à la verticale); β = angle de la pente;
 ϕ 'angle du sol = efficacité de friction interne; c' = cohésion du sol efficace;
 ψ = inclinaison du plan de rupture; i = inclinaison des clous;
 L_F = Longueur du plan de rupture; W = poids de la masse de glissement;
 Q_T = charge en supplément; T_{EQ} = force clou équivalent;
 N_F = force normale à la surface de rupture; S_F = force de cisaillement sur la surface de rupture;
 R_c = composante cohérente de SF, R_ϕ = composante de frottement de SF.

Les forces déstabilisatrices sont constitués des composants d'entraînement de la masse (W) et les charges en supplément (Q). Les forces de stabilisation le long de la surface de rupture sont la force de cisaillement (SF) et la force de traction équivalente à ongles (TEQ). Il est à noter que le TEQ force est une force résultante qui combine l'effet de tous les clous installés à cette profondeur H . Le coefficient de sécurité contre l'échec global (FS_G) est exprimé comme le rapport entre les forces de résistance et de conduite, qui agissent tangente à le plan de rupture potentielle:

$$FS_G = \frac{\sum \text{resisting forces}}{\sum \text{driving forces}} \quad (\text{équation 2.3})$$

Les forces normales et tangentés sur le plan de rupture sont les suivants:

$$\sum \text{Normal Forces} = (W + Q_T) \cos \psi + T_{EQ} \cos(\psi - i) - N_F = 0 \quad (\text{équation 2.4})$$

$$\sum \text{Tangent Forces} = (W + Q_T) \sin \psi - T_{EQ} \sin(\psi - i) - S_F = 0 \quad (\text{équation 2.5})$$

$$S_F = R_c + R_f = c_m L_s + N_F \tan \phi_m \quad (\text{équation 2.6})$$

$$\tan \phi_m = \frac{\tan \phi'}{FS_G} \quad (\text{équation 2.7})$$

$$c_m = \frac{c'}{FS_G} \quad (\text{équation 2.8})$$

ϕ_m et est l'angle de frottement mobilisé, et la cohésion c_m est mobilisé. Un facteur global de sécurité est utilisé pour les composants de friction et la force de cohésion du sol (c' et $\tan \phi'$, respectivement). Toutefois, il est possible de sélectionner différents facteurs de sécurité pour chaque composant de résistance mécanique.

2.5.4 glissement :

analyse de stabilité de glissement estime que la capacité de la paroi de clou de sol à résister à la glissement le long de la base du système de retenue en réponse à la pression des terres latéraux derrière les broches de sol. Coulissante échec peut se produire lorsque de nouvelles pressions latérales des terres, mobilisés par les travaux d'excavation, dépasser la résistance au glissement le long de la base (Figure 2.17), des concepts similaires à ceux utilisés pour évaluer la stabilité de

glissement de structures de soutènement de gravité (dans laquelle Rankine ou les théories de Coulomb pressions latérales des terres sont utilisées) Il est supposé que les déplacements de la motte long de sa base sont suffisamment grandes pour mobiliser la pression derrière le bloc de connexion. Le facteur de résistance au glissement (FS_{SL}) est calculé comme étant le rapport de forces de résistance horizontale (ΣR) de la route des forces horizontales appliquées (ΣD), comme suit:

$$FS_{SL} = \frac{\Sigma R}{\Sigma D} \quad \text{(équation 2.9)}$$

where:

$$\Sigma R = c_b B_L + (W + Q_D + P_A \sin \beta) \tan \phi_b \quad \text{(équation 2.10)}$$

$$\Sigma D = P_A \cos \beta \quad \text{(équation 2.11)}$$

La force de la terre actif latérale (P_A) est défini comme suit:

$$P_A = \frac{\gamma H_1^2}{2} K_A \quad \text{(équation 2.12)}$$

Les termes dans les équations ci-dessus et la figure 2.17 sont identifiés comme suit:

- H = hauteur du mur; ΔH = pente monter sur le banc (le cas échéant); β = angle de talus de déblai;
- β_{eq} = angle équivalent Pente [pour les pentes brisées $\beta_{eq} = \tan^{-1} (\Delta H / H)$, pour des pentes infinies $\beta_{eq} = \beta$];
- α = angle de pête visage; θ = inclinaison de la face du mur à l'horizontale ($\theta = \alpha + 90^\circ$);
- c_b = force de cohésion du sol le long de la base;
- B_L = longueur de la surface de rupture horizontale où c_b est effectivement agi en qualité;
- W = poids du bloc de clou de sol;
- Q_D = partie permanente de l'intervalle QT supplément de charge totale;
- ϕ'_b = angle effectif de friction interne de la base (ou valeurs remoulés résiduel peut être nécessaire si mouvement important a lieu);
- ϕ' = angle de frottement effectif du sol derrière sol clou bloc;
- δ = wall-sol d'interface angle de frottement [pour une pente, $\delta = \beta_{eq}$ cassé, pour pente infinie, $\delta = \beta$];
- γ = poids total de l'unité de masse de sol;
- H_1 = hauteur effective sur laquelle agit la pression de terre [$H_1 = H + (B + \tan \alpha) \tan \beta_{eq}$],
- K_A = coefficient de poussée des terres actif pour le sol derrière le système sol clou mur.

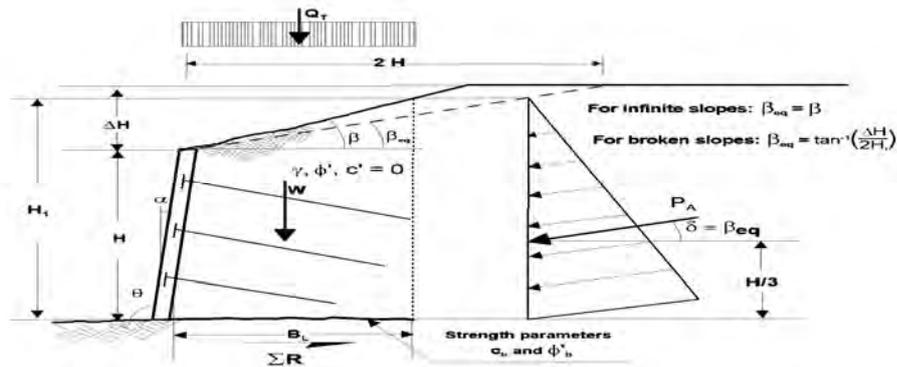


Figure 2.17: stabilité de glissement d'un mur de sol clouée.

Le coefficient de pression terre actif, K_A , peut être obtenu en utilisant la formule dérivée de la théorie de Coulomb générale ou la théorie de Rankine pour les sols sans cohésion (en supposant que le sol derrière le mur du sol clou se comporte en conformité avec $c' = 0$ dans l'état de charge à long terme). Selon la théorie de Coulomb:

$$K_A = \frac{\sin^2(\theta + \phi')}{\sin^2 \theta \sin(\theta - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi' - \beta)}{\sin(\theta - \delta) \sin(\theta + \beta)}} \right]^2} \quad \text{(équation 2.13)}$$

où les paramètres ont été définis précédemment.

La théorie de Rankine fournit, pour les murs :

avec des angles de pête visage $\alpha < 8$ degrés et sec, sol en pente derrière le mur, le coefficient de pression des terres actif en tant que:

$$K_A = \cos \beta \left[\frac{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi'}}{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi'}} \right] \quad (\text{équation 2.14})$$

Dans le cas simple d'une paroi verticale (c.-à- $\alpha = 0$ ou $\theta = 90^\circ$), avec des sols secs et horizontale ($\beta = 0$) derrière le mur, et aucune des contraintes de cisaillement à l'interface paroi-sol (c.-à- $\delta = 0$), la théorie de Rankine fournit le coefficient de poussée des terres simplement comme l'expression bien connue:

$$K_A = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi'}{2} \right) \quad (\text{équation 2.15})$$

2.5.5 Capacité portante : Bien que pas très souvent, la capacité portante peut être un sujet de préoccupation quand un mur de clou de sol est creusé dans le sol à grains fins, mous. Parce que le mur en face ne se prolonge pas au-dessous du fond de la fouille (à la différence des tas de soldats en cantilever ou les murs d'ancrage au sol), la charge déséquilibrée causée par l'excavation peut provoquer le fond de l'excavation à se soulever et provoquer une panne de la capacité portante de la fondation (Fig 2.18a).

Equations d'évaluer le potentiel en bas de fouilles soulèvement peuvent être utilisés pour analyser ce mode de défaillance. Le coefficient de sécurité contre la houle (FSH) (Terzaghi et al, 1996), est le suivant:

$$FS_H = \frac{S_u N_c}{H_{eq} \left(\gamma - \frac{S_u}{B'} \right)} \quad (\text{équation 2.16})$$

lorsque ces termes et les conditions de la figure 2.18 sont définis comme suit:

S_u = résistance au cisaillement du sol;

N_c = facteur de capacité portante (Figure 2.18);

γ = unité de poids du sol derrière le mur;

H = hauteur de la paroi;

H_{eq} = hauteur du mur équivalente = $H + \Delta H$, ΔH est avec une surcharge équivalente, et B' = largeur d'influence, $B' = B_e / \sqrt{2}$, où B_e = largeur de l'excavation.

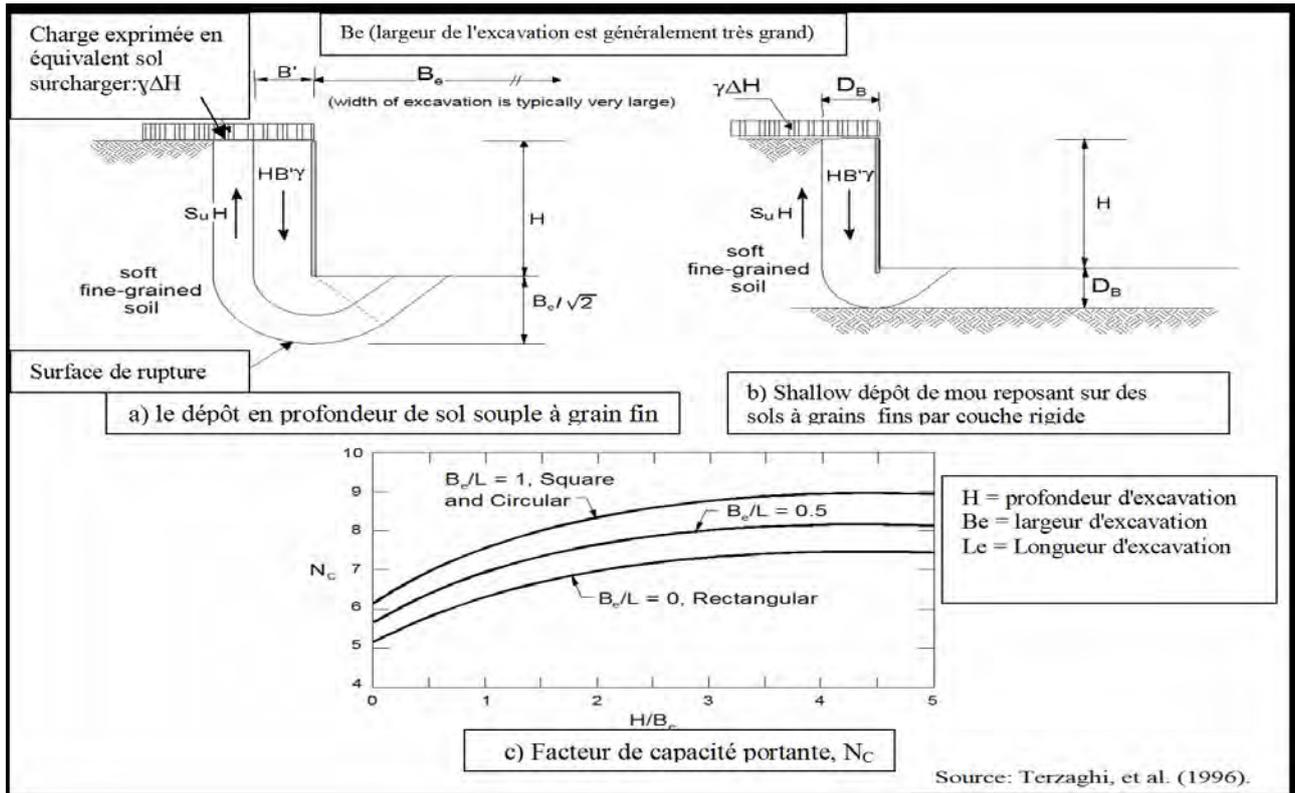
Le facteur de capacité portante doit être adopté sur la base de conditions géométriques existantes.

Pour fouilles fouilles très large (cas typique d'un mur clou du sol), H / B_e peuvent être considérées comme prudentes égal à 0. Pour les murs très longues, il est prudent d'adopter $B_e / L_e = 0$, et $N_c = 2.16$. Quand un dépôt solide sous la couche souple et se présentant à un D_B profondeur $< 0,71 B_e$ en dessous du fond de fouille est rencontrée (Figure 2.15b), B' dans l'équation 2.16 doit être remplacé par D_B . Lorsque la largeur de l'excavation est très grande ou la contribution de la résistance au cisaillement ($S_u H$) à l'extérieur du bloc de l'échec de la largeur B' est négligée, l'équation 2.16 devient :

FS_H conservatrice $FS_H = N_c / \gamma H_{eq}$. Ces équations sont conservateurs parce qu'ils négligent la contribution de cisaillement des clous qui sont traversés par la surface de rupture montre la figure 2.18a et 2.18b. similaires à celles indiquées à la figure 2.18. Portant analyses de capacité sont systématiquement pas nécessaire pour les cas où les sols mous [par exemple, $S_u \leq 25$ (kPa)] ne sont pas présents au fond de l'excavation.

Facteurs de sécurité contre soulèvement pour les murs des ongles des sols devraient être choisis pour être compatibles avec ceux habituellement utilisés en pompage analyse au fond de la fouille.

En général, la FSH puisse être adoptée 2,5 et 3 pour les murs temporaires et permanents,



(Figure 2.18).la capacité portante

Pour le sol purement cohérent ou en condition non drainée du sol saturé ($\Phi = 0, c = Su$) capacité portante est donnée par $SuNc$. Le coefficient de sécurité pour résister à la surcharge $Heq \gamma$ pour une excavation d'une profondeur H avec ΔH surcharger équivalent est donné par :

$F_{SH} = SuNc / Heq \gamma$. Φ, C des sols de la capacité portante sera $CNc + 0.5\gamma BeN\gamma$ (car aucun supplément) et le facteur de sécurité sera : $F_{SH} = CNc + 0.5 \gamma BeN\gamma / Heq \gamma$ l'équation. 2,17

(c) Vérifier la capacité portante Le coefficient de sécurité contre la rupture en capacité portante (F_{SH}) est calculée à partir de l'équation. 4,15

(Exemple de calcul) Pour le cas d'espèce $\Phi = 32^\circ, C = 48kPa$ et $\gamma = 17 kN / m^3$.

$Heq = H =$ hauteur du mur = 15.5m

$Be =$ largeur de l'excavation = 15m,

$Nc, N\gamma =$ Facteur de la capacité portante suivant TERZAGUI (dependant de Φ) De graphique standard pour $\Phi = 32^\circ Nc = 44.04$ et $N\gamma = 26.87$,

$F_{SH} = 48(44.04) + 0.5 (17)(15)(26.87) / 15.5(17) = 2113.92 + 3425.925 / 263.5 = 21.03 > 2.5$.

Par conséquent, la pente est stable par rapport à rupture en capacité portante.

2.5.6 MODES rupture interne :

2.5.6.1 Introduction :

La vérification de la stabilité interne. A savoir, considérer des lignes de rupture potentielle coupant le massif renforcé. Les clous jouent ici un rôle important. Ce calcul est propre à la technique du clouage, c'est pourquoi nous le prenons en détail dans ce chapitre.

Modes de rupture internes se rapportent à la rupture dans les mécanismes de transfert de charge entre le sol, le clou, et le coulis. Clous de sol mobiliser force d'adhérence entre le mortier et le sol environnant que le sol clou système de mur se déforme lors de l'excavation. La force d'adhérence est mobilisée progressivement le long de tout le sol clouée avec une certaine répartition qui est affectée par de nombreux facteurs. Comme le lien force est mobilisée, les forces de traction dans les clous sont développés.

En fonction de la résistance à la traction des sols et de la longueur des clous, et la force de liaison, contrainte d'adhérence distributions varient et différents modes de défaillance internes peuvent être réalisées, généralement les modes de rupture interne liés à mur en sol clouée sont (Figures 2.15d-g):

- Clouer non gigogne: échec retrait des clou est un échec le long de l'interface sol-coulis en raison de adhérence insuffisante intrinsèque et / ou la longueur des clous insuffisante, fig2.15d.
- Le glissement de l'interface Bar-Grout: La force contre le glissement le long du coulis et acier barre d'interface (figure 2.15e) provient principalement de verrouillage mécanique de coulis entre les saillies et les "vallées" de la surface de la barre à clous.
- Défaut à la traction de clou: Le clou peut échouer en tension s'il existe traction insuffisante force, Figure2.15f.
- la flexion et au cisaillement des clous: les clous des sols travaillent principalement dans la tension, mais ils ont aussi mobiliser les contraintes dues au cisaillement et à la flexion, à l'intersection de la surface de glissement avec le sol clou (Schlosser, 1983; Elias et Juran, 1991), figure 2.15g.

2.5.6.2 Ruptur des clous par retrait: est le mode de rupture primaire interne dans un mur en sol cloué. Ce mode de rupture peut se produire lorsque la capacité de retrait par unité de longueur est insuffisante et / ou la longueur du clou est insuffisante.

En générale, le retrait mobilisés par unité de longueur, Q, (également appelé taux de transfert de charge) peut être exprimée comme suit:

où:
$$Q = \pi q D_{DH} \tag{Equation 2.18}$$

q = contrainte de cisaillement agissant mobilisé autour du périmètre de l'interface de clou du sol, et D_{DH} = diamètre moyen efficace ou du trou de perçage.

Examiner un segment clou soumis à une force de traction, pour, à une extrémité, et l'application d'équilibre des forces sur la longueur de clou différentiel représenté sur la figure 4,6, la force de traction peut être lié à la contrainte de cisaillement d'interface:

$$dT = \pi D_{DH} q dx = Q dx \tag{Equation 2.19}$$

L'équation ci-dessus représente le mécanisme de transfert entre les contraintes sur l'interface clou-sol aux forces de traction dans le bar à clous. En général, la force de traction (T) à une distance "x" est le long de la barre:

$$T(x) = \int_0^x \pi D_{DH} q dx = \int_0^x Q dx \tag{Equation 2.20}$$

Les distributions réelles de contrainte d'adhérence au cisaillement mobilisée (et des taux de transfert de charge) ne sont pas uniformes, comme l'illustre la figure 4.7, Q. En conséquence, la force de clou à la fin de la durée retrait, L_p , est la suivante:

$$T(L_p) = T_o = Q L_p \tag{Equation 2.21}$$

La capacité de retrait, R_p , est mobilisée lorsque la force d'adhérence ultime est atteint et est exprimée comme suit:

$$R_p = T_{max} = Q_u L_p \tag{Equation 2.21 a}$$

avec:

$$Q_u = \pi q_u D_{DH} \tag{Equation 2.21 b}$$

où:

Q_u = capacité de décrochage par unité de longueur (appelée aussi la capacité de charge taux de

transfert), et q_u = résistance à la contrainte ultime d'adhérence.

2.6- Interaction sol-clou:

2.6-1 Rupture par arrachement des clous:

Ce mode de rupture peut se produire quand la capacité d'arrachement par unité de longueur est insuffisante et les longueurs des clous sont insuffisantes. Les distributions réelles de la contrainte de cisaillement mobilisé (et des taux de transfert de charges) ne sont pas uniformes, comme illustré sur la Figure 2.19, et dépendent de divers facteurs comprenant la longueur du clou, l'importance de l'effort de traction appliquée, les caractéristiques de coulis, et les états de sol.

Dans la littérature, il est fréquent de trouver des références à deux ou q_u . la force de liaison dépend de divers facteurs, y compris le type de sol, les conditions du sol, et le clou méthode d'installation. Les valeurs typiques de l'adhérence ultime pour les sols différents et des méthodes de forage ont déjà été présentés dans le Tableau 3.10. Comme alternative à l'utilisation publiés valeurs typiques, l'équations ci-dessus peut être utilisé pour calculer apparemment uniformes, les forces et les capacités ultimes obligations retrait par unité de longueur à partir d'essais d'arrachement des clous.

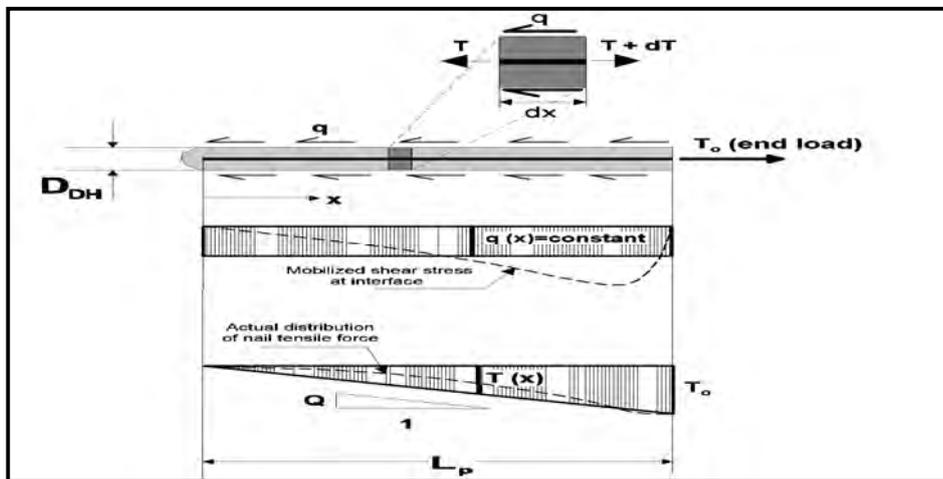


Fig.2.19 Un clou singulier soumis au mode de transfère de contrainte

Pour tenir compte des incertitudes en ce qui concerne l'adhérence et l'interaction sol-coulis, les valeurs suivantes admissibles de la force de liaison ou la capacité de retrait par unité de longueur sont utilisés dans la conception:

$$q_{ALL} = \frac{q_u}{FS_p} \quad (\text{Equation 2.22})$$

$$R_{pALL} = \frac{R_p}{FS_p} \quad (\text{Equation 2.23})$$

FS_p est le facteur de sécurité contre les pannes de retrait. En général, un facteur de sécurité minimal de 2 est recommandé contre les pannes de retrait.

2.6.2 Interaction sol-clou et de répartition de la traction :

2.6.2.1 Le modèle conceptuel d'interaction sol-clou(Rupture d'ensemble):

Qui se passe derrière le parement mural est complexe. Les charges appliquées sur le sol clouée proviennent des réactions au mouvement mur extérieur durant l'excavation du sol en face du mur, comme indiqué plus haut. La partie du clou derrière la surface de rupture (c'est à dire, l'ancrage zone) est tiré hors de la pente du sol. Les forces de traction dans le clou de sol, T , varient de la zone d'ancrage à la face comme suit: on démarre à zéro à la fin de cloue, d'augmenter à un maximum, T_{max} , la valeur de la longueur intermédiaire, et de réduire à une valeur à la face (figure 2.20).

La contrainte de cisaillement mobilisée le long de l'interface de sol-clou q n'est pas uniforme et, en fait, change du "positif" en "négatif" (Fig.2.20).

La force de traction maximale clou clou dans le bar à clous ne se produisent pas nécessairement à l'endroit où le clou traverse la surface de rupture, comme on le verra par la suite. La contrainte de cisaillement mobilisée long de l'interface coulis-sol, q , n'est pas uniforme et, en fait, des modifications de "positive" à "négative", comme le montre la figure 2.20a et b. La distribution schématique de la force de traction (T) le long du clou du sol est représentée sur la figure 2.20c.

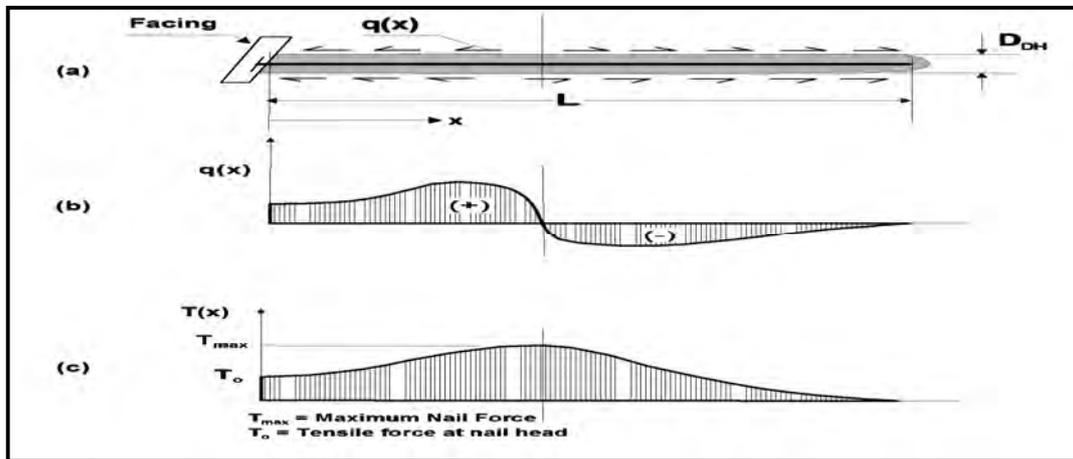


Figure 2.20: Effort dans le clou - mécanisme de transfert de charge

2.7 CONCEPTION DES MURS clou de sol :

2.7.1 INTRODUCTION :

Le but de ce chapitre est de présenter une méthode étape par étape généralisée des sols clou conception des murs.

Le but est de fournir au lecteur une «prescriptive» approche pour la conception des murs à clouage du sol, les cinq principales étapes et sous-étapes dans leur conception de cette méthode sont présentés dans le tableau 2.2. dans le reste de ce chapitre, chacune de ces étapes est présentée.

<p>Etape 1</p>	<p>CONSIDERATIONS DE CONCEPTION DE MUR CLOUÉE. A. disposition mur (par exemple, la hauteur du mur, longueur du mur, la pâte de visage) B. sol ongles espacement vertical et horizontal C. motif clou du sol sur le visage mur (par exemple, décalés, d'autres motifs carrés, irréguliers) D. inclinaison de l'ongle du sol E. longueur des clous du sol et de la distribution F. sol clou type de matériel (par exemple, la sélection de la note de bar en acier) G. Sélection des propriétés du sol pertinentes pour la conception (par exemple, le sol résistance au cisaillement; emplacement de la nappe phréatique, etc) H. Autres considérations initiales</p>
<p>Etape 2</p>	<p>AVANT-PROJET UTILISATION DES CARTES SIMPLIFIÉE Ces cartes sont utilisées pour évaluer au préalable la longueur des clous et la force de clou maximum.</p>
<p>Etape 3</p>	<p>conception finale A. modes de rupture externes 1) la stabilité globale 2) glisse de stabilité 3) La capacité portante B. Considérations sismiques C. Modes de rupture interne 1) clous, la résistance à l'arrachement 2) clous, résistance à la traction</p>

	<p>D. Face Conception</p> <p>1) charge de la tête des clous</p> <p>2) mur face type et l'épaisseur</p> <p>3) Face à des matériaux</p> <p>4) La résistance à la flexion</p> <p>5) Face à coups de poing résistance au cisaillement</p> <p>6) Face à la résistance du goujon de tête</p> <p>7) Autres considérations de conception orientée</p>
Etape 4	ESTIMATION Déformations de paroi maximale
Etape 5	<p>AUTRES CONCEPTION EN CONSIDERATIONS</p> <p>A. Drainage</p> <p>B. Frost protection</p> <p>C. charges extérieures</p> <p>D. Support for facing dead load (e.g., foundation support for precast wall facing)</p>

Tableau 2.2: Étapes de conception pour les murs clou de sol.

Avant d'effectuer les étapes décrites dans le tableau 2.2, le clou de sol l'ingénieur de la conception du mur clou doit être: • Établir les exigences du projet, y compris les contraintes de construction (par exemple, la topographie, le site accès, les services publics, les structures adjacentes).

• Évaluer les exigences esthétiques et critères de performance (par exemple, la déformation, la stabilité, durabilité). Après avoir terminé la conception, le concepteur va préparer le clou du sol spécifications mur.

2.7.2 ÉTAPE 1: considération initiale de la conception du mur clouée :

A. tracé du mur sol clou :

Établir le tracé du mur sol clou, y compris: (1) la hauteur du mur, (2) la longueur de la muraille, et (3) la pête surface de paroi (inclinaison varie généralement de 0 ° à 10 °). L'évaluation de la mise en page paroi comprend aussi l'élaboration de la paroi profil Longitudinal, la localisation accessoires muraux (par exemple, barrières de sécurité, les services publics et les systèmes de drainage), et établissant des limites des emprises.

B. sol Espacement des clous verticaux et horizontaux :

L'espacement des clous horizontale, S_H , est généralement le même que l'espacement des clous verticale S_V (Figure 2.21), le clou des écartements de 1,25 à 2 m (4 à 6,5 pi) pour clous de sol conventionnels forés et injectés, et peut-être aussi bas que 0,5 m (1,5 pi) pour les clous. Cet espacement réduit pour les clous est nécessaire parce que les clous du sol axés développer des forces de liaison qui sont inférieurs à ceux des clous percés et coulis. Un espacement sol-clou de 1,5m, l'espacement des clous du sol dans le sens horizontal et vertical doit être telle que chaque clou a une influence secteur $\delta_H \times \delta_V \leq 4 \text{ m}^2$.

C Modèle du mur cloué sur le visage : Le motif clou de sol est souvent l'un des éléments suivants (voir Figure 2.21): (1) carré(rectangulaire), (2) décalées dans une configuration triangulaire, et (3) irrégulière (en des emplacements limités).

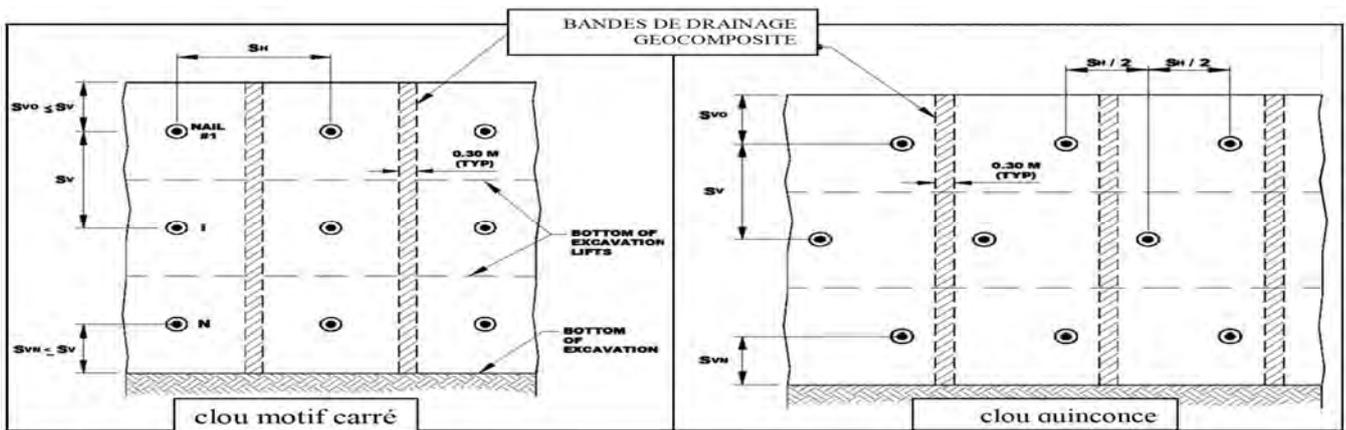


Figure 2.21: modèles des sol clouée sur la surface de mur

D. inclinaison du sol clouée: Clous de sol sont généralement installés avec une inclinaison allant de 10 à 20 degrés par rapport à horizontale, avec une inclinaison de 15 degrés typique. Cette gamme recommandée de clou de sol inclinaison assure que le coulis s'écoule facilement à partir du fond du trou vers le clou tête pour dimensions typiques clous forage et le sol et les mélanges de coulis conventionnels.

E. Longueur clou de sol et de la distribution : La distribution des longueurs de clou de sol dans une paroi clouée de sol peut être choisi comme étant uniforme (par exemple, une seule longueur de clou est utilisé pour toute la paroi), ou variable, où les longueurs de scellement différentes peuvent être utilisé pour différents niveaux des clous du sol dans une section du mur. Des informations complémentaires sur la distribution clou est fourni ci-dessous.

- **Longueur du clou uniforme:** Lorsque le potentiel de déformation de la paroi excessive n'est pas une préoccupation (Par exemple, les murs en sol clouée construite en terre compétente ou dans une zone sans à proximité structures), il est avantageux de choisir une distribution de longueur uniforme, car il simplifie la construction et le contrôle qualité.

- **Longueurs du clou variables:** le clou De temps en temps, une distribution clou de longueur variable peuvent être utilisées si déformations murales doivent être contrôlés. Considérablement réduits si les longueurs de clous dans les deux tiers supérieurs de trois-quarts de la hauteur de la paroi est supérieure à celle dans la partie inférieure.

F. Matériaux des sols cloués : Sélectionnez grade approprié de l'acier pour la barre de clou de sol. L'information sur la sélection de l'acier de qualité, mais pour la plupart des applications de grade 420 MPa (Grade 60) l'acier est utilisée.

G. Propriétés du sol : Les procédures et méthodes utilisées pour sélectionner les propriétés du sol pour l'analyse et la conception des sols murs cloués La force d'adhérence ultime pour l'interface coulis-sol peut être sélectionné.

H. Autres Considérations initiales :

- Évaluer le potentiel de corrosion.
- Évaluer les méthodes de forage susceptibles d'être utilisés par des entrepreneurs potentiels pour le projet. Cette l'information est utilisée pour sélectionner un motif ultime valeur adhérence.
- Diamètre de perçage Estimation basée sur l'expérience acquise dans un domaine similaire et le diamètre les restrictions imposées par le niveau choisi de protection contre la corrosion.
- Définir les charges

2.7.3 ÉTAPE 2: CONCEPTION PRELIMINAIRE :

2.7.3.1 Introduction

la longueur du clou, le diamètre et l'espacement contrôlent généralement la stabilité externe et interne d'une paroi clou de sol.

Par conséquent, ces paramètres peuvent être ajustés lors de la conception jusqu'à ce que toute la stabilité interne et externe exigences sont satisfaites [c.-à-facteurs de sécurité calculées pour chaque mode de défaillance sont plus grandes que la valeurs minimales sélectionné pour la conception (par exemple, Dans la préparation de ces graphiques, les principales hypothèses suivantes ont été faites:

- sol homogène.
- pas de supplément.
- pas de forces sismiques.
- longueur uniforme, l'espacement et l'inclinaison des clous,

- pas d'eau souterraine.

pour des combinaisons de α et β . Grâce à ces cartes, la longueur des clous requis, L , (normalisé par rapport à la hauteur du mur, H) pour obtenir un facteur de sécurité global $FSG = 1,35$ est obtenue en fonction de la résistance à l'arrachement admissible normalisée (μ). le normalisée résistance à l'arrachement admissible est défini comme:

$$\mu = \frac{q_u D_{DH}}{FS_p \gamma S_H S_V} \quad (\text{Equation 2.24})$$

$$t_{\max-s} = \frac{T_{\max-s}}{\gamma H S_H S_V} \quad (\text{Equation 2.25})$$

$$A_t = \frac{T_{\max-s} FS_T}{f_y} \quad (\text{Equation 2.26})$$

2.7.3.2 Face procédure de conception :

Étape 1: Déterminer conception de traction de clou à la face du mur T0 :

$$T_0[\text{kN}] = T_{\max} [0.6 + 0.2 (S_{\max} - 1)]$$

Where: $T_{\max} [\text{kN}] = \text{max. axial force developed in the soil nails; and}$ (Equation 2.27)

$S_{\max} [\text{m}] = \text{max. of } S_v \text{ and } S_h$

Étape 2: Sélection de l'épaisseur en face:

Temporary facing thickness h_2 : [e.g., 100,150,200 mm].

Permanent facing thickness h_1 : [e.g., 200 mm]

Étape 3: Sélection appropriées matériaux de parement :

(a) Adopter des armatures en acier de qualité Fe 415 (ou Fe 500) c.-à-résistance caractéristique $f_y = 415 \text{ MPa}$ (ou 500 MPa).

(b) Adopter approprié treillis métallique soudé et barre de renfort.

(c) adopter approprié béton / béton projeté note entre M20 à M30 soit caractéristique résistance à la compression f_{ck} entre 20 MPa à 30 MPa . (d) Adopter appropriés tête-stud caractéristiques.

(e) Adopter géométrie de la plaque d'appui: taille minimale de $200 \text{ mm} \times 200 \text{ mm} \times 19 \text{ mm}$.

Étape 4: Vérifiez les exigences minimum et maximum de renfort (a) Calculer le pourcentage d'armatures minimales et maximales À n'importe quelle section du parement, taux d'armature est définie comme le rapport de la surface effective de l'armature à la surface effective du béton.

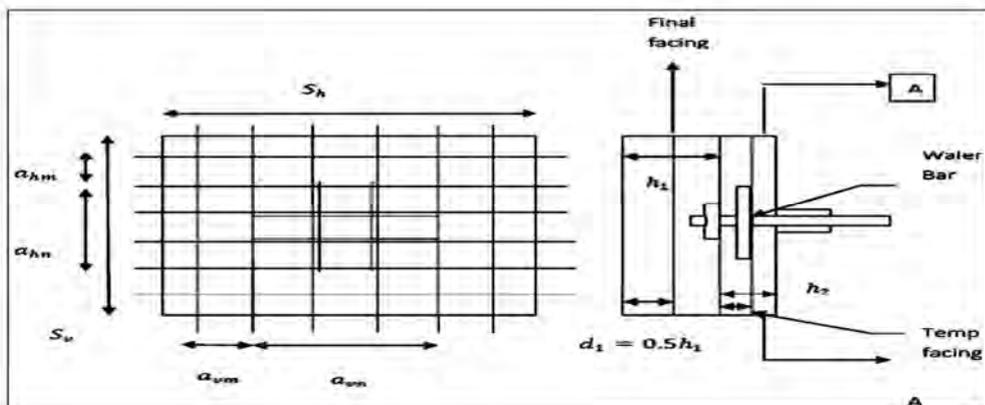


Fig. 2.22 Renforcement en face

Le renforcement doit être placé à l'intérieur de minimax. Un autre problème doit être pris en charge, que le rapport du renfort dans la tête du clou et mi-portée zones devrait être inférieure à 2,5 pour assurer ratio comparable à la flexion des capacités dans ces domaines. (b) Sélectionnez armature de surface / unité de longueur de WWM pour temporaire / permanente face, recalculer la superficie totale du renfort à la tête du clou dans le sens vertical et le sens horizontal en utilisant les Eqs. (2,28) et (2,29), respectivement.

$$a_{vn} = a_{vm} + \frac{A_{vw}}{S_h} \quad (\text{Equation 2.28})$$

$$a_{hn} = a_{hm} + \frac{A_{hw}}{S_v} \quad (\text{Equation 2.29})$$

Où: a_{vn} et a_{hn} sont l'aire de la section de renforcement par unité de largeur dans les directions verticale et horizontale de la tête du clou, respectivement, une machine virtuelle et un hm sont la surface en coupe transversale de renforcement par unité de largeur dans les directions verticale et horizontale à l'mi-portée respectivement, et A_{vw} et A_{hw} est la surface de section transversale totale des barres Waler dans les directions verticale et horizontale, respectivement. (c) Calculer le pourcentage d'armatures à la tête du clou et la mi-portée comme suit:

$$\rho_n[\%] = \frac{a_n}{0.5h} 100 \quad (\text{Equation 2.30})$$

$$\rho_m[\%] = \frac{a_m}{0.5h} 100 \quad (\text{Equation 2.31})$$

(d) vérifier que le taux d'armature de la face temporaire et permanent à la mi-portée et la tête du clou est supérieur au taux d'armature au moins (c.-à- $\rho_{\min} \leq \rho$) sinon augmenter la quantité de renfort (a_n et / ou a_m) pour satisfaire à cette critère. (e) Vérifier que le pourcentage d'armatures de la face temporaires et permanents à la mi-portée et la tête du clou est plus petit que le taux d'armature maximum

(c.-à- $\rho \leq \rho_{\max}$), sinon réduire la quantité de renfort (une a_n et / ou a_m) pour satisfaire à cette critère.

Étape 5: Vérification de la résistance à la flexion R_{FF} :

(a) Calcul de la résistance R_{FF} temporaire et permanent que le minimum de:

En pratique, la surface de la section de renfort dans le sens horizontal est le même que pour le sens vertical (c'est-à- $A_{hm} = A_{vn}$ et $A_{hm} = A_{vm}$); donc, le cas le plus critique est celui qui donne le minimum de S_h / S_v et S_v / S_h .

Lorsque le même espacement des clous et le renforcement sont utilisés dans les directions horizontale et verticale, et 420 MPa acier (Grade 60) est utilisé, les équations 2.32 et 2.33 simplifier comme suit:

$$R_{FF} = 1.6 * C_F * (a_{vn} + a_{vm}) S_h * h / S_v = 133.76 \text{ KN Temporary} \quad (\text{Equation 2.32})$$

$$R_{FF} = 1.6 * C_F * (a_{hn} + a_{hm}) S_v * h / S_h = 133.76 \text{ KN Temporary} \quad (\text{Equation 2.33})$$

C_F = Facteur de correction considère que la pression du sol non uniforme derrière le parement. Pour permanents faisant face au C_F est adopté pris égal à 1, alors que, pour les parements temporaires d'épaisseur: 100 mm, 150 mm et 200 m, C_F doit être adopté comme 2,0, 1,5 et 1,0 respectivement.

(b) Déterminer le facteur de sécurité contre l'échec face flexion (FS_{FF}) en utilisant l'équation. (2,34) et si le facteur minimum recommandé de sécurité contre face défaillance en flexion n'est pas atteint, la refonte face à épaisseur ccrue de la face,

$$FS_{FF} = \frac{R_{FF}}{T_o} \quad (\text{Equation 2.34})$$

Étape 6: Vérification de la résistance face poinçonnement R_{FP} :

(a) Pour des raisons pratiques, poinçonnement capacité de R_{FP} est évaluée similaire aux dalles de béton de structure soumis à un chargement concentré et est évaluée comme suit:

$$R_{FP} [kN] = 330 \sqrt{f_{ck} [MPa]} \pi D_c' [m] h_c [m] \quad (\text{Equation 2.35})$$

(FS_{FP}) en utilisant l'équation. (2,36) et si la capacité pour le revêtement temporaire / permanent ne suffit pas, puis mettre en œuvre, des éléments plus importants ou les forces matérielles plus élevées et répéter les calculs de poinçonnement résistance au cisaillement.

$$FS_{FP} = \frac{R_{FP}}{T_0} \quad (\text{Equation 2.36})$$

$$R_{FP} = C_P V_F \quad (\text{Equation 2.37})$$

où V_F est la force de cisaillement agissant de poinçonnage à travers la section de face et C_P est un facteur de correction qui représente la contribution de la capacité de support du sol

$$V_F [kN] = 330 \sqrt{f_c' [MPa]} \pi D_c' [m] h_c [m] \quad (\text{Equation 2.38})$$

D_c' = diamètre effectif de la surface de rupture conique au centre de la section (soit une surface de rupture moyenne cylindrique est pris en compte), et h_c = profondeur efficace de la surface conique. Le facteur de correction C_P est utilisé pour prendre en compte l'effet de la pression du sol derrière la face qui sert à stabiliser le cône. Si aucune réaction de soubassement est considéré, $C_P = 1,0$. Lorsque la réaction est considérée comme le sol, C_P peut être aussi élevée que 1,15. Pour des raisons pratiques, la correction est habituellement omis, ce qui est considéré comme $C_P = 1,0$. La taille effective des surfaces coniques doivent être considérés comme suit:

Parement temporaire (figure 2.24a)

$$D_c' = L_{BP} + h \quad (\text{équation 2.39a})$$

$$h_c = h \quad (\text{équation 2.40a})$$

où L_{BP} = longueur de la plaque d'appui, h = épaisseur temporaire face.

