

# وزارة التعليم العالي و البحث العلمى

BADJI MOKHTAR-ANNABA UNIVERSITY  
UNIVERSITE BADJI MOKHTAR-ANNABA



جامعة باجى مختار - عنابة

Année: 2019

Faculté: Science de l'Ingéniorat  
Département : Génie Civil

## MEMOIRE

Présenté en vue de l'obtention du diplôme de Master 2

Thème :

**MODELISATION NUMERIQUE D'UNE EXCAVATION AVEC PAROI  
LUTECIENNE POUR LA CONSTRUCTION D'UN COMPLEXE  
COMMERCIAL A RIZI AMOR 'CHAPUI' ANNABA**

Domaine : Science et technologies

Filière : Génie Civil

Spécialité : Géotechnique

Par :

**M<sup>elle</sup> NOUI SALIMA**

DIRECTEUR DE MEMOIRE : PR B. SBARTAI

DEVANT LE JURY

Encadreur : PR B.SBARTAI

Examineurs : PRA.HACEN CHAOUCH

Examineurs : DR G.BOUKHATEM – DR N. CHELGHOUM

## *Remerciements*

*Je remercie en premier Dieu pour tout.*

*Je tiens à remercier très vivement et  
respectueusement :*

*Monsieur : SBARTAI Baderdine  
qui a encadré ce travail.*

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

*Nous tenons à exprimer notre profonde  
gratitude à :*

*Je tiens à exprimer toute ma gratitude à toutes  
les personnes ayant  
contribuée de près ou de loin à l'élaboration de  
ce travail.*

## **Résumé :**

Ce travail présente une modélisation numérique d'une excavation réelle de 9m de profondeur selon les phases de son exécution. Ainsi, la projection d'une paroi lutécienne s'impose vue qu'elle va nous permettre de construire dans une zone urbaine. La construction en question représente un complexe commercial qui se trouve à RIZI AMOR 'CHAPUI' ANNABA. La modélisation numérique est réalisée à l'aide du code d'élément Finis Plaxis 2D avec lequel on a pu simuler le comportement du sol ainsi que celle de la paroi lutécienne après excavation en tenant compte de rabattement de la nappe phréatique en fonction des phases d'exécution. Après calcul on n'a constaté que la paroi adaptée ne vérifie pas les conditions de stabilité et l'excavation à la profondeur 7 m est quasiment impossible, la solution de ce problème a nécessité le rajout de deux tirants d'ancrage qui nous ont permis de stabiliser l'excavation jusqu'à la profondeur de 9 m.. A cet effet, on peut conclure que le rajout des tirants d'ancrage nous a permis de réduire les déplacements verticaux et horizontaux, et d'augmenter le coefficient de sécurité.

## **Mots-Clés**

Paroi lutécienne, modélisation , tirant d'ancrage

## **Résumé :**

Ce travail présente une modélisation numérique d'une excavation réelle de 9m de profondeur selon les phases de son exécution. Ainsi, la projection d'une paroi lutécienne s'impose vue qu'elle va nous permettre de construire dans une zone urbaine. La construction en question représente un complexe commercial qui se trouve à RIZI AMOR 'CHAPUI' ANNABA. La modélisation numérique est réalisée à l'aide du code d'élément Finis Plaxis 2D avec lequel on a pu simuler le comportement du sol ainsi que celle de la paroi lutécienne après excavation en tenant compte de rabattement de la nappe phréatique en fonction des phases d'exécution. Après calcul on n'a constaté que la paroi adaptée ne vérifie pas les conditions de stabilité et l'excavation à la profondeur 7 m est quasiment impossible, la solution de ce problème a nécessité le rajout de deux tirants d'ancrage qui nous ont permis de stabiliser l'excavation jusqu'à la profondeur de 9 m.. A cet effet, on peut conclure que le rajout des tirants d'ancrage nous a permis de réduire les déplacements verticaux et horizontaux, et d'augmenter le coefficient de sécurité.

## **Mots-Clés**

Paroi lutécienne, modélisation , tirant d'ancrage

**Abstract:**

This work presents a numerical modeling of a real excavation according to the phases of its execution. Thus, the projection of a molded wall is essential as it will allow us to build in an urban area. The construction in question represents a commercial complex which is located at RIZI AMOR 'CHAPUT' ANNABA. The numerical modeling is carried out using the 2D Plaxis Finite element code with which the behavior of the soil as well as that of the molded wall after excavation could be simulated by taking into account the drawdown of the water table as a function of the phases of 'execution. In order to understand the overall behavior of this structure, a parametric analysis was carried out to see the influence of a certain number of parameters: thickness of the diaphragm wall. The results obtained clearly show the influence of these parameters on the displacements and the bending moments of the molded wall.

**Keywords:**

Molded wall, modeling, anchoring

ملخص:

يقدم هذا العمل نموذجاً عددياً لحفريات حقيقية وفقاً لمراحل تنفيذها. وبالتالي ، فإن إسقاط جدار مصبوب أساسي يبلغ طوله 9 م لأنه سيسمح لنا بالبناء في منطقة حضرية. يمثل البناء المذكور مجمعاً تجارياً يقع في 'RIZI AMOR 'CHAPUI' ANNABA. يتم تنفيذ النمذجة العددية باستخدام شفرة *élément Finite* Plaxis ثنائية البعد الذي يمكن من خلاله محاكاة سلوك التربة بالإضافة إلى الجدار المصبوب بعد إجراء الحفر ، مع الأخذ بعين الاعتبار تخفيض منسوب المياه الجوفية كدالة للمراحل تنفيذ .. بعد التحقق من أن حساب الجدار المناسب لا يحقق شروط الاستقرار و أن عمق الحفر 7 م يكاد يكون من المستحيل، استنتجنا الحل لهذه المشكلة الذي استلزم إضافة اثنين مرساة الأرض الذي يتيح لنا استقرار الحفر على عمق 9 م. ولهذا الغرض، يمكن استنتاج أن إضافة اثنين مرساة الأرض سمح لنا بالحد العمودي والأفقي لانتقال الجدار، وزيادة عامل الأمان.

**كلمات البحث**

**الجدار المصبوب، النمذجة، التثبيت**

## LISTE DES FIGURES

### CHAPITRE 1.

Figure 1.1. Excavation de pieux tubés et puits de collecte.....	P2
Figure 1.2. Hydrofraise montée sur sa grue .....	P3
Figure 1.3 Exemple d'une fouille profonde.....	P3
Figure 1.4 Avec dragage .....	P5
Figure 1.5. Sans dragage .....	P5
Figure 1.6.Avec pompage .....	P5
Figure 1.7. Sans Pompage .....	P5
Figures 1.8.Puits crépines dans une paroi étanche .....	P7
Figures 1.9.Puits crépines dans une paroi non-étanche.....	P8
Figures 1.10.Aiguilles filtrantes .....	P8
Figures 1.11.Rabattement par drainage ou puisards.....	P9

### CHAPITRE 2

Figure 2.1. Parois moulées.....	P10
Figure 2.2. Schémas d'exécution d'une paroi moulée .....	P12
Figure 2.3. Schémas de réalisation du panneau .....	P13
Figures 2.4.Mise en place du ferrailage .....	P14
Figures 2.5. Mise en place du bétonnage .....	P15
Figure 2.6. Pieux en tarière creuse .....	P18
Figure 2.7. Chronologie de réalisation des parois en pieux tangents .....	P19
Figure 2.8. Travaux de réalisation des parois berlinois .....	P21
Figure 2.9. Schéma de réalisation d'une paroi berlinoise.....	P22
Figure 2.10.Phasage d'une mise en œuvre de paroi parisienne.....	P23
Figure 2.11. Phasage d'une mise en œuvre de paroi parisienne (suite).....	P23
Figure 2.12. Vue d'une fouille butonnée, Paroi Parisienne .....	P24
Figure 2.13. Schéma d'une paroi Moscovite .....	P25
Figure 2.14 travaux de réalisation des palplanches.....	P27
Figure 2.15.Schéma d'exécution d'étanchéité sur palplanche Z jumelées .....	P28
Figure 2.16.Schéma d'exécution d'étanchéité sur palplanche U jumelées .....	P28
Figure 2.17.Serrure à la jonction de deux palplanches .....	P29

Figure 2.18. Différents types de raccordements .....	P30
Figure 2.19. Raccordement Omega .....	P30
Figure 2.20. Travaux de réalisation des parois clouées .....	P32
Figure 2.21. Détail de réalisation d'un clou .....	P33
Figure 2.22. Chronologie de réalisation des parois clouées.....	P34
Figure 2.23. Schématisation de la zone active et de la zone résistante .....	P35
Figure 2.24. Schéma d'un outil pour la réalisation de pieux doubles en Deep Soil Mixing.....	P38
Figure 2.25. Chronologie de réalisation de parois de Deep Soil Mixing en pieux triples.....	P39
Figure 2.26. Travaux de réalisation des parois soilmix en pieux.....	P39
Figure 2.27. Schéma de l'outil utilisé pour le Cutter Soil Mixing.....	P40
Figure 2.28. Chronologie de réalisation de parois en Cutter Soil Mixing .....	P40
Figure 2.29. Travaux de réalisation des parois soilmix en panneaux .....	P41
Figure 2.30. Schéma des trois méthodes de Jet-grouting : jet simple, jet double, jet triple.....	P44
Figure 2.31. Schéma des différentes formes de colonne possibles.....	P45
Figure 2.32. Chronologie de réalisation d'une paroi en Jet-grouting.....	P45
Figure 2.33. Tirant dont l'armature est scéllé directement dans le terrain .....	P47
Figure 2.34. Tirant dont l'armature est scéllé directement dans une gaine ....	P48
Figure 2.35. Longueur libre et longueur scellée.....	P49
Figure 2.36. Tête d'ancrage .....	P50
Figure 2.37. Schéma des trois méthodes de Jet-grouting : jet simple, jet double, jet triple.....	P50
Figure 2.38. Chronologie de réalisation d'une paroi en pieux sécant.....	P54