Permanent faisant face (figure 2.24b)

$$D_c' = \min (S_{HS} + h_c \text{ et } 2h_c) \quad (\text{Équation 2.39b})$$

$$h_c = L_S - t_s + t_p \quad (\text{équation 2.39b})$$

où: S_{HS} = tête-pression espacement, L_S = longueur tête-pression, t_H = tête-tête stud épaisseur, et t_p = épaisseur de la plaque d'appui.

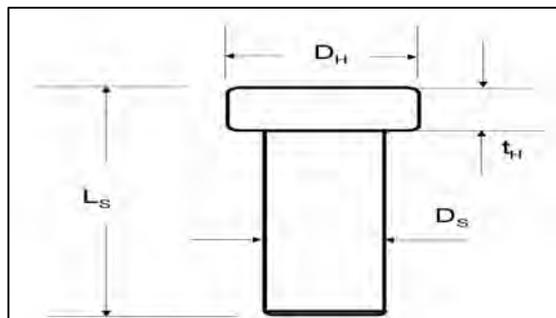
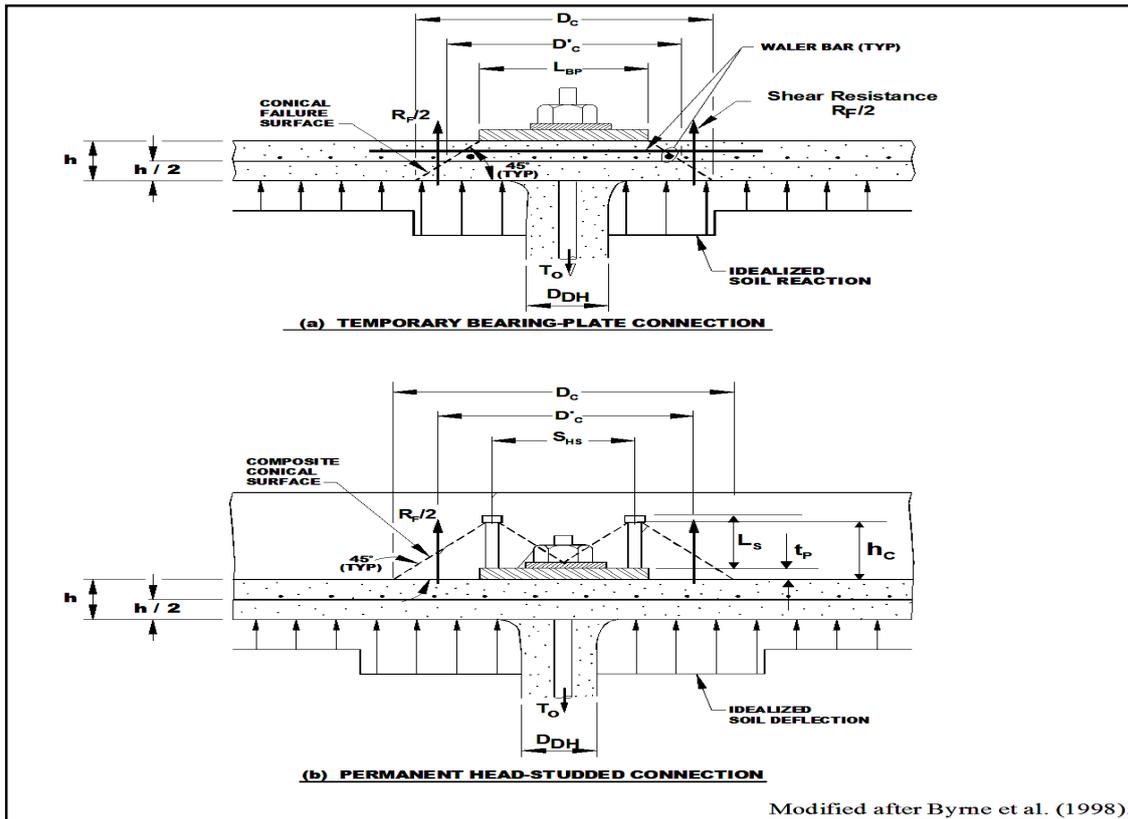


Figure 2.23: Géométrie d'un goujon à tête-



Modified after Byrne et al. (1998).

2.24: Poinçonnage des modes de rupture de cisaillement

o Dimensionnement et exécution: **Ordres de grandeurs du clouage :**

	RENFORCEMENT À MAILLE SERRÉE	RENFORCEMENT À MAILLE LARGE
Longueur des clous	0,5 à 0,7H	0,8 à 1,2H
Périmètre des clous	150 à 200 mm	200 à 600 mm
Nombre de clous par m ² de parement	1 à 2	0,15 à 0,4
Résistance en traction des Armatures	120 à 20 kN	100 à 600 kN
Densité de clouage	0.4 à 1.5	0.13 à 0.6

Tableau 2.3 :Quelques caractéristiques des murs en sol cloué (CLOUTERRE 1991)

- **Densité de clouage :** (Abaque de pré- dimensionnement) , hypothèse conservatives (en particulier traction pure) $d = T_L / \gamma S_h S_v L$

T_L : Traction maximale mobilisable en tête résultant du frottement latéral sol-clou

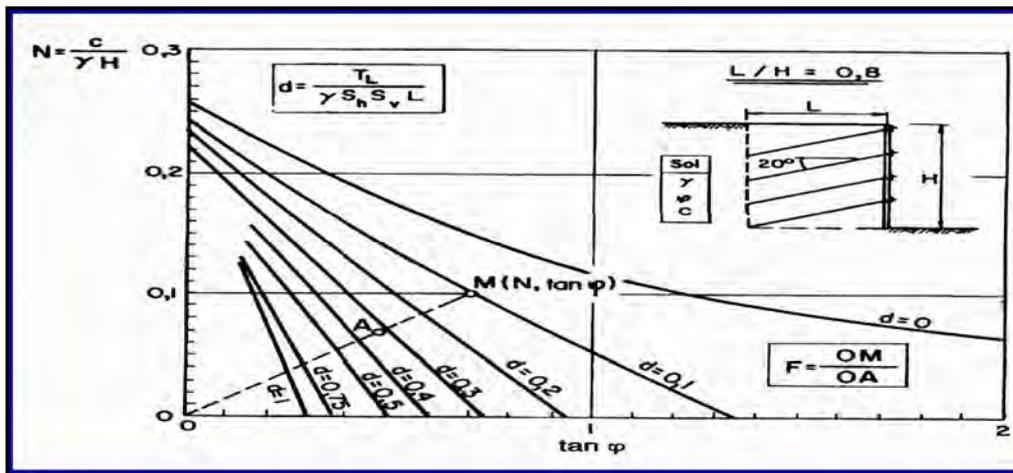


Fig 2.25. Abaque de pré-dimensionnement

CONCEPTION DES MURS DU SOL CLOUEE:

2.8-CALCUL DE LA PAROI CLOUEE :

La partie suivante présente un exemple problème étape par étape qui illustre les procédures de conception recommandées décrites précédemment dans ce chapitre en utilisant seulement les graphiques de conception simplifiée de l'annexe A. Un exemple complet et plus détaillé de conception est présenté ci-dessous.

L'objet de calcul et de justifié la stabilité du **soutènement provisoire** Du talus (côté projet chinois) situé au niveau du chantier **BNP SIS BAB EZZOUAR** : le terrain objet de la étude se trouve au centre ville de **BAB EZZOUAR** au lieu dit « quartier d'affaires»,

* Considérations initiales d'un projet :

- a. Topographie: aucun terrain en pente derrière ou dans la paroi avant ($\alpha = \beta = 0$).
- b. Accès au site: l'accès au site facile
- c. clous peuvent être installés sans difficultés derrière le mur.

* autres exigences :

- 1) Durée de vie: Structure provisoire.
- 2) les exigences Esthétique: néant.

Les cinq principales étapes et sous étapes dans leur conception de cette méthode sont :

2.8.1. ÉTAPE 1: considération initiale de la conception du mur clouée :

A/ Disposition mur: y compris: (1) la hauteur du mur, (2) la longueur de la muraille, et (3) la pâte surface de paroi α (inclinaison varie généralement de 0° à 10°), pente: β (varie généralement de 0° à 30°).

- a. La hauteur du mur (M), la longueur de paroi (Le), et de la pâte à face (α) sont comme suit: une. $H = 15.5$ m ; (hauteur du talus)
- b. Longueur du mur, $Le \gg H$,
- c. Pâte à Face : $\alpha = 0$; slope: $\beta = 0$;

B/ Espacement des clous verticaux et horizontaux : L'espacement des clous horizontale, S_H , est généralement le même que l'espacement des clous verticale, S_V

1- espacement entre les clous (tiges) Vertical ET Horizontal, S_V et S_H .

$S_V = 1.5$ m (entre axe tiges vertical) $S_H = 1.5$ m (entre axe tiges horizontal)

2. le clou des écartements de 1,25 à 2 m pour clous de sol conventionnels forés et injectés, un espacement sol-clou de 1,5m, l'espaceent des clous du sol dans le sens horizontal et vertical doit être telle que chaque clou a une influence secteur $S_H \times S_V \leq 4 \text{ m}^2$

Choisir $S_H = S_V = 1,5$ m . $S_H \times S_V = 2,25 \text{ m}^2 \leq 4 \text{ m}^2$

3. Les valeurs de l'espacement vertical vers le haut (S_{V0}) et vers le bas (S_{VN}). $S_{V0} = S_{VN} = 1$ m vers le haut et la pointe de la paroi, $S_{V0} = S_{VN} = 1$ m .

C/ Modèles des sol clouée sur le surface de mur: Le motif clou de sol est souvent l'un des éléments suivants : (1) carré(rectangulaire), (2) décalées dans une configuration triangulaire, Sélectionnez un motif rectangulaire, comme les conditions du sol ne sont pas si mauvais, et justifier un motif décalé, dans lequel une distribution plus uniforme des forces de clous de sol derrière le mur est créé. comme le montre la figure 2.26

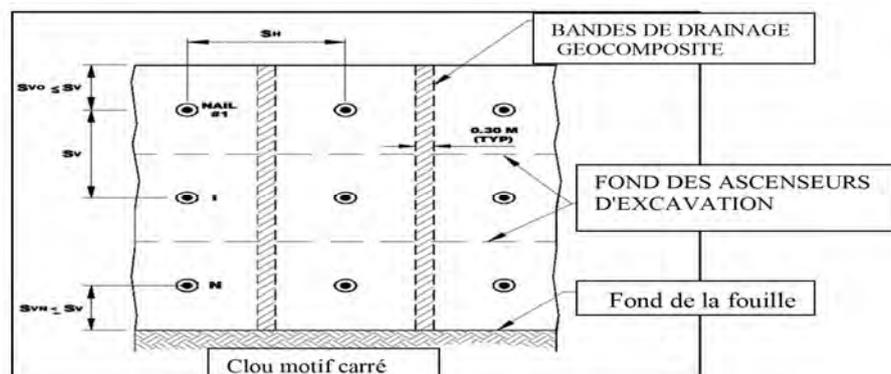


Fig. 2.26 vue de face de la paroi clouée

D. inclinaison du sol clouée:Clous de sol sont généralement installés avec une inclinaison i allant de 10 à 20 degrés par rapport à horizontale .

inclinaison des tiges $i = 15^\circ$ (recommandé pour assure un bon écoulement du coulis de ciment).

E. Distribution de la longueur des clous:La distribution des longueurs de clou de sol dans une paroi clou de sol peut être choisi comme étant uniforme ou variable .

1. Deux modèles de longueur de clous sont considérés: l'un avec la longueur des clous uniforme et une avec longueur des clous non uniforme (Figure 2.27)

2. Le modèle uniforme a été choisi pour évaluer une configuration de clou de sol largement utilisé qui peuvent être directement conçu en utilisant des abaques de calcul, est moins enclin à éviter entraîner une mauvaise rendement par rapport à la résistance au glissement, et est plus facile à construire,

3. Le motif non uniforme a été sélectionné dans le but d'installer des clous plus courts dans les derniers rangs afin qu'ils ne pénètrent pas dans la partie inférieure,

4 On peut remarquer que les distributions des clous des candidats sélectionnés dans notre projet se rencontrent les critères établis, car ils: Un modèle de longueur uniforme est possible et est la première

option puisque la langleur ; Plus langues. il est avantageux de choisir une distribution de longueur uniforme, car il simplifie la construction et le contrôle qualité.

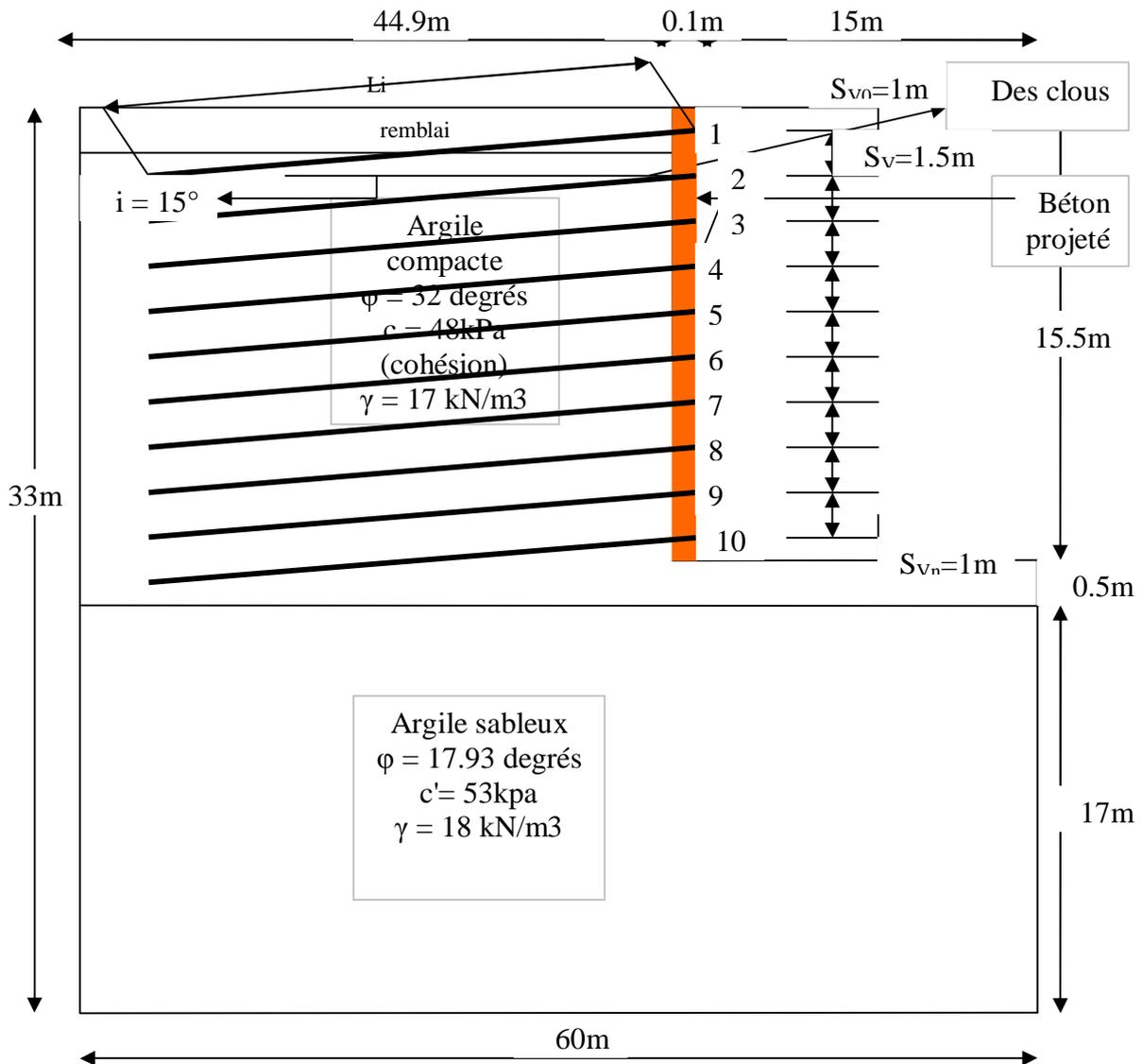


Figure 2.27 modèle de Longueur des clous uniforme

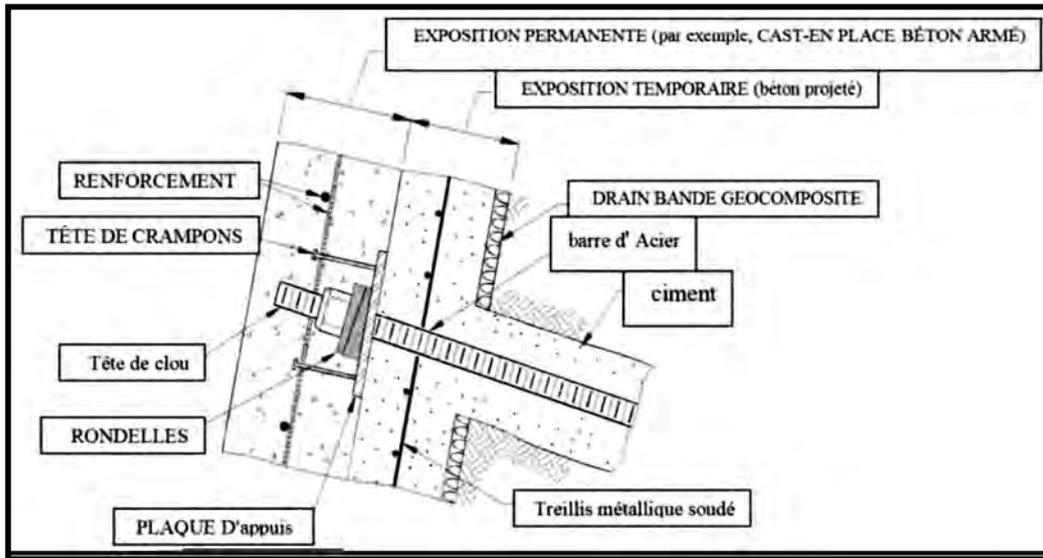


Fig. 2.28 schémas type - détail tige d'ancrage

F. Matériaux des sols cloués : Sélectionnez grade approprié de l'acier pour la barre de clou de sol., mais pour la plupart des applications de grade 420 MPa (Grade 60) l'acier est utilisé.

5. Conditions d'eaux souterraines :

Les eaux souterraines n'a pas été rencontré dans l'un des sondages. Ces observations et examen supplémentaire des données des eaux souterraines dans la zone générale du projet indiquent que niveaux des eaux souterraines sur le site apparaissent en dessous des altitudes de 24 m de la surface.

6. Résumé :

Pour les conditions indiquées dans la figure 2.27 les valeurs suivantes sont adoptées:

Dépôt de argile compacte parfois sableaux couche supérieure :

$$\phi = 32 \text{ degrés}$$

$$c = 48 \text{ kPa (cohésion)}$$

$$\gamma = 17 \text{ kN/m}^3$$

Basse dépôt de argile sableaux couche inferieur :

$$\phi = 17.93 \text{ degrés}$$

$$c' = 53 \text{ kPa}$$

$$\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$$

J. Autres considérations de conception :

1) Méthode de forage: Pour les conditions de sol existants, forage rotatif classique est possible.

Percés et jointoiment des clous de sol: Ils sont environ 100 - et 200 mm.

trous de clous de diamètre percés dans les sols .Ces trous sont généralement espacées d'environ 1,5 m . Les barres d'acier sont placées et les trous sont injectés. Clous de sol injecté sont les clous de sol les plus couramment utilisés pour les projets et elles peuvent être utilisées comme applications temporaires.

2) Diamètre de découpe: Sélectionner un diamètre minimum compatible avec les conditions suivantes:

$$D_{DH} = 100 \text{ mm}$$

3) Corrosion Potentiel: pour structure temporaire : donnez Classe de protection II corrosion au minimum. Fournir une épaisseur de coulis minimum de 25mm au-dessus des clous.

H. Conditions de charge :

a. Surcharge $Q = 10 \text{ KN/m}^2$.

b. Pas de vent

c. Pas d'impact

d. Aucune charge sismique

4). Adhérence :

Forces de liaison ultimes (q_U): ont été estimées à partir du tableau 3.10 en fonction des conditions du sol et méthodes de construction.

il est suppose que les forces de liaison ultimes sont:

Partie supérieur : argile compacte parfois sableaux : $q_U = 100$ kPa.

Partie inférieur : argile sableaux: $q_U = 100$ kPa

Tension nécessaire :(terme de cisaillement).

Pour les conditions définies précédemment, et avec un facteur de retrait de la sécurité, F_{SP} , à partir de Tableau 2.3., la force de liaison admissible, (q_a), est calculé comme suit:

$$q_a = q_U / F_{SP}$$

Adhérence:

$q_U = 100$ KN/m² (selon Elias and Juran, 1991 : techniques des parois clouées)

$F_{SP} = 2$ (facteur de sécurité voir tableau 2.4)

$$q_a = q_U / F_{SP} = 50 \text{ KN/m}^2$$

Tableau 2.4: Facteurs de sécurité minimales.Recommandés Pour La Méthode ASD

SYMBOL	TEMPORAIRE	PERMANENT	Element	MODES DE RUPTURE
F_{SG}	1.35	1.5	Stabilité globale (longue durée)	Stabilité Externe
F_{SG}	1.2	1.3	Stabilité globale (excavation)	
F_{SSL}	1.3	1.5	Stabilité de glissement	
F_{SH}	2.5	3	Capacité portante	Stabilité interne
F_{SP}	2	2	Résistance à L'arrachement	
F_{ST}	1.8	1.8	Résistance à Traction de clou	
F_{SFF}	1.35	1.5	Face flexure	Facing strength
F_{SFP}	1.35	1.5	Surface de poinçonnement de rupture	
F_{SHT}	1.8	2	(Headed-Stud Tensile Failure A307 Bolt)	

4.1)-tension nécessaire suivant la Fig.2.30 Le premier type de dossiers a été développé pour évaluer la longueur des clous pour des combinaisons de α et β . Grâce à ces cartes, la longueur des clous requis, L, (normalisé par rapport à la hauteur du mur, H) pour obtenir un facteur de sécurité global $FSG = 1,35$ est obtenue en fonction de la résistance à l'arrachement admissible normalisée (μ).

Le normalisée résistance à l'arrachement admissible (μ) est défini comme:

$$\mu = \frac{q_a D_{DH}}{\gamma S_H S_V} \quad \text{Soit } \mu = 0.13071595$$

4.8.2 ÉTAPE 2 : CONCEPTION PRELIMINAIRE :

A. uniforme Longueur des clous :

1. Pour les conditions définies précédemment, et avec un facteur de retrait de la sécurité, F_{SP} , à partir de Tableau 2.4, la force de liaison admissible, (q_a), est calculé comme suit:

$$q_a = q_U / F_{SP} = 100 / 2 = 50 \text{ kPa.}$$

2. La résistance à l'arrachement normalisée, (μ), pour être entré dans le diagrammes de conception préliminaires est:

$$\mu = (q_a D_{DH}) / (\gamma S_H S_V) = 50 \times 0,10 / (17 \times 1,5 \times 1,5) = 0,130718$$

Pour $\alpha = \beta = 0$, et $\varphi = 32^\circ$, la référence du sol longueur normalisée, L / H , on obtient a partir la figure 2.30 $L / H = 0.9$.

3 Les tableaux ont été obtenus pour les conditions géométriques et des matériaux suivants:

- Diamètre de forage: $D_{DH} = 100$ mm
- Facteur de sécurité: $F_{SG} = 1,35$ (pour les murs de clous de sol temporaires).

4 Les résultats de clous de sol:

$C_{IL} = 1.0$ facteur de correction et qui dépend du diamètre de forage figure 2.29

$$L = 0.9 \times 15.5 \times 1 = 13.95 \text{ m}$$

5 Considérant que dix rangées de clous sont nécessaires, la longueur totale de clou pour le uniforme longueur motif, L_{TOTU} , est le suivant:

$$L_{TOTU} = 10 L = 10 \times 13.95 = 139.5 \text{ m}$$

B-La force de traction maximale de conception normalisée dans la barre : est défini comme:

$$t_{\max-s} = \frac{T_{\max-s}}{\gamma H S_H S_V} \quad t_{\max} = 0.17$$

$$T_{Nail} = t_{\max} \gamma S_H S_V H C_{IF}$$

$C_{IF} = 1.0$ facteur de correction et qui dépend du diamètre de forage figure 2.29

$$T_{Nail} = t_{\max} \gamma S_H S_V H C_{IF} = 100.78875 \text{ KN}$$

$$T_{Nail G} = T_{Nail} / S_H \quad T_{Nail G} = 67.1925 \text{ KN} \quad T_{\text{for geoslope}} = T_{Nail \text{ Working}} / S_H$$

$$L/H = 0.9$$

Le facteur de sécurité global de geoslop : $F=2.51$.

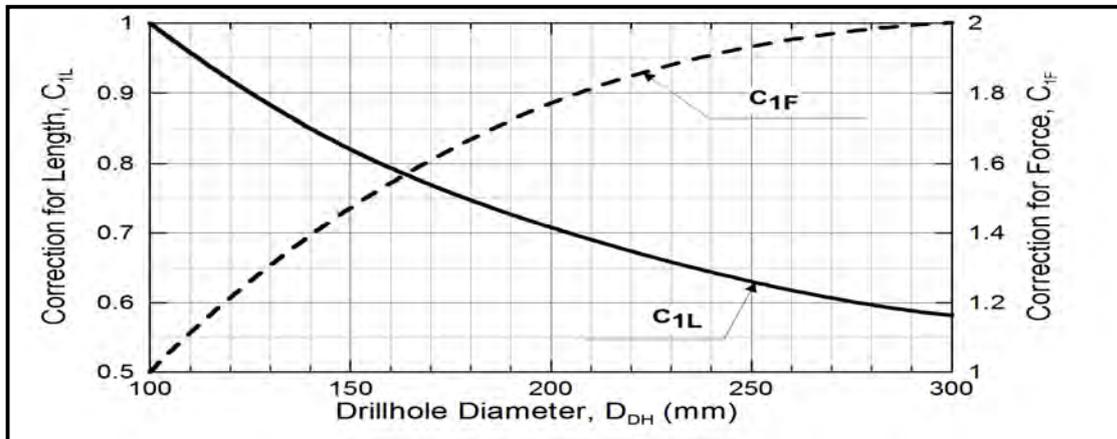


Figure 2.29 Correction Diamètre trou de forage

C. Tension de calcul de la tige:

$F_{ST} = 1.8$ (coefficient de sécurité).

$$R_T = F_{ST} * T_{Nail} = 181.41975 \text{ KN}$$

D. calcul de la section de la tige :

$$A_t = \frac{T_{\max-s} F_{ST}}{f_y} = 4.319517 \text{ cm}^2$$

$f_y = 420$ Mpa $A_T = R_T / f_y = 4.319517 \text{ cm}^2$ soit un diamètre de $\varnothing_{Nail} = 25$ mm anexe A du tableau A.3, une barre filetée d'un diamètre de 25 mm , avec une surface de section transversale de 510 mm² est sélectionné.

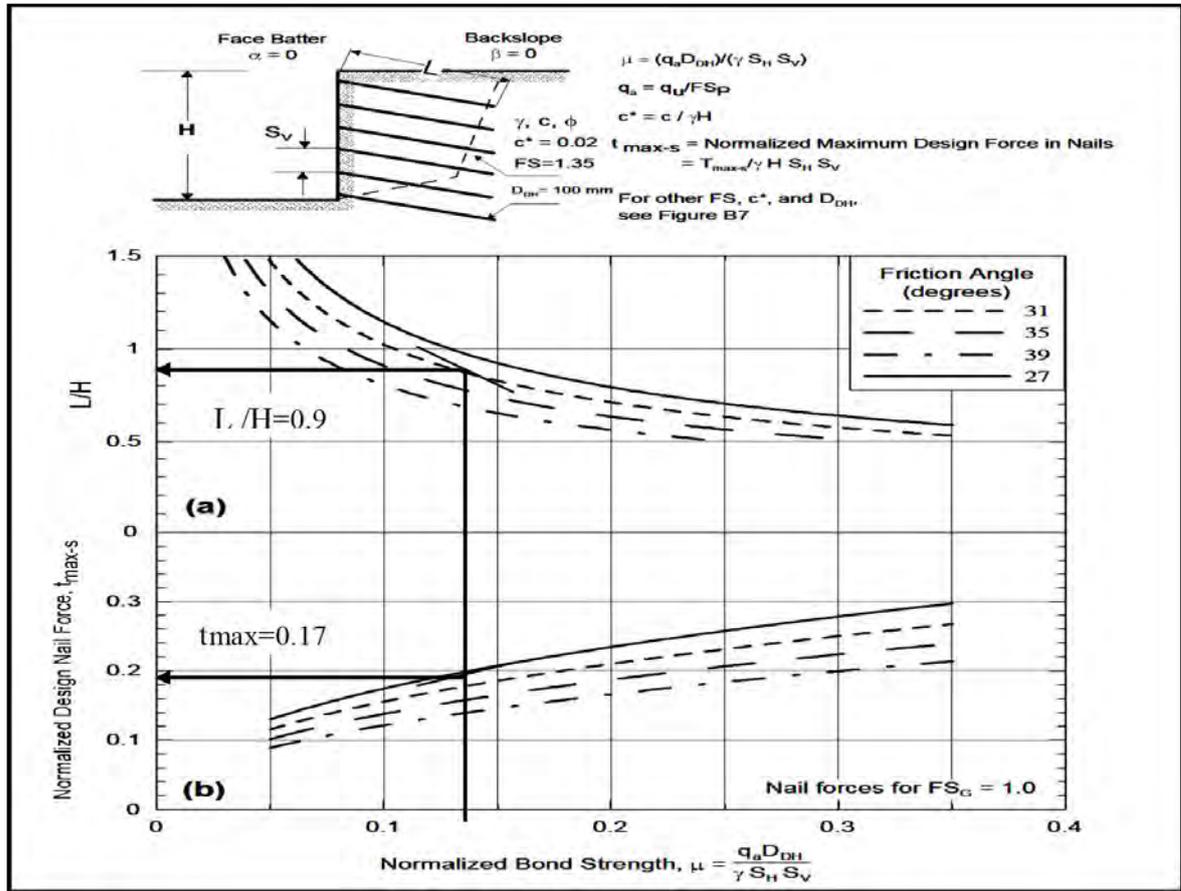


Fig 2.30 Diagramme de Conception Préliminaire utilisé dans cette étude Normalisé L / H et de la Force de traction pour une $\alpha = \beta = 0$, $\phi = 32^\circ$

4.8.3 ÉTAPE 3: conception finale :

A. modes de rupture externes :

B. Considérations sismiques :

Pas de considérations sismiques sont nécessaires dans cet exemple.

C. Modes de rupture interne :

Seule la conception préliminaire élaboré à l'étape 2 est considéré dans cet exemple.

D. face conception: 1) une force de traction de conception maximale à la surface (T_0):

Force de traction de clou: (T_0): On peut assimiler le mur projeté à une paroi en béton verticale chargé latéralement par la poussée du sol et dont les appuis sont les clous (tiges d'ancrages) travaillant en traction.

D 1) une force de traction de conception maximale à la surface (T_0):

$$T_0 = T_{max} [0.6 + 0.2(S_{max} - 1)] \quad S_{max} = \max (S_V, S_H)$$

$$T_0 = T_{Nail} * [0.6 + 0.2 (S_V - 1)] = 70.552 \text{ KN.}$$

D 2) Caractéristiques du panneau :

2) Face Caractéristiques : a) Type de mur en face:

Soutènement provisoire : béton projeté + grillage en aciers

Soutènement Permanent: Cast-in-place Reinforced Concrete (béton coulé sur place)

b) Face à la géométrie:

Épaisseur de Parement temporaire, $h = 100 \text{ mm}$.

Épaisseur de Parement permanent, $h = 200 \text{ mm}$

Renforcement de l'acier : $f_y = 420 \text{ MPa}$ (60 Grade) $f_c = 25 \text{ Mpa}$

Plaque d'appuis Grade 36 : $L_{Bp} = 250 \text{ mm}$ $t_p = 25 \text{ mm}$

Un résumé des paramètres obtenus à partir des tableaux simplifiée est présentée ci-dessous.

- 1. Motif de longueur uniforme : L = 13.95 m
 - 2. Domaine de l'acier nécessaire: A = 431.9517mm²
 - 3. Zone réelle d'acier: A = 510 mm²
 - 3) face Matériaux :
- Voir le tableau 2.5

Tableau 2.5: Face principales caractéristiques.

ELEMENT	DESCRIPTION	FACE PROVESOIRE
général	épaisseur	100 mm
	Facing Type	Béton projeté
	Comp.Strength. f _c	25Mpa
Renforcement	Type	WWM
	Grade	420(Grade60)
	Denomination	152x152 MW19xMW19 (6x6-w2.9xw2.9)
Autre renforcement	Type	Waler Bars 2x13mm(2x□8)
Plaque d'apuis	Type	4 Headed-Studs 1/2x4*1/8
	Steel	250 Mpa
	Dimensions	Longeur :Lp=250mm
		Epaisseur :tp=25 mm
Goujons connecteurs	Dimensions	-
		-
		-
		-

2.8.4 Étape 4: A)-Vérifiez les exigences minimum et maximum de renfort :

2.8.4.1 Résistance à la flexion, (R_{FF}), de vérification :

4) vérification de (R_{FF}) : **Face temporaire :**

a-Limiter Ratios de renfort :

Le taux de renforcement est défini par:

$$\rho = \left(\frac{a_s}{d} \right)$$

as: où: comme c'est la superficie totale de renfort transversale, d est la distance de la fibre la plus éloignée du béton en compression au centre de gravité de l'armature (supposé être concentrées dans le milieu de la section de béton projeté), Supposons d = h / 2. Pour le temporaire face à d = 100/2 = 50 mm et permanent face à d = 200/2 = 100 mm . Les ratios de renforcement recommandées minimales et maximales sont les suivantes:

$$\rho_{\min} [\%] = 20 \frac{\sqrt{f_{ck} [MPa]}}{f_y [MPa]} = 0.238\%$$

$$\rho_{\max} [\%] = 50 \frac{f_{ck} [MPa]}{f_y [MPa]} \left(\frac{600}{600 + f_y [MPa]} \right) = 1.75\%$$

Compte tenu de la largeur de la section d'analyse, b = 1 m , le rapport entre renforcement est la surface par unité de longueur est :

que : a_S MIN = 0,00238 × 50 [mm] x1.0 [m] = 119 mm² / m

comme : a_S Max = 0,0175 x 50 [mm] x 1,0 [m] = 875 mm² / m

b. Sélectionnez Renforcement :

Utilisez un maillage 152 × 152 - MW19 MW19 × (6 × 6 - W2.9 × W2.9) maille .

Avec le tableau A.2 la superficie totale de renfort par unité de longueur à mi-portée est:

$$a_{sm} = 123 \text{ mm}^2 / \text{m} = 1,23 \times 10^{-4} \text{ m}^2 / \text{m} \text{ pour WWM (6x6-w2.9xw2.9).}$$

pour le clou, placez également deux n ° 13 (n ° 4) vertical et des barres de Waler horizontales. en les deux directions, la zone nominale totale est (en utilisant le tableau A.3):

$$A_s = 2 \times 129 = 258 \text{ mm}^2.$$

c. La zone de renfort totale par unité de longueur autour des clous est:

$$a_{sn} = a_{sm} + \frac{A_s}{S_M} =$$

$$a_{sn} = \frac{123 \times 1.5 + 258}{1.5} = 295 \text{ mm}^2 / \text{m} = 2.95 \times 10^{-4} \text{ m}^2 / \text{m}$$

En outre, le rapport des surfaces de renfort existant autour de clou et injecteur a $258/123 = 2.1$, ce qui garantit que le rapport des capacités de flexion autour de clou, et à mi-portée est inférieur au rapport de limitation recommandée de 2,5.

Parce que le renforcement placé est le même dans les deux verticale et horizontale.

d. Vérifiez Ratios minimum de ferrillage:

$$a_{sm} = 123 \text{ mm}^2 / \text{m} > 119 \text{ mm}^2 / \text{m}$$

$$a_{sn} = 295 \text{ mm}^2 / \text{m} > 119 \text{ mm}^2 / \text{m}$$

qui satisfait à cette limite.

e. Vérifiez Ratios maximum de ferrillage :

$$a_{sm} = 123 \text{ mm}^2 / \text{m} < 875 \text{ mm}^2 / \text{m}$$

$$a_{sn} = 295 \text{ mm}^2 / \text{m} < 875 \text{ mm}^2 / \text{m}$$

qui satisfait à cette limite.

f. Sélectionnez Factor CF :

Utilisez CF = 2 pour temporaire face au Tableau 2.6

Tableau 2.6 Facteur CF		
Type de structure	Nominale face Epaisseur mm	Facteur CF
Temporary	100 (4)	2.0
	150 (6)	1.5
	200 (8)	1.0
Permanent	All	1.0

$$5) \quad \rho_n = a_{sn} / 0.5bh * 100 = 0.590 \% < \rho_{max} \text{ vérifié}$$

$$6) \quad \rho_m = a_{sm} / 0.5bh * 100 = 0.246 \% > \rho_{min} \text{ vérifié}$$

$$7) \quad \rho_{tot} [\%] = \rho_n + \rho_m = 0.836 \% < \rho_{max} \text{ vérifié}$$

2.8.4.2) B) Facing tensile flexural Resistance (R_{FF}):

$$R_{FF} = 1.6 * C_F * (a_{sn} + a_{sm}) S_h * h / S_v = 133.76 \text{ KN Temporary}$$

$$R_{FF} = 1.6 * C_F * (a_{hn} + a_{hm}) S_v * h / S_h = 133.76 \text{ KN Temporary}$$

B.1). Calculer les charges ultimes, (F_{SFF}) F_{SFF} × T₀ et comparer avec une capacité de flexion, R_{FF}

Pour le revêtement temporaire, F_{SFF} = 1,35 (le facteur de sécurité contre la rupture face flexion)

$$\text{Temporary } F_{SFF} T_0 = 95.2452 \text{ KN} < R_{FFt} \text{ vérifié}$$

F_{SFF} = 1.35. pour temporaire

$$\text{Temporary } F_{SFF} T_0 = 95.2452 \text{ KN} < 133.76 \text{ KN vérifié}$$

2.8.4.3) Vérifiez Face poinçonnage résistance au cisaillement (R_{FP}):

C) Vérification de la résistance face poinçonnement (R_{FP})

Calculer R_{FP} pour faire face temporaire :

L'échec de poinçonnement se compose de l'échec d'un cône tronqué de la moyenne D'un diamètre D'_c = L_p + h. La force de cisaillement résister sur ce cône, V_F, est calculée :

$$R_{FP} \text{ Temporary} = C_p * V_f = 181.335 \text{ KN}$$

FS_{FP} = 1.35 for temporary où V_F est la force de cisaillement agissant de poinçonnage à travers la section de face et C_p est un facteur de correction qui représente la contribution de la capacité de support du sol.

$$V_f \text{ [kN]} = 330 \sqrt{f'_c \text{ [MPa]}} \pi D_c' \text{ [m]} h_c \text{ [m]}$$

D'_c = diamètre effectif de la surface de rupture conique au centre de la section (soit une surface de rupture moyenne cylindrique est pris en compte), et h_c = profondeur efficace de la surface conique. Le facteur de correction C_p est utilisé pour prendre en compte l'effet de la pression du sol derrière la face qui sert à stabiliser le cône. Si aucune réaction de soubassement est considéré, C_p = 1,0. Lorsque la réaction est considérée comme le sol, C_p peut être aussi élevée que 1,15. Pour des raisons pratiques, la correction est habituellement omis, ce qui est considéré comme C_p = 1,0, La taille effective des surfaces coniques doivent être considérés comme suit:

Parement temporaire (figure 2.24a)

$$D'_c = L_{BP} + h$$

$$D'_c = 250 + 100 = 350 \text{ mm} \quad h_c = h = 100 \text{ mm}$$

où L_{BP} = longueur de la plaque d'appui, h = épaisseur temporaire face.

$$V_f = 181.335 \text{ KN}, C_p = 1,0. R_{FP} = C_p * V_f = 181.335 \text{ KN}$$

$$\text{Temporary FS}_{FP} T_0 = 95.2452 \text{ KN} < 181.335 \text{ KN} \text{ vérifié}$$

2.8.5 RÉSUMÉ DE LA CONCEPTION :

CLOUS

ELEMENT	DESCRIPTION	VALEURS
Modèle de clou	place	-
Espacement des clous	Vertical, S _v	1.5 m
	Horizontale, S _H	1.5 m
Inclinaison des clous	uniforme	15°
Nombre des clous	Per section	10
Longeur de clou		13.95 m
Bar de clou	Type	fileté N ₀ 25mm(N ₀ .8)
	Material	acier Grade 420
drainage	Minimum Diametre	100 mm
Corrosion Protection	Clou de barre coulis-protégé	Classe II Protection
	couverture minimale	50 mm
	PVC Centralizers	comme spécifié
Ciment	ciment pur	25 Mpa

Tableau 2.7 : résumé de la conception

- **Dimensionnement et exécution :** • Les clous doivent traverser la surface de glissement et posséder un ancrage suffisant – au moins 4 à 6 m de long – dans la zone résistante. Il ne faut surtout pas faire d'économie sur la longueur du clou.
- Plus le sol est mou, plus il faut rapprocher les clous. • Le clouage doit être exécuté immédiatement après l'excavation avant que le sol ne se décomprime. Plus la déformation est importante, plus les clous sont sollicités.

- modèle uniforme: il est avantageux de choisir, car il simplifie la construction et le contrôle qualité donne un facteur de sécurité stabilité de glissement élevé
- le modèle non uniforme: dans le but d'installer des clous plus courts dans les derniers rangs afin qu'il ne pénètrent pas dans la partie inférieure.
- Motif carré : dans la pratique un modèle carré est communément adopté, car facilite la construction.
- Motif décalé (triangulaire): dans le cas où les sols marginalement stables.
- Évitez l'utilisation de clous «trops courtes» dans la partie inférieure de la paroi, car peut conduire à une rupture de la stabilité de glissement.
- Évitez l'utilisation de clous «courtes» dans la partie supérieure de la paroi.
- En règle générale les clous dans les rangs inférieurs ne devraient jamais être $< 0.5H$.
- Performance des murs de sol cloués a montré que les déplacements plus importants sont observés lorsque les clous supérieurs sont trop courts, on peut réduire les déformations dans la paroi lorsque les clous sont plus longs dans la partie supérieure de la paroi.

2.9- Conclusion:

L'intérêt suscité par le clouage des sols s'explique par l'efficacité et la souplesse d'utilisation de ce système de renforcement. Dans ce domaine, comme dans bien d'autres en génie civil, l'expérience a devancé la théorie.

Le frottement sol-armature est variable mais la méthode de forage et scellement est celle qui permet d'obtenir le frottement le plus élevé.

Les techniques de mise en place des clous et de liaison au sol, place des clous et de liaison au sol, en pleine expansion, permettront très prochainement au projeteur de disposer d'un ensemble de variantes parmi lesquelles il pourra choisir, en fonction du sol, la meilleure solution pour obtenir le frottement maximum. La forme de la surface de rupture et sa dépendance du positionnement des clous, les divers types de rupture,

Actuellement, les chercheurs tentent de réduire ce déphasage, par voie numérique ou expérimentale. C'est donc en toute logique que la première approche se soit appuyée sur l'auscultation de parois clouées en service par les modèles numériques de dimensionnement.

On peut conclure de cette étude que la poursuite de recherches sur le comportement des parois clouées est nécessaire pour pouvoir disposer d'une banque de données sur laquelle les modèles numériques de dimensionnement doivent être calés.

Logiciels Plaxis V8. actuellement en cours devrait répondre en partie à cette demande et permettre, à son échéance, d'améliorer de manière sensible la connaissance du comportement des parois clouées, L'usage de clous moins résistants peut permettre d'obtenir des ruptures par cassure des clous en tension, ce qui permettrait de caler les logiciels.

Chapitre 3 :
Pratique des éléments finis en géotechnique

Chapitre 3 : Pratique des éléments finis en géotechnique

3.1 Bref aperçu de la méthode des éléments finis :

3.1.1 Introduction :

L'évolution de la technologie amène l'ingénieur à réaliser des projets de plus en plus complexes, coûteux et soumis à des contraintes de sécurité de plus en plus sévères. Pour réaliser ces projets et vu la complexité des méthodes analytiques de la résistance des matériaux, l'ingénieur a recours aux méthodes qui lui permettent de simuler le comportement des systèmes physiques complexes. Conditionnée par les progrès effectués dans le domaine informatique et les acquis des mathématiques dans la théorie de l'énergie, des méthodes de projection et des méthodes d'approximation, la méthode des éléments finis est devenue éventuellement la plus performante des méthodes numériques vu son grand champ d'application où elle est utilisée dans de nombreux secteurs de l'industrie : aérospatiale, nucléaire, génie civile, construction navale, mécanique, technique off-shore, ... etc. (IMBE, 1979). La méthode des éléments finis est donc une technique récente à caractère pluridisciplinaire car elle met en œuvre les connaissances de trois disciplines de base :

1. La mécanique des structures : élasticité, résistance des matériaux, dynamique, plasticité, ... etc..
2. L'analyse numérique : méthodes d'approximations, résolution des systèmes linéaires, des problèmes aux valeurs propres, ... etc..
3. L'informatique appliquée : techniques de développement et de maintenance de grands logiciels.

3.1.2 Concepts de base :

La MEF consiste à remplacer la structure physique à étudier par un nombre fini d'éléments ou de composants discrets qui représentent un maillage. Ces éléments sont liés entre eux par un nombre de points appelés nœuds. On considère d'abord le comportement de chaque partie indépendante, puis on assemble ces parties de telle sorte qu'on assure l'équilibre des forces et la compatibilité des déplacements réels de la structure en tant qu'objet continu. La MEF est extrêmement puissante puisqu'elle permet d'étudier correctement des structures continues ayant des propriétés géométriques et des conditions de charges compliquées. Elle nécessite un grand nombre de calculs qui, cause de leur nature répétitive, s'adaptent parfaitement à la programmation numérique.

3.1.3 Calculs par la MEF :

La méthode aux éléments finis est théoriquement, la plus satisfaisante puisqu'elle permet la modélisation des problèmes géotechniques complexes.

➤ **Elle nécessite :**

- La définition de la géométrie du problème, pour que les frontières du calcul n'influencent pas sur les résultats.
- Le choix d'une loi de comportement du sol, de type Mohr-Coulomb, Duncan, Cam-Clay, ... etc..
- Les caractéristiques des ouvrages et des éléments d'interface pour introduire l'interaction sol-structures et les conditions hydrauliques.
- Les caractéristiques des butons ou des tirants d'ancrage.
- L'état initial des contraintes et des pressions interstitielles.

➤ **Elle permet :**

- d’effectuer les calculs d’écoulement ;
- de simuler toutes les phases de travaux ;
- de prendre en compte les variations des caractéristiques : des ouvrages, des couches de terrain et des lits de butons ou de tirants ;
- de calculer un coefficient de sécurité.

➤ **Les sorties fournissent pour les ouvrages sont :**

- les déplacements des ouvrages ;
- les sollicitations internes des ouvrages ;
- les efforts dans les butons ou tirants. Et pour le sol :
- les déplacements du sol ;
- les déformations du sol ;
- les contraintes totales et effectives dans le sol ;
- les pressions interstitielles ;
- de calculer un coefficient de sécurité.

Et donc la possibilité d’étudier l’interaction de l’exécution d’un écran sur des ouvrages existants.

➤ **Les principaux logiciels utilisés en France, sont :**

1. **CESAR** (LCPC) : Logiciel 2D ou 3D, spécialement utilisé pour les tunnels.
2. **PLAXIS** (logiciel hollandais développé par l’équipe du Pr. Vermeer) : Logiciel 2D dédié à la géotechnique. Pour notre problème, en utilise *PLAXIS*.

3.2 Présentation de PLAXIS :

L’analyse de 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. Il sait que le jargon éléments finis est parfois rebutant-il souhaiterait ne pas avoir à intervenir sur la numérotation des noeuds, des éléments, sur certains choix réservés au numéricien. Il voudrait disposer du code sur le PC gérant sa bureautique et sa technique quotidiennes, afin de faire une étude paramétrique des problèmes délicats. Il exige avant tout que ses journées ne soient pas encombrées par de laborieuses entrées de données et interprétations de fichiers (BOU1,2004).

3.2.1 Le code éléments finis PLAXIS :

Conçu par des géotechniciens numériciens, le code éléments finis *PLAXIS* représente certainement un optimum actuel sur les plans scientifique et pratique en l’analyse pseudostatique 2D. Scientifiquement, c’est un outil d’analyse non linéaire en élasto-plasticité non standard (5paramètres), avec prise en compte des pression interstitielles (et même consolidation linéaire), doté de méthodes de résolution et d’algorithmes robustes, éprouvés, ainsi que de procédures de choix automatique évitant des choix délicats à l’opérateur peu averti. Bien que très fiable sur le plan numérique, le code fait appel à des éléments de haute précision (triangles à 15 noeuds), ainsi qu’à des processus de pilotage de résolution récents (méthode de longueur d’arc). Du point de vue pratique, le système de menus arborescents à l’écran rend l’utilisation souple et agréable, car l’opérateur ne s’encombre pas l’esprit outre mesure. Le recours aux manuels devenant rare, ceux-ci sont de volumes réduits, faciles à consulter. L’ensemble des options par défaut (condition aux limites) rend la mise en données aisée et rapide. Enfin, les options simplifiées (initiation des contraintes, pressions interstitielles) permettent d’aller droit au but (prévoir le comportement d’un ouvrage), quitte à réaliser ultérieurement, avec le même code et les mêmes données, un calcul affiné (BOU1, 2004).

3.2.2 Options par défaut et solutions approchées [Annexe B] :

Le système d'options par défaut et de solutions approchées spécifiques, qui est un des fers de lance de l'outil de projet pour la géotechnique, est destiné à faire gagner du temps à l'opérateur, à lui éviter de devoir faire des choix tracassants, et enfin à améliorer la convivialité du logiciel. Ce système est inséparable du traitement à partir d'un menu arborescent. Chaque branche du menu est évidemment figée, car elle réalise une tâche précise, bien définie, mais la diversité des branches en fait globalement un outil extrêmement souple.

Les options par défaut commencent dès le maillage : L'opérateur peut bien entendu spécifier un maillage très détaillé, mais si seules les grandes lignes de celui-ci importe, le détail des éléments, agencé de manière optimale du point de vue numérique, sera entièrement généré par le logiciel à partir d'un petit nombre de noeuds-clé, avec contrôle permanent à l'écran. Le meilleur est d'ailleurs en cours de refonte en vue d'accroître son efficacité.

De même en ce qui concerne les conditions aux limites en déplacements : Si celles-ci sont complexes, l'ingénieur devra en spécifier les subtilités d'une manière précise, face de bloc par face de bloc. Par contre, si elles ont un caractère standard (vecteur déplacement nul à la base du domaine étudié et vecteur déplacement horizontal nul sur ses faces latérales), l'application peut être réalisée automatiquement (par défaut) à partir du menu avec contrôle immédiat du résultat à l'écran. L'application des contraintes initiales dues au poids des terres peut être réalisée de manière exacte par activation du multiplicateur de chargement relatif au poids propre. Par contre, si comme bien souvent en géotechnique on connaît ou on sait estimer un état K_0 donné, celui-ci peut être spécifié directement. Dans ce cas, le massif est souvent en léger déséquilibre (incompatibilité entre K_0 et les autres caractéristiques mécaniques). Le menu permet alors, par un changement fictif nul, de rééquilibrer le massif, puis de réinitialiser à zéro le champ de déplacement de manière à prendre comme nouvelle origine l'état du matériau après application de la gravité. L'option K_0 est particulièrement intéressante (et réaliste) dans le cas d'un modèle hétérogène de surface libre presque horizontale (paroi moulée dans un sol mou par exemple).

Les pressions interstitielles ont été l'objet d'un soin particulier dans PLAXIS : Pour qui souhaite faire un calcul précis du champ de pressions interstitielles en régimes permanent ou transitoire, c'est possible grâce au module d'écoulements en milieu poreux. Mais bien sûr, cette opération demande du temps (d'opérateur et de machine). Si la nappe phréatique n'est pas trop éloignée de l'horizontale, dans ses états initial et final, on sait que la pression diffère peu de la pression hydrostatique ; si l'on adopte ce champ de pression approchée, les calculs deviennent très simples puisqu'il s'agit seulement de manier les variations de la poussée d'Archimède ; *PLAXIS* offre cette possibilité qui est souvent très appréciable.

La conduite des calculs non linéaires constitue un autre exemple de la souplesse d'utilisation que procure ce logiciel : L'opérateur peut évidemment faire lui-même ses choix de taille d'étape de chargement, de nombre d'étapes, de rigidité d'interface, de méthode de résolution, ... etc. ; s'il ne désire pas assumer ces choix, le logiciel peut les décider à sa place, compte tenu de l'expérience des numériciens en la matière. Pour les calculs de consolidation, réalisés en différences finies explicites sur le temps, le choix du pas de temps peut également être décidé par l'utilisateur, ou bien calculé dans l'option par défaut, selon les critères numériques connus.

3.3 Les modèles de comportements utilisés dans *PLAXIS* :

3.3.1 Introduction :

Les modèles de comportement de sols sont très nombreux : depuis le modèle élastoplastique de Mohr-Coulomb jusqu'aux lois de comportement les plus sophistiquées permettant de décrire presque tous les aspects du comportement élasto-visco-plastique des sols, aussi bien sous sollicitation 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 élément finis permet de résoudre le problème aux limites en tenant compte, par une loi de comportement réaliste, du comportement réel du sol. Deux difficultés majeures ont empêché la réalisation complète de ce schéma : d'une part les lois de comportement qui décrivent bien le comportement des sols sont complexes et demande, pour la détermination des paramètres qu'elles contiennent, des études spécifiques lourdes sortant du cadre des projets d'ingénierie même complexe. La validation des lois de comportement a fait l'objet, dans les années 80 de plusieurs ateliers pour comparer les réponses des différents modèles sur différents chemins de sollicitation. La seconde difficulté a été l'intégration de ces lois de comportement dans des codes par éléments finis, bi ou tridimensionnels. Peu de codes sont opérationnels actuellement, avec des lois sophistiquées. Le coût de ces calculs est généralement important (BOU1, 2004).

La démarche suivie dans le développement du code *PLAXIS* est différente. Un des objectifs de *PLAXIS* est de fournir à l'utilisateur un code d'éléments finis qui soit à la fois robuste et convivial, permettant de traiter des problèmes géotechniques réels, dans un délais raisonnable en utilisant des modèles de comportement de sols dont les paramètres puissent être déterminés à partir d'une étude géotechnique normale. En ce sens, *PLAXIS* peut apparaître comme une règle à calcul de l'ingénieur géotechnicien, ou le micro-ordinateur a remplacé la règle. C'est pourquoi les différents modèles de comportement utilisés dans *PLAXIS* sont des modèles qui peuvent apparaître simple, voire simplistes, mais qui sont efficaces quand ils sont utilisés dans des cas adaptés.

Pour traiter un problème de soutènement (paroi moulée, palplanche, ... etc.), il est tout à fait adapté de considérer le sol comme élastoplastique et le modèle de Mohr-Coulomb sera bien adapté dans ce cas ; on rejoint ici le calcul des soutènements par les méthodes élastoplastiques de coefficient de raideur. Mais pour traiter d'une construction de remblai sur sols mous, avec chargement par étapes et consolidation, il faut tenir compte de l'érouissage. Le matériau se consolide et il est plus adapté d'utiliser le *Soft Soil Model* qui prend en compte cette évolution du matériau. Pour un calcul d'écoulement, il suffit de prendre un matériau élastique, mais on peut avoir à coupler écoulement et déformation ; dans ce cas un modèle élastoplastique peut être justifié. Les règles d'or dans le domaine de la simulation du comportement d'un ouvrage sont :

- quel est le comportement principal à modéliser ?
- utiliser un modèle qui décrive ce comportement ;
- interpréter les résultats, notamment en fonction des paramètres de la modélisation.

En ce sens, la modélisation numérique ne fournit sous une autre forme que les données du problème posé.

3.3.2 Comportement élastoplastique :

Le comportement élastoplastique peut être représenté par un modèle monodimensionnel, en série un ressort de raideur K , pour symboliser l'élasticité du matériau, à un patin de seuil S_0 (figure 3.1).

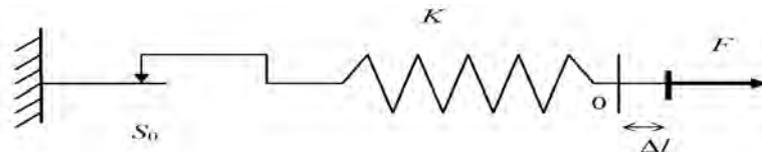


FIG. 3.1 : Modèle monodimensionnel du comportement élastoplastique.

La courbe effort-déplacement ou contrainte-déformation que l'on trouve est présentée sur

la figure 3.2..

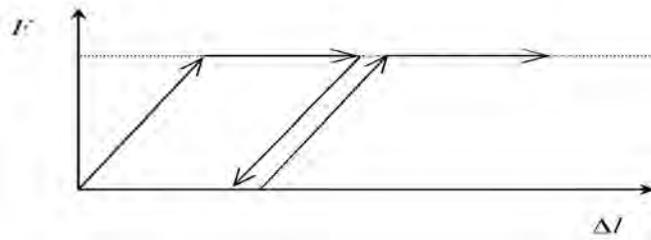


FIG. 3.2 : Représentation du comportement élastique parfaitement plastique.

Lors d'une décharge, le comportement est élastique et réversible. La longueur de la déformation plastique est a priori indéterminée.

élastique-plastique sans écrouissage. La figure 3.3 représente un comportement élastoplastique avec écrouissage [BRI3, 03].

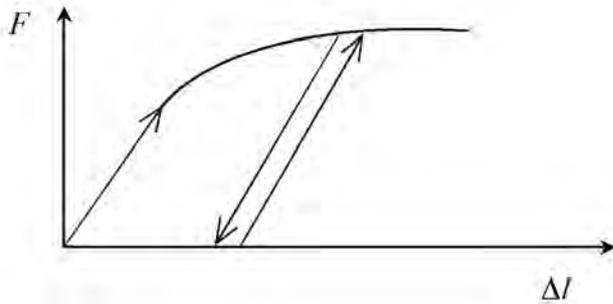


FIG. 3.3 : Représentation du comportement élastoplastique avec écrouissage

3.3.3 Modèle élastique linéaire :

Le modèle élastique linéaire utilisé dans *PLAXIS* est classique. Les tableaux de rentrée des données demandent le module de cisaillement G et le coefficient de Poisson ν . l'avantage de G est d'être indépendant des conditions de drainage du matériau ($G_u = G'$), ce qui n'est pas le cas des modules d'Young : le module d'Young non drainé est supérieur au module d'Young drainé.

Il aurait pu sembler logique, si G est utilisé comme paramètre élastique, d'utiliser K comme second paramètre. D'une part K_u est infini (correspondant à $\nu_u = 0.5$) et il est moins courant d'emploi. G est en fait le module mesuré dans les essais pressiométriques (BRI2, 2003).

La relation entre le module d'Young E et les autres modules sont données par les équations :

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)} ; \quad 3.1$$

$$K = \frac{E}{3(1 + \nu)} ; \quad 3.2$$

$$E_{oed} = \frac{(1 - \nu)E}{(1 - 2\nu)(1 + \nu)} . \quad 3.3$$

Le modèle élastique linéaire de *PLAXIS* peut être employé surtout pour modéliser les éléments de structures béton ou métal en interaction avec le sol. Il peut aussi être intéressant pour certains problèmes de mécanique des roches.

Les paramètres de ce modèle sont représentés sur la figure 3.4 :

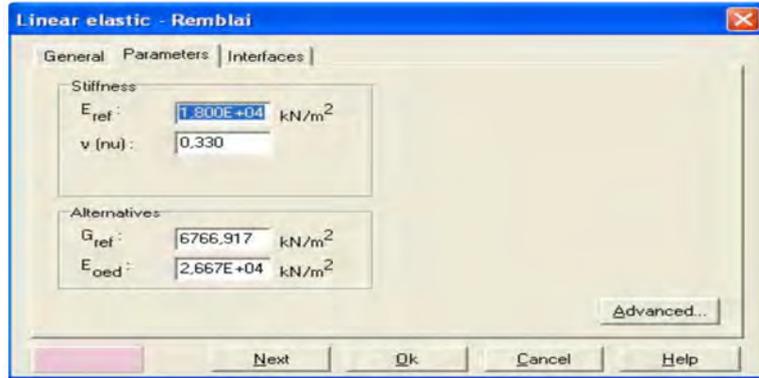


FIG 3.4 – Fenêtre des paramètres du modèle élastique linéaire

Et les paramètres avancés sur la figure 3.5 :

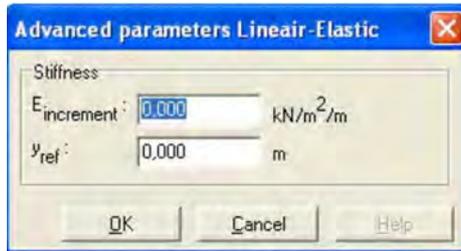


FIG. 3.5 – Fenêtre des paramètres avancés du modèle élastique linéaire

3.3.4 Modèle de Mohr-Coulomb :

Le comportement de Mohr-Coulomb présente un comportement élastique parfaitement plastique sans écrouissage. Il a une grande utilisation dans la géotechnique vu les résultats obtenus dans les calculs. Dans le plan de Mohr, la droite intrinsèque est représentée par :

$$\tau = \sigma_n \tan\phi + c ; \tag{3.4}$$

où σ_n et τ sont respectivement les contraintes normales et de cisaillement, et c et ϕ respectivement la cohésion et l'angle de frottement du matériau (figure 5.6).

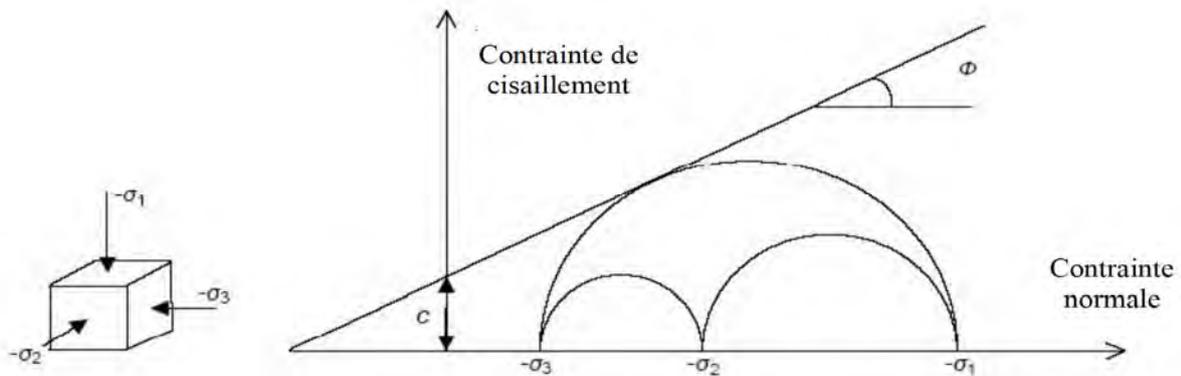


FIG. 3.6 – Courbe intrinsèque du modèle de Mohr-Coulomb.

Le critère de Coulomb à trois dimensions suppose que la contrainte intermédiaire n'intervient pas. La forme du critère est celle d'une pyramide irrégulière construite autour de la trisectrice (figure

3.7) sur l'hexagone irrégulier de Mohr-Coulomb.

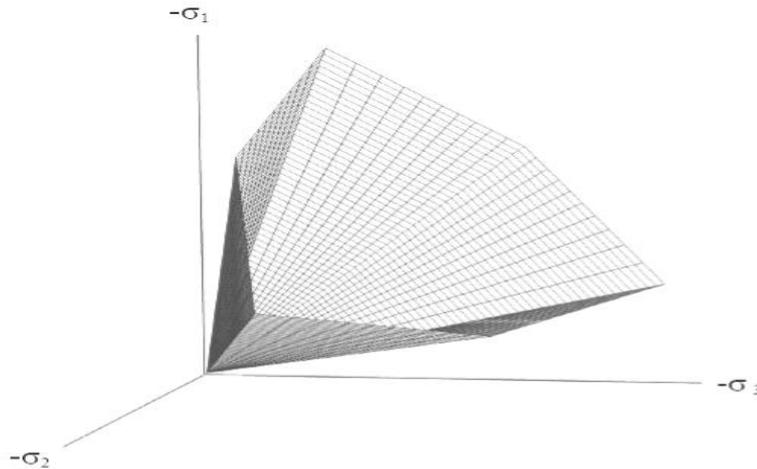


FIG. 3.7 – Pyramide de Mohr-Coulomb tracée pour $c=0$.

Le modèle demande la détermination de cinq paramètres (figure 3.8). Les deux premiers sont E et ν (paramètres d'élasticité). Les deux autres sont c et ϕ , respectivement. Ce sont des paramètres classiques de la géotechnique, certes souvent fournis par des essais de laboratoires, mais nécessaires à des calculs de déformation ou de stabilité.

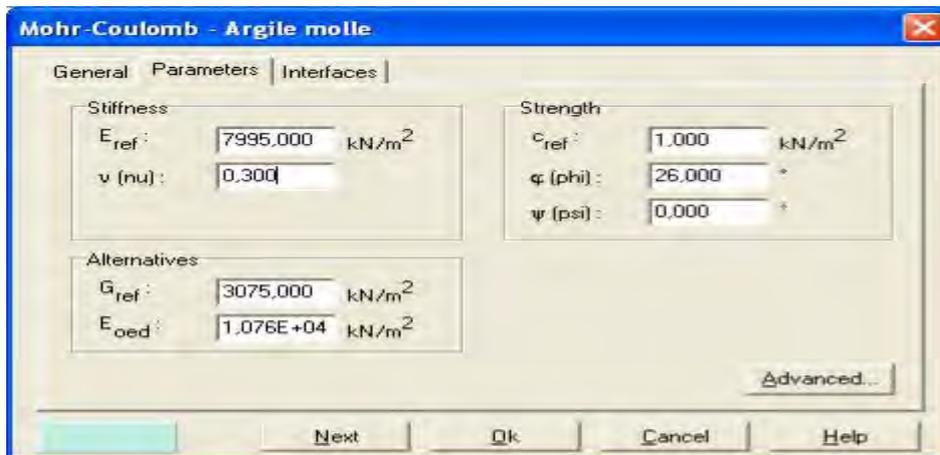


FIG. 3.8 – Fenêtre des paramètres de Mohr-Coulomb.

a) Module d'Young :

Le choix d'un module de déformation est un des problèmes les plus difficiles en géotechnique. Le module de déformation varie en fonction de la déformation et en fonction de la contrainte moyenne. Dans le modèle de Mohr-Coulomb, le module est constant. Il paraît peu réaliste de considérer un module tangent à l'origine (ce qui correspondait au G_{max} mesuré dans des essais dynamiques ou en très faibles déformations). Ce module nécessite des essais spéciaux.

b) Coefficient de Poisson :

On conseille une valeur de 0,2 à 0,4 pour le coefficient de Poisson. Celle-ci est réaliste pour l'application du poids propre (procédure K_0 ou chargement gravitaires). Pour certains problèmes, notamment en décharge, on peut utiliser des valeurs plus faibles. Pour des sols incompressibles, le coefficient de Poisson s'approche de 0,5 sans que cette valeur soit utilisable.

c) Angle de frottement :

PLAXIS ne prend pas en compte une variation d'angle de frottement avec la contrainte moyenne. L'angle de frottement à introduire est soit l'angle de frottement de pic soit l'angle de frottement de palier. On attire l'attention sur le fait que des angles de frottement supérieurs à 35° peuvent considérablement allonger les temps de calcul. Il peut être avisé de commencer des calculs avec des valeurs raisonnables d'angle de frottement, quitte à les augmenter dans la suite. Cette valeur de 35° est compatible avec les angles de frottement φ_{cv} (à volume constant, au palier). On peut déterminer l'angle de frottement à partir de la courbe intrinsèque du modèle de Mohr-Coulomb (figure 3.6).

d) Cohésion :

Il peut être utile d'attribuer, même à des matériaux purement frottants, une très faible cohésion (0,2 à 1 kPa) pour des questions numériques. Pour les analyses en non drainé avec $\varphi_u = 0$, *PLAXIS* offre l'option de faire varier la cohésion non drainée avec la profondeur : ceci correspond à la croissance linéaire de la cohésion en fonction de la profondeur observée dans des profils au scissomètre ou en résistance de pointe de pénétromètre. Cette option est réalisée avec le paramètre *c-depth*. Une valeur nulle donne une cohésion constante. Les unités doivent être homogènes avec ce qui a été choisi dans le problèmes (typiquement en kPa/m).

e) Angle de dilatance :

Le dernier paramètre est l'angle de dilatance noté ψ ; c'est le paramètre le moins courant. Il peut cependant être facilement évalué par la règle (grossière) suivante :

$$\psi = \varphi - 30^\circ \text{ pour } \varphi > 30^\circ.$$

$$\psi = 0^\circ \text{ pour } \varphi < 30^\circ.$$

Le cas où $\psi < 0^\circ$ correspond à des sables très lâches (état souvent dit métastable, ou liquéfaction statique). La valeur $\psi = 0^\circ$ correspond à un matériau élastique parfaitement plastique, ou il n'y a donc pas de dilatance lorsque le matériau atteint la plasticité. C'est souvent le cas pour les argiles ou pour les sables de densité faibles ou moyenne sous contraintes assez fortes.

3.3.5 Modèle de sol avec écouissage (*Hardening Soil Model*) :

Le modèle *HSM* a pour objet d'améliorer le modèle de Mohr-Coulomb sur différents points, il s'agit essentiellement : – de prendre en compte l'évolution du module de déformation lorsque la contrainte augmente : les courbes oedométriques en contrainte-déformation ne sont pas des droites ; – de prendre en compte l'évolution non linéaire du module lorsque le module de cisaillement augmente : le module E_{50} n'est pas réaliste : il y a une courbure des courbes effort-déformation avant d'atteindre la plasticité ; – de distinguer entre une charge et une décharge ; – de tenir compte de la dilatance qui n'est pas indéfinie.

On pourrait dire que ce modèle est un dérivé du modèle hyperbolique de Duncan-Chang car il en reprend et améliorant les formulations hyperboliques des courbes effort-déformation.

a) Les paramètres du *HSM* :

Les paramètres du *HSM* sont représentés sur la figure 3.9 :

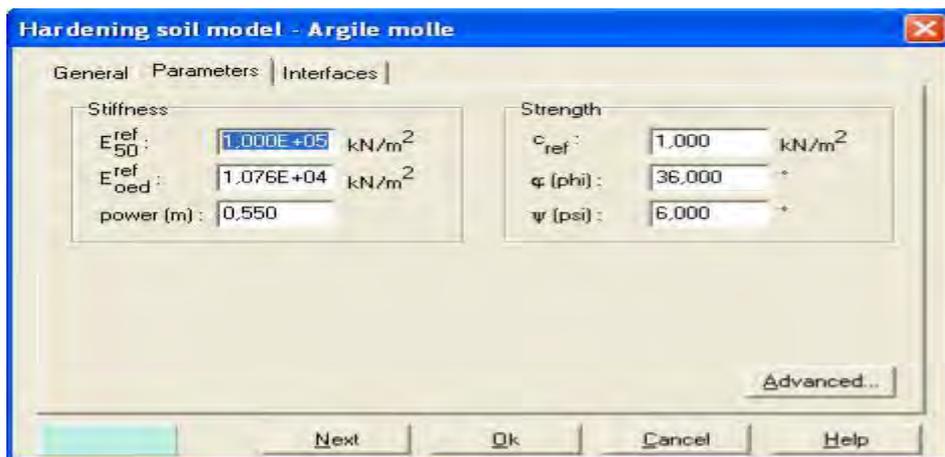


FIG. 3.9 – Fenêtre des paramètres du Hardening Soil Model.

Paramètres de Mohr-Coulomb :

c	: cohésion (effective) ;	[kN/m ²]
φ	: angle de frottement effectif ;	[°]
ψ	: angle de dilatance.	[°]

Paramètres de rigidité:

E_{50}^{ref}	: module sécant dans un essai triaxial ;	[kN/m ²]
E_{oed}^{ref}	: module tangent dans un essai oedométrique ;	[kN/m ²]
m	: Puissance (environ 0,58 pour les sables) - Janbu (1963) rapporte des valeurs de m autour de 0.5 pour les sables et les silts norvégiens, - Von Soos (1980) rapporte de diverses différentes valeurs dans la gamme $0,5 < m < 1,0$.	[-]

Paramètres avancés :

E_{ur}^{ref}	: module en décharge (par défaut $E_{ur}^{ref} = 3 \text{ à } 4 E_{50}^{ref}$)	[kN/m ²]
ν_{ur}	: Coefficient de Poisson en charge décharge (par défaut $\nu_{ur} = 0,2$)	[-]
p^{ref}	: Contraintes de référence (par défaut $p^{ref} = 100$)	[kN/m ²]
K_0^{NC}	: K_0 -consolidation (par défaut $K_0^{NC} = 1 - \sin\varphi$)	[-]
$c_{increment}$: Cf. modèle de Mohr-Coulomb (par défaut $c_{increment} = 0$)	[kN/m ³]
y_{ref}	: Unité de profondeur	[m]
R_f	: Coefficient à la rupture q_f/q_a (par défaut $R_f = 0,9$)	[-]
$\sigma_{tension}$: Résistance à la traction (par défaut $\sigma_{tension} = 0$)	[kN/m ²]

b) Les modules :

Le module sécant dans un essai triaxial est déterminé par la formule :

$$E_{50} = E_{50}^{ref} \left(\frac{\sigma_3'}{p^{ref}} \right)^m \quad \text{avec} \quad p^{ref} = 100 \text{ kN/m}^2. \quad 3.5$$

Pour la décharge on prend :

$$E_{ur} = E_{ur}^{ref} \left(\frac{\sigma_3'}{p^{ref}} \right)^m. \quad 3.6$$

La figure 3.10 redonne ces définitions :

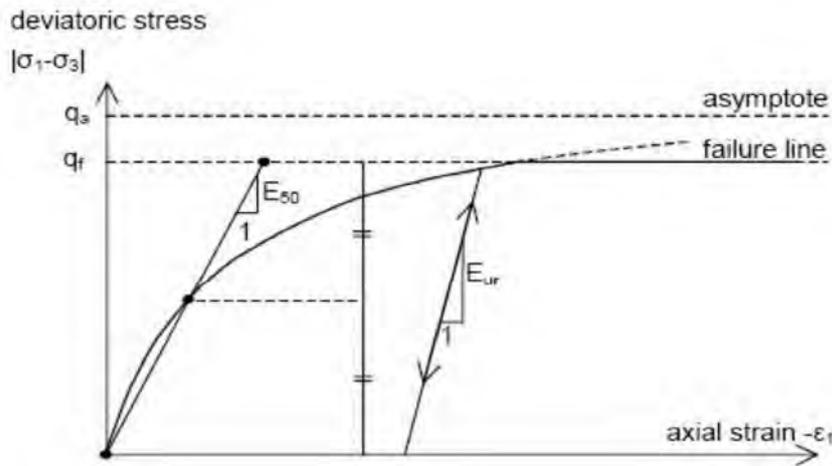


FIG. 3.10 – Représentation du HSM dans le repère contrainte-déformation.

Le module oedométrique tangent est donné par :

$$E_{oed} = E_{oed}^{ref} \left(\frac{\sigma_1'}{p^{ref}} \right)^m. \quad 3.7$$

e) Surface de rupture :

La surface de rupture est présentée sur la figure 3.11 pour un sol non cohérent.

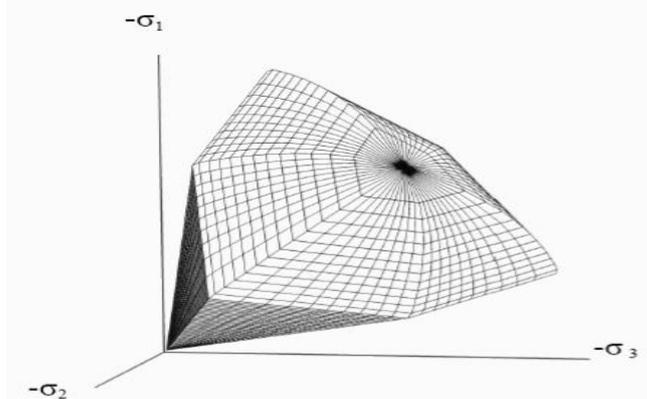


FIG. 3.11 – Surface de rupture pour le HSM cas d'un sol non cohérent.

3.3.6 Modèle pour sols « mous » (Soft Soil Model. S.S.M) : Ce modèle (en abrégé SSM) est un modèle dérivé du Cam-Clay. Historiquement le modèle Cam Clay a été développé à Cambridge dans les années 60 par Roscoe, Schoffield et al. L'idée de base de ce modèle est de prendre en compte l'effet d'écrouissage que provoque sur les argiles la pression moyenne. Sous l'effet d'une pression moyenne, la teneur en eau diminue et l'argile devient plus résistante. Il s'agit d'un modèle élasto-plastique avec une surface de charge. Sous la surface de charge, le matériau reste élastique, tandis que si le point représentatif de l'état de contrainte effectif atteint non réversible. Une surface de plasticité, associée, limite l'espace entre les états admissibles et non admissibles.

a) Les paramètres de compressibilité : Les deux paramètres C_c et C_s décrivent le comportement oedométrique ou isotrope observé dans des essais de laboratoires : ce seront les deux paramètres de base réglant la position des lignes de consolidation vierge ou des lignes de gonflement. L'axe des contraintes est tracé en logarithme naturel, ce qui conduit à modifier la définition de C_c et C_s en λ et K . dans ce cas, l'axe des ordonnées est l'indice des vides. Il peut être judicieux de remplacer l'indice des vides par la déformation volumique (identique à la déformation axiale dans l'essai oedométrique). On utilise alors λ^* et k^* . Dans ce cas, l'indice des vides, variable, apparaît dans les expressions du tableau 5.1. Il peut dans la majorité des cas être pris constant, et égal à la valeur initiale. Les relations avec les paramètres du modèle de cam-Clay sont indiquées tableau 3.1 :

Relation avec l'indice des vides	(1) $\lambda^* = \frac{\lambda}{1+e}$	(2) $\kappa^* = \frac{\kappa}{1+e}$
Relation avec les paramètres « Hollondais »	(3) $\lambda^* = \frac{1}{C_p}$	(4) $\kappa^* \approx \frac{1-\nu_{ur}}{1-\nu_{ur}} \frac{3}{C_p}$
Relation avec les indices de compressibilités et de gonflement	(5) $\lambda^* = \frac{C_c}{2.3(1+e)}$	(6) $\kappa^* \approx 1.3 \frac{1-\nu_{ur}}{1-\nu_{ur}} \frac{C_s}{1+e}$

Tableau 3.1 : Valeurs des paramètres de compressibilité et de gonflement λ et k .

La figure ci-dessous résume les différentes définitions des paramètres.

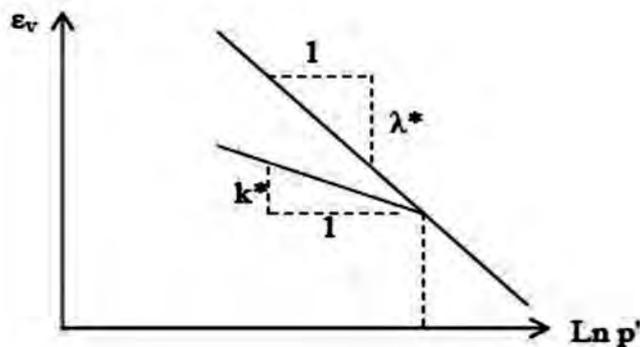


Figure. 3.12 : Différentes représentations lors d'un essai oedométrique.

En pratique, il suffit de tracer la déformation axiale en fonction du logarithme naturel de la contrainte axiale.

b) La cohésion : Une cohésion effective peut être introduite dans le SSM. Elle peut être nulle.

c) Paramètre de frottement : On rentre directement les valeurs de cohésion et d'angle de frottement.

d) Paramètre de dilatance : Il est calculé automatiquement à partir de l'angle de dilatance : normalement, dans les sols mous celui-ci est faible et la valeur nulle est proposée par défaut.

e) Paramètre de contrainte K_0 :

Le paramètre M est calculé à partir de K_0 par la formule ci-dessous :

$$M=3\sqrt{\frac{(1-k_0^{NC})^2}{(1+2k_0^{NC}c)^2} + \frac{(1-k_0^{NC})(1-2\nu_{ur})(\lambda^*/k^*-1)}{(1+2k_0^{NC})(1-2\nu_{ur})\lambda^*/k^*-(1-k_0^{NC})(1+\nu_{ur})}}$$

$$M=3.0-2.8k_0^{NC} \qquad \qquad \qquad 3.8$$

f) Coefficient de poisson : Dans les modèle Cam-clay et dérivés (dont le SSM), le coefficient de poisson est un paramètre élastique important. Dans une charge-décharge oedométrique, c'est ce paramètre qui fait que les contraintes horizontales diminuent moins vite que les contraintes verticales. Ce n'est donc pas le coefficient de Poisson qui pourrait être relié à une valeur de K_0 mais une valeur plus faible, typiquement 0,1 ou 0,2.

$$\frac{\nu_{ur}}{1-\nu_{ur}} = \frac{\Delta\sigma_{xx}}{\Delta\sigma_{yy}} \qquad \qquad \qquad 3.9$$

Dans Plaxis la valeur par défaut de ν_{ur} est de 0,15.

g) Remarques :

➤ Le SSM n'est pas valable pour des interfaces : il est nécessaire d'utiliser un modèle de Mohr-Coulomb.

➤ Le SSM ne permet pas des analyses de stabilité par réduction de c et Φ .

h) Prise en compte de la surconsolidation Plaxis calcule la pression de préconsolidation p_c à partir des données. Si un matériau est surconsolidé, il est possible de prendre en compte le degré de surconsolidation (OCR) ou le poids des terres de préconsolidation (POP)(Pre Overburden Pressure).

i) Résumé

Les paramètres nécessaires au SSM sont les suivants :

λ^*	: Indice de compression	[-]
k^*	: Indice de gonflement	[-]
c	: Cohésion	[KN/m ²]
φ	: Angle de frottement	[°]
ψ	: Angle de dilatance	[°]

Par défaut, les paramètres avancés sont :

ν_{ur}	: coefficient de poisson en charge décharge	[-]
k_0^{NC}	: paramètre de contrainte	[-]
M	: paramètre lié à k_0^{NC}	[-]

3.3.7 Modèle pour sols « mous » avec effet du temps (Soft Soil Creep

Model.S.S.C.M) : Le SSM permet de prendre en compte l'écroûssage des argiles molles mais pas la consolidation secondaire : celle-ci se traduit par une évolution de la déformation axiale dans un essai oedométrique en fonction du temps, après la fin de la consolidation primaire. Cette déformation évolue en fonction du logarithme du temps (au moins pour les échelles de temps observables). Elle est caractérisée par le paramètre Ca . Elle génère ce qui est appelé la quasi-préconsolidation dans des sols déposés depuis longtemps. La figure 5.13 résume ce phénomène. Ces déformations secondaires se rencontrent dans les tassements différés, notamment sur sols argileux mous.

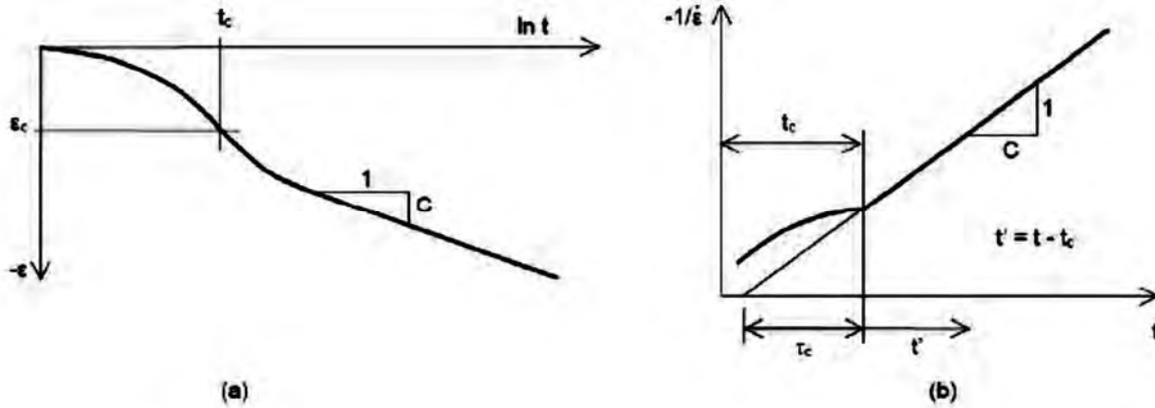


Figure. 3.13 : Effet du temps sur les essais oedométriques.

Le soft soil creep model élargit ces résultats dans le plan p-q figure (5.14) en introduisant des surfaces de charges qui « s'appuient » sur l'évolution observée en consolidation secondaire sur l'axe isotrope.

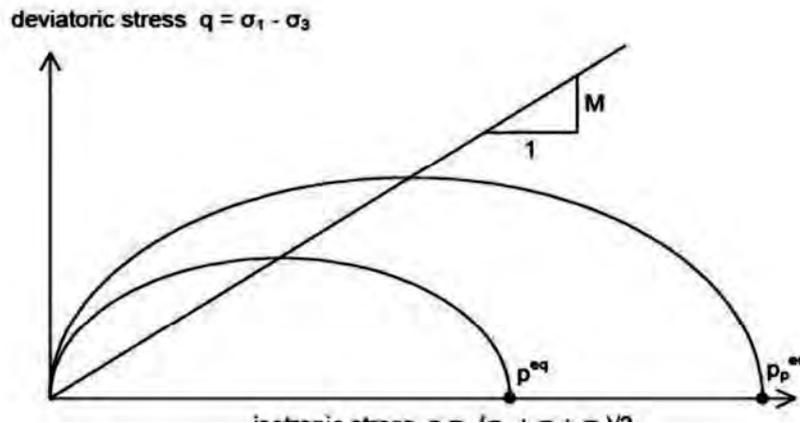


Figure. 3.14 : Diagramme de p_{eq} dans le plan p,q.

Avec les définitions suivantes des paramètres :

$$M = \frac{6 \sin \phi_{cv}}{3 - \sin \phi_{cv}} \tag{3.10}$$

$$p^{eq} = \sigma' \left[\frac{1 + 2k_0^{NC}}{3} + \frac{3(1 - k_0^{NC})^2}{M^2 (1 + 2k_0^{NC})} \right] \tag{3.11}$$

Les paramètres du SSCM : Le paramètre de fluage est μ^* défini par :

$$\mu = \frac{C_{av}}{2.3(1+e)} \quad 3.12$$

Paramètre du modèle de Mohr-Coulomb :

C : cohésion	[KN/m ²]
φ : angle de frottement	[°]
Ψ : angle de dilatance	[°]
Paramètre de consolidation :	
κ^* : indice de gonflement	[-]
λ^* : indice de compression	[-]
μ^* : indice de fluage	[-]

Les paramètres avancés :

ν_{ur} : coefficient de poisson en charge-décharge (par défaut 0,15)	[-]
k_0^{NC} : $\sigma'_{xx} / \sigma'_{yy}$ coefficient des terres au repos pour un sol normalement consolidé	[-]
M : pente de la ligne de l'état critique	[-]

3.4 Conclusion

Ce rapide tour d'horizon des différents modèles utilisés dans *PLAXIS* montre qu'il s'agit de modèles suffisamment simples pour qu'il soit possible d'en déterminer les paramètres avec une étude géotechnique classique ou avec des corrélations. Il n'y a dans ces modèles aucun paramètre de calage ou sans signification physique comme on en rencontre souvent dans des modèles sophistiqués. Souvent la détermination des paramètres nécessite des techniques d'optimisation. Ces modèles appartiennent au domaine de recherche.

L'utilisateur doit se concentrer sur deux choix : l'un est inhérent à la géotechnique en général, l'autre concerne la simulation numérique.

La détermination des paramètres géotechniques à entrer dans *PLAXIS* n'est pas différente d'un choix de paramètres de calcul *manuel* pour un calcul de tassement ou de stabilité : à partir d'essais, il est indispensable d'arriver à ce que l'on pourrait appeler un modèle géotechnique de terrain. Certains des paramètres sont différents dans leurs expressions, mais toujours reliés à des paramètres géotechniques classiques. Le paramètre le moins courant est vraisemblablement l'angle de dilatance.

Le choix du modèle de comportement dépend en fait du problème posé : soutènement, tassement de remblai, fondation sur sol en pente, tunnel : quel modèle de comportement utiliser pour quel problème géotechnique ?

La question n'est pas simple car il n'existe pas de modèle universel.

Chapitre 4 :

Établissement d'un modèle de calcul

Chapitre 4 : Établissement d'un modèle de calcul

4.1 Introduction :

Le clouage parmi les techniques de renforcement des sols utilisés dans de nombreuses applications du génie civil, l'utilisation de clouage, permet une meilleure mobilisation du frottement à l'interface. L'interaction sol/clou est complexe et fonction de nombreux paramètres notamment, la taille des particules de sol, leurs caractéristiques mécaniques (angle de frottement, angle de dilatance et module d'élasticité). L'étude engagée consiste à mettre au point un modèle numérique pour décrire le comportement des structures renforcées par le clouage avec une attention particulière sur l'effet de passage de construction sur le comportement de la paroi clouée, l'effet de l'espacement des clous et Effets de la longueur des clous (Longueur en fonction de la Hauteur du mur L/H).

L'outil de simulation numérique qui sera utilisé est un code spécifique basé sur la méthode des éléments finis. L'étude numérique sera menée au moyen d'un logiciel (Plaxis) pour simuler le comportement réel de l'interaction sol/clou. Les applications pratiques à cette étude concernent l'emploi de clous dans les parois clouées.

Le but de cette étude est de déterminer un modèle géotechnique, pour notre projet. Le projet est une étude de soutènement provisoire (paroi clouée) Projet BNP PARIBAS BAB EZZOUAR.

Le modèle a été établi et calculé avec le logiciel des éléments finis bidimensionnel Plaxis (version 8.2), Il sera utilisé comme base de comparaison lors de l'étude paramétrique qui suivra.

4.2 Définition des données :

Pour que le logiciel *PLAXIS* puisse faire les calculs correctement et complètement, on doit lui saisir toutes les données du projet suivantes :

4.2.1 Hypothèses et géométrie :

a) Les hypothèses générales données :

- Les déformations sont considérées planes.
- L'influence de la construction des ouvrages est négligeable (la masse volumique des ouvrages est différente de celle du sol).
- Les ouvrages sont modélisés comme des poutres ou des éléments continus.
- Définition d'une interface entre les ouvrages est le sol.

b) La géométrie du modèle :

Le projet n'est pas symétrique (figure 4.1), il sera modélisé par un modèle géométrique plan (2D) de 60 m de largeur sur 33 m de profondeur. Ce modèle est présenté sur la figure 4.2

- trois couches de sol composent la géologie du site :
- une couche de remblai en surface de 2 m de profondeur
 - une couche d'argile compacte parfois sableux en surface de 14 m de profondeur ;
 - une couche d'argile sableux de 17 m d'épaisseur ;

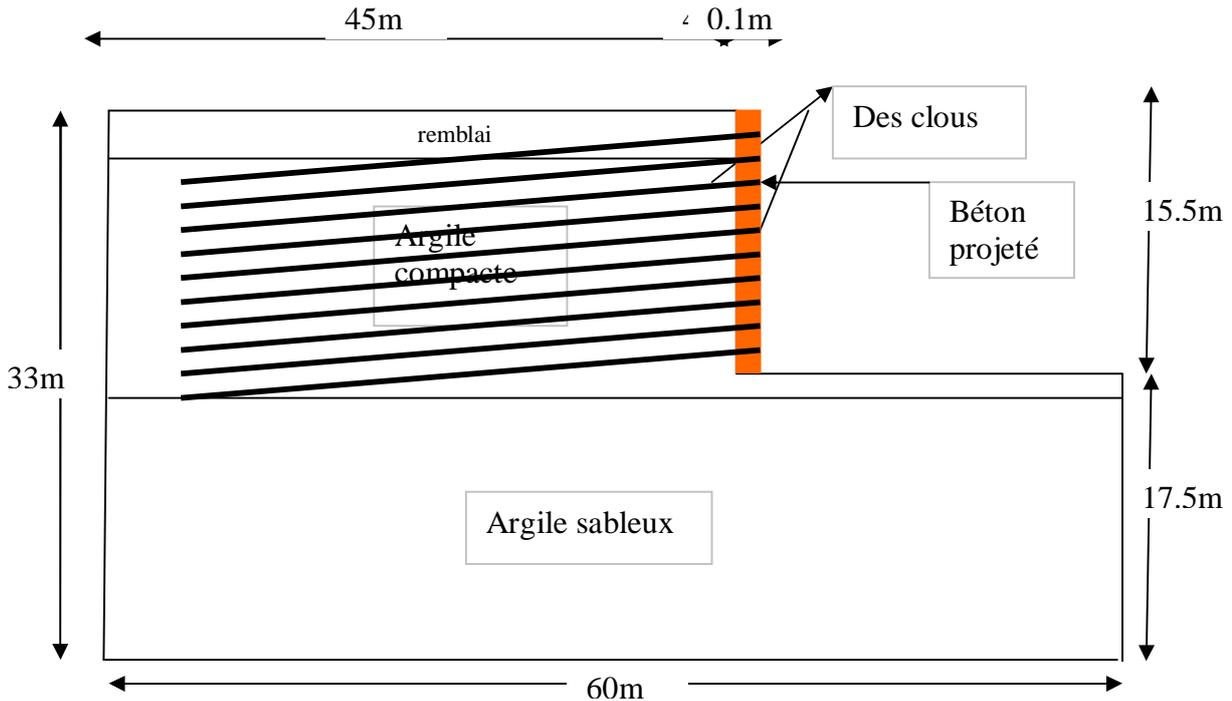


FIG. 4.1 – Vue en coupe du projet

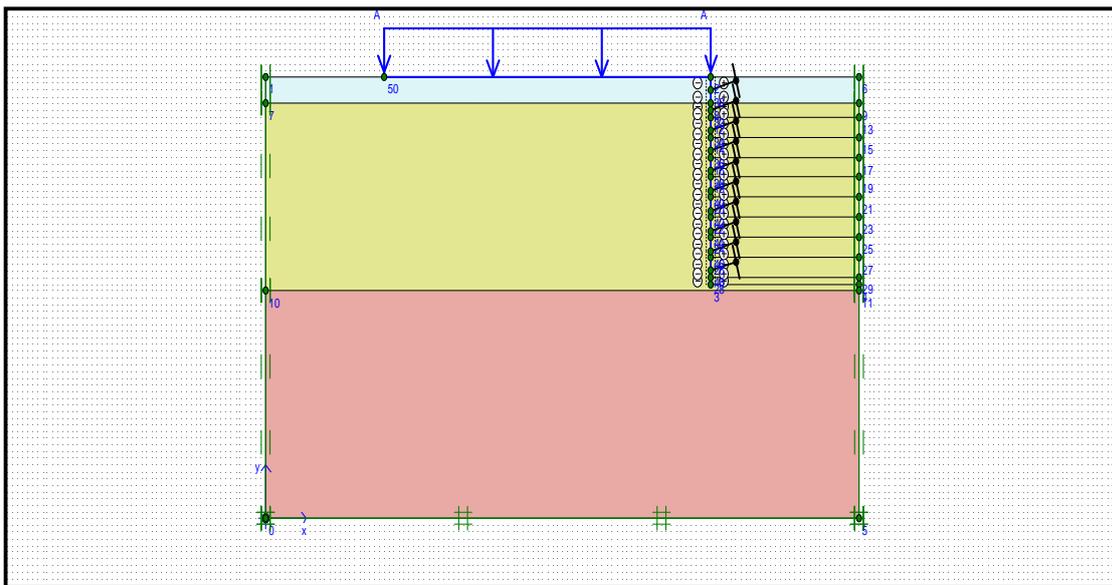


FIG. 4.2 – Modèle géométrique du projet

c)- **Les conditions aux limites** : avant de débuter mon modèle j'ai procédé à des simulations préliminaires, pour fixer les dimensions du modèle, et pour choisir les limites. Les conditions aux limites sont prises en compte en bloquant les déplacements horizontaux et verticaux du modèle en utilisant l'option par défaut (Standard Fixities).

Les blocages : les limites du domaine sont fixées, pour que les conditions aux limites n'aient pas d'influence sur le comportement du modèle. En sélectionnant les blocages standards (Standard fixities), PLAXIS impose automatiquement un réglage standard des conditions aux limites générales du modèle géométrique. Ces conditions aux limites sont générées suivant les règles suivantes :

- la limite horizontale inférieure comporte des blocages horizontaux et verticaux ($u_x = u_y = 0$).
- Les limites verticales comportent seulement des blocages horizontaux ($u_x = 0$)

4.3 DIMENSIONNEMENT DE LA PAROI CLOUEE :

4.3.1. Principes :

Nous avons considéré dans cette phase de calcul les éléments suivants :

- **10 files de clous** disposés en maillage carré avec :
 - un **espacement horizontal de 1.50m**,
 - un **espacement vertical de 1.50m**
- foration, diamètre **Ø100mm** minimum,
- armature barre **HA25mm**

Les calculs ont été effectués avec les paramètres suivants:

- Pour modéliser utilise le critère non linéaire de **Mohr-coulomb** due à sa simplicité et la disponibilité des paramètres dont on a besoin.
- inclinaison de **15° par rapport à l'horizontale**,
- de 13.95m de longueur avec scellement toute hauteur

4.3.2. Ferrailage :

Le ferrailage pourra être constitué d'une nappe de treillis soudé :

- Côté parement : une nappe de **ST25C**
- L'enrobage sera de 3cm.

La paroi béton projeté ferait 0.10m d'épaisseur.

Les tableaux ci-après présentent les calculs de justification et de dimensionnement de la paroi clouée.

4.3.3 Modèle et paramètres de sol :

Le modèle de Mohr-Coulomb est le modèle utilisé dans notre étude, il demande la détermination de cinq paramètres. Les deux premiers sont **E** et **v** (paramètres d'élasticité). Les deux autres sont **C** et **φ**, respectivement, la cohésion et l'angle de frottement. Ce sont des paramètres classiques de la géotechnique, certes souvent fournis par des essais de laboratoire, et nécessaires à des calculs de déformation ou de stabilité. Le dernier paramètre est l'angle de "dilatance" noté ψ ; c'est le paramètre le moins courant. Il peut cependant être facilement évalué : $\psi = \phi - 30^\circ$ pour $\phi > 30^\circ$, $\psi = 0^\circ$ pour $\phi < 30^\circ$, Les paramètres du sol sont représentés sur le tableau 4.1.

4.3.4 Caractéristiques des matériaux :

a) Propriétés des couches de sols et des interfaces :

Les propriétés des couches de sols et des interfaces sont résumées dans le tableau 4.1 :

Paramètres	Nom	Remblai	Argile compacte	Argile sableux	Unité
Modèle du matériau	Model	M-C	M-C	M-C	-
Type de comportement du matériau	Type	Drainé	Drainé	Drainé	-
Poids volumique "non saturé"	γ_{unsat}	17	17	18	kN/m ³
Poids volumique "saturé"	γ_{sat}	20	21	21.1	kN/m ³
Module d'Young (constant)	Eref	8000	30000	80000	kN/m ²
Coefficient de Poisson	v	0,3	0,25	0,3	-
Cohésion	c _{ref}	1.0	48	53	kN/m ²
Angle de frottement	ϕ	30	32	17.93	°
Angle de dilatance	Ψ	0	2	0	°
Résistance d'interface	<i>Rinter</i>	0.65	1	0.7	-

TAB. 4.1 – Propriétés des couches de sols et des interfaces.

b) Éléments structuraux :

➤ **Béton projeté:** Pour la paroi, on saisi les propriétés présentées dans le tableau 4.2 en choisissant les matériaux de type poutre (*plate*), Mur de béton projeté de 10 cm d'épaisseur avec un treillis métallique renforcée, modélisée comme faisceau éléments. $EA = 5,4 \times 10^6$ kN / m, $EI = 1.458 \times 10^4$ kNm² / m et $\nu = 0,2$

Paramètre	Nom	valeur	Unité
Type de comportement	<i>Material type</i>	Elastique	-
Rigidité normale	<i>EA</i>	5.4×10^6	kN/m
Rigidité de flexion	<i>EI</i>	1.458×10^4	kNm ² /m
Epaisseur équivalente	<i>d</i>	0.180	m
Poids	<i>w</i>	6.312	kN/m/m
Coefficient de Poisson	ν	0,2	-

TAB. 4.2 – Propriétés mécaniques de **Béton projeté**

➤ **Ancrages (éléments fixed-end-anchor) :** Enfin, il est nécessaire de définir l'ancrage (*Strut*) par ses propriétés de raideur : on suppose ici avoir un espacement de 1.5 m. entre les clous. La longueur des clous est 13.95 m. Les propriétés sont présentées sur le tableau 4.3 :

Paramètre	Nom	valeur	Unité
Type de comportement	<i>Material type</i>	Elastique	-
Rigidité normale	<i>EA</i>	6.87×10^4	kN
Espacement	<i>Ls</i>	1.5	m

TAB. 4.3 – Propriétés des ancrages (éléments fixed-end-anchor).

4.3.5 Génération du maillage :

Le modèle se fait par des éléments à 6 nœuds. Le nombre d'éléments est de 243 éléments et le nombre des nœuds est de 614 nœuds.

Le maillage : j'ai commencé avec des maillages grossiers, On règle la finesse du maillage (*global Coarseness*) sur « *fine* », puis, on le raffine localement au niveau des éléments structuraux, comme indiqué sur la figure 4.3. dans le quelle j'ai procédé à Un raffinement local du maillage a été effectué dans les zones où de forts gradients risquent d'apparaître, c'est-à-dire, de manière à obtenir une bonne estimation des champs des contraintes et des déplacements.

Plaxis offre un choix d'utiliser des éléments triangulaires à 6 ou 15 nœuds pour modéliser les couches de sol et autres éléments de volume. L'élément choisi dans cette étude est le triangle à 6 nœuds qui fournit une interpolation du second ordre pour les déplacements et une intégration numérique qui se fait sur trois points de Gauss (points de contrainte).

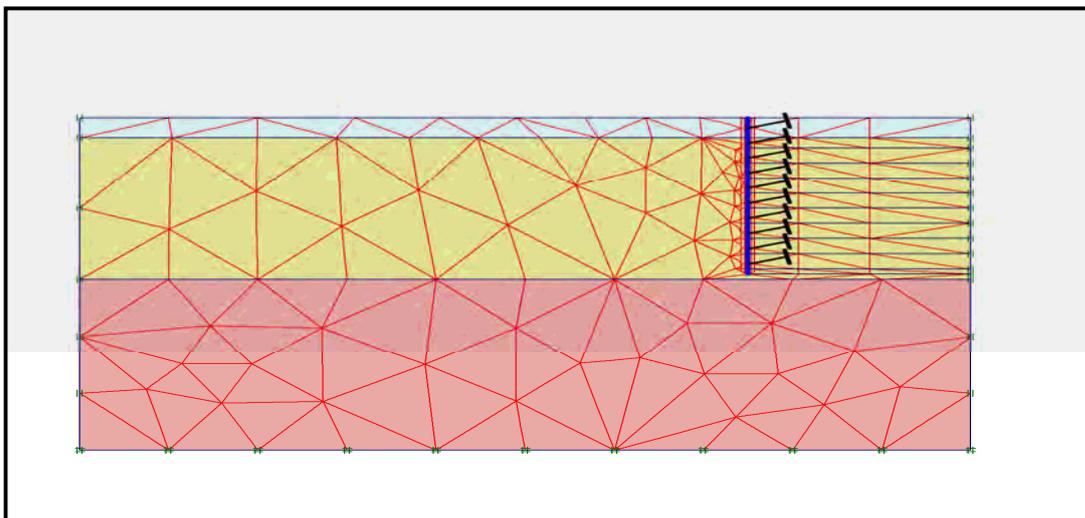


Fig. 4.3 – Maillage du projet

4.3.6 Conditions initiales :

Les conditions initiales nécessitent la génération des pressions interstitielles initiales ainsi que des contraintes initiales.

a) Conditions hydrauliques (figure 4.4) : La position de la nappe phréatique est considérée profonde et n'a aucun effet sur l'ouvrage.

Le niveau de la nappe phréatique initiale est à -24,0 m de la surface.

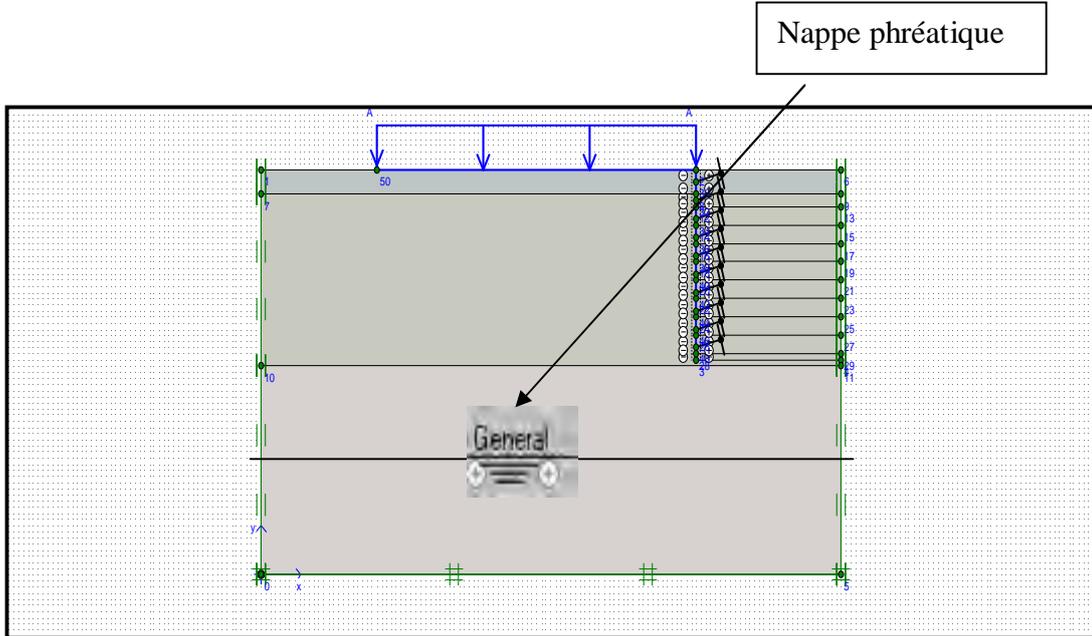


FIG. 4.4 – Conditions hydrauliques initiales

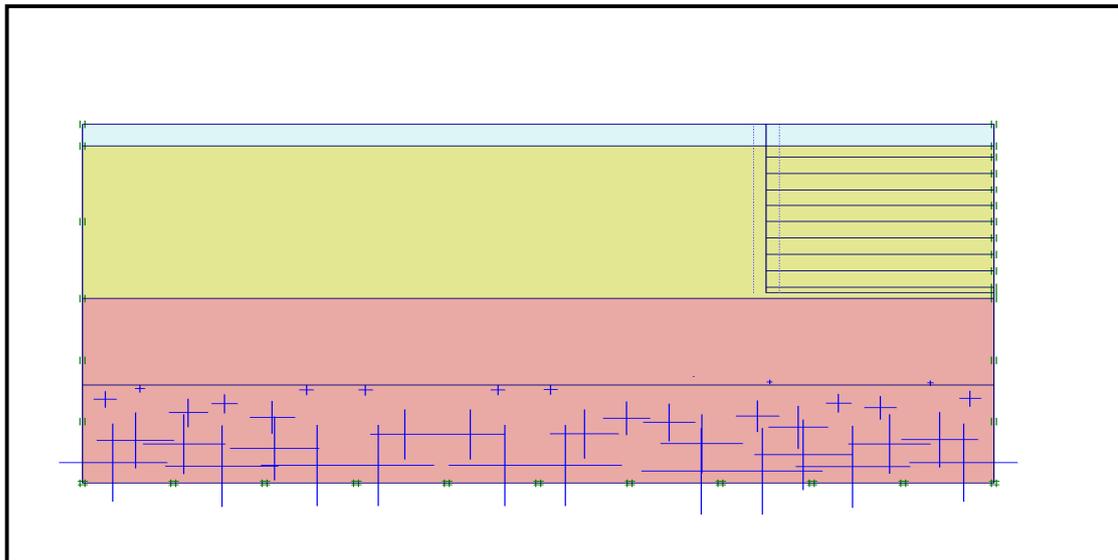


FIG. 4.5 – Génération des pressions interstitielles initiales

b) Contraintes initiales (figure 4.6) :

Pour le calcul des contraintes initiales, il faut désactiver les éléments de sol crée par défaut. On génère alors les contraintes initiales en prenant les valeurs de K_0 par défaut. La valeur de K_0 est proposée automatiquement d'après la formule de Jaky. On garde le poids du sol à 1, ce qui correspond à une application totale de la gravité. $K_0=1-\sin\phi$ (la formule de Jaky)

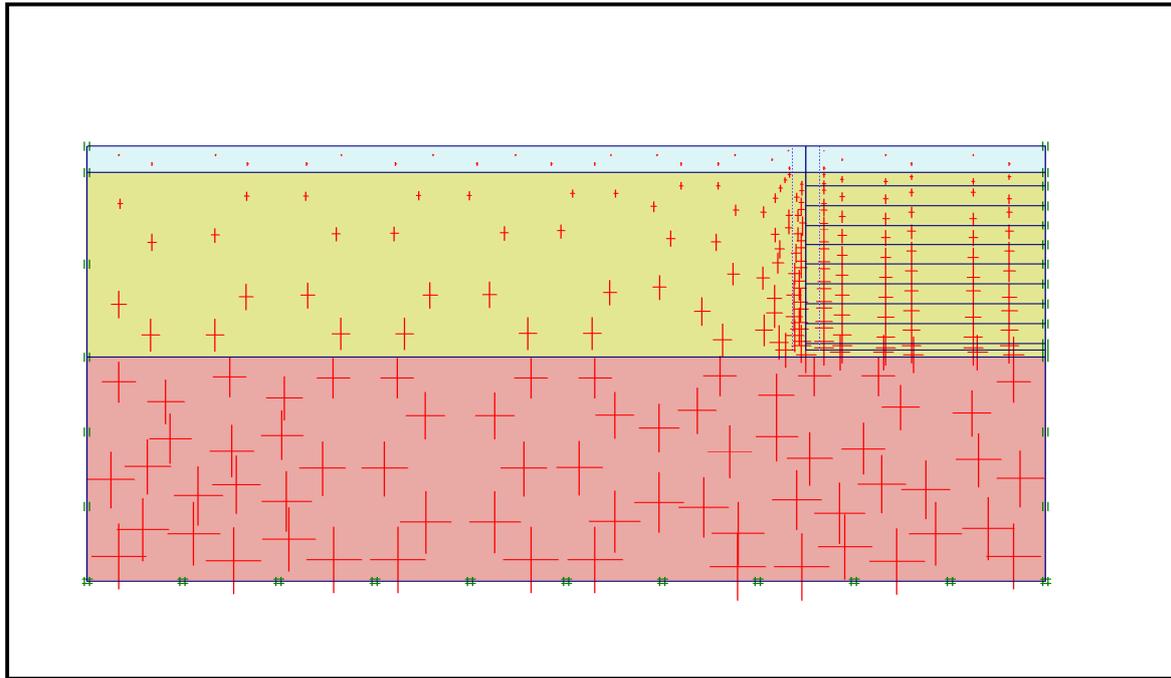


FIG. 4.6 – Génération des contraintes initiales.

4.4 Procédure de calculs :

Le calcul du modèle se fait définie en 22 phases dans l'ordre, passant par dix phases d'excavations comme suit :

– **Phase 0** : initiation des contraintes (procédure K_0) ; on détermine les contraintes effectives initiales.

Construction du paroi clouée:

– **Phase 1** : terrassement jusqu'à $Z=2m$: ne pas oublier de définir une nappe phréatique fictive pour les éléments à l'intérieur du paroi pour permette d'annuler les pressions interstitielles dans ces éléments.

– **Phase 2** : Mise en place de premier clou jusqu'à $Z=1m$ et injecté le béton projeté jusqu'à $Z=2m$.

– **Phase 3** : terrassement jusqu'à $Z=3m$.

– **Phase 4** : Mise en place de deuxième clou jusqu'à $Z=2.5m$ et injecté le béton projeté jusqu'à $Z=3m$.

– **Phase 5** : terrassement jusqu'à $Z=4.5m$

– **Phase 6** : Mise en place de troisième clou jusqu'à $Z=4m$ et injecté le béton projeté jusqu'à $Z=3m$.

– **Phase 7** : terrassement jusqu'à $Z=6m$.

– **Phase 8** : Mise en place de quatrième clou jusqu'à $Z=5.5m$ et injecté le béton projeté jusqu'à $Z=6m$

– **Phase 9** : terrassement jusqu'à $Z=7.5m$.

– **Phase 10** : Mise en place de cinquième clou jusqu'à $Z=7m$ et injecté le béton projeté jusqu'à $Z=7.5m$

– **Phase 11** : terrassement jusqu'à $Z=9m$.

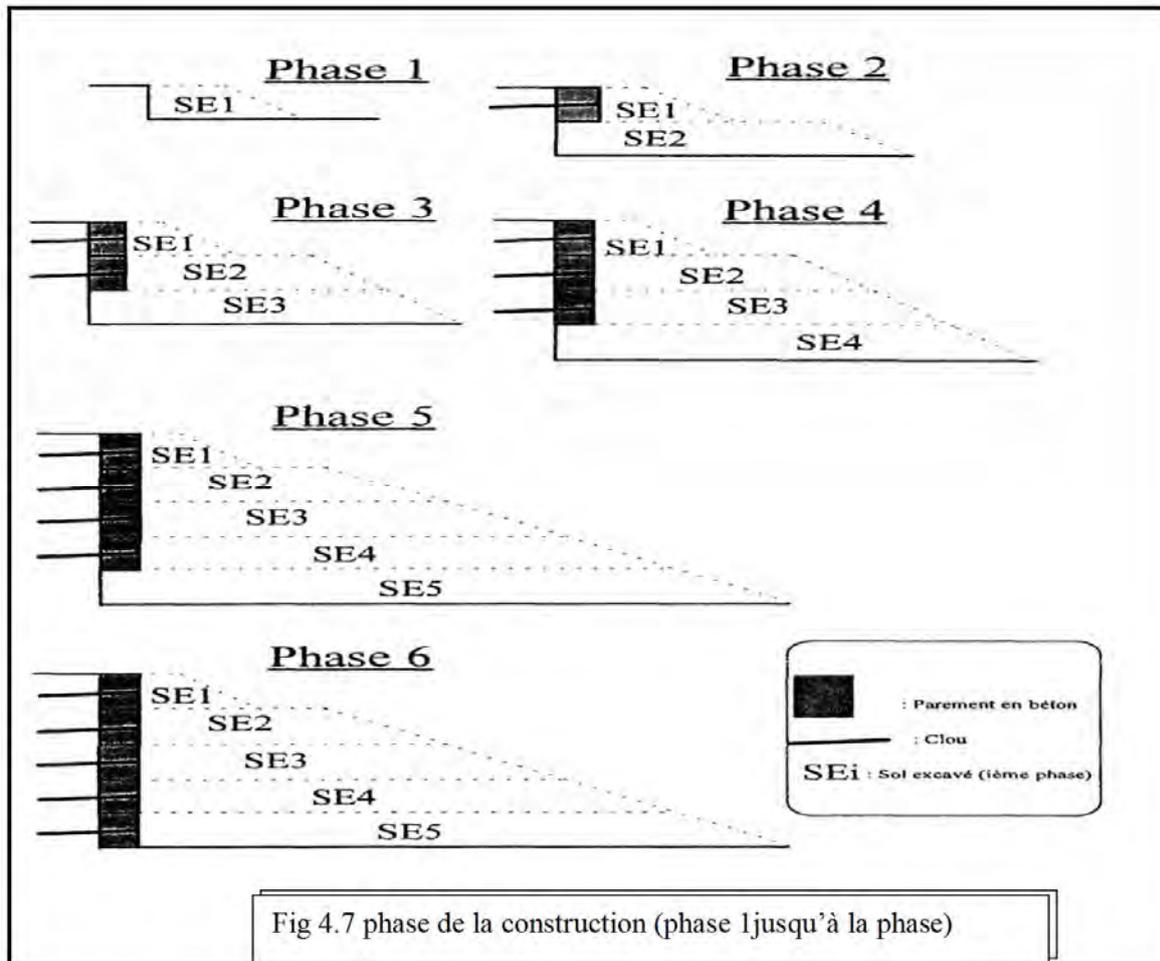
– **Phase 12** : Mise en place de sixième clou jusqu'à $Z=8.5m$ et injecté le béton projeté jusqu'à $Z=9m$

– **Phase 13** : terrassement jusqu'à $Z=10.5m$.

– **Phase 14** : Mise en place de septième clou jusqu'à $Z=10m$ et injecté le béton projeté jusqu'à $Z=10.5m$

– **Phase 15** : terrassement jusqu'à $Z=12m$.

- **Phase 16** : Mise en place de huitième clou jusqu'à $Z=11.5m$ et injecté le béton projeté jusqu'à $Z=11m$.
- **Phase 17** : terrassement jusqu'à $Z=13.5m$.
- **Phase 18** : Mise en place de neuvième clou jusqu'à $Z=13m$ et injecté le béton projeté jusqu'à $Z=12.5m$
- **Phase 19** : terrassement jusqu'à $Z=15m$.
- **Phase 20** : Mise en place de dixième clou jusqu'à $Z=14.5m$ et injecté le béton projeté jusqu'à $Z=14m$
- **Phase 21** : final projection jusqu'à $Z=15.5m$
- **Phase 22** : action de la surcharge.



4.4.1 Les principaux résultats :

a- L'effet de phasage de construction sur le comportement de la paroi clouée :

On s'intéressera à deux types de déformation : déformation de forme et déformation interne telle que :

1. Déformation de maillage.
2. Déformation des éléments structuraux indiquée par :
 - La courbe de déplacement.
 - La courbe de Axial forces.
 - La courbe de Forces de contrainte.
 - La courbe du moment.

Nous allons donner les résultats de la sixième et la dernière phase seulement.

4.4.2 Résultats de la phase 6 :

a) Déformation de maillage :

La déformation de maillage et des éléments structuraux sont représentés sur la figure 4.8.
On note un déplacement total maximum de $35.62 \cdot 10^{-3}$ m.

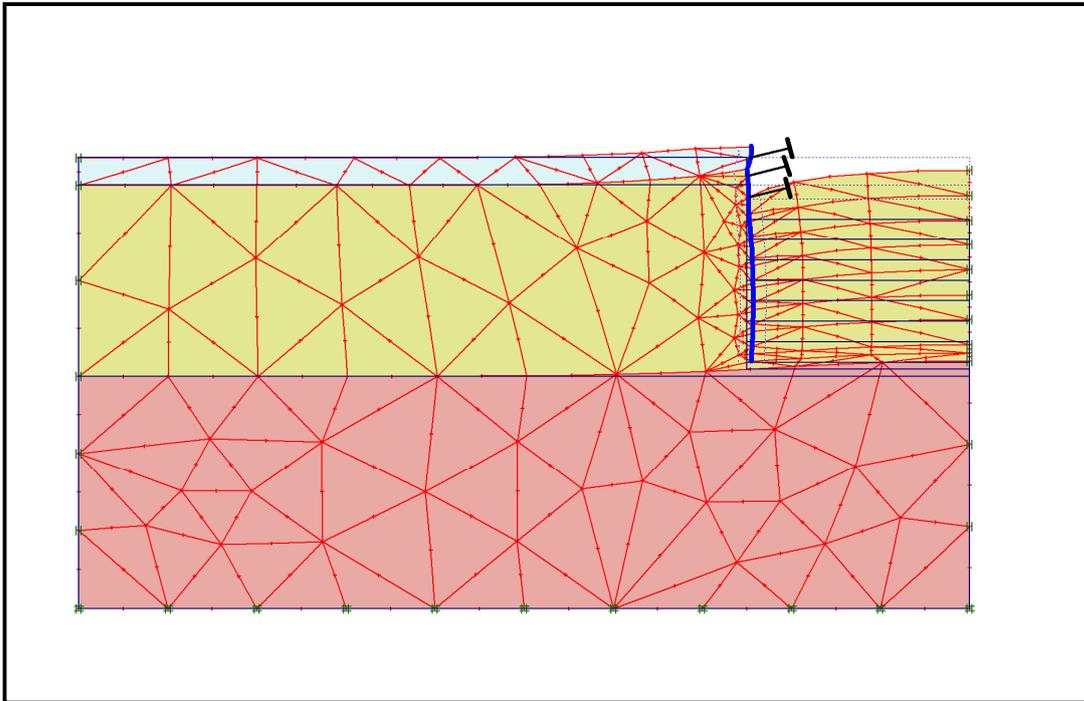


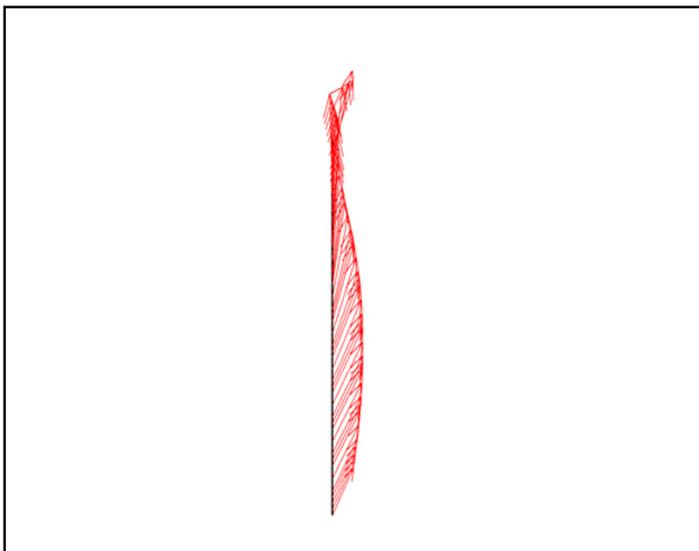
FIG. 4.8 – Phase 6 : déformation de maillage ($\times 200$).

b) parement:

– Le déplacement maximum est de $11.90 \cdot 10^{-3}$ m Axial forces est de -72.26 kN/m (figure 4.9 a et b).

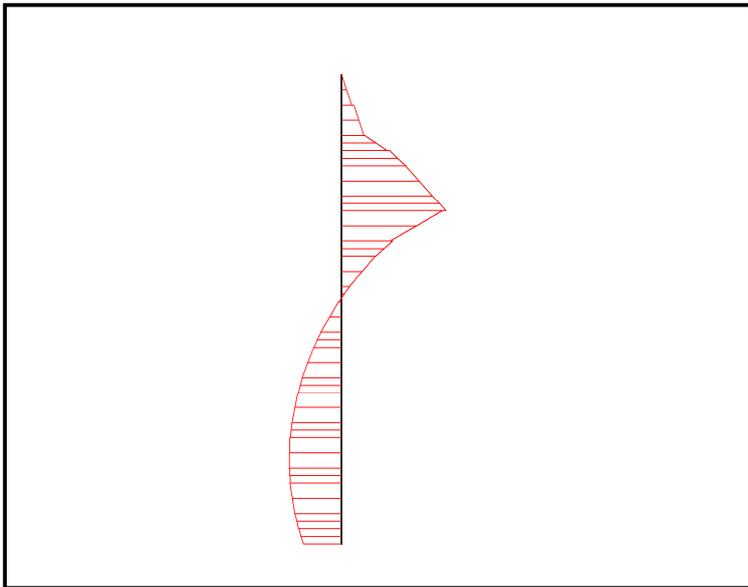
- Forces de contrainte (Shear forces) $= -31.44$ kn /m (figure 4.9 c).

– Le moment fléchissant maximum est de 12.74 kNm/m (figure 4.9 d).



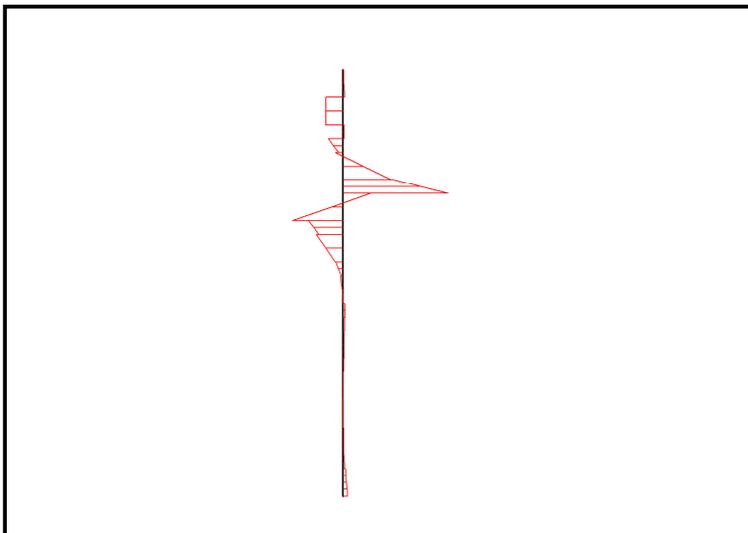
totale déplacements (U_{tot})
 $= 11.90 \cdot 10^{-3}$ m

a – Déplacements ($\times 100$).



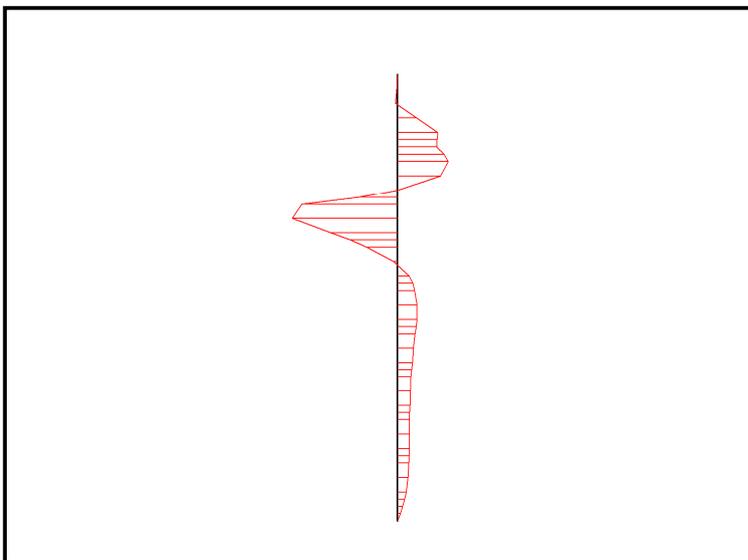
Axial forces = -72.26kn/m

b – *Efforts axial*



Forces de contrainte :
Shear forces = -31.44 kn /m

c – *Efforts de contrainte*



– Le moment fléchissant maximum est de 12.74 kNm/m (figure 4.9 d).

d– *Moments fléchissant.*

FIG. 4.9 – *parement : résultats de la phase 6.*

4.4.3 Résultats de la phase 22 :**a) Déformation de maillage :**

La déformation de maillage et des éléments structuraux sont représentés sur la figure 4.10. On note un déplacement total maximum de $47.01 \cdot 10^{-3}$ m.

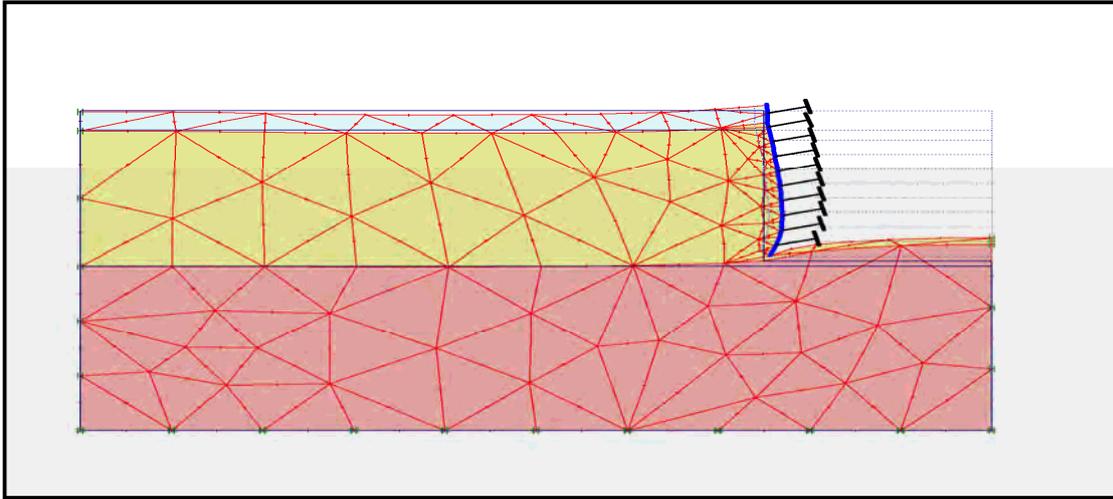


FIG. 4.10 – Phase 22 : déformation de maillage ($\times 50$).

b) Contraintes principales :

La contrainte principale maximum (effective stress) est de -521.65 kN/m² (figure 4.11).

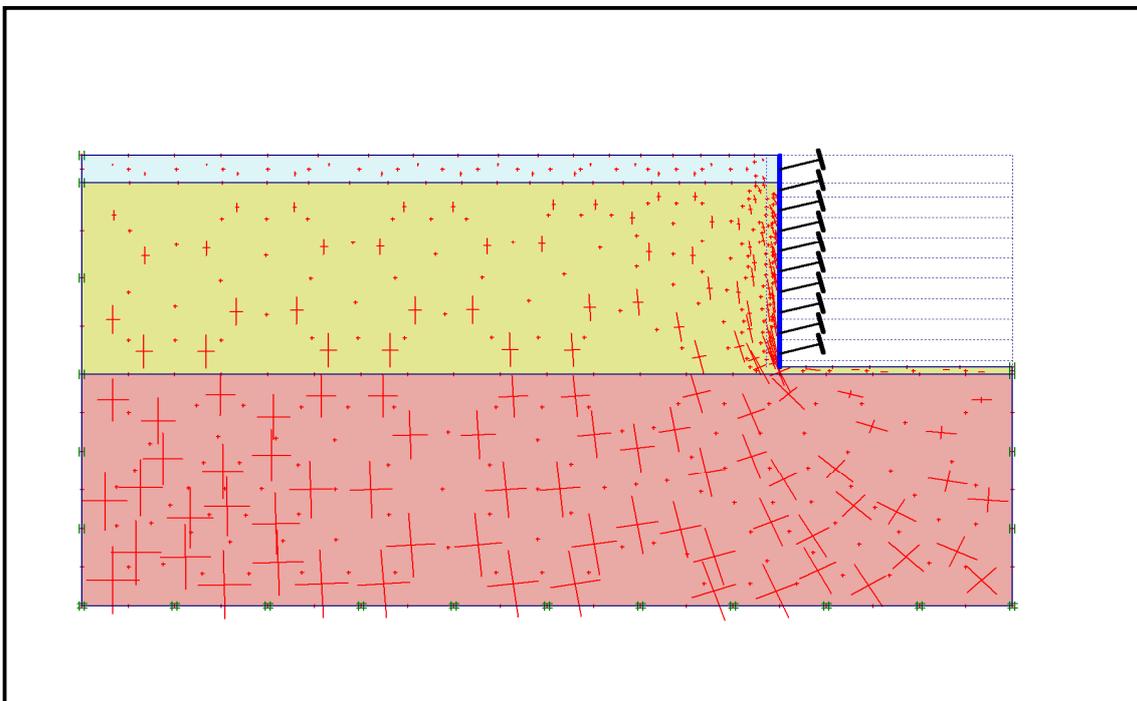


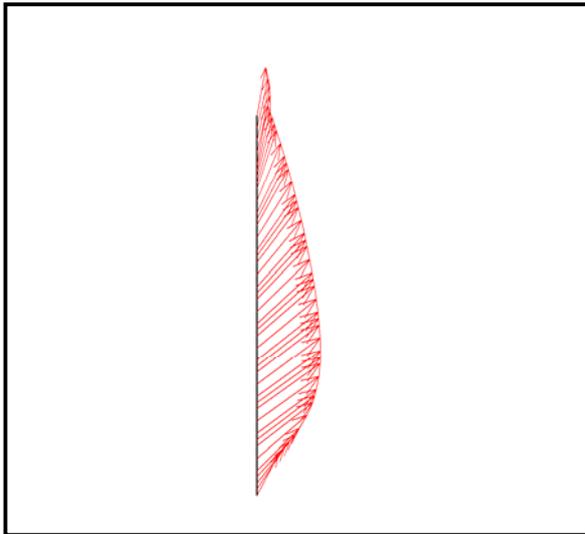
FIG. 4.11 – Phase 22 : répartitions des contraintes principales. (effective stress)

c) parement :

– Le déplacement maximum est de $26.69 \cdot 10^{-3}$ m, Axial forces est de -497.37 kN/m

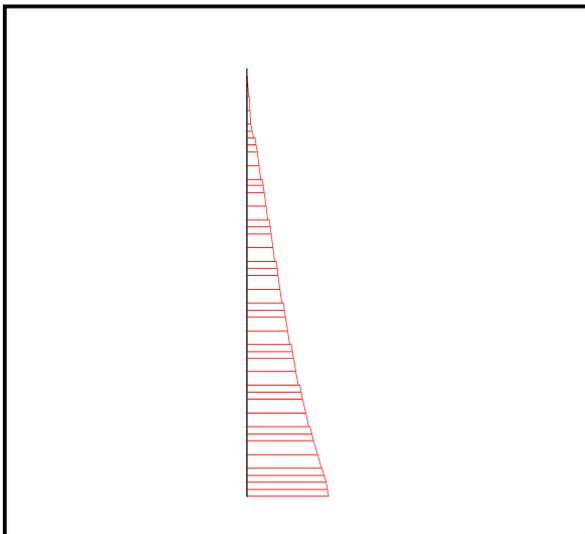
(figure 4.12 a et b). - Forces de contrainte (Shear forces) = -92.92 kn /m

(figure 4.12 c).– Le moment fléchissant maximum est de -45.72 kNm/m (figure 4.12 d).



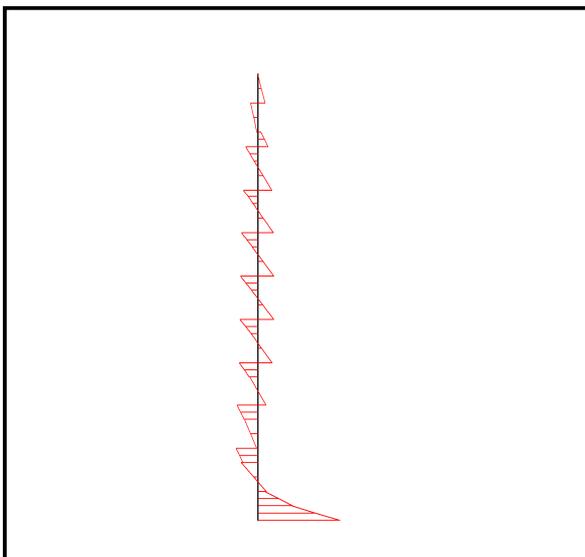
totale déplacements (U_{tot})
 $= 26.69 \cdot 10^{-3}$ m

a – Déplacements ($\times 100$).



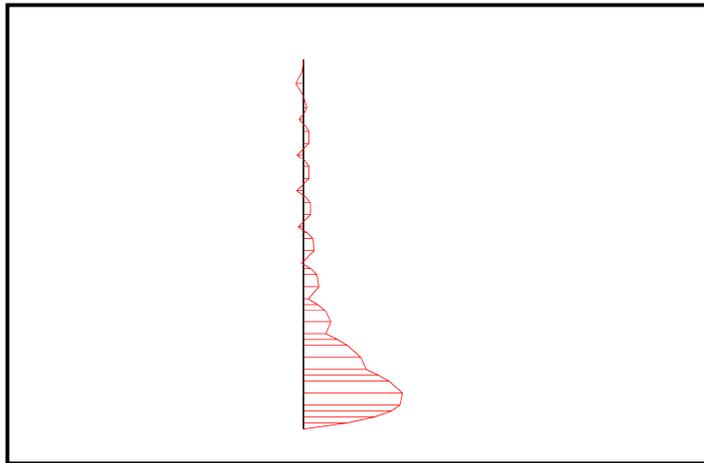
Axial forces = -497.37kn/m

b – Efforts axial



Forces de contrainte
 Shear forces = -92.92 kn /m

c-Efforts de contrainte



– Le moment fléchissant maximum est de -45.72 kNm/m (figure 4.12 d).

d – Moments fléchissant.

FIG. 4.12 – parement : résultats de la phase 22.

4.4.4 Comparaison entre les deux phases :

La comparaison entre les deux phases est résumée dans le tableau 4.4 suivant :

		Phase 6	Phase 22	Comparaison
Maillage	Déplacement (m)	$35.62 \cdot 10^{-3}$	$47.01 \cdot 10^{-3}$	Augmentation dans la zone situer entre le sol et ouvrage, à cause des fouilles et de l'interaction entre le sol et le paroi clouée.
Paroi clouée	Déplacement (m)	$11.90 \cdot 10^{-3}$	$26.69 \cdot 10^{-3}$	Augmentation, à cause des fouilles et de pression des terres latérales.
	forces Axial (kN/m)	-72.26	-497.37	
	Moment (kNm/m)	-31.44	-45.72	
	Forces de contrainte (kn/m)	12.74	-92.92	Diminution, à cause des fouilles au-dessus de paroi.

Tableau. 4.4 – Résumé des résultats de deux phases 6 et 22 avec comparaison

Les résultats obtenus par la comparaison entre les deux phases ont montré que :

- Le fond de fouille se soulève sous l'action de la pression des terres latérales, la paroi se déplace latéralement vers la fouille.
- D'après les résultats de calculs et les courbes présentées, l'état de contraintes du modèle changé sous l'effet des fouilles et de l'interaction entre les ouvrages.
- Pour les contraintes principales à l'état final, on note une concentration des contraintes au niveau des ancrages.
- Le déplacement du sol dans la direction prévisible (vers la fouille), déplacement plus grand quand on se rapproche du parement, Ces résultats se concordent énormément avec les résultats de la littérature[17].
- La profondeur à laquelle le déplacement latéral maximum se produit augmente avec la profondeur de l'excavation. Ces résultats se concordent énormément avec les résultats de la littérature [30] (Pellet et al., 1995).et [43] (Shafiee.S,1986). [22] Ho et Smith .1993) La déformation dans les clous augmenté avec la profondeur d'excavation.
- La comparaison entre les deux phases montre que ce modèle constitue effectivement une approximation raisonnable du comportement réel des structures.

4.5. Effets de l'espacement de clou : Dans cette phase de l'étude la longueur des clous est constant ($L=13.95\text{m}$) et l'espacement varier de 1m - 1.5m .

a-Pour un espacement $S_v=1\text{m}$ et une longueur 13.95m ($L/H=0.9$) .

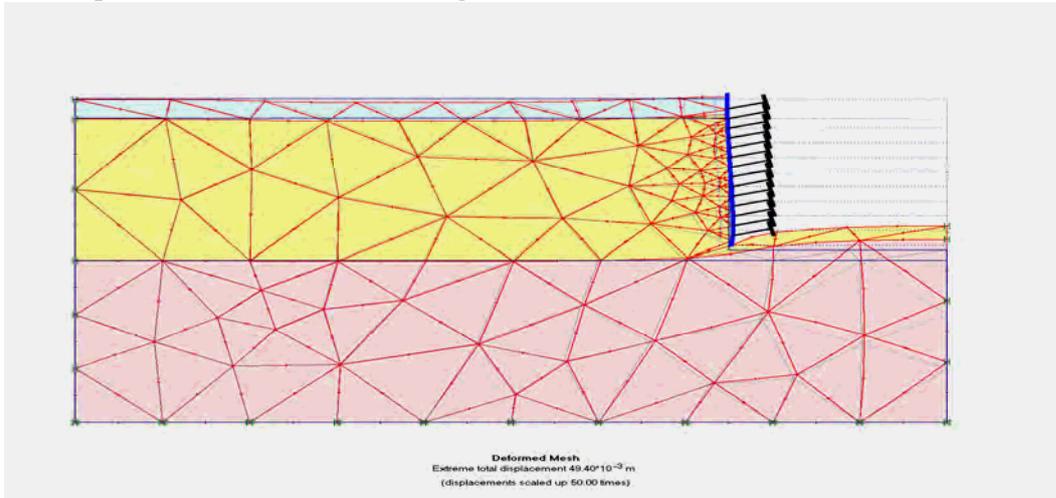


Figure 4-13: (a) Déplacement des parements Phase de construction finale($S_v=1\text{m}$, $L/H=0.9$).

Le déplacement maximal enregistré à la fin de la phase de construction pour ce cas ($S_v=1\text{m}$ $L=13.95\text{m}$) est de $11,38 \times 10^{-3}\text{m}$.

b-Pour un espacement $S_v=1.5\text{m}$ et une longueur $L=13.95\text{m}$. ($L/H=0.9$) .

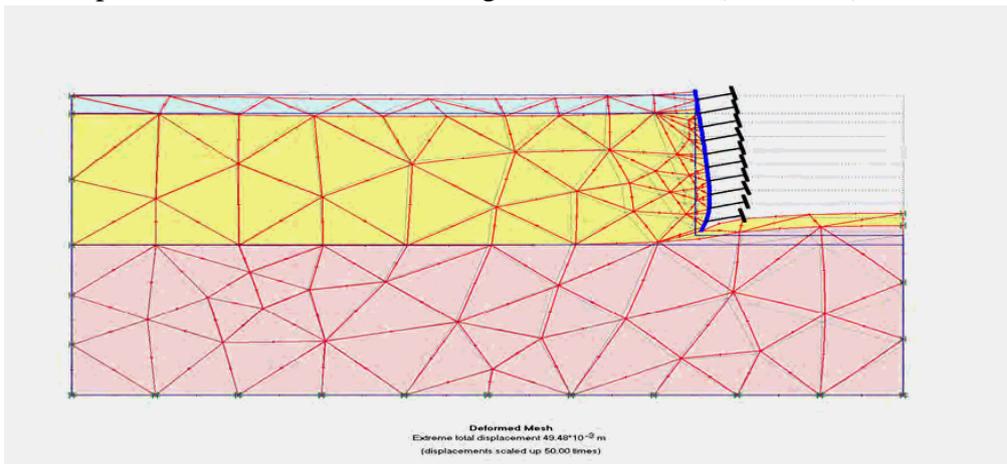


Figure 4-13: (b) Déplacement des parements Phase de construction finale($S_v=1.5\text{m}$, $L/H=0.9$).

Le déplacement maximal enregistré à la fin de la phase de construction pour ce cas ($S_v=1\text{m}$, $L=13.95\text{m}$ ($L/H=0.9$) est de: $11.38 \times 10^{-3}\text{m}$

Et Le déplacement maximal enregistré à la fin de la phase de construction pour ce cas ($S_v=1.5\text{m}$, $L=13.95\text{m}$ ($L/H=0.9$) est de: $26.69 \times 10^{-3}\text{m}$. On constate que le déplacement augmente lorsqu'on augmente l'espacement. Il y'a aussi une diminution des force de traction. Parmi les paramètres le plus important est l'espacement entre clous. (d'après [38] Recommandations Clouterre 1991). Concernant les efforts de tractions maximaux, les valeurs sont plus importantes dans le cas des espacements 1m par rapport aux espacements de 1.5m .

Donc dans un souci économie il serait intéressant maintenant de tenter l'expérience suivante celle de faire varier l'espacement S_v du clou ainsi que la longueur L et de constater leur influence sur le déplacement.

Modèle	Espacements S_v (m)	L/H (m)	Déplacement U (m)
P1	1.0m	0.9	$11.38 \times 10^{-3}\text{m}$
P2	1.5m	0.9	$26.69 \times 10^{-3}\text{m}$

Tableau 4-5: Récapitulatif des résultats par l'analyse des éléments finis.

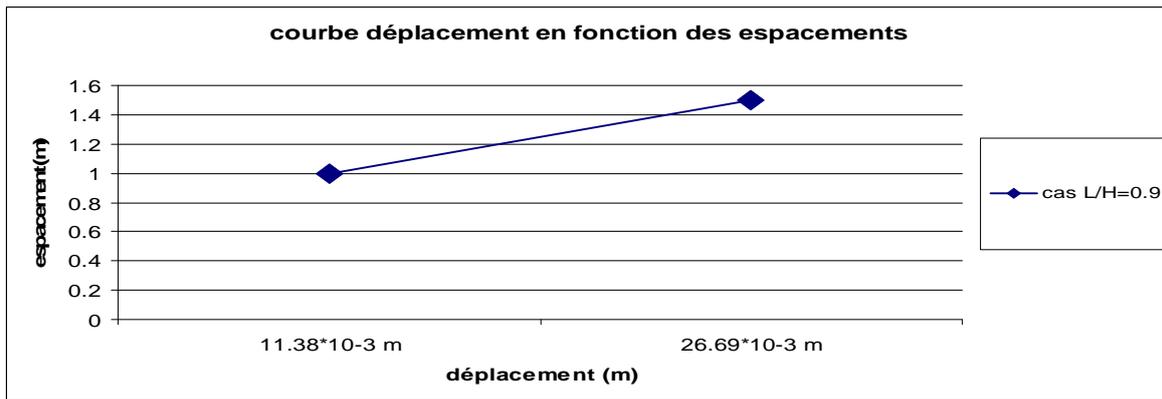


Figure 4-14: Courbe déplacement en fonction des espacements ($L=13.95m$).

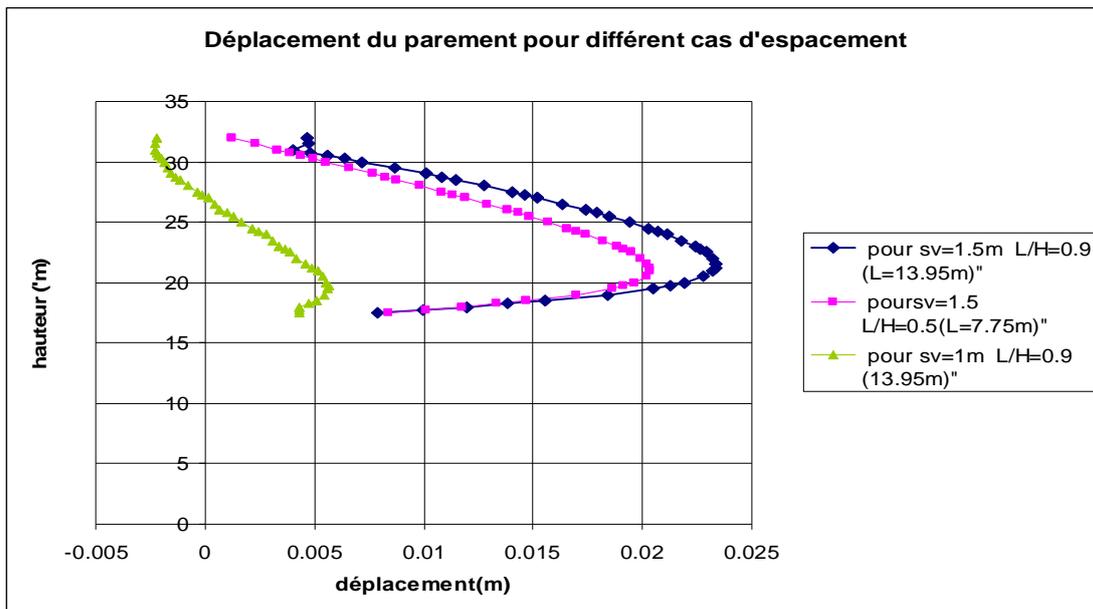


Figure 4.15 déplacement du parement pour différents cas d'espacements

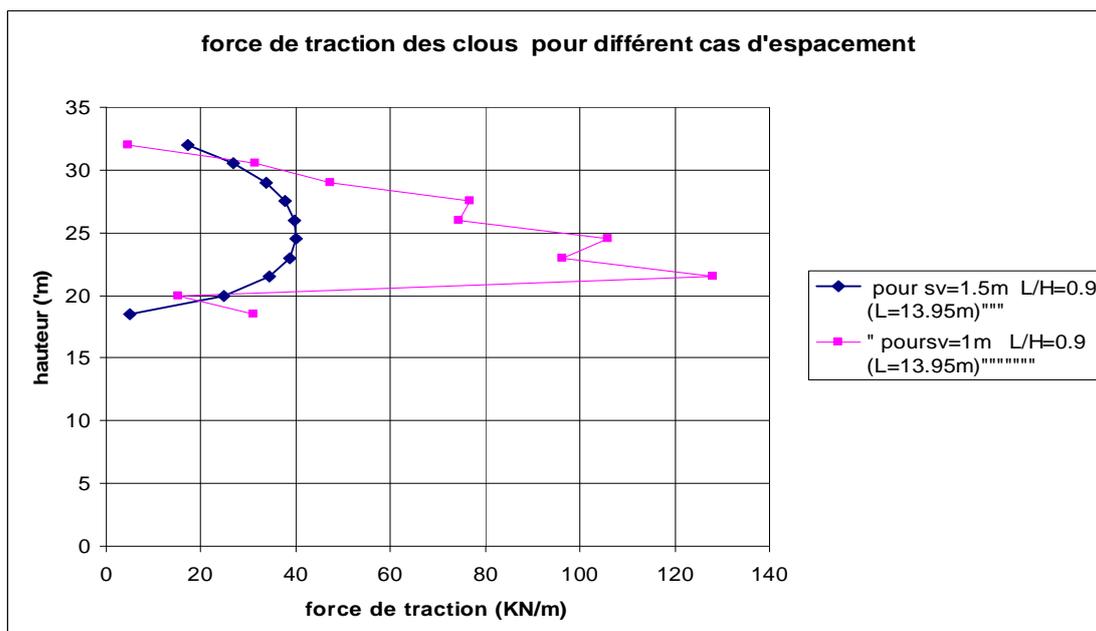


Figure 4.16 force de traction des clous pour différents cas d'espacements

4.6. -Effets de la longueur des clous (Longueur en fonction de la Hauteur du mur L/H) :

La deuxième phase de l'étude c'est la même que le précédente mai la longueur des clous varier de L/H=0,5 et 0.9 pour des espacements de 1 et 1.5m.

a- Pour un espacement $S_v= 1.5m$ et une longueur $L=7.75m(L/H=0.5)$.

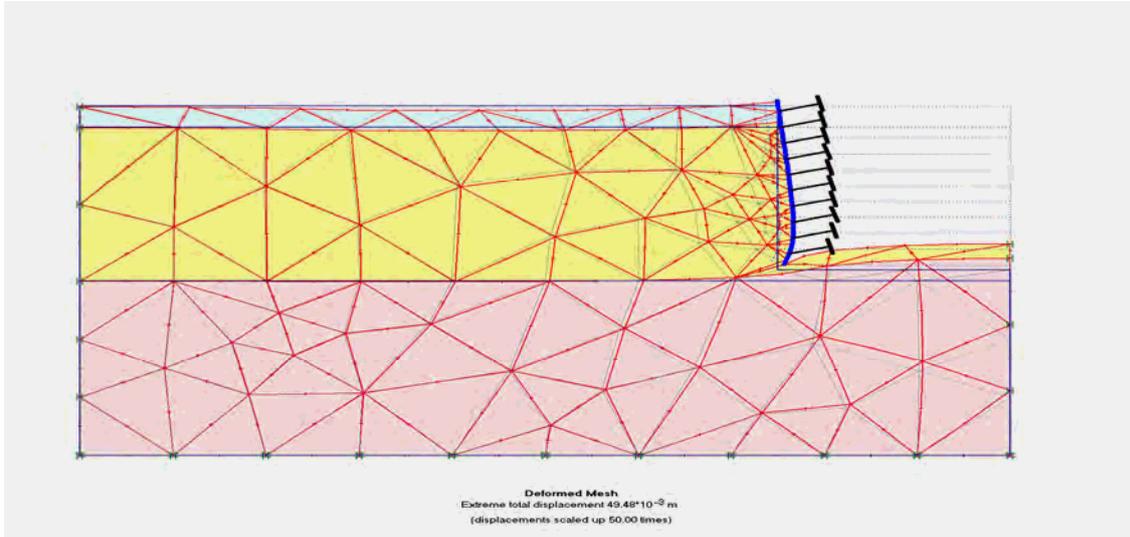


Figure 4-17: Déplacement des parements Phase de construction finale ($S_v= 1.5m$, $L/H=0.5$).

Le déplacement maximal enregistré à la fin de la phase de construction pour ce cas ($S_v=1.5m$ $L =7.75m$) est de $22.99 \times 10^{-3}m$.

On remarque, d'après la figure 4.15, et les résultats obtenues par le Tableau 4-6 ont montré que lorsque les clous ont un espacement de 1.5m et un rapport L/H ayant pour valeurs 0,5, 0.9 le parement subit un déplacement plus important par rapport aux parements pour lesquels les clous ont un espacement de 1m, il apparait également que dans ce dernier cas la longueur des clous n'a pratiquement pas d'influence sur le déplacement du parement. Alors que dans le premier cas ($S_v=1.5m$) on note que lorsque la longueur des clous diminue, il y'a une déplacement du parement plus importants sont observés.

Les résultats ont montré que les déplacements plus importants sont observés lorsque les clous supérieurs sont trois courts, en peut réduits les déformations dans la paroi lorsque les clous sont plus longue dans la partie supérieur de la paroi. Ces résultats se concordent énormément avec les résultats de la littérature [43] (Shafiee.S, 1986). les clous longs réduisent les déplacements.

De ce qui précède on peut conclure que la longueur des clous n'a pas un effet important sur le déplacement du parement, par rapport à l'espacement des clous.

Modèle	Espacements $S_v(m)$	Longueur $L/H(m)$	Déplacement $U(m)$
P1	1	0.9	11.38×10^{-3}
P2	1.5	1	22.42×10^{-3}
P3	1.5	0.9	26.69×10^{-3}
P4	1.5	0.5	22.99×10^{-3}

Tableau 4-6: Consolidation des résultats de l'analyse.

4.7 Conclusion :

Dans la première partie de l'étude concernant l'effet de phassage de construction sur le comportement de la paroi clouée, les résultats obtenues par la comparaison entre les deux phases ont montré que :

- Le fond de fouille se soulève sous l'action de la pression des terres latérales, la paroi se déplace latéralement vers la fouille.
- D'après les résultats de calculs et les courbes présentées, l'état de contraintes du modèle changé sous l'effet des fouilles et de l'interaction entre les ouvrages.
- Pour les contraintes principales à l'état final, on note une concentration des contraintes au

niveau des ancrages.

- La déplacement du sol dans la direction prévisible (vers la fouille), déplacement plus grand quand on se rapproche du parement, Ces résultats se concordent énormément avec les résultats de la littérature[17].

- La profondeur à laquelle le déplacement latéral maximum se produit augmente avec la profondeur de l'excavation. Ces résultats se concordent énormément avec les résultats de la littérature [30] (Pellet et al., 1995). et [43] (Shafiee.S, 1986). [22] Ho et Smith .1993) La déformation dans les clous augmenté avec la profondeur d'excavation.

Dans la deuxième partie de l'étude concernent l'effet de l'espacement des clous et Effets de la longueur des clous (Longueur en fonction de la Hauteur du mur L/H), les résultats des simulations numériques montrent :

- On constate que le déplacement augmente lorsqu'on augmente l'espacement. Il y'a aussi une diminution des force de traction lorsqu'on augmente l'espacement. Parmi les paramètres le plus important est l'espacement entre clous. (d'après [37] Recommandations Clouterre 1991).

- parmi les paramètres le plus important est l'espacement entre clous. Compte tenu des résultats expérimentaux disponibles à ce jour, il est actuellement conseillé d'adopter pour la valeur maximale du rapport T_0/T_{max} , la formule empirique suivante :

$T_0/T_{max} = 0,5 + (S - 0,5)/5$ pour $1 \leq S \leq 3$ m (d'après [37] Recommandations Clouterre 1991).

- Il existe (en fonction de la hauteur de l'ouvrage H et la longueur des nappes de clou L une longueur des nappes optimales. Un rapport L/H de 0.5 paraît satisfaisant.

Quand le rapport de la longueur d'armature sur la hauteur diminue, il y'a un déplacement du parement plus importants sont observés.

- En règle générale les clous dans les rangs inférieur ne devrait jamais être $< 0.5H$.

- les performances et les résultats obtenues par des simulations numériques montrent que les déplacements plus importants sont observés lorsque les clous supérieurs sont trop courts, on peut réduire les déformations dans la paroi lorsque les clous sont plus longue dans la partie supérieur de la paroi.

Chapitre 5 : Étude paramétrique

Chapitre 5 : Étude paramétrique

5.1 Introduction :

Après l'établissement du modèle et les résultats obtenus, l'étude paramétrique sera effectuée. Il sera question de montrer l'effet de différents paramètres sur les résultats (au niveau de la fouille, sous le parement). On utilise la même coupe du projet, avec les mêmes données et on change chaque fois le paramètre à comparer (les paramètres ont été modifiés un par un), et toujours dans des fourchettes raisonnables.

➤ On a deux types de paramètres :

- Les paramètres de calculs (modélisation).
- Les paramètres géotechniques.

➤ Dans cette étude, la comparaison sera faite sur deux types de résultats :

- Les déplacements.
- Les moments fléchissant.

Les deux types de résultats seront présentés pour la dernière phase.

➤ Les éléments structuraux concernés par cette étude sont :

- la base du parement; (l'élément poutre (44.6-18.3)).
- la tête du parement; (l'élément poutre (44.5-32)).
- la gauche du mur clouée. (l'élément poutre (44-25)).

5.2 Effet des paramètres de calculs :

Parmi les paramètres de modélisation, on propose l'étude de l'effet de paramètre suivant :

- Le maillage.

5.2.1 Maillage :

L'utilisateur de *PLAXIS* doit sélectionner des éléments triangulaires à 6 ou 15 nœuds pour modéliser les couches de sol et autres éléments de volume. L'élément par défaut de *PLAXIS* est le triangle à 6 nœuds. Il fournit des interpolations du second ordre pour les déplacements. La matrice de rigidité des éléments est évaluée par intégration numérique en utilisant au total trois points de Gauss (points de contrainte). Pour le triangle à 15 nœuds, l'interpolation est d'ordre quatre, et l'intégration nécessite douze points de contrainte. Le type d'éléments pour les éléments de structure est automatiquement compatible avec le type d'éléments de sol choisi (BRI1, 2003).

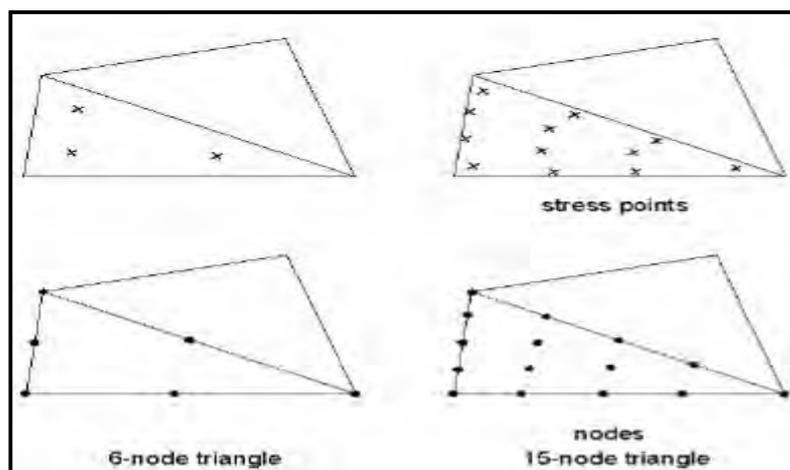


FIG. 5.1 – Position des nœuds et des points de contrainte dans les éléments de sol.

Le triangle à 15 nœuds est un élément très précis qui a produit des résultats en contraintes de haute qualité sur différents problèmes, comme par exemple le calcul de la rupture de sols Incompressibles. L'utilisation des triangles à 15 nœuds implique une consommation de mémoire assez élevée, et les calculs et la manipulation sont donc un peu ralentis. C'est pour cela qu'un type d'éléments plus simple est également disponible.

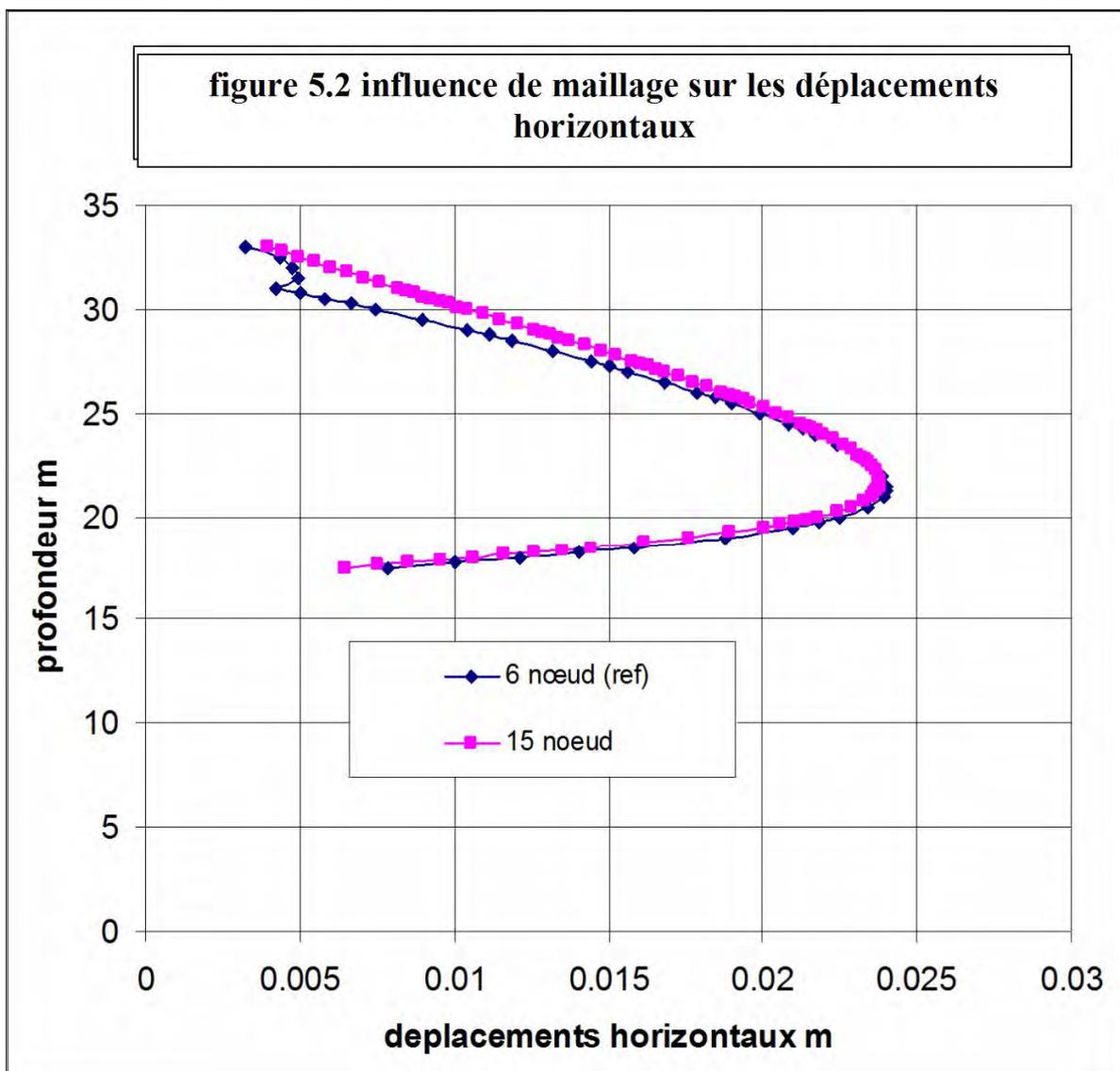
Le triangle à 6 nœuds est un élément relativement précis donnant de bons résultats pour les analyses standard en déformation, à condition d'utiliser un nombre suffisant d'éléments.

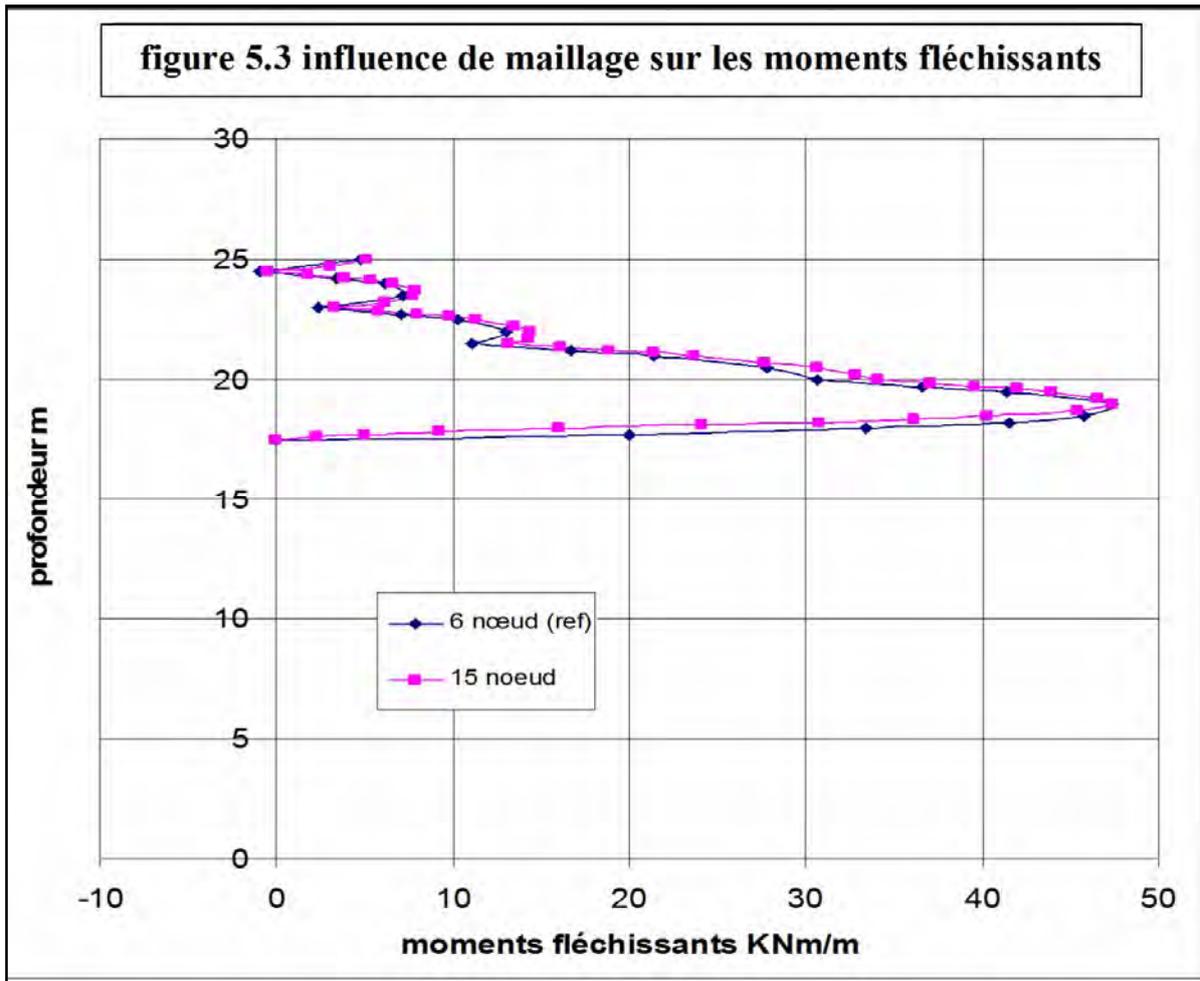
Pour ces calculs, il convient d'utiliser plutôt des éléments à 15 nœuds.

On change le maillage des éléments de 6 nœuds à 15 nœuds et on compare les résultats obtenus aux résultats du modèle de référence. Les résultats obtenus sont :

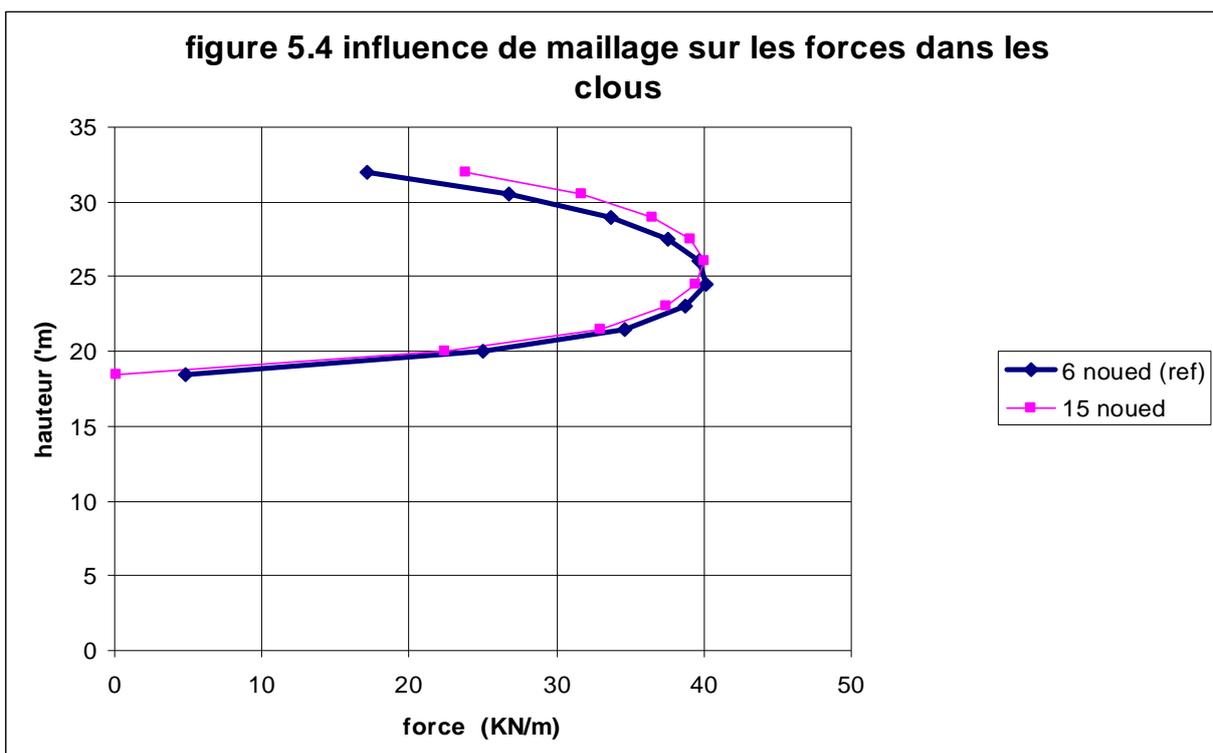
a) paroi :

La comparaison des résultats est présentée par les courbes sur les figures 5.2 et 5.3 suivantes :





b) **clos** : La comparaison des résultats est présentée par les courbes sur les figures 5.4 suivantes :



c) Conclusions :

- Pour le maillage, on remarque une augmentation des déplacements de la paroi et une augmentation des forces dans les clous, on passant de l'élément à 6 nœuds à l'élément à 15 nœuds.
- Une augmentation faible des moments dans tous les éléments on passant de l'élément à 6 nœuds à l'élément à 15 nœuds.

Cette faible variation au niveau de déplacement, et au niveau de moment fléchissant, implique que l'effet du maillage n'est pas très important pour cette modélisation.

5.3 Effet des paramètres géotechniques :

Pour ce qui concerne les paramètres géotechniques on va étudier l'influence de quatre types de paramètres.

5.3.1 Effet des paramètres du sol :

Les paramètres du sol sont : la cohésion, l'angle de frottement, le module d'Young (module d'élasticité) et le module de Poisson.

5.3.1.1 Cohésion c :

Dans le modèle de référence la cohésion $c = 1.0$ kPa pour la 1^{ère} couche, $c = 48$ kPa pour la 2^{ème} couche et $c = 53$ kPa pour la 3^{ème} couche. Pour l'étude paramétriques on fait les calculs pour :

- $c + 5$ kPa ;
- $c - 5$ kPa.

Pour toutes les couches simultanément.

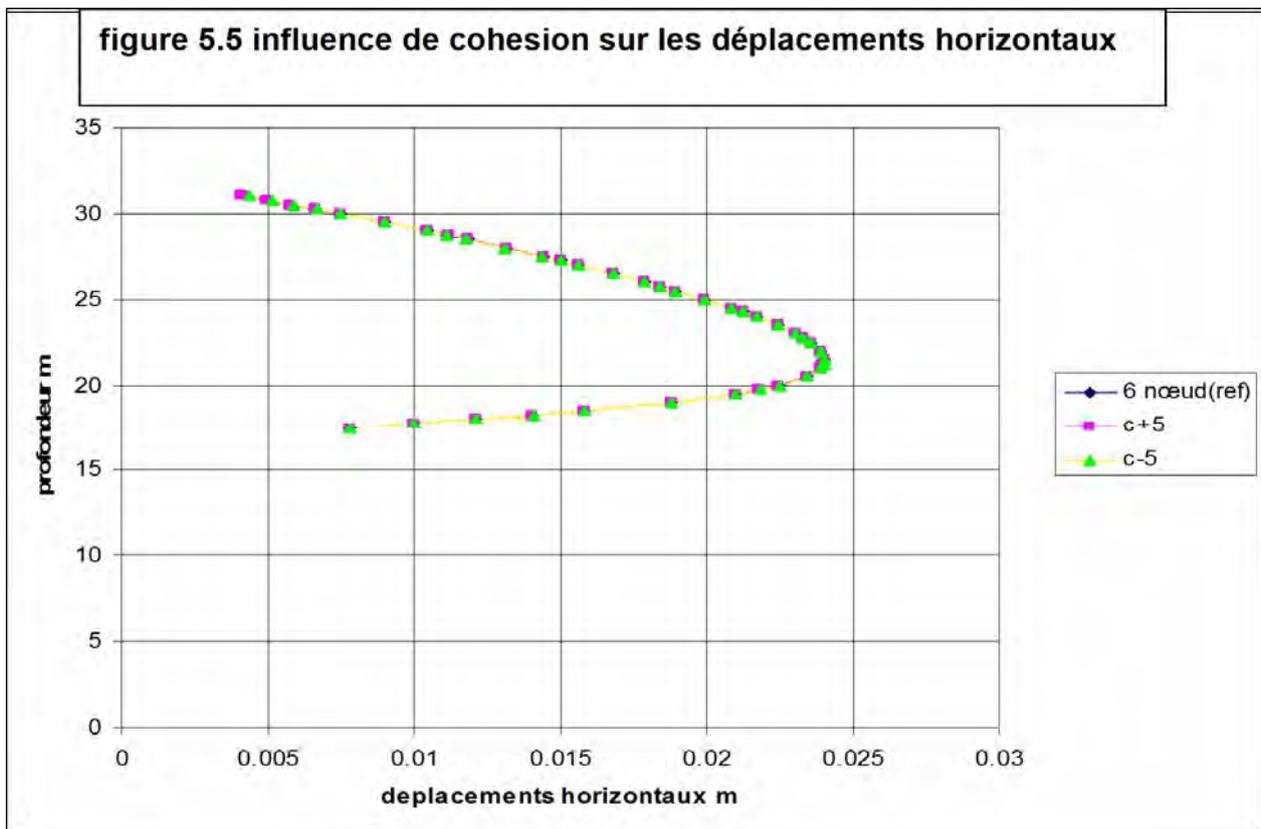
Remarque :

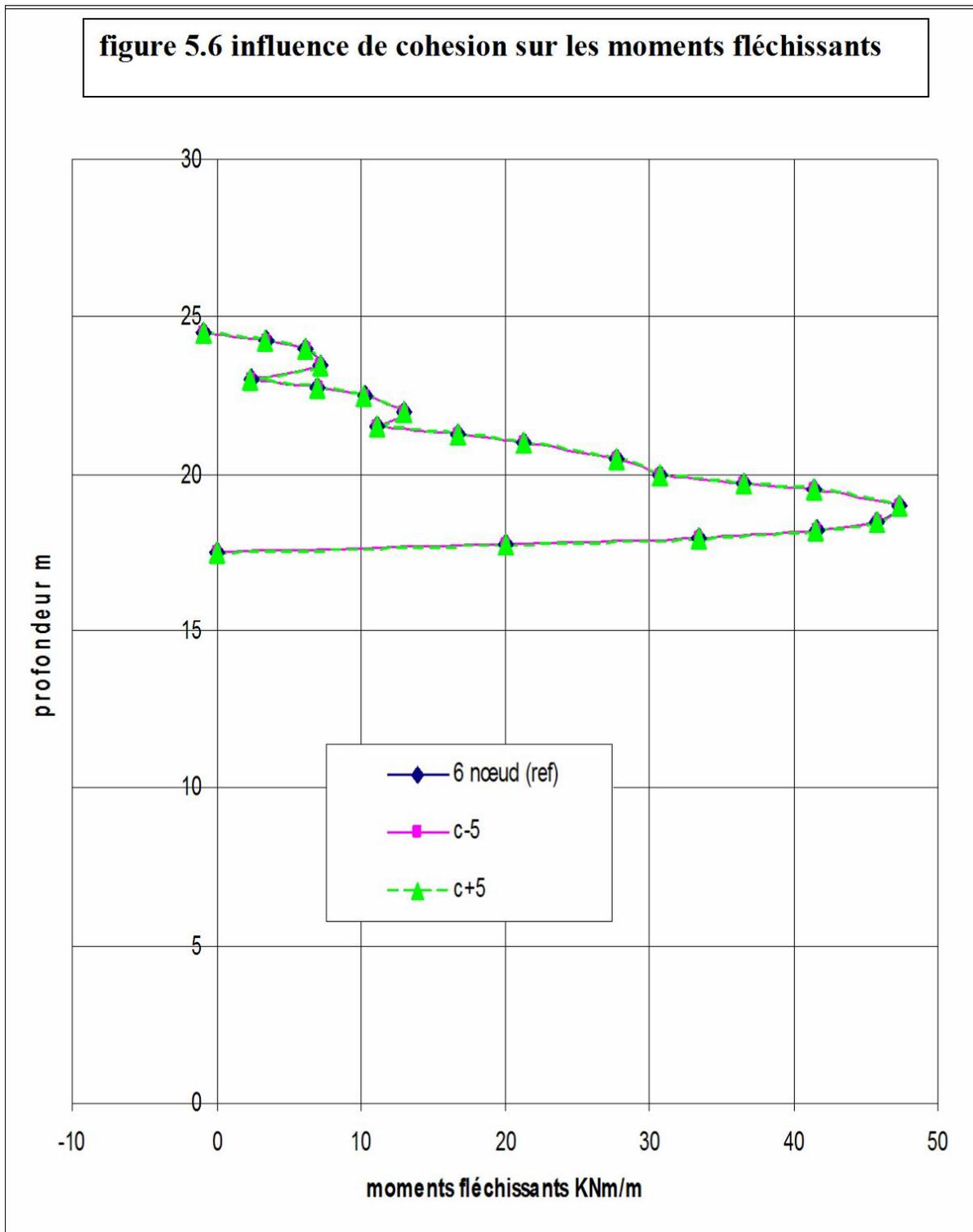
PLAXIS peut manipuler des sables sans cohésion ($c = 0$), mais certaines options ne fonctionneront pas bien. Pour ne pas avoir de complication, il est conseillé d'entrer au moins une valeur faible (prendre $c \geq 0,2$ kPa) (BRI1, 2003).

Les résultats des calculs sont :

a) parement :

La comparaison des résultats est présentée par les courbes sur les figures 5.5 et 5.6 suivantes :





b) Conclusion :

Une augmentation de la cohésion conduit à :

- on remarque une stabilité des déplacements et des moments (reste inchangé avec la variation du paramètre C), on passant de l'élément à 6 nœuds à l'élément à 15 nœuds.
- L'effet de ce paramètre sur les résultats est très faible.

Les courbes 5.5 et 5.6 ne sont pas très sensible au variation de paramétré C .

5.3.1.2 Angle de frottement φ :

L'angle de frottement φ (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 (BRI1, 2003).

Le temps de calcul varie exponentiellement avec 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 supérieurs à 35 degrés sont utilisés. Dans le modèle de référence l'angle de frottement est pris entre 17.93° et 32°. $\varphi = 30^\circ$ pour la première couche, $\varphi = 32^\circ$ pour la deuxième couche et $\varphi = 17.93^\circ$ pour la troisième couche.

Pour l'étude paramétrique, on fait les calculs pour :

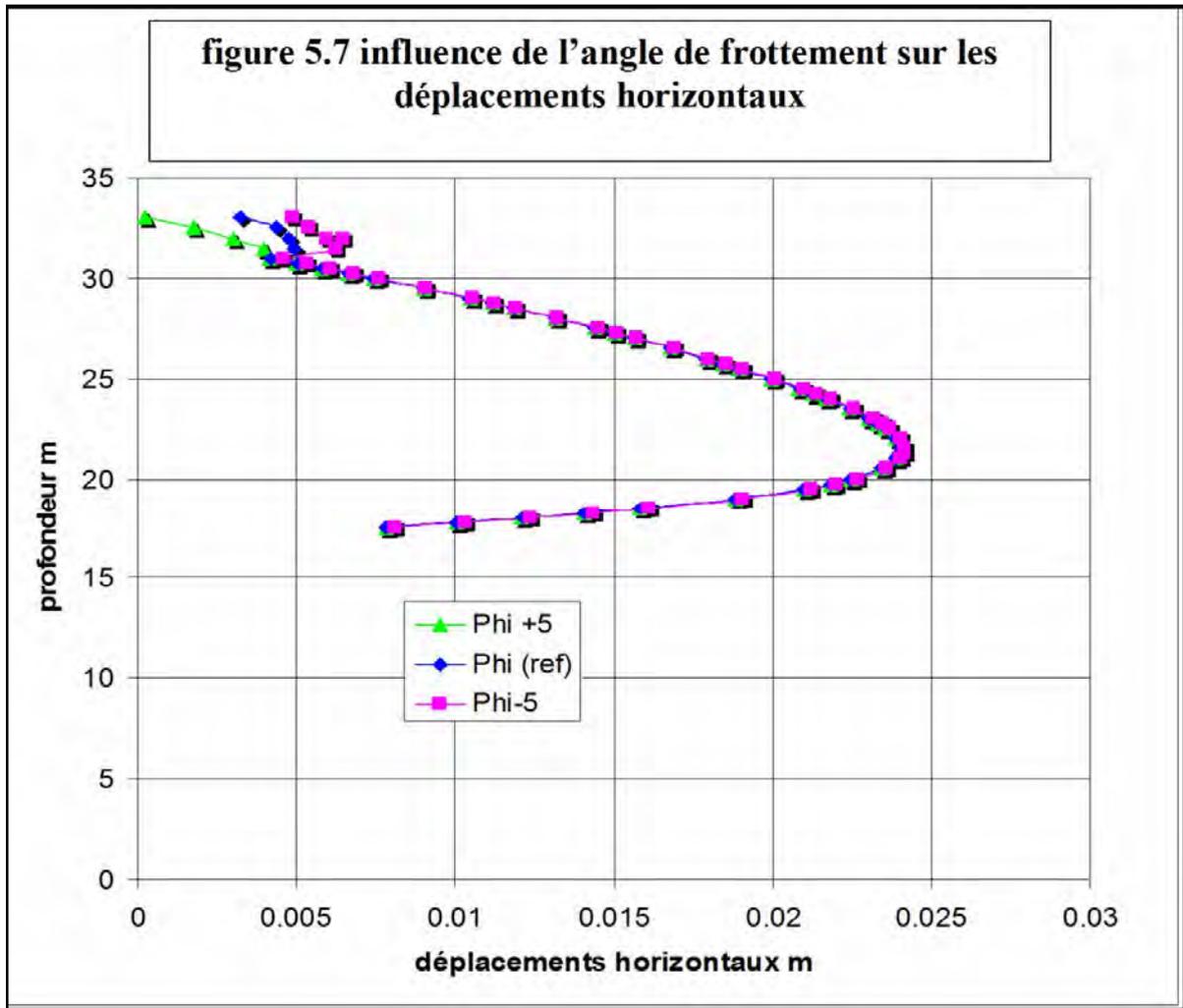
- $\varphi - 5^\circ$;
- $\varphi + 5^\circ$.

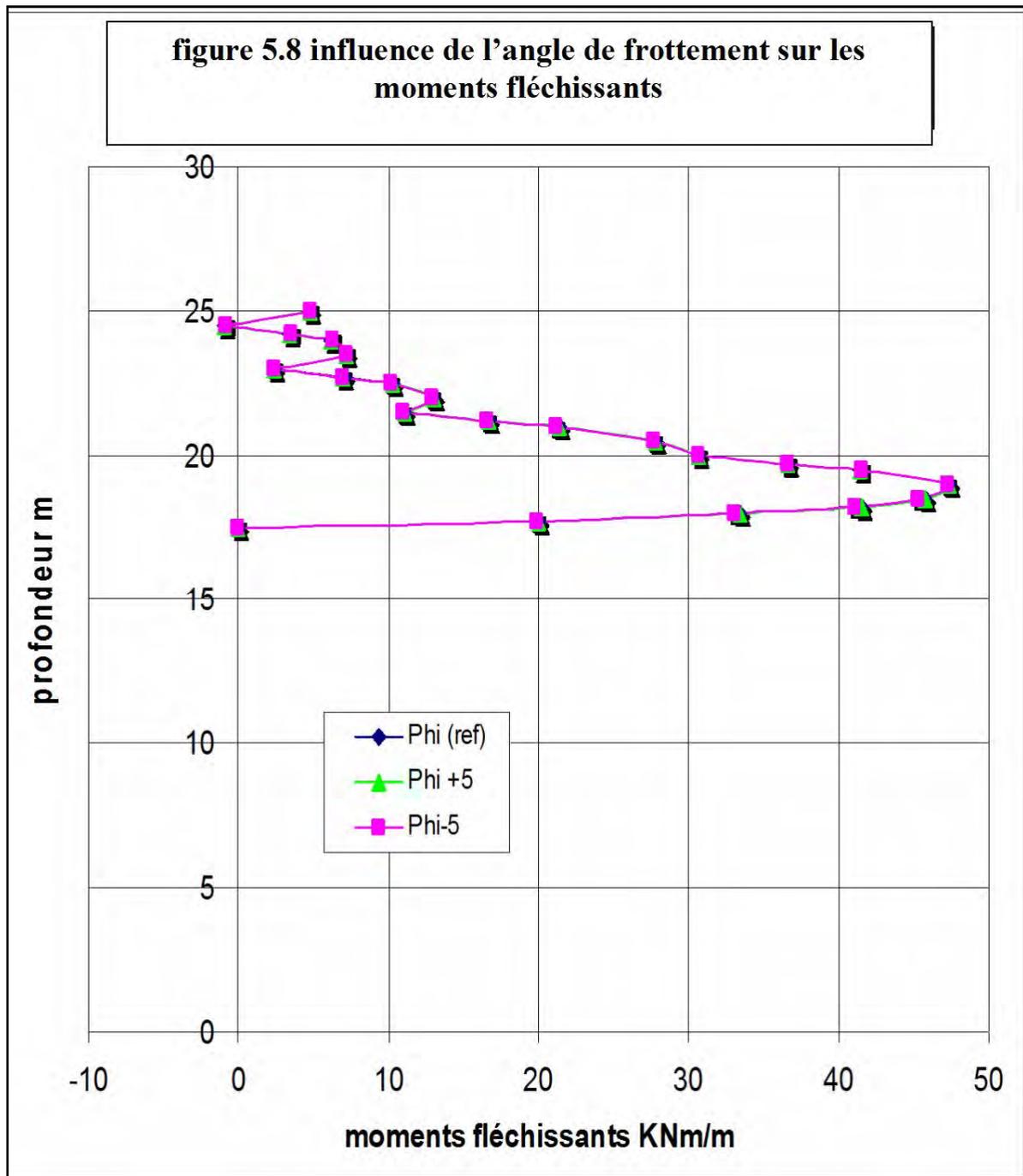
Pour toutes les couches simultanément.

On obtient les résultats suivants :

a) parement :

La comparaison des résultats est présentée par les courbes sur les figures 5.7 et 5.8 suivantes :





b) Conclusion :

Une augmentation de l'angle de frottement conduit à :

- une diminution très sensible des déplacements de la paroi.
- une diminution très faible des moments dans la paroi.

Une diminution des angles de frottement de 5° a une influence beaucoup plus importante qu'une augmentation de ceux-ci de 5°.

5.3.1.3 Module d'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 a la dimension d'une contrainte (force par unité de surface). Les valeurs de raideur adoptées dans un calcul demandent une attention particulière parce que la plupart des géomatériaux présente un comportement non linéaire dès le début du chargement (BRI1, 2003).

En mécanique des sols, la pente initiale est appelée E_0 et le module sécant à 50% de la résistance en compression est noté E_{50} . Pour des argiles très surconsolidées et quelques roches avec un large domaine élastique, il est réaliste d'utiliser E_0 alors que pour les sables et les argiles normalement consolidées, il est préférable de prendre E_{50} .

Pour les sols, le module initial et le module sécant tendent à augmenter avec la pression de confinement. Par conséquent, les couches de sol en profondeur ont souvent une raideur plus élevée que les couches en surface. De plus, la raideur apparente dépend du chemin de contrainte suivi. La raideur durant les cycles charge-décharge est supérieure à celle durant un chargement primaire. En outre, la raideur observée pour un sol en terme de module d'Young est généralement plus petite pour des compressions drainées que pour du cisaillement. Donc, en choisissant un module de déformation constant pour représenter le comportement du sol,

l'utilisateur devra retenir une valeur qui prenne à la fois en compte le niveau de contrainte et le chemin de contrainte. Remarquons que des comportements de sols dépendant des contraintes sont pris en compte dans les modèles avancés de *PLAXIS*. Dans le modèle de Mohr-Coulomb, *PLAXIS* propose une option spéciale pour définir une rigidité variable avec la profondeur (voir *Paramètres avancés*).

Dans le modèle de référence on a pris un module pour chaque couche :

- $E = 8 \cdot 10^3$ kPa pour la 1^{ère} couche ;
- $E = 3 \cdot 10^4$ kPa pour la 2^{ème} couche ;
- $E = 8 \cdot 10^4$ kPa pour la 3^{ème} couche.

Pour les calculs de l'étude paramétrique on utilise :

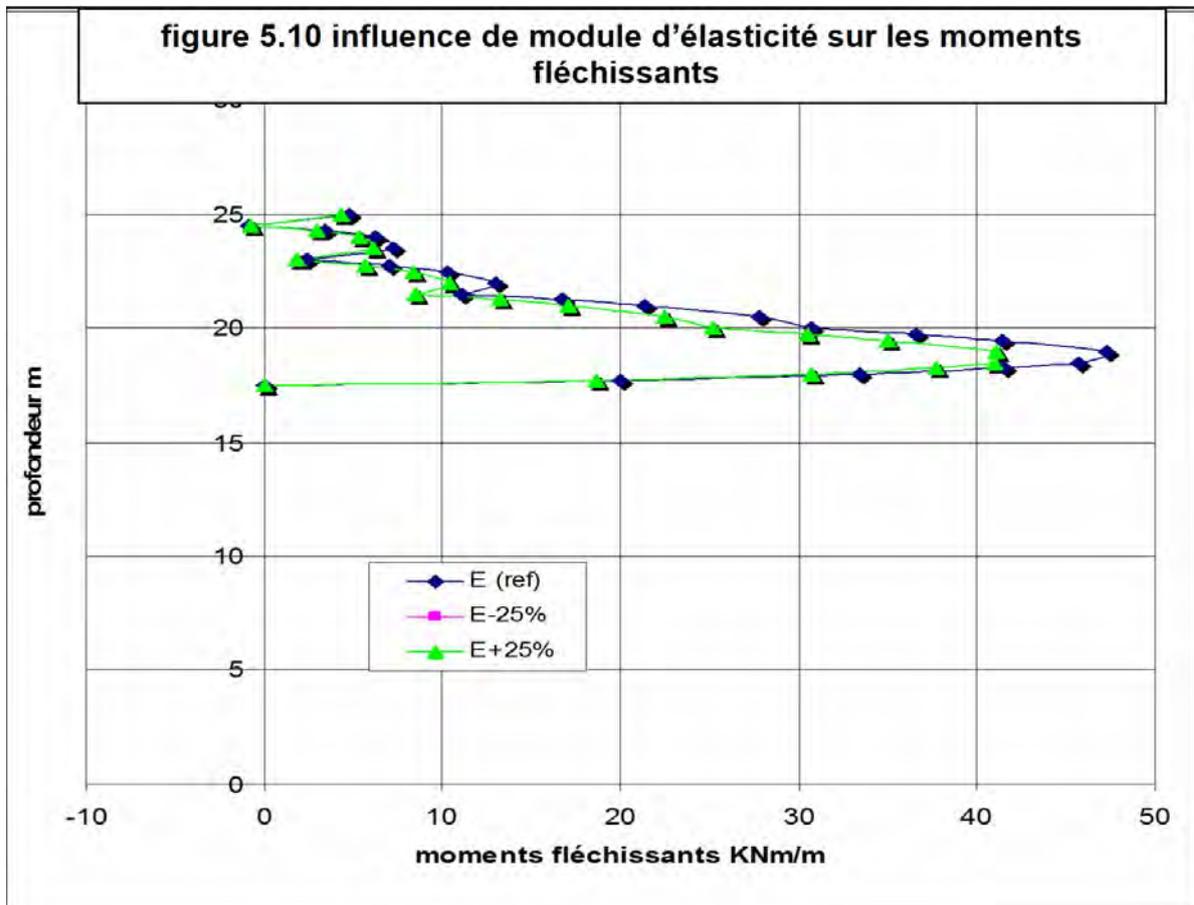
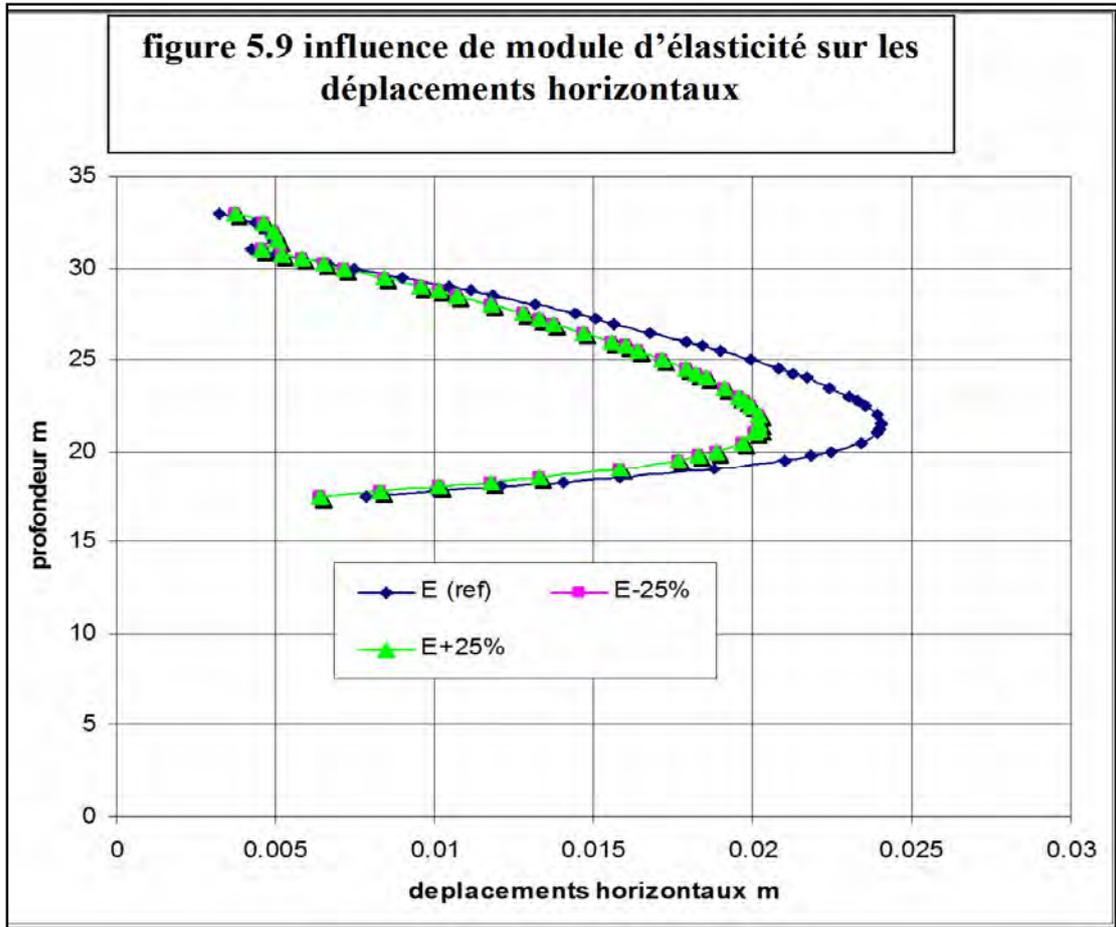
- $E - 25\%$;
- $E + 25\%$.

Pour tous les modules simultanément.

On obtient les résultats suivants :

a) parement :

La comparaison des résultats est présentée par les courbes sur les figures 5.9 et 5.10 suivantes :



b) Conclusion :

Une augmentation du module d'élasticité conduit à :

Sur les figure 5.9, 5.10 nous remarquons que l'augmentation du paramètre E se traduit par une diminution des déplacements et le moment fléchissant.

- Une diminution du module d'élasticité de 25% a une influence plus importante qu'une augmentation de ceux-ci de 25%.

L'influence de ce paramètre est d'autant plus importante que ses valeurs sont plus faibles.

5.3.1.4 Coefficient de Poisson ν :

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 (ν_0) (BRI1, 2003).

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.

Le choix d'une valeur pour le coefficient de Poisson est particulièrement simple dans le cas du modèle élastique ou du modèle de Mohr-Coulomb avec un chargement gravitaire. Dans ces types de chargement, *PLAXIS* devrait fournir des valeurs réalistes pour le rapport $K_0 = \sigma_h / \sigma_v$. Comme les deux modèles donneront le rapport bien connu de $\sigma_h / \sigma_v = \nu / (1 - \nu)$ pour une compression unidimensionnelle, il est facile de choisir un coefficient de Poisson qui donne une valeur réaliste pour K_0 . Ainsi, ν est évalué par l'intermédiaire de K_0 . Dans la plupart des cas, les valeurs de ν seront comprises entre 0,3 et 0,4. En général, de telles valeurs peuvent être aussi utilisées pour des conditions de chargement autres que la compression unidimensionnelle. Dans le cas d'un comportement non drainé, il est conseillé d'entrer une valeur effective pour le coefficient de Poisson et de sélectionner *Undrained* comme type de comportement. De cette façon, *PLAXIS* ajoutera automatiquement un module de compressibilité pour le fluide interstitiel, basé sur un coefficient de Poisson non drainé implicite de 0,495. Dans ce cas, le coefficient de Poisson effectif devra être inférieur à 0,35. Utiliser des valeurs plus élevées du coefficient de Poisson impliquerait que l'eau ne soit pas suffisamment raide par rapport au squelette du sol pour simuler un comportement non drainé.

Dans le modèle de référence on a pris un coefficient pour chaque couche : $\nu = 0.3$ pour la 1^{ère} couche, et $\nu = 0.25$ pour la 2^{ème} et $\nu = 0.3$ pour la 3^{ème} couche.

Pour les calculs de l'étude paramétrique on utilise :

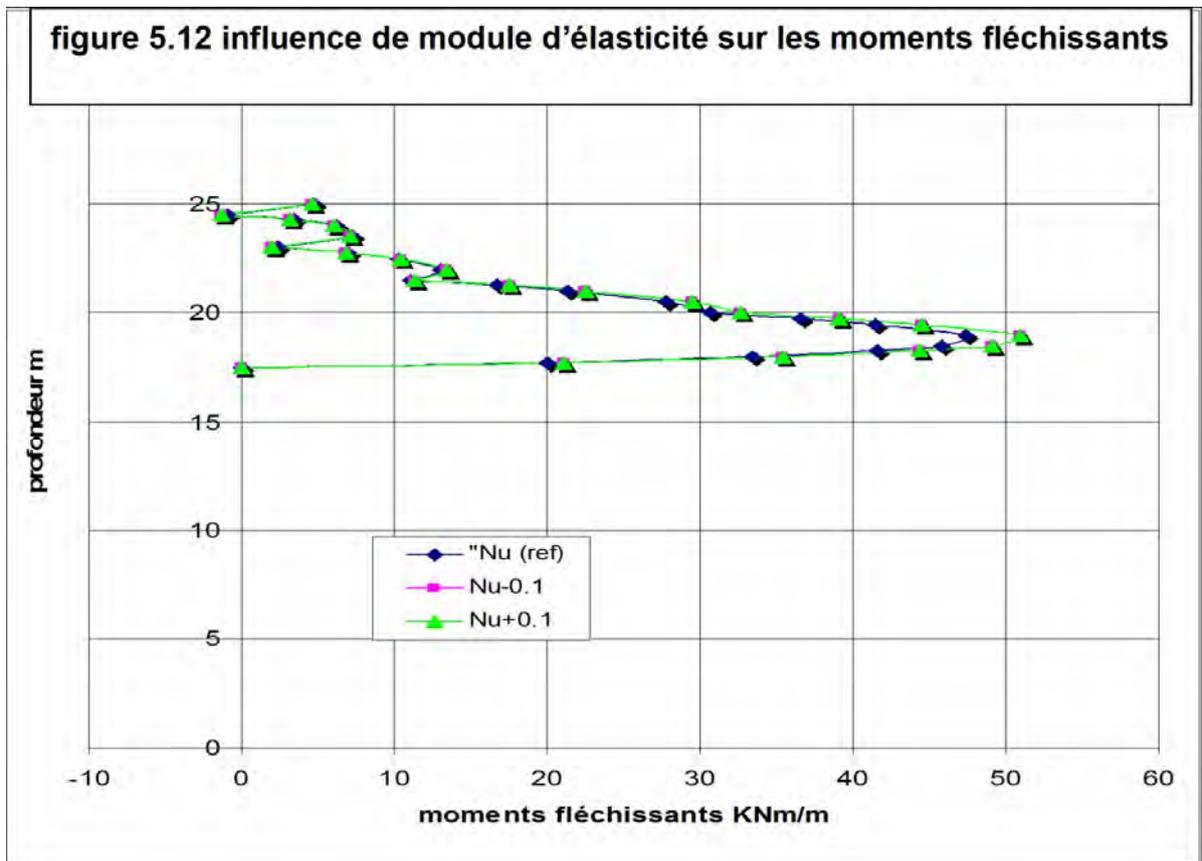
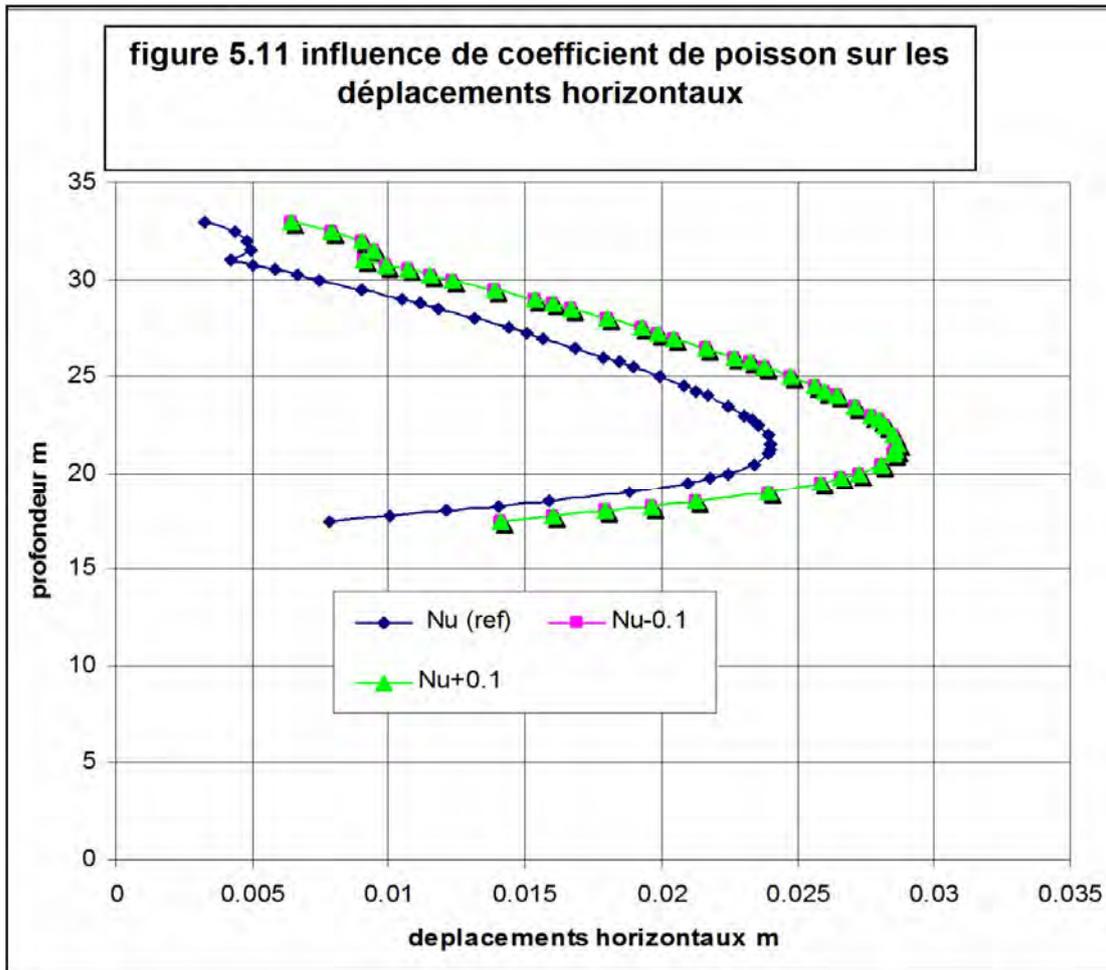
- $\nu - 0,1$;
- $\nu + 0,1$.

Pour tous les coefficients simultanément.

Les résultats des calculs sont :

a) parement :

La comparaison des résultats est présentée par les courbes sur les figures 5.11 et 5.12 suivantes :



b) Conclusion :

Nous constatons sur les figures 5.11 ,5.12 que la augmentation du coefficient de Poisson conduit à :

- une diminution des déplacements de la paroi
- une diminution très faible des moments dans la paroi,

L'influence de ce paramètre est d'autant plus importante que ses valeurs sont plus faibles

5.4- Conclusion :

- L'étude paramétrique présente un intérêt particulier pour les ingénieurs géotechniciens car elle permet d'évaluer l'influence des paramètres sur la fiabilité des résultats des modélisations. Elle peut être employée pour obtenir les coefficients de variation et pour définir des intervalles de confiance sur les résultats de la modélisation tels que les déplacements, les déformations, les moments fléchissant. -Nous venons de passer en revue les principaux paramètres qui peuvent avoir une influence sur les résultats du calcul des ouvrages géotechniques. -dans la plupart des modélisations géotechniques réalisées, des paramètres géotechniques des matériaux soit la plus importante. -Ces résultats, donnent une première idée générale de l'influence de chacun des paramètres du modèle sur Les courbes de moment fléchissant et les déplacements des points situés au niveau de la base, la tête, la gauche de la paroi. Nous pouvons classer l'ensemble de ces paramètres en deux catégories. Les paramètres potentiellement les plus influents sont ϕ , C . Nous observons que E et ν et le maillage ont une influence moyenne.

Conclusions et recommandations

Conclusions et recommandations

Cette thèse s'inscrit dans le cadre de l'étude des ouvrages de soutènement par le clouage et le comportement des murs en sol cloué à l'aide des inclusions (appelées aussi clous ou armatures), rigides et passives, éléments linéaires travaillant à la traction et au cisaillement, qui ont pour effet de limiter les déformations du sol. Ces éléments (barres, cornières, tubes, etc.) peuvent être soit mis en place par fonçage ou battage, soit mis en place dans des forages et scellés par un coulis.

Chaque composant ou paramètre d'un ouvrage en sol renforcé a une influence sur son comportement. L'efficacité du renforcement des murs en sols dépend de plusieurs facteurs, certains étant plus déterminants que d'autres, comme on vient de le voir précédemment.

Les calculs effectués montrent que :

- Le fond de fouille se soulève sous l'action de la pression des terres latérales, la paroi se déplace latéralement vers la fouille.
- D'après les résultats de calculs et les courbes présentées, l'état de contraintes du modèle change sous l'effet des fouilles et de l'interaction entre les ouvrages.
- Pour les contraintes principales à l'état final, on note une concentration des contraintes au niveau des ancrages.
- Le déplacement du sol dans la direction prévisible (vers la fouille), déplacement plus grand quand on se rapproche du parement, La profondeur à laquelle le déplacement latéral maximum se produit augmente avec la profondeur de l'excavation.

La déformation dans les clous augmente avec la profondeur d'excavation.

- On constate que le déplacement augmente lorsqu'on augmente l'espacement. Il y a aussi une diminution de la force de traction lorsqu'on augmente l'espacement. Parmi les paramètres le plus important est l'espacement entre clous. (d'après [37] Recommandations Clouterre 91)

• Parmi les paramètres le plus important est l'espacement entre clous. Compte tenu des résultats expérimentaux disponibles à ce jour, il est actuellement conseillé d'adopter pour la valeur maximale du rapport T_0/T_{max} , la formule empirique suivante :

$T_0/T_{max} = 0,5 + (S - 0,5)/5$ pour $1 \leq S \leq 3$ m (d'après [37] Recommandations Clouterre 1991).

- Il existe (en fonction de la hauteur de l'ouvrage H et la longueur des nappes de clou L) une longueur des nappes optimales. Un rapport L/H de 0.5 paraît satisfaisant.

Quand le rapport de la longueur d'armature sur la hauteur diminue, il y a un déplacement du parement plus importants sont observés.

- Les performances et les résultats obtenus par des simulations numériques montrent que les déplacements plus importants sont observés lorsque les clous supérieurs sont trop courts, on peut réduire les déformations dans la paroi lorsque les clous sont plus longs dans la partie supérieure de la paroi. • Évitez l'utilisation de clous «trops courtes» dans la partie inférieure de la paroi, car cela peut conduire à une rupture de la stabilité de glissement.
- Évitez l'utilisation de clous «courtes» dans la partie supérieure de la paroi.
- En règle générale les clous dans les rangs inférieurs ne devraient jamais être $< 0.5H$.
- Les clous doivent traverser la surface de glissement et posséder un ancrage suffisant.
- Plus le sol est mou, plus il faut rapprocher les clous. • Le clouage doit être exécuté immédiatement après l'excavation avant que le sol ne se décomprime. Plus la déformation est importante, plus les clous sont sollicités.

L'étude paramétrique a mis en évidence l'influence importante des paramètres géotechniques.

Conclusions et recommandations

A l'issue de cette étude numérique qui demeure à notre sens non exhaustive, puisque d'autres pistes méritent d'être exploitées en raison de l'importance du problème.

– Cette étude ne prétend pas être exhaustive : on aurait pu faire varier d'autres paramètres (inclinaison des clous), ou étudier l'influence des variations de paramètres sur d'autres types de résultats.

On a établi un calcul pour un projet donné : ce calcul n'est pas la solution au problème, mais une approximation raisonnable de la réalité. On a fait varier individuellement plusieurs paramètres de calcul et plusieurs paramètres géotechniques, et étudié leur influence, pour des fourchettes de variation raisonnables. Des calculs avec d'autres logiciels aux éléments finis doivent donner des résultats similaires, mais pas rigoureusement identiques.

L'étude paramétrique a mis en évidence l'influence importante non seulement des paramètres géotechniques, mais également des paramètres de modélisation (définis en général par défaut).

Quelques remarques :

- L'influence combinée de plusieurs paramètres, qui n'a pas été étudiée ici, peut bien sûr être encore plus importante.
- Les conclusions tirées de cette étude paramétrique ne sont pas généralisables, même pour d'autres calculs équivalents.
- L'étude présentée s'est limitée à une étude en deux dimensions.

A partir de cette étude, on peut donc expliquer les résultats très différents qui peuvent être obtenus pour un même projet par plusieurs utilisateurs, même d'un seul logiciel.

Au-delà des résultats décrits dans ce mémoire, le clouage apparaît être une méthode d'avenir. Souple d'emploi, elle s'applique à de nombreux sites et présente par rapport à ses concurrentes, un moindre coût et une installation de chantier plus réduite. Mais il convient de garder à l'esprit que le clouage des sols est une méthode délicate, une mauvaise mise-en œuvre peut entraîner la ruine prématurée ou même stopper la construction.

Des règles de chantier strictes, concernant la projection du béton pour le parement et le scellement des clous doivent être observées. Pour ces raisons, il est logique de concevoir que la mise en œuvre d'un chantier de clouage soit confié à une entreprise compétente spécialiste de cette méthode.

Les progrès technologiques incessants devraient permettre d'améliorer encore le clouage en l'adaptant à chaque sol, notamment en ce qui concerne la mise en place du parement et la liaison sol-clou.

L'avantage des méthodes de renforcement qui leur assure un avenir prometteur, est qu'elles sont basées sur une amélioration sélective du sol.

Plus la plus value apportée est limitée aux seules caractéristiques voulues, plus la méthode est efficace et économique, c'est donc dans cette voie que les recherches doivent se poursuivre.

Références Bibliographiques

Références Bibliographiques

- [1] **(Balay J. 1988)** "Parois moulées. Ancrages" Techniques de l'ingénieur, C252, Paris, 12 pages.
- [2] **(BLONDEAUF. 1984)** " Renforcement de talus provisoires pour l'exécution d'un passage sous voies ferrées.Int. Symposium, in situ soil and rock reinfor"., PARIS p.39-45
- [3] **(BLON. 1984) BLONDEAUF. CHRISTIANSEN M. GUILLOUX A. SCHLOSSER F.(1984)** "TALREN: méthode de calcul des ouvrages en terre renforcée. Int. Symposium, in situ soil and rock reinfor., PARIS p.219-225
- [4] **(BOU1, 2004) Boulon M., Flavigny E., Malecot Y. et ... : (2004)** " Pratique éclairée des éléments finis en géotechnique ", document 1, Laboratoire 3S et Terrasol, décembre.
- [5] **(BRI1, 2003) Brinkgereve R.B.J. et Vermeer P.A. : (2003)** " PLAXIS Version 8, manuel de référence ", DELFT University of Technology & PLAXIS BV, Pays-Bas.
- [6] **(BRI2, 2003) Brinkgereve R.B.J. et Vermeer P.A. : (2003)** " PLAXIS Version 8 material model manual ", DELFT University of Technology & PLAXIS BV, Pays-Bas,
- [7] **(BRI3, 2003) Brinkgereve R.B.J. et Vermeer P.A. : (2003)** " PLAXIS Version 8, scientific manual ", DELFT University of Technology & PLAXIS BV, Pays-Bas,
- [8] **(BRI4, 2003) Brinkgereve R.B.J. et Vermeer P.A. : (2003)** " PLAXIS Version 8, validation manual ", DELFT University of Technology & PLAXIS BV, Pays-Bas,
- [9] **(Byrne, R.J., Cotton, D., Porterfield, J., Wolschlag, C., and Ueblacker, G. 1998).** "Manual for Design and Construction Monitoring of Soil Nail Walls," Report FHWA-DP-96-69R, Federal Highway Administration, Washington, D.C.
- [10] **(Byrne et al.1998).** ," Report FHWA-DP-96-69R Monitoring of Soil Nail Walls Manual for Design and Construction
- [11] **(Elias, V. and Juran, I. 1991).** "Soil Nailing for Stabilization of Highway Slopes and Excavations," Publication FHWA-RD-89-198, Federal Highway Administration, Washington D.C
- [12] **(EMERIAULT F.2011)** " Le clouage des sols Renforcement de pentes instables Ouvrages de soutènement " rapport de recherche Grenoble.
- [13] **(FAU Didier.1987)** " LE CLOUAGE DES SOLS APPLICATION AU SOUTÈNEMENT DE FOUILLE ETUDE EXPERIMENTALE ET DIMENSIONNEMENT L'ECOLE NATIONALE DES PONTS ET CHAUSSEES Thèse de Doctorat-Ecole Nationale des Ponts,.
- [14] **(FREY, 2001) Frey F. et Jaroslav Jirousek : (2001)** « Analyse des structures et milieux continus », volume 6 : Méthode des éléments finis, Presses Polytechniques et Univ Romandes.
- [15] **(GAUSSET. 1985)** "Confortement de versants urbanisés. Exemple dans L'agglomération Lyonnaise" Formation continue de l'E.N.T.P.E., LYON, p. 22-25
- [16] **(GASSLERG.1984)** "Soil nailing. Statistical design. Int. Symposium, in situ soil and rock reinfor"., PARIS, p. 491-494

Références Bibliographiques

- [17] **(GOULESCON. MEDIO J.M. 1981)** "Soutènement des sols en déblais à l'aide d'une paroi Hurlinoise. Autoroute A 86 Nogent sur Marne" (Val de Mame) Revue T.O.S, A.F.T.E.S. n° 47, p.205-214
- [18] **(GOULESCON. 1984)** "Evolution de la technique de la Hurlinoise.Int. Symposium, in situ soil and rock reinfor. ", PARIS, p.341-354
- [19] **(GUILLOUXA. 1982)** "L'amélioration des sols et des renforcements. Quelques observations et synthèses sur des ouvrages de soutènement par clouage".Session de formation continue de l'E.N.P.C, 19122
- [20] **(GUILLOUX A., SCHLOSSER F. 1983)** "Soil nailing practical applications" Symposium on Soil and Rock Improvement Techniques, A.I.T.
- [21] **(GUILLOUX A.1984)** "Evaluation du frottement latéral sol-inclusion dans le clouage des sols", Comptes Rendus du Colloque International sur le renforcement en Place des Sols et des Roches, Paris 1984, pp. 65-70.
- [22] **(Ho D.K.H., Smith LM. 1993)** "Modelling of soil nailing construction by 3-dimensional finite element analysis" Retaining structures, Thomas Telford, London, pp. 515-528.
- [23] **(IMBE, 1979) Imbert J.F.:(1979)** Analyse des structures par éléments finis, Edition SEPADUES,
- [24] **(Jean-Pierre GIGAN.1985)** " Applications du clouage en soutènement Paramètres de conception et de dimensionnement des ouvrages" P.51-55
- [25] **(Lazarte, C. A., Elias, V., Espinoza, D. and Sabatini, P. J., 2003)**, " Soil Nail Walls", Office of Technology Application Federal Highway Administration, U.S. Department of Transportation, Geotechnical Engineering, Circular NO. 7, Report No. FHWA0-IF-03-017, Washington D.C.
- [26] **(Lazarte, C. A .2011)** , "Proposed Specifications for LRFD Soil-Nailing Design and Construction" Geosyntec Consultants Columbia, MD, NCHRP REPORT 701 Office of Technology Application Federal Highway Administration, U.S. Department of Transportation of, Geotechnical Engineering , Washington D.C. p21-34
- [27] **(Liew Shaw-Shong , 2005)**, "Soil Nailing for Slope Strengthening" ,Gue and partners SdnBhd, Kualalampur Malaysia, Geotechnical Engineering Journal. p 1-9.
- [28] **(MES, 1997) Mestat P.:(1997)** "Maillages d'éléments finis pour les ouvrages de géotechnique" , Bulletin des LCPC 212,
- [29] **(Normes Françaises NF P 94-240 ,1998)** " Renforcement des sols Soutènement et talus en sol en place renforcé par des clous ", LABORATOIRE REGIONAL DES PONTS ET CHAUSSEES DE LEST PARISIEN P 94
- [30] **(Pellet F., Egger P., Descoedres F. 1995)** "Comportement mécanique d'une paroi expérimentale renforcée par clouage" Revue Française de Géotechnique, No. 71, pp. 49-60.
- [31] **(Philippe Mestat et Michel part,1995 -1997)** " Ouvrage en interaction " p292.296

Références Bibliographiques

- [32] (**PLAXIS Ver.8, 2006**), "Plaxis Reference manual", Delft University of Technology &Plaxis by The Netherlands.
- [33] (**Plumelle C. 1991**) "Expérimentation en vraie grandeur de trois parois clouées" Comptes rendus, Dixième congrès européen de mécanique des sols et des travaux de fondations, Florence, pp. 741-744.
- [34] (**Prashant Amit, Mukherjee Mousumi :August, 2010**) " SOIL NAILING FOR STABILIZATION OF STEEP SLOPES NEAR RAILWAY TRACKS", Department of Civil Engineering Indian Institute of Technology Kanpur, Research Designs and Standards Organization (RDSO), Lucknow p 3-10
- [35] (**Porterfield, J. A., Cotton, D. M., and Byrne, R. J. 1994**). "Soil Nailing Field Inspectors Manual, Project Demonstration 103," Publication No. FWHA-SA-93-068, Federal Highway Administration, Washington, D.C.
- [36] (**RAULIN P. ROUQUES G. TOUBOLA. 1974**) Calcul de la stabilité des pentes en rupture non circulaire. L.C.P.C. rapport de recherche n° 36
- [37] (**Recommandations CLOUTERRE ,1991**) "pour la conception, le calcul, l'exécution et le contrôle des soutènements réalisés par clouage des sols. " Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris, 272 pages.
- [38] (**SALENCON J, 1983**) "Calcul à la rupture et analyse limite". Presses des Ponts et Chauss. I.S.B.N. 2-85978-059-9
- [39] (**SCHLOSSER F. UNTERREINER P. PLUMELLE C. juillet 1993**) " Validation des méthodes de calcul de clouage par les expérimentations du Projet national CLOUTERRE" . Rev. Franç. Géotech. n° 64, pp.12-14
- [40] (**SCHLOSSER F, 1983**) "Analogies et différences dans le comportement et le calcul des ouvrages de soutènement en Terre armée et par clouage du sol". Revue Sols et fondations n° 428
- [41] (**SCHLOSSER F. Louis. .C, Guran.I, Goulesco .M.,1986**) " Soil Nailing: Application and Praticce" Gudehus;in the USA,in west Germany,
- [42] (**SCHLOSSERE GUILLOUX A.1981**) "Le frottement dans les sols", Revue Française de Géotechnique, n° 16, pp. 65-77
- [43] (**SHAFIEE S. : 1986**) "simulation numérique du comportement des sols cloués; Interaction sol-renforcement .et comportement de l'ouvrage".Thèse de Doctorat-Ecole Nationale des Ponts,Paris
- [44] (**TALREN 4 : Juillet 2005**) Manuel d'utilisation. Copyright - TERRASOL - Ind A
- [45] (**Yeung, V., 2008**), "Application of Soil nailing for Slope Stability Purpose", B.Tech. Project, University of Technology, Sydney.p 21

ANNEXES

ANNEXES

Annexe A

TABLE A.1
THREADED BAR PROPERTIES [ASTM A615, GRADES 420 and 525 MPa (60 and 75 ksi)]

Nominal Bar Designation		Cross-Sectional Area		Nominal Unit Weight		Max. Diameter w/Threads		ASTM Grade	Yield Strength		Max. Axial Load	
English	mm	in. ²	mm ²	lbs/ft	kg/m	in.	mm	English	ksi	MPa	kips	kN
#6	19	0.44	284	1.50	2.24	0.86	21.8	60	60	414	26.4	118
								75	75	517	33.0	147
#7	22	0.60	387	2.04	3.04	0.99	25.1	60	60	414	36.0	160
								75	75	517	45.0	200
#8	25	0.79	510	2.67	3.98	1.12	28.4	60	60	414	47.4	211
								75	75	517	59.3	264
#9	29	1.00	645	3.40	5.06	1.26	32.0	60	60	414	60.0	267
								75	75	517	75.0	334
#10	32	1.27	819	4.30	6.41	1.43	36.3	60	60	414	76.2	339
								75	75	517	95.3	424
#11	36	1.56	1,006	5.31	7.91	1.61	40.9	60	60	414	93.6	417
								75	75	517	117.0	520
#14	43	2.25	1,452	7.65	11.39	1.86	47.2	60	60	414	135.0	601
								75	75	517	168.8	751

Source: Byrne et al. (1998).

TABLE A.2
WELDED WIRE MESH DIMENSIONS
METRIC AND ENGLISH UNITS

Mesh Designation ^{(1), (2)}		Wire Cross-Sectional Area per Unit Length ⁽³⁾		Weight per Unit Area	
Metric	English	Metric	English	Metric	English
(mm x mm – mm ² x mm ²)	(in. x in. – in. ² /100 x in. ² /100)	(mm ² /m)	(in. ² /ft)	(kg/m ²)	(lbs/ft ²)
102x102 - MW9xMW9	4x4 - W1.4xW1.4	88.9	0.042	1.51	3.1
102x102 - MW13xMW13	4x4 - W2.0xW2.0	127.0	0.060	2.15	4.4
102x102 - MW19xMW19	4x4 - W2.9xW2.9	184.2	0.087	3.03	6.2
102x102 - MW26xMW26	4x4 - W4.0xW4.0	254.0	0.120	4.30	8.8
152x152 - MW9xMW9	6x6 - W1.4xW1.4	59.3	0.028	1.03	2.1
152x152 - MW13xMW13	6x6 - W2.0xW2.0	84.7	0.040	1.46	3.0
152x152 - MW19xMW19	6x6 - W2.9xW2.9	122.8	0.058	2.05	4.2
152x152 - MW26xMW26	6x6 - W4.0xW4.0	169.4	0.080	2.83	5.8

Source: WRI (2001).

TABLE A.3
REINFORCING BAR DIMENSIONS (ENGLISH AND METRIC)

Bar Designation		Nominal Diameter		Nominal Area	
English	Metric	in.	mm	in. ²	mm ²
3	10	0.375	9.6	0.11	71
4	13	0.500	12.7	0.20	129
5	16	0.625	15.9	0.31	199
6	19	0.750	19.1	0.44	284
7	22	0.875	22.2	0.60	387
8	25	1.000	25.4	0.79	510
9	29	1.128	28.7	1.00	645
10	32	1.270	32.3	1.27	819
11	36	1.410	35.8	1.56	1,006
14	43	1.693	43.0	2.25	1,452
18	57	2.257	57.3	4.00	2,581

Source: Byrne et al. (1998).

Table 3.10: Adhérence estimée de clous de sol dans le sol et la roche. (Source: Elias and Juran, 1991).			
matériel	Méthode de construction	Type de Sol / roche	Forces de liaison ultimes (qu) (kpa)
roche	Rotary Drilled	Marl/limestone	300 - 400
		Phyllite	100 - 300
		Chalk	500 - 600
		Soft dolomite	400 - 600
		Fissured dolomite	600 - 1000
		Weathered sandstone	200 - 300
		Weathered shale	100 - 150
		Weathered schist	100 - 175
		Basalt	500 - 600
		Slate/Hard shale	300 - 400
Les sols cohésifs	Rotary Drilled	Sand/gravel	100 - 180
		Silty sand	100 - 150
		Silt	60 - 75
		Piedmont residual	40 - 120
		Fine colluvium	75 - 150
	Driven Casing	Sand/gravel low overburden	190 - 240
		high overburden	280 - 430
		Dense Moraine	380 - 480
	Augered	Colluvium	100 - 180
		Silty sand fill	20 - 40
Jet Grouted	Silty fine sand	55 - 90	
	Silty clayey sand	60 - 140	
les sols à grains fins	Rotary Drilled	Sand	380
	Driven Casing	Sand/gravel	700
		Silty clay	35 - 50
	Augered	Clayey silt	90 - 140
		Loess	25 - 75
		Soft clay	20 - 30
Stiff clay		40 - 60	
Calcereous sandy clay	Stiff clayey silt	40 - 100	
		90 - 140	

PLAXIS Version 8 Professionnelle pour Windows

FINITE ELEMENT CODE FOR SOIL AND ROCK ANALYSES

<http://www.plaxis.nl>

CARACTERISTIQUES

PLAXIS V8 est un logiciel géotechnique aux éléments finis spécialement destiné à l'analyse en 2D des déformations et de la stabilité des ouvrages géotechniques. Les applications géotechniques nécessitent des lois de comportement avancées pour la simulation du comportement des sols et/ou des roches, non linéaire, dépendant du temps et anisotropie. De même, le sol étant un matériau polyphasique, des procédures spéciales sont nécessaires pour prendre en compte les pressions interstitielles, que celles-ci soient ou non hydrostatiques. Bien que la modélisation du sol lui-même soit un problème important, beaucoup de projets géotechniques impliquent également la modélisation des structures et de leur interaction avec le sol. PLAXIS est doté de fonctionnalités tout à fait remarquables pour traiter tous les aspects des structures géotechniques complexes. Un résumé des fonctions essentielles est donné ci-dessous

SAISIE DES DONNEES



Définition graphique de la géométrie : La définition des couches de sol, des ouvrages, Input des phases de construction, des chargements et des conditions aux limites s'appuie sur des procédures graphiques pratiques, ce qui permet une description précise de la coupe. Le maillage 2D est généré automatiquement à partir de ce modèle géométrique.



Génération automatique du maillage : PLAXIS offre une génération entièrement automatique de maillages non structurés d'éléments finis, avec des options pour raffiner le maillage, globalement ou localement. Le maillage peut contenir des milliers d'éléments.

Éléments de degré élevé : Des éléments triangulaires quadratiques à 6 nœuds et du 4^{ème} ordre à 15 nœuds sont disponibles pour modéliser les déformations et les contraintes dans le sol.



Coques : Des éléments spécifiques de poutre sont utilisés pour modéliser la flexion des murs de soutènement, des revêtements de tunnel et autres éléments élancés de structures.

Ces éléments sont définis par leur rigidité de flexion, leur raideur normale et leur moment fléchissant ultime. Une rotule plastique est introduite dès que le moment ultime est atteint. Ces éléments peuvent être utilisés conjointement avec des éléments d'interface pour conduire des analyses réalistes de tous les ouvrages géotechniques.



Articulations et raideurs à la rotation : Une articulation est une liaison entre éléments de poutre qui permet une rotation au point de jonction. Les articulations peuvent être introduites pour créer des joints là où les rotations sont possibles. Il est également possible de définir une raideur à la rotation lorsque la liaison n'est ni une rotule ni un encastrement.



Interfaces : Ces éléments joints sont nécessaires pour les calculs impliquant l'interaction d'un ouvrage et du sol. Ils peuvent servir à modéliser la zone de matériau très fortement cisailé sous la base des fondations, contre les pieux, les géotextiles ou les murs de soutènement. Ils sont caractérisés par les valeurs de l'angle de frottement et de l'adhérence, qui ne sont pas nécessairement les mêmes que l'angle de frottement et la cohésion du sol encaissant.



Ancrages : Des éléments de ressort élastoplastique servent à représenter les ancrages et les butons. Ils sont définis par leur raideur normale et la valeur maximale de l'effort normal. Une option spéciale permet d'analyser les ancrages ou appuis précontraints.



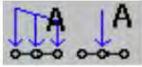
Géotextiles : Les géotextiles ou les géogrilles sont souvent utilisés dans la pratique pour la construction de remblais ou de soutènements en sol renforcé. Ils peuvent être simulés dans PLAXIS par l'emploi d'éléments spéciaux de traction. Il est souvent commode d'associer ceux-ci avec des éléments d'interface pour modéliser l'interaction avec le sol encaissant.



Tunnels : PLAXIS offre une option qui facilite la création des tunnels circulaires ou non circulaires composés d'arcs successifs. Des éléments de poutre et d'interface peuvent être adjoints pour modéliser le revêtement du tunnel et l'interaction avec le sol encaissant. Des éléments isoparamétriques servent à définir les limites curvilignes au sein du maillage. Plusieurs options sont également disponibles pour analyser les déformations provoquées par la construction du tunnel.



Conditions aux limites : Les "fixités" sont des déplacements nuls imposés. Ces conditions peuvent être appliquées aux lignes comme aux points définissant la géométrie du modèle, dans les directions x ou y. D'autre part, il est possible de définir des déplacements imposés non nuls pour certaines frontières du modèle. Une option permet d'appliquer les conditions d'appui standard valables dans la majorité des cas.



Chargements : Deux systèmes de chargement indépendants sont proposés pour appliquer des forces ponctuelles ou des charges réparties. Les forces ponctuelles peuvent être appliquées à n'importe quel point de la géométrie, les charges réparties sur n'importe quelle ligne de la géométrie, sans se limiter à la seule frontière extérieure. Les valeurs des chargements peuvent être modifiées dans le mode "Construction par étapes" et/ou par l'utilisation des multiplicateurs.

LOIS DE COMPORTEMENT DU SOL



Base de données des matériaux : Les propriétés des matériaux sont regroupées dans une base de données du projet. Toutes les données figurant dans les bases de données de différents projets peuvent être partagées via une base de données globale.

Modèle de Mohr-Coulomb : Ce modèle non-linéaire simple et robuste n'utilise que des paramètres qui sont connus habituellement. Tous les facteurs de non-linéarité ne sont cependant pas couverts par ce modèle. Le modèle de Mohr-Coulomb permet d'estimer de manière réaliste la charge de rupture de fondations circulaires, de pieux courts, ... etc. Il peut également servir à calculer un coefficient de sécurité par une approche de phi-c réduction.

Modèles avancés de sol : PLAXIS offre d'autres modèles de comportement de sol : le Hardening Soil Model (modèle hyperbolique en élastoplasticité) pour les sols raides, comme les argiles surconsolidées et les sables ; le Soft Soil Creep Model (modèle de type Cam-Clay) pour l'analyse du comportement des sols compressibles normalement consolidés. En complément, PLAXIS inclut un modèle pour l'analyse des roches en comportement anisotrope : le Jointed Rock model.

Modèles définis par l'utilisateur : dans PLAXIS 8, l'utilisateur a la possibilité de définir ses propres lois de comportement. Cette option, particulièrement utile en premier lieu pour les chercheurs, dans les universités et les instituts de recherche, peut également se révéler intéressante dans les milieux professionnels. Dans les années à venir, les modèles validés et documentés fournis par les utilisateurs seront mis à disposition sur Internet.



Régime d'écoulement permanent : Des réseaux complexes de pressions interstitielles peuvent être générés par combinaison de lignes phréatiques et de saisie directe des pressions. Les pressions interstitielles peuvent également être générées par un calcul d'écoulement permanent.



Calcul du réseau d'écoulement : Les distributions de pressions interstitielles complexes peuvent être générées à partir d'un calcul d'écoulement à deux dimensions. Des drains et

des puits peuvent être modélisés grâce à des éléments spécifiques. Les potentiels aux limites du modèle sont définis comme des niveaux phréatiques.

Surpressions interstitielles : PLAXIS distingue les comportements drainés ou non drainés des sols, pour modéliser les sables perméables comme les argiles quasi-imperméables. Les surpressions interstitielles sont calculées lorsque des couches de sol non drainé sont soumises à des chargements. Les conditions de chargement non drainé conditionnent souvent la stabilité des ouvrages géotechniques.

FONCTIONS DE CALCUL :



Le programme de calcul permet de conduire des analyses en déformation menées par un calcul plastique, un calcul de Consolidation ou un calcul en Grandes déformations. Pour chaque projet, plusieurs phases de calcul peuvent être définies avant le lancement du calcul.

Incrémentation automatique du pas de chargement : Ce mode évite à l'utilisateur d'avoir à choisir par lui-même les pas de chargement adaptés au calcul plastique incrémental, tout en garantissant une procédure de calcul fiable et efficace.

Contrôle de la longueur d'arc : Cette fonction permet un calcul correct des charges et mécanismes de rupture. Dans les calculs à charge contrôlée, la procédure itérative échoue dès que la charge imposée dépasse la valeur de pic. Avec le contrôle de la longueur d'arc, la charge appliquée est automatiquement réduite pour pouvoir examiner le phénomène de pic ainsi que toute évolution éventuelle après ce pic.

Construction par étapes : Il est possible de simuler les phases de construction ou d'excavation, par activation/désactivation de groupes d'éléments, application de chargements ou changement des conditions hydrauliques. Cette procédure permet une estimation réaliste des contraintes et déplacements provoqués par exemple par la construction d'un barrage en terre ou une excavation profonde.

Consolidation : La dissipation des surpressions interstitielles avec le temps peut être simulée par un calcul de consolidation. Une analyse de consolidation nécessite la définition des perméabilités de chacune des couches de sol. Des procédures d'incrémentation automatique du pas de temps rendent l'analyse performante et facile à utiliser. L'option "Construction par étapes" peut être combinée avec une analyse en consolidation.

Analyse en variables de Lagrange actualisées : Avec cette option, le maillage est actualisé en permanence durant le calcul. Dans certaines situations, une analyse classique en petites déformations peut révéler des modifications importantes de la géométrie.

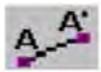
ANALYSE DES RESULTATS :

Le post-processeur PLAXIS a des fonctions avancées pour restituer les résultats du calcul, sous forme de graphiques et tableaux. Ceux-ci peuvent être envoyés sur n'importe quel imprimante ou copiés dans le presse-papier de Windows pour être exportés vers un autre logiciel.

Déformations : La visualisation des déformations peut se faire sous la forme de maillage déformé, de déplacements ou déformations totaux ou incrémentaux. Tous les graphiques de déplacement ou de déformation peuvent être présentés avec flèches, lignes isovaleurs ou domaines isovaleurs.

Contraintes : La restitution des contraintes peut se faire en contraintes effectives, contraintes totales, pressions interstitielles et surpressions interstitielles. Ces contraintes peuvent être figurées en lignes isovaleurs comme en domaines isovaleurs.

Efforts et déplacements dans les éléments de structure : Des graphiques et tableaux fournissent directement les déplacements, efforts normaux, tranchants, circonférentiels et les moments fléchissant de tous les éléments de structure. Les efforts et déplacements peuvent être tracés par phase, ou sous forme d'enveloppe de toutes les phases précédentes.



Coupes : Cette option très commode est offerte par PLAXIS pour créer des graphiques des sollicitations ou des déplacements selon des coupes sélectionnées dans le modèle.



Générateur de rapports : Un générateur de rapport a été développé pour permettre l'édition d'un rapport des données saisies et des résultats obtenus pour un modèle. Ce rapport peut être édité dans Word.

Animations : Il est possible de générer des animations vidéo pour toutes les sorties graphiques, notamment les déplacements et efforts dans les éléments de structure.



Courbes : Un outil spécifique permet de représenter les courbes charge-déplacement, les chemins de contraintes, les courbes effort-déformation, ou encore l'évolution de tassement avec le temps.

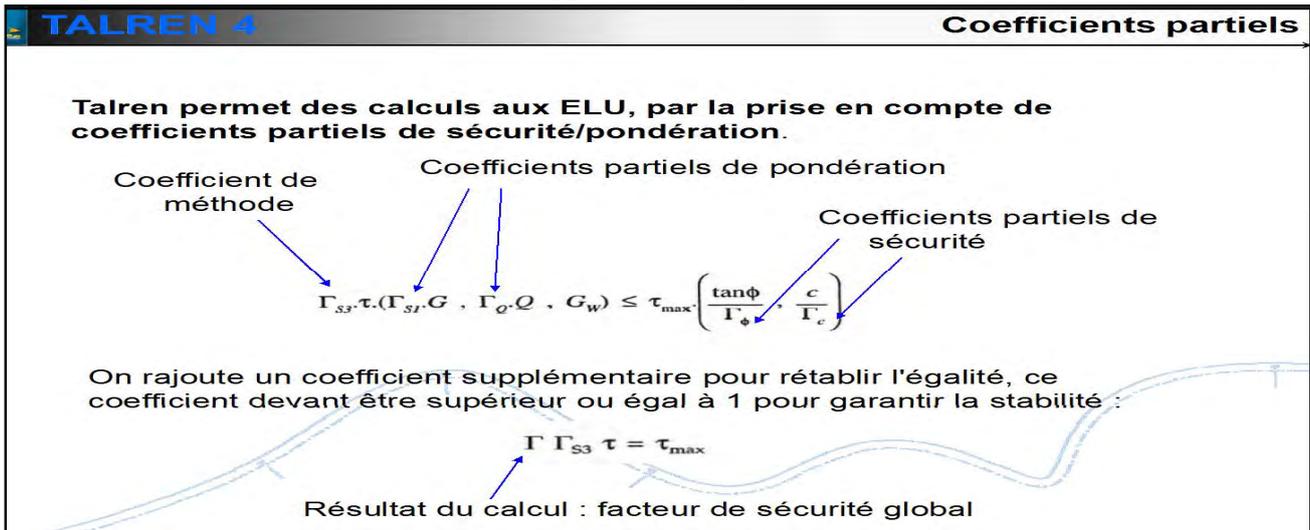
Talren 4 : est un logiciel permettant la vérification de la stabilité d'ouvrages géotechniques, avec ou sans renforcements.

Talren permet d'étudier :

- les pentes naturelles,
- les pentes de déblais/remblais,
- les ouvrages en terre et les digues,

Talren 4 : logiciel développé dans le cadre du Projet Clouterre 1991

La partie des recommandations qui traite du dimensionnement des murs cloués est basée sur des concepts et théories utilisés dans le développement du logiciel TALREN.



CALCUTS AUX ETNTS-LIMMS ULTIMES AVEC COEFFICIENTS PARTIELS DE SÉCURITÉ :

Le dimensionnement recommandé à l'heure actuelle est un dimensionnement aux états-limites ultimes, à la rupture de la structure.

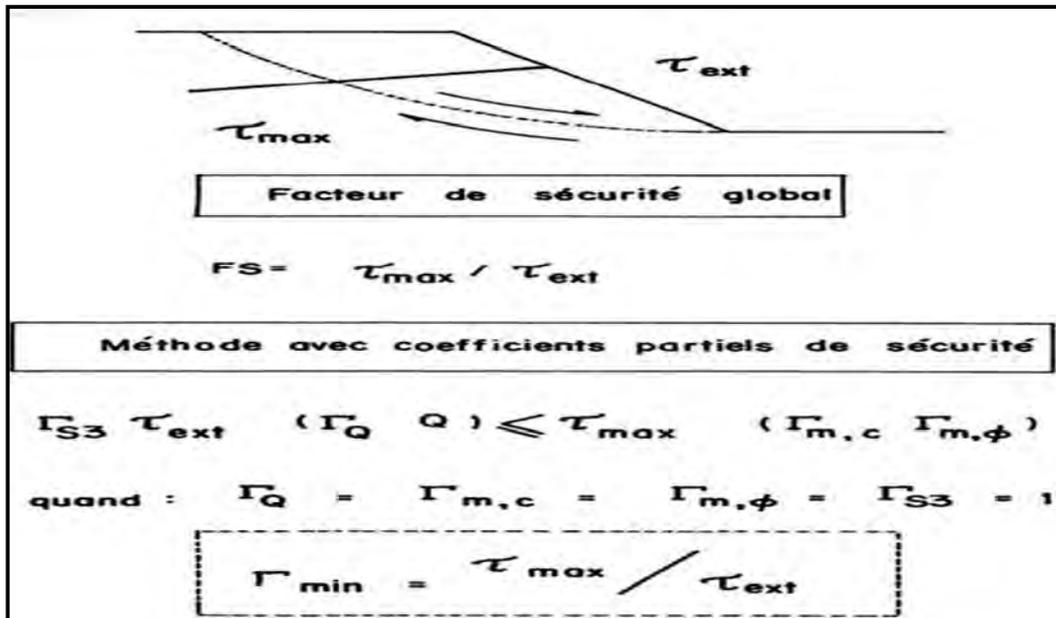
Classiquement, le rapport τ_{max} (sol cloué)/ τ_{ext} (actions) est défini et appelé coefficient de sécurité global. Il représente la marge de sécurité, prise d'un point de vue global, afin de pallier les incertitudes sur les actions, les résistances et la méthode de calcul elle-même.

Dans l'approche recommandée à l'heure actuelle avec les coefficients partiels de sécurité, la sécurité est distribuée entre les différents paramètres qui ne sont pas tous connus avec les mêmes incertitudes. Par exemple, l'angle de frottement interne du sol est mieux connu que la cohésion, le coefficient partiel de sécurité sur $\tan \phi$, noté $\Gamma_{m\phi}$ est donc plus faible que celui sur la cohésion c , noté Γ_{mc} . De même, des coefficients pondérateurs différents, Γ_{Q} , sont appliqués sur les actions suivant le type de chargement considéré. De plus, un coefficient, appelé, coefficient de méthode Γ_{S3} , est défini pour tenir compte des erreurs introduites par la méthode de calcul.

La structure est alors considérée comme sûre si l'inégalité suivante est respectée :

$$\Gamma_{S3} \cdot \tau_{ext}(\text{actions pondérées par } \Gamma_Q) \leq \tau_{max} \text{ (résistances connues) par } \Gamma_m.$$

Quand on étudie un mur dont les différents matériaux et les charges sont bien connus, il y a lieu de prendre tous les coefficients pondérateurs des actions Γ_Q , et les coefficients partiels de sécurité Γ_m égaux à 1,0: Γ_{S3} est pris alors égal à 1,0. Le rapport Γ_{min} , défini par : $\Gamma_{min} = \tau_{max}$ (résistances connues)/ τ_{ext} (actions connues). représente alors l'écart de la méthode de calcul par rapport à la réalité,. Formellement, Γ_{min} est égal au coefficient global de sécurité **de l'approche traditionnelle**,



Différences entre l'approche traditionnelle (facteur de sécurité globale) et l'approche recommandée par CLOUTERRE (coefficients partiels de sécurité).

EXEMPLES DETAILLES D'APPLICATION :

C.1.1 : mur cloué type :

L'objet de cet exemple est de détailler les manipulations permettant la vérification de la stabilité d'un projet-type de mur cloué, illustré sur la figure suivante. La géométrie du projet est définie sur la Figure C.1.

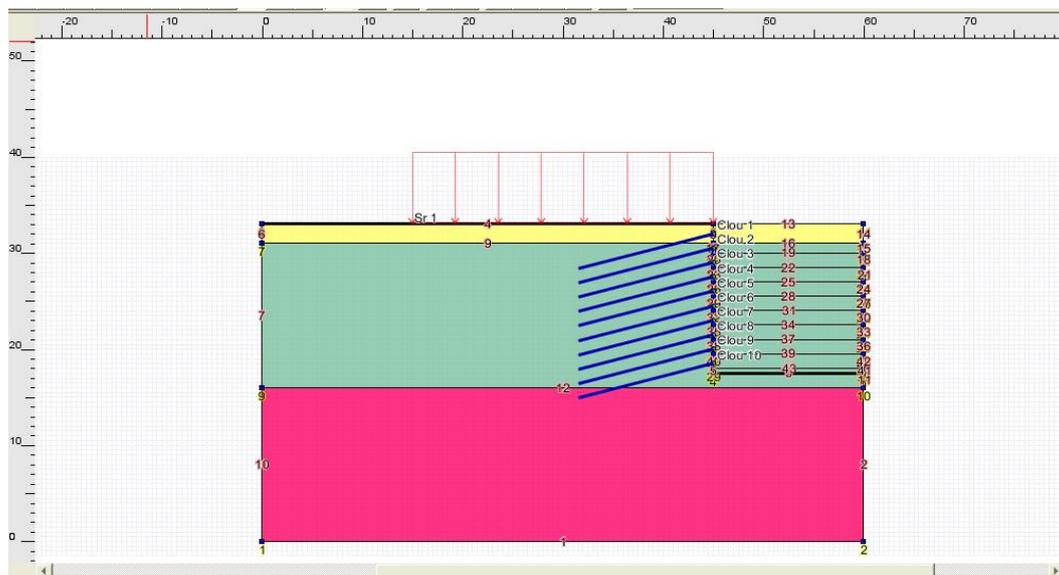


Figure C.1 : projet-type de mur-cloué

C.1.1.1 Etape 1 : présentation de l'étude :

- Sélectionner le menu [Fichier] puis l'option [Nouveau] ou cliquer sur l'icône de la barre de boutons.

- Sélectionner ensuite le menu [Données] puis [Description générale]. Compléter la fenêtre avec les informations demandées (Figure C.3).

Méthode de calcul et pondérations par défaut : il s'agit de choix qui seront ensuite retenus comme valeurs par défaut lors de la définition des situations (mais éventuellement modifiables pour chaque situation individuellement).

- Pondérations par défaut : cliquer sur le bouton [Assistant Jeu de coefficients]. Sélectionner le jeu de pondérations voulu dans la liste globale à droite (1) et cliquer sur le bouton [Transférer vers le projet] (2). Le dernier jeu transféré est sélectionné par défaut (encadré en rouge dans la liste à gauche). Compléter si nécessaire le jeu de pondérations choisi (3) (s'il comporte des valeurs non

définies). Puis valider par [OK] (4). (Figure 2).

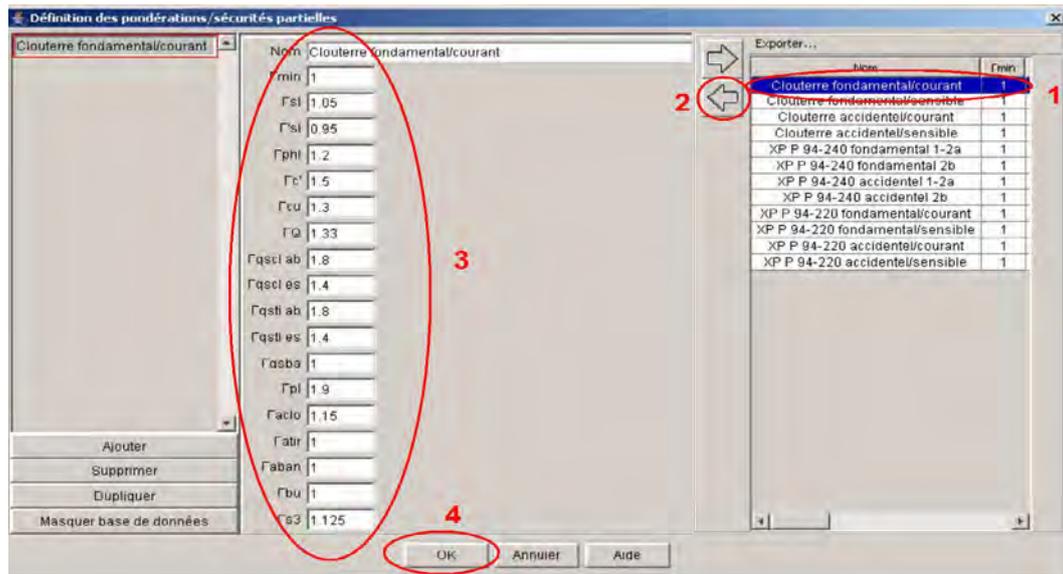


Figure C.2 : Choix d'un jeu de pondérations/sécurités partielles

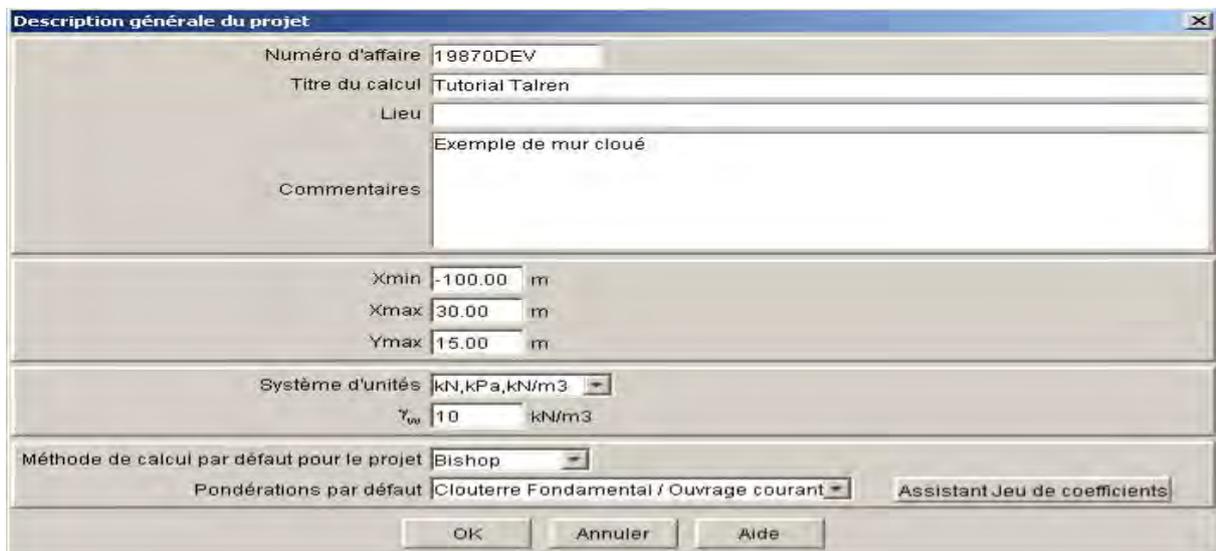


Figure C.3 : description générale

Sélectionner le menu [Fichier] puis [Enregistrer]. Choisir le répertoire d'enregistrement et le nom du fichier

C.1.1.2 Etape 2 : définition de la géométrie :

Les coordonnées des points définissant la géométrie du talus ainsi que les limites de couches sont définies sur la Figure 1.

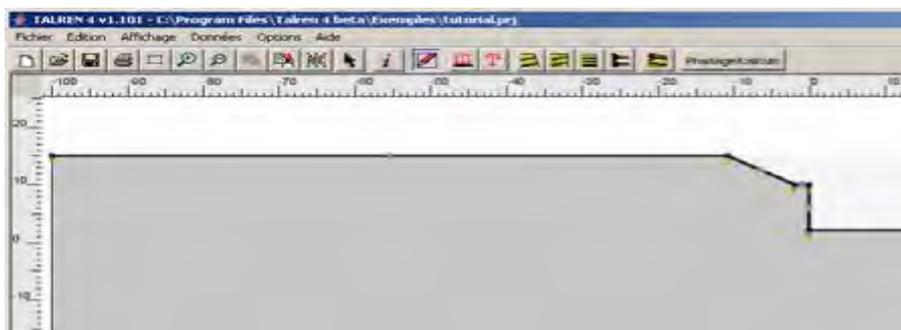


Figure C.4 : reconnaissance automatique de l'enveloppe du terrain

Pour saisir la géométrie via la boîte de dialogue (mode le plus proche de celui de la version précédente Talren 97), ou vérifier les coordonnées des points dessinés à la souris : choisir le

menu [Données] puis l'option [Géométrie]. L'écran de la Figure C.5 apparaît (onglet "Points"). Si vous avez déjà saisi des points à la souris, ceux-ci figurent dans le tableau, sinon, celui-ci est vide. Pour corriger des coordonnées, cliquer simplement dans les cases correspondantes. Pour saisir de nouveaux points, cliquer sur le bouton "Ajouter".

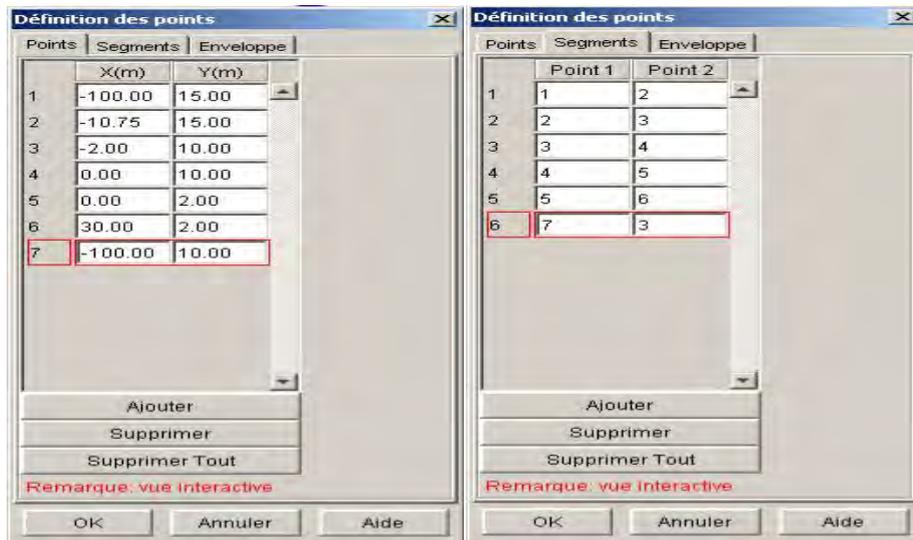


Figure C.5 : boîte de dialogue "Géométrie du projet", onglets "Points" et "Segments"

Astuce : pour passer d'une case à l'autre (de gauche à droite sur la même ligne, ou à la ligne suivante en fin de ligne), l'utilisateur peut utiliser la touche Tab du clavier. Les touches Shift+Tab permettent de se déplacer d'une case à l'autre dans l'autre sens.

Lorsque tous les points sont définis, cliquer sur l'onglet "Segments" (Figure C.5) : le tableau de l'ensemble des segments déjà définis apparaît alors. Il est possible de modifier ou ajouter des segments, comme pour les points.

Lorsque tous les segments sont définis, cliquer sur l'onglet "Enveloppe" (Figure C.6).

Par défaut, Talren 4 définit automatiquement l'enveloppe en fonction de la géométrie déjà définie. Celle-ci apparaît en traits épais sur le dessin.



Figure C.6 : dialogue "Géométrie du projet", onglet "Enveloppe"

1.1.3 Etape 3 : définition des clous :

dix niveaux de clous sont à définir. Il convient de les définir tous dans les données du projet.

Ensuite, ils seront activés au fur et à mesure de la progression du phasage.

Ils sont tous identiques sauf pour la cote de leur tête. Leurs caractéristiques sont données dans le Tableau C.1 :

Clou	Øbarre (m)	σ_e (MPa)	Esp (m)	X	Y	L (m)	Angle (°)	Re	Ind (*)
1	0.025	420	1.5	45	32	13.95	15	0.100	1
2	0.025	420	1.5	45	30.5	13.95	15	0.100	1
3	0.025	420	1.5	45	29	13.95	15	0.100	1
4	0.025	420	1.5	45	27.5	13.95	15	0.100	1
5	0.025	420	1.5	45	26	13.95	15	0.100	1
6	0.025	420	1.5	45	24.5	13.95	15	0.100	1
7	0.025	420	1.5	45	23	13.95	15	0.100	1
8	0.025	420 <td>1.5</td> <td>45</td> <td>21.5</td> <td>13.95</td> <td>15</td> <td>0.100</td> <td>1</td>	1.5	45	21.5	13.95	15	0.100	1
9	0.025	420	1.5	45	20	13.95	15	0.100	1
10	0.025	420	1.5	45	18.5	13.95	15	0.100	1

(*) : la valeur de 1 signifie traction calculée / cisaillement imposé. En l'occurrence, on veut calculer la traction et imposer un cisaillement nul.

Tableau C.1 : caractéristiques des clous

Rsc ou qs issus de : Abaques (cela a une incidence sur le coefficient de sécurité partiel pris en compte sur la valeur de qs) ;

- Rsc (résistance du scellement) calculée à partir de qs ;
- Cisaillement non variable ;
- Calcul de la traction sur la partie externe à la surface de rupture seulement.

Là encore, vous avez plusieurs possibilités pour définir les renforcements dans TALREN 4 : dessin à la souris, saisie des coordonnées directement dans l'écran principal, Pour dessiner le premier clou, cliquer sur le bouton "Clous" de la barre de boutons. Cliquer ensuite sur la position de la tête du clou à représenter, puis, sans lâcher le bouton gauche de la souris, sur son autre extrémité. Le clou apparaît alors sur le dessin.

Pour compléter les données relatives à ce clou (ou le définir complètement si vous ne souhaitez pas effectuer l'étape précédente à la souris), choisir le menu [Données du projet] puis l'option [Renforcements] (ou cliquer avec le bouton droit de la souris sur le clou, puis sélectionner "Propriétés"). L'écran de la Figure C.7 apparaît alors (onglet "Clous"). Si vous avez déjà défini le 1^{er} clou à la souris, celui-ci apparaît. Compléter alors ses données (en cliquant simplement dans les cases correspondantes).

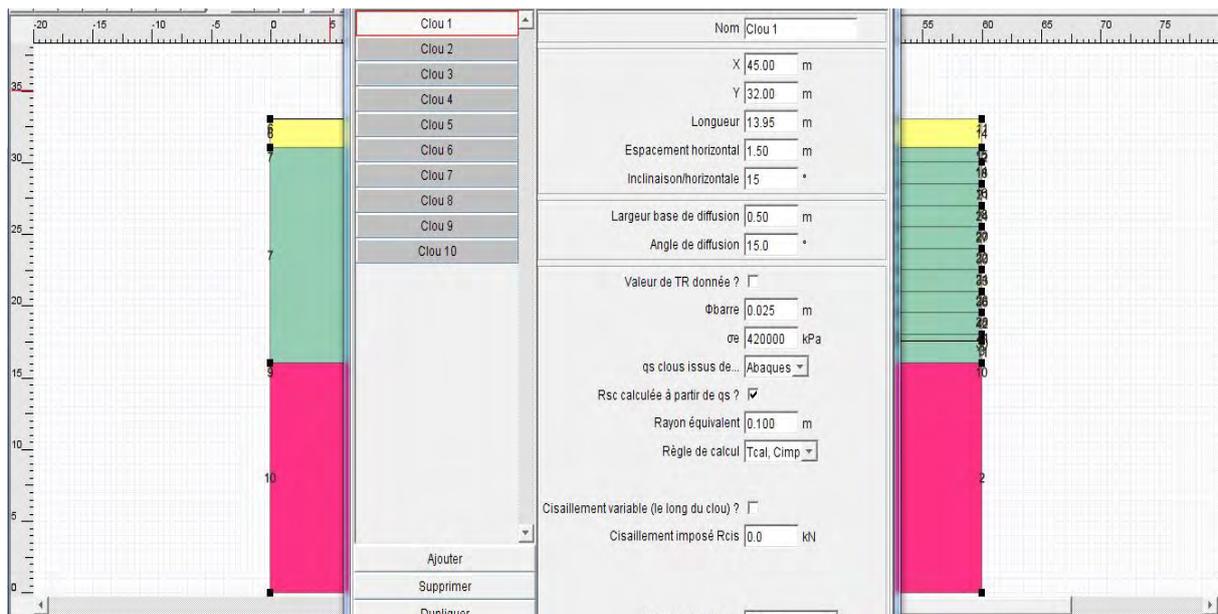


Figure C.7: boîte de dialogue "Renforcements", onglet "Clous"

Renforcements :

Type	Mode de sollicitation	Interaction sol/renforcement	Commentaires spécifiques
Clous	Traction +cisaillement Multicritères	Interaction sol/clou	<ul style="list-style-type: none"> • Peuvent travailler en traction calculée + cisaillement imposé (peut donner traction seule) ; ce comportement correspond à 80 % des projets de clouage. • Peuvent travailler en traction nulle + cisaillement calculé ; ce comportement correspond au renforcement de pentes par pieux et micropieux. • Peuvent travailler en traction + cisaillement calculés. • Exemples de documents normatifs de référence spécifiques : norme XP P 94-240, recommandations Clouterre.

Tableau C.2 : types de renforcement dans Talren 4

C.1.1.4 Etape 4 : définition des caractéristiques de sol :

trois couches de sol sont à définir. Leurs caractéristiques sont données dans le Tableau C.3.

Sol	γ (kN/m ³)	φ (°)	c (kPa)	qs (kPa)
1 remblai	17	30	1	100
2 argil compact	17	32	48	30
3 argil sableaux	18	17.93	53	120

Tableau C.3 : caractéristiques des sols

Sélectionner le menu [Données] puis [Caractéristiques des sols]. Cliquer sur le bouton "Ajouter", puis compléter les données pour la première couche (Figure C.8).

Cliquer à nouveau sur "Ajouter" puis définir les données pour la 2^{ème} couche de sol. Pour passer d'une couche de sol à l'autre, cliquer sur le libellé de la couche dans la liste à gauche de la boîte de dialogue.

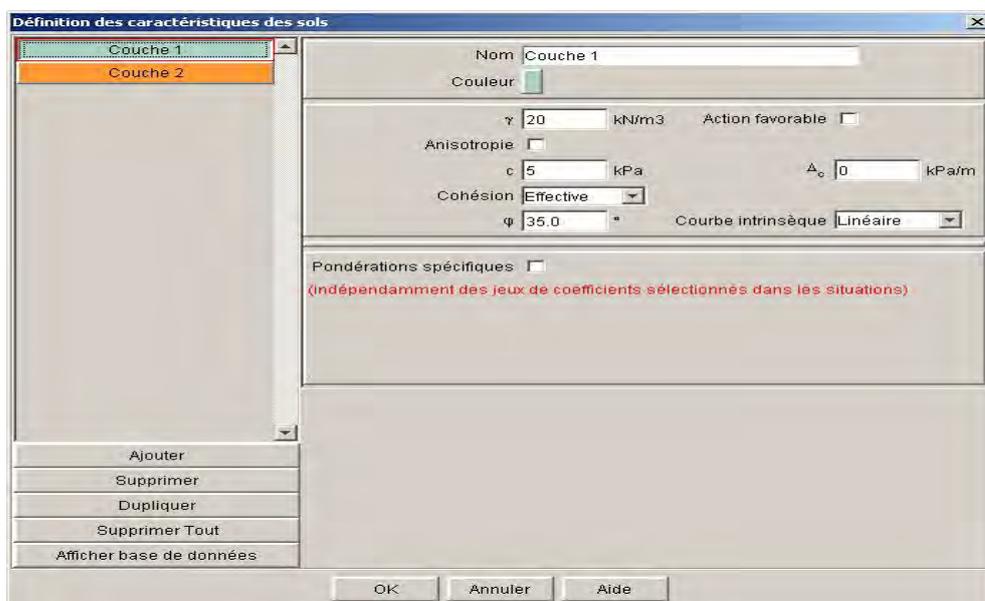


Figure C.8 : boîte de dialogue des caractéristiques de sols (couche 1)

Pour affecter les couches définies aux différentes "zones de sol", cliquer avec le bouton gauche de la souris sur le libellé du sol voulu dans la liste à gauche de la boîte de dialogue, puis maintenir le bouton appuyé et faire glisser la souris à l'intérieur de la zone de sol voulue. Relâcher alors le bouton gauche de la souris : la zone de sol doit prendre la couleur de la couche de sol attribuée. Répéter l'opération pour attribuer des caractéristiques à toutes les zones de sol. Puis fermer la boîte de dialogue. Vous devez alors obtenir l'écran illustré sur la Figure C.9.

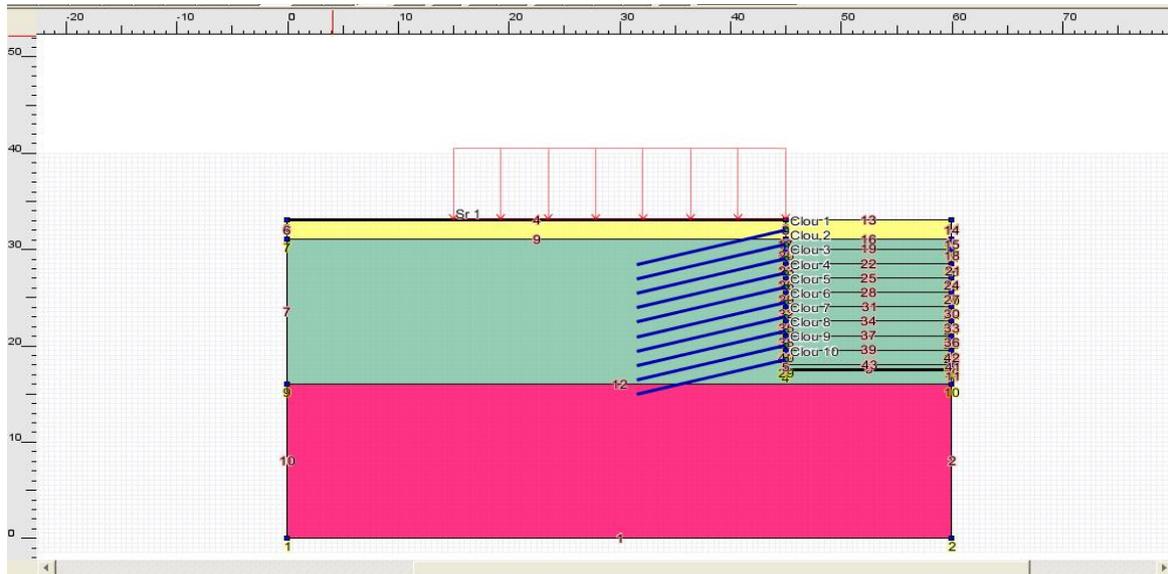


Figure C.9 : copie d'écran après attribution des caractéristiques de sol

1.1.5 Etape 5 : définition des niveaux de terrassement intermédiaires :

Nous avons pour l'instant défini la géométrie de la situation définitive. Mais nous souhaitons également effectuer une vérification des phases provisoires d'exécution. Il faut donc définir des points et segments supplémentaires : cotes 31, 30.28.5, 27, 25.5, 24, 22.5, 21, 19.5, 18, et 17.5

1.1.6 Etape 6 : définition de la phase 1 :

Cette phase de vérification correspond aux opérations suivantes :

- terrassement à la cote 31 (celui qui permettra d'exécuter le premier niveau de clou).
- Mise en place du premier niveau de clous Figure C.10

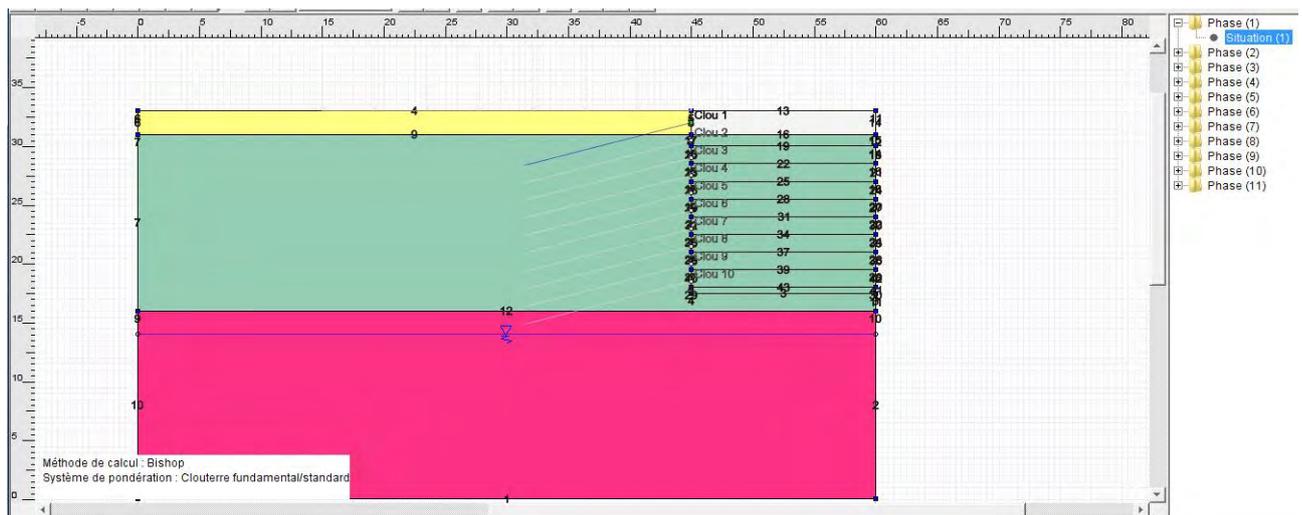


Figure C.10 définition de la phase 1 :

C.1.1.6.1 Définition et calcul de la situation 1 :

La première situation de chaque phase est créée automatiquement. Il convient néanmoins de définir ses propriétés, et notamment : pondérations partielles et surfaces de rupture. Pour accéder aux propriétés de la situation, choisir le menu [Phases et Situations], option [Définition de la situation sélectionnée], ou cliquer avec le bouton droit de la souris sur le libellé de la situation, et choisir l'option [Définition de la situation sélectionnée]. L'écran de la Figure C.11 apparaît alors.

- Méthode de calcul : Bishop (option choisie par défaut dans la description générale)
 - Pondérations partielles : Clouterre Fondamental / Ouvrage courant (option choisie par défaut dans la description générale)
 - Sismique : nous n'allons pas définir de conditions sismiques pour cette situation.
 - Définition des surfaces de rupture : nous allons choisir par exemple pour cette première situation des surfaces de rupture circulaires passant en pied d'excavation, en recherche automatique. Les données correspondantes apparaissent sur les Figure C.11 et Figure C.12 (on accède à l'écran de la Figure C.12 après avoir sélectionné "Surfaces circulaires" et "Recherche automatique", puis cliqué sur le bouton "Définir les surfaces de rupture"). La valeur "abscisse émergence limite (aval)" égale à -1 garantit que Talren ne recherchera pas les cercles dont le point d'émergence "à droite" a une abscisse inférieure à -1. En l'occurrence, on veut éviter de vérifier la stabilité du talus supérieur dans la couche 1 : on veut vérifier la stabilité de l'ensemble du projet. Valider.
- Nota : le nombre de tranches par défaut est de 100. Le projet ci-dessous a été défini avec 150 tranches pour montrer que ce nombre de tranches peut être augmenté.

Figure C.11 : définition de la 1^{ère} situation de la 1^{ère} phase

Figure C.12 : définition des surfaces de rupture pour la 1^{ère} situation de la 1^{ère} phase

Calcul et résultats :

- Pour effectuer le calcul de cette situation, choisir le menu [Calculs et résultats] puis l'option [Calculer la situation sélectionnée] ou cliquer sur le bouton [Calculer la situation sélectionnée] de la barre de boutons. Le calcul s'effectue puis le résultat s'affiche (Figure C.13) : les cercles dessinés par défaut sont ceux qui correspondent à la valeur minimum trouvée pour le coefficient de sécurité.

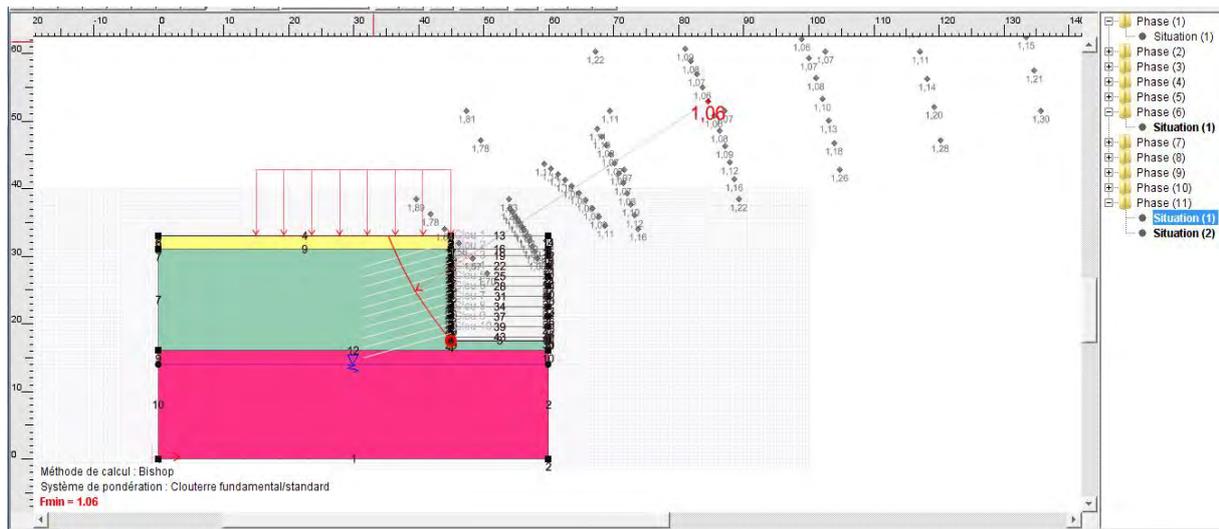


Figure C.13 : résultat obtenu pour la situation 1 de la phase 11

Les résultats détaillés par surfaces de rupture, sous forme de tableau (soit par le menu [Calculs et résultats], soit par le bouton correspondant de la barre d'outils) : Figure C.14.

o Les efforts mobilisés dans les renforcements (ici le premier niveau de clous), sous forme de tableau (soit par le menu [Calculs et résultats], soit par le bouton correspondant de la barre d'outils) : Figure C.15. Le bouton "Légende renforcements" de cet écran permet de visualiser la signification des différentes colonnes du tableau.

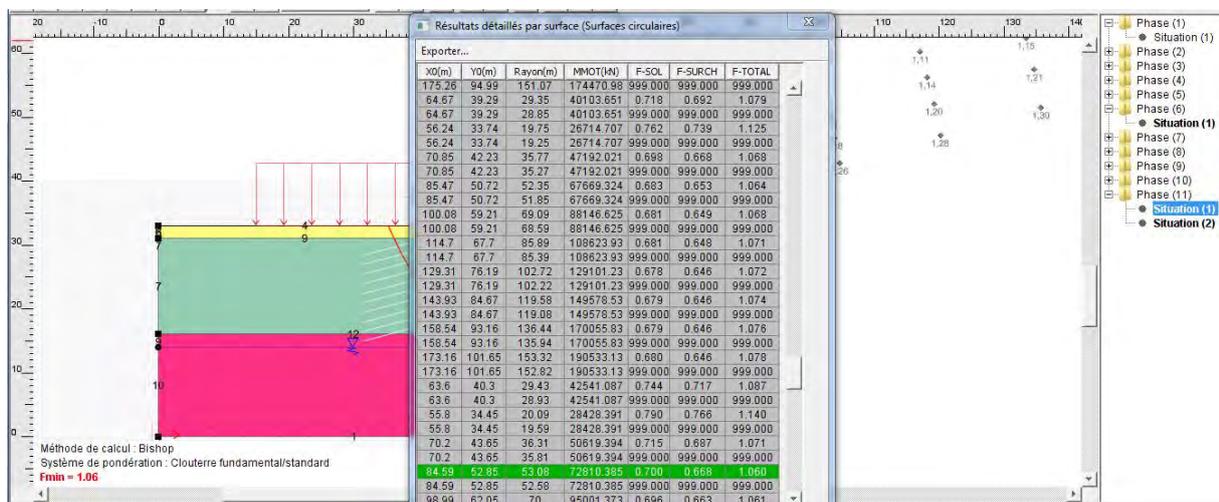
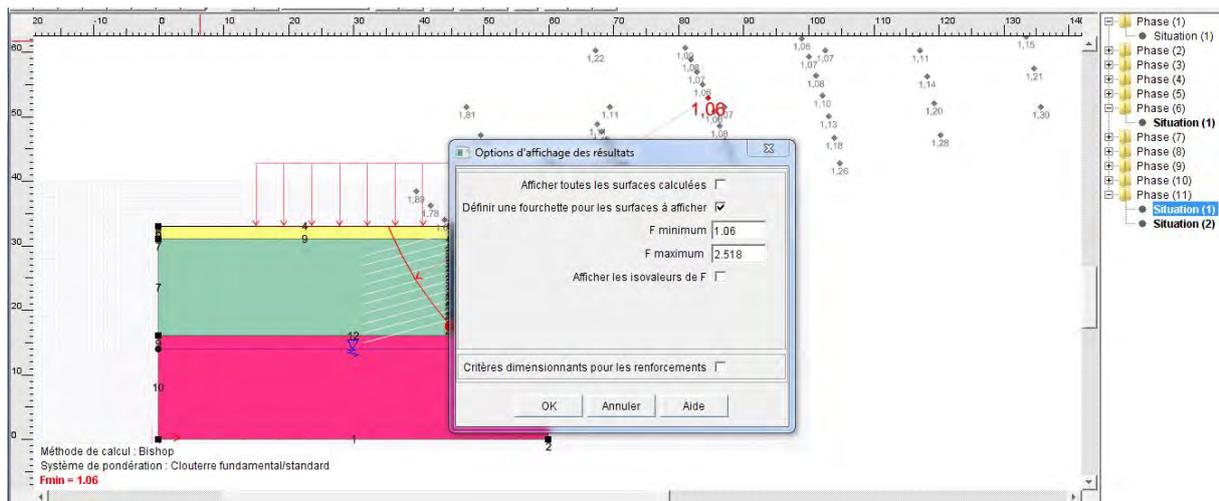


Figure C.14 : résultats détaillés par surface de rupture

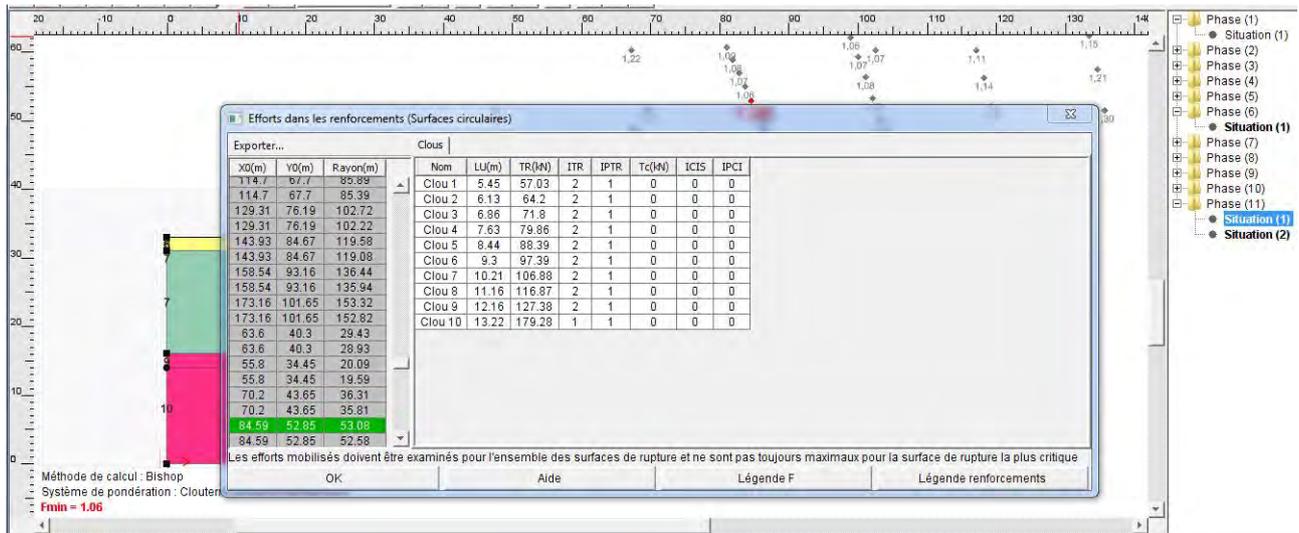


Figure C.15 : efforts dans les renforcements

Calcul et résultats : On effectuera ici la comparaison pour la 8^{ème} phase et la dernière phase..

CALCUL METHODE DE BISHOP	SONS RENFORCEMENT	AVEC RENFORCEMENT
Situation 8	F = 0.65	F= 0.96
Situation 11	F = 0.57	F = 1.06

Tableau C.4 : la comparaison pour la 8^{ème} phase et la dernière phase.

Nota : les valeurs élevées trouvées pour le coefficient de sécurité sur les 2 situations sont :liées à (interaction sol/clou pour les deux Situation)(avec renforcement).

C.1.2- reprise exemple précédent par "Prise en compte d'un séisme",

Il s'agit d'ajouter une situation et de définir ses propriétés :

- Pondérations partielles : Clouterre Accidentel / Ouvrage courant. Pour modifier le jeu de pondérations, cliquer sur le bouton [Assistant Jeu de coefficients], puis suivre les étapes indiquées sur la Figure C.16.

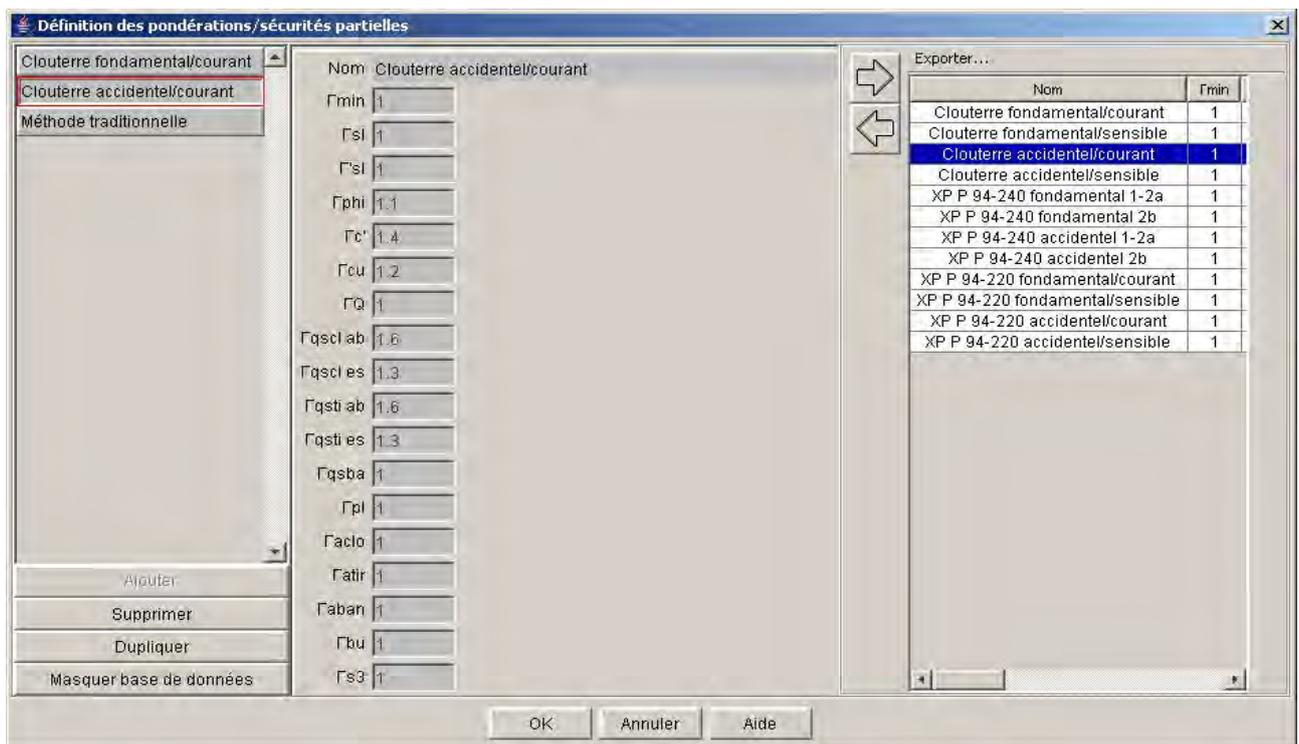


Figure C.16 : Choix d'un jeu de pondérations/sécurités partielles

- Sismique : nous allons cette fois étudier la situation accidentelle avec séisme. Il faut donc cocher la case "Prise en compte d'un séisme", et définir $a_h/g = 0,12$ et $a_v/g = 0,06$.
- Définition des surfaces de rupture : nous allons choisir ici les mêmes surfaces de rupture que pour la situation 1.

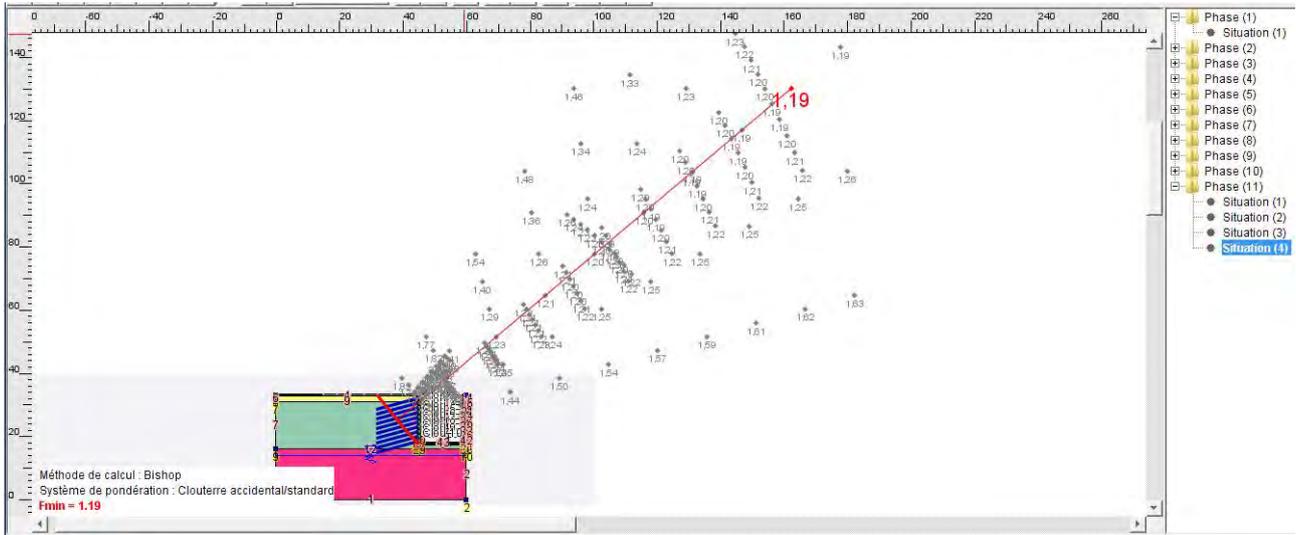


Figure C.17 : résultat obtenu pour la situation 4 de la phase 11

Calcul et résultats : On effectuera ici la comparaison pour la dernière phase.

METHODE DE CALCUL	PHASE 11 AVEC RENFORCEMENT
calcul méthode de Bishop	$F_{\text{Bishop}} = 1.19$ (avec séisme)
calcul méthode de Bishop	$F_{\text{Bishop}} = 1.06$ (sans séisme)

Tableau C.5 synthèse des résultats : comparaison Bishop/ avec et sans séisme

Nota : la valeur élevée trouvées pour le coefficient de sécurité sur le calcul méthode (avec séisme).

C.2-reprise exemple précédent par la méthode du calcul à la rupture :

Il s'agit de reprendre exemple précédent avec la méthode du calcul à la rupture, afin de familiariser l'utilisateur de Talren 4 avec cette méthode de calcul, et de comparer les résultats obtenus avec les méthodes Bishop/perturbations d'une part, et avec la méthode du calcul à la rupture d'autre part.

C.2.1 avec calcul à la rupture : On effectuera ici la comparaison pour la dernière phase : La situation "de référence" sera la première situation de cette phase (calcul selon Clouterre /ouvrage courant / combinaison fondamentale, recherche automatique) : le calcul avec la méthode de Bishop donnait pour cette situation $F_{\text{Bishop}} = 1.06$. Méthode de calcul : à la rupture (option choisie par défaut dans la description générale) • Pondérations partielles : Clouterre Fondamental / Ouvrage courant (option choisie par défaut dans la description générale)

.Sismique : nous n'allons pas définir de conditions sismiques pour cette situation.

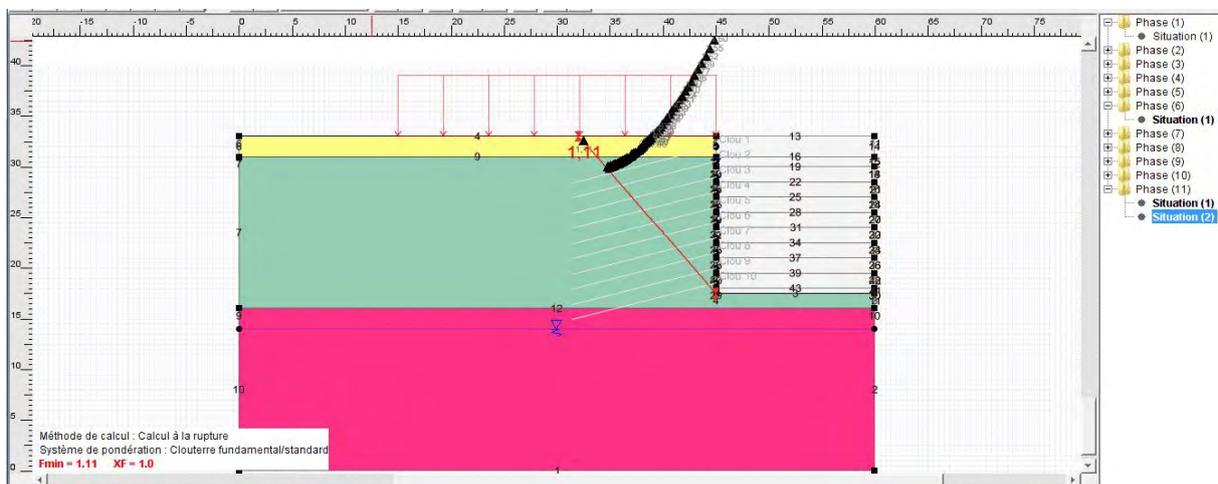


Figure C.18 Calcul a la rupture

Calcul et résultats : On effectuera ici la comparaison pour la dernière phase..

METHODE DE CALCUL	PHASE 11 AVEC RENFORCEMENT
calcul méthode de Bishop	$F_{\text{Bishop}} = 1.06$
calcul méthode a la rupture	$XF_{\text{a la rupture}} = 1.11$

Tableau C.6 *synthèse des résultats : comparaison Bishop/calcul à la rupture*

Nota : la valeur élevée trouvées pour le coefficient de sécurité sur le calcul méthode a la rupture

C.2.2. Méthode de calcul : Perturbations (option choisie par défaut dans la description générale)

- Pondérations partielles : Clouterre Fondamental / Ouvrage courant (option choisie par défaut dans la description générale)
- Sismique : nous n'allons pas définir de conditions sismiques pour cette situation $F_{\text{min}}=3.10$

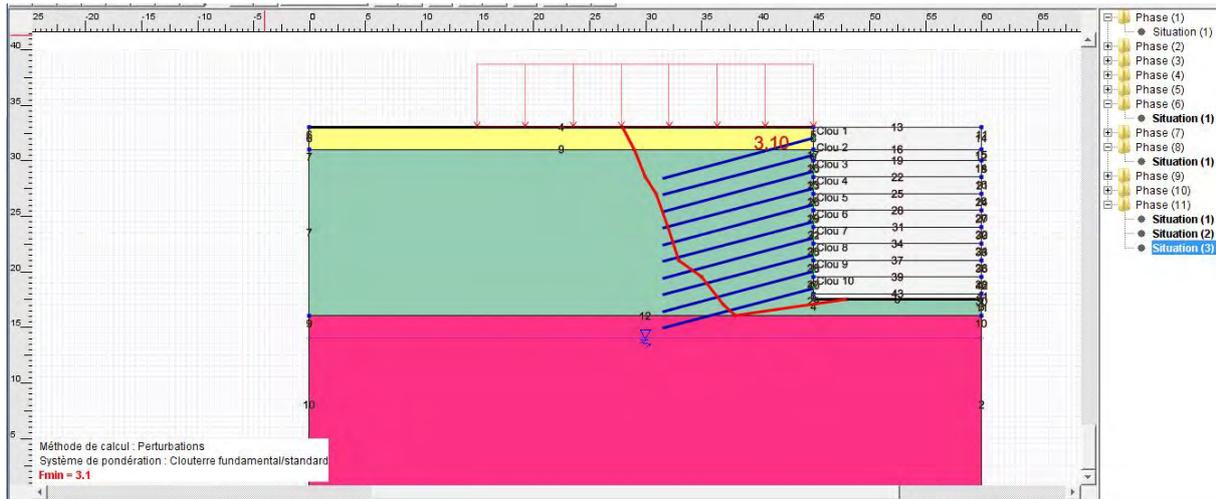


Figure 19 Méthode de calcul : Perturbations

C.2.3. Méthode de calcul : Bishop (option choisie par défaut dans la description générale)

- Pondérations partielles : **Traditionnel définitive** (option choisie par défaut dans la description générale)
- Sismique : nous n'allons pas définir de conditions sismiques pour cette situation

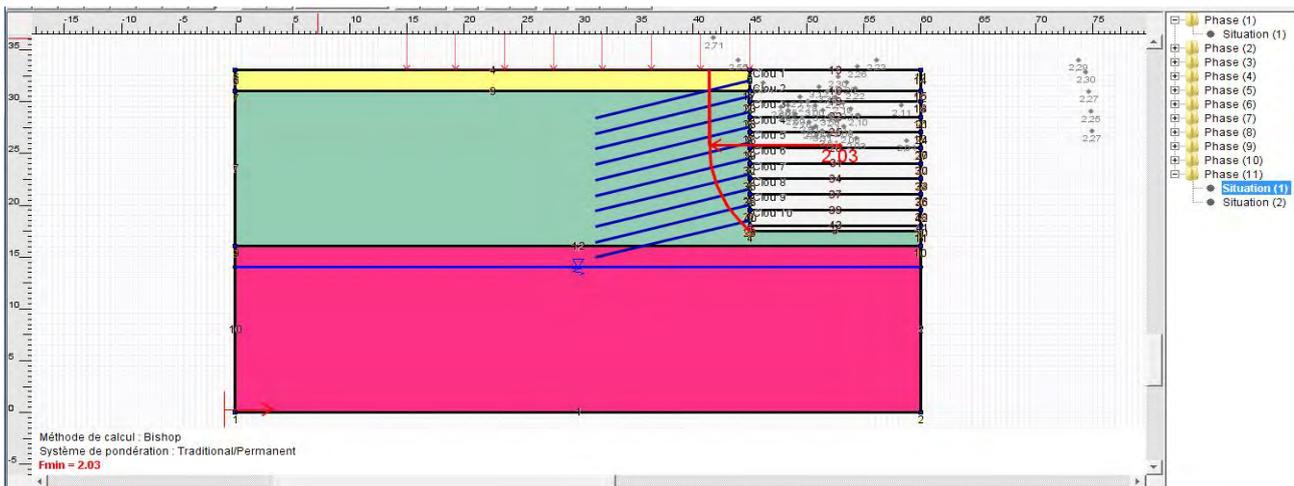


Figure C.20 Méthode de calcul : Bishop Pondérations partielles : Traditionnel définitive

$F_{\text{min Bishop}} = 2.03$

C.2.4. Méthode de calcul : calcul à la rupture (option choisie par défaut dans la description générale)

- Pondérations partielles : **Traditionnel définitive** (option choisie par défaut dans la description générale)
- Sismique : nous n'allons pas définir de conditions sismiques pour cette situation

$X_{F_{calcul}} \text{ à la rupture} = 2.63$

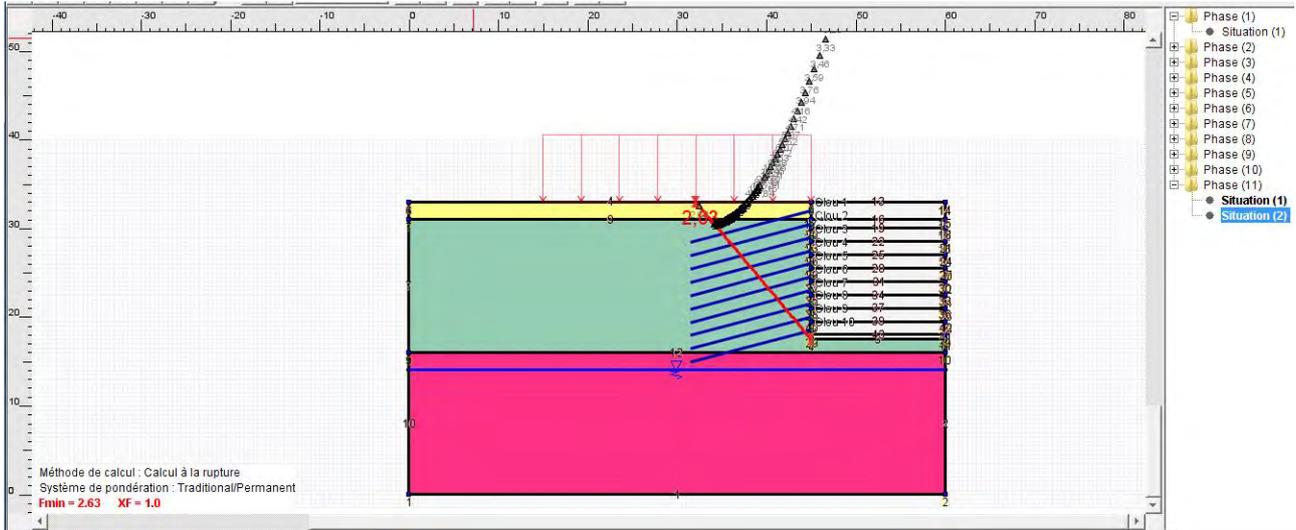


Figure C.21 Méthode de calcul : calcul à la rupture Pondérations partielles : Traditionnel définitive

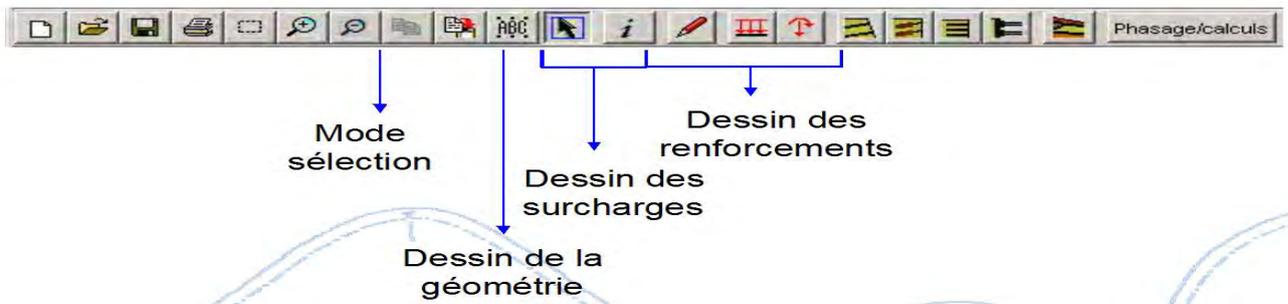
Conclusion pour Calcul et résultats : On effectuera ici la comparaison pour la dernière phase.

METHODE DE CALCUL PONDERATIONS PARTIELLES : TRADITIONNEL DEFINITIVE	F _{BISHOP}	X _F CALCUL A LA RUPTURE
(phase 11)	F = 2,03	XF = 2.63

Tableau C.7 : synthèse des résultats : comparaison Bishop/calcul à la rupture

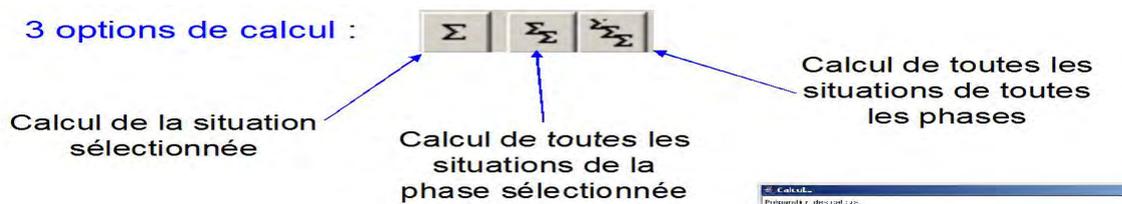
Remarque sur la comparaison calcul à la rupture / calcul Bishop :

• Il est observé sur le tableau C.6 présentés (phase 11) que le calcul à la rupture conduit à un coefficient de sécurité XF qui demeure proche de celui obtenu par la méthode traditionnelle de Bishop.



Lancement des calculs

- 3 options de calcul :



Détail des coefficients partiels à définir : Chaque jeu de coefficients partiels doit contenir les valeurs suivantes : Γ_{min} : il s'agit du coefficient de sécurité minimum à obtenir pour conclure à la stabilité de l'ouvrage (cette valeur est demandée à titre de rappel, elle n'est pas utilisée dans les calculs) ;

Γ_{s1} : coefficient de pondération sur le poids volumique des sols, dans le cas où celui-ci est considéré comme défavorable

Γ'_{s1} : coefficient de pondération sur le poids volumique des sols, dans le cas où celui-ci est considéré comme favorable.

Γ_{phi} : coefficient de sécurité appliqué sur $\tan(\phi)$; $\Gamma_{c'}$: coefficient de sécurité appliqué sur la cohésion effective ; Γ_{cu} : coefficient de sécurité appliqué sur la cohésion non drainée

Γ_Q : coefficient de pondération appliqué sur les surcharges ;

Γ_{qsclab} : coefficient de sécurité appliqué sur les valeurs de q_{sclous} issues d'abaques (ou directement sur la valeur de la résistance à la traction du scellement des clous dans les cas où cette valeur R_{sc} est fournie directement,

$\Gamma_{qscl es}$: coefficient de sécurité appliqué sur les valeurs de q_{sclous} issues d'essais (ou directement sur la valeur de la résistance à la traction du scellement des clous dans les cas où cette valeur R_{sc} est fournie directement. Γ_{s3} : coefficient de méthode

Γ_{pl} : coefficient de sécurité appliqué sur les valeurs de p_l ;

Γ_{aclou} : coefficient de sécurité appliqué sur la résistance intrinsèque à la traction des clous ;

Coefficients de Sécurité Partiels ELU - Recommandations Clouterre - Tableau III p114.

NATURE DES ACTIONS	Not.	COEFFICIENTS PONDERATEURS DES ACTIONS	
		Combinaison fondamentale	Combinaison accidentelle
1) Actions permanentes type G	G	I	I
Poids propre du sol			
Effet déstabilisateur Effet stabilisateur			
Autres actions permanentes	Gw	I	I
Effet déstabilisateur			
Effet stabilisateur			
Action de l'eau	Fr	I	I
Action des clous			
Action des tirants	Ft	I	I
2) Actions variables type Q (Charges roulantes - actions climatiques)	Q	I	I
3) Actions accidentelles type Fa	Fa	I	I
Coefficient de méthode			I

Exemple : tableaux extraits des recommandations Clouterre pour les structures clouées et mixtes (clous+tirants)

PROPRIETES DES MATERIAUX		COEFFICIENTS DE SECURITE PARTIELS Γ_m appliqués aux valeurs caractéristiques des matériaux			
	Not.	Combinaison fondamentale		Combinaison accidentelle	
		Courant	Sensible	Courant	Sensible
1) SOL					
Tangente de l'angle de frottement effectif $\tan \Phi'$	Γ_m, Φ'	1.20	1.30	1.10	1.20
Cohésion effective C'	Γ_m, C'	1.50	1.65	1.40	1.50
Cohésion non-drainée C_u	Γ_m, C_u	1.30	1.40	1.20	1.30
2) ACIER PASSIF					
Limite élastique σ_e	Γ_m, σ_e	1.15	1.15	1.00	1.00
3) INTERACTION SOL-CLOU					
Frottement latéral unitaire sol-clou q_s	$\Gamma_m, q_s^{ES-Ab.}$	1.40	1.50	1.30	1.40
Pression limite pressiométrique p_l	Γ_m, p_l	1.80	1.90	1.60	1.70
Module pressiométrique EM	Γ_m, EM	1.90	2.00	1.00	1.10
		1.00	1.00	1.00	1.00

Tableau Suivant

Imprimer le Tableau

Tableau Précédent

Imprimer le Tableau

Quitter

Caractéristiques	Notation TALREN	Coefficients de sécurité partiels			
		Combinaison fondamentale		Combinaison accidentelle	
		Ouvrage courant	Ouvrage sensible	Ouvrage courant	Ouvrage sensible
1) Les sols					
Frottement ($\tan \phi'$)	Γ_ϕ	1,2	1,3	1,1	1,2
Cohésion effective c'	$\Gamma_{c'}$	1,5	1,65	1,4	1,5
Coh. Non drainée c_u	Γ_{cu}	1,3	1,4	1,2	1,3
2) Les renforcements					
Acier clous (σ_e)	Γ_{aclou}	1,15	1,15	1,0	1,0
3) Interaction sol/renforcement					
Clous q_s					
• q_s tiré d'abaques	Γ_{qsclab}	1,8	1,9	1,6	1,7
• q_s tiré d'essais	$\Gamma_{qscl es}$	1,4	1,5	1,3	1,4
Pression limite p_l	Γ_{pl}	1,9	2,0	1,0	1,1

Tableau C. 8 : Coefficients de sécurité sur les résistances, Clouterre 1991

Le Tableau C.8 donne les valeurs des coefficients de sécurité partiels appliqués aux valeurs caractéristiques des matériaux, proposées par les "Recommandations Clouterre 1991".

Nature des actions	Notation TALREN	Coefficients pondérateurs des actions	
		Combinaison fondamentale	Combinaison accidentelle
1) <u>Permanent</u>			
Sur G (déstab.)	Γ_{s1}	1,05	1
Sur G (stab.)	Γ'_{s1}	0,95	1
Sur Q (déstab.)		1,2	1
Sur Q (stab.)		0,90	1
2) <u>Variable</u>			
Sur Q (déstab.)	Γ_Q	1,33	1
3) <u>Accidentelle</u>			
Sur Q (déstab.)	Γ_Q	-	1
<u>Sur la méthode</u>	Γ_{s3}	1,125	1

Le Tableau C.9 coefficients pondérations des actions Recommandations Clouterre 1991.