### CHAPITRE 3

Figure 3.1 : Schéma d'une paroi lutécienne.....	P55
Figure 3.2 : Travaux de réalisation des parois lutécienne .....	P55
Figure 3.3 : Emplacement du projet.....	P57
Figure 3.4 : vue en plan du projet.....	P57

### CHAPITRE 4

Figure 4.1. Modèle géométrique du projet.....	P65
Figure 4.2 Maillage du projet.....	P68
Figure 4.3 Conditions hydrauliques initiales .....	P69
Figure 4.4 Génération des pressions interstitielles initiales.....	P69
Figure 4.5 Génération des contraintes initiales.....	P70
Figure 4.6 Phase 1-Réalisation de parois et la charge.....	P70
Figure 4.7 Phase 2- Excavation de 1ère tranche .....	P71
Figure 4.8 Phase 2 : rabattement et excavation de la nappe jusqu'à la profondeur -3.0m.....	P71
Figure 4.9 Phase 3 : Excavation de la 2ème tranche jusqu'à -7.0m.....	P72
Figure 4.10 Phase 3 : Rabattement de la nappe de l'excavation jusqu'à -7...P72	
Figure 4.11 Phase 4 : Excavation de la 3ème tranche jusqu'à -9.0m.....	P73
Figure 4.12. Phase 4 : Rabattement de la nappe jusqu'à -9.0m .....	P73
Figure 4.13. Phase 5 : Obtention de coefficient de sécurité.....	P73
Figure 4.14 Maillage du projet.....	P74
Figure 4.15 Conditions hydrauliques initiales .....	P75
Figure 4.16 Génération des pressions interstitielles initiales.....	P76
Figure 4.17 Phase 1-activation de la paroi et charge .....	P76
Figure 4.18 Phase 2- Excavation de 1ère tranche jusqu'à -3.0m .....	P77
Figure 4.19 Phase 2 : rabattement et excavation de la nappe jusqu'à la profondeur -3.0m.....	P77
Figure 4.20 Phase 3 : mise en place du premier lit de tirant .....	P77
Figure 4.21 Phase 4 : Excavation de la 2ème tranche jusqu'à -5.0m.....	P78
Figure 4.22 Phase 4 : Rabattement de la nappe de l'excavation jusqu'à -5mP78	
Figure 4.23 Phase 5 : mise en place du deuxième lit de tirant.....	P78
Figure 4.24 Phase 6 : Excavation de la 3ème tranche jusqu'à -7.0m.....	P79
Figure 4.25. Phase 6 : Rabattement de la nappe jusqu'à -7.0m .....	P79
Figure 4.26 Phase 7 : Excavation de la 3ème tranche jusqu'à -9.0m.....	P79
Figure 4.27. Phase 7 : Rabattement de la nappe jusqu'à -9.0m .....	P79
Figure 4.28. Phase 7 : Obtention de coefficient de sécurité.....	P80

Figure 4.29 Phase 7 : Déformation de maillage.....	P80
Figure 4.30 Phase 7 : Déplacement total.....	P81
Figure 4.31 Phase 7 : déplacement Horizontal.....	P81
Figure 4.32 Phase 7 : déplacement Vertical .....	P81
Figure 4.33 Phase 7 : Pression interstitielle.....	P82
Figure 4.34 Phase 7 : Eau souterrain active.....	P82
Figure 4.35. Phase 8:Obtention de coefficient de sécurité.....	P82
Figure 4.36. Phase 7 : Les efforts dans la paroi .....	P83
Figure 4.37 Phase 7 : Les Déplacements dans les parois moulées .....	P83
Figure 4.38. Phase 8 : Courbe du coefficient de sécurité.....	P84

## LISTE DES TABLEAUX

### CHAPITRE 2

Tableau 2.1 : Avantage et inconvénient des parois moulées .....	P17
Tableau 2.2 : Avantage et inconvénient des parois en pieux tangent.....	P20
Tableau 2.3 : Avantage et inconvénient des parois berlinoises.....	P22
Tableau 2.4: Avantage et inconvénient des parois parisiennes .....	P25
Tableau 2.5 : Avantages et inconvénients des palplanches.....	P31
Tableau 2.6. : Avantages et inconvénients des parois clouées.....	P36
Tableau 2.7 : Avantages et inconvénients des parois soilmix.....	P41
Tableau 2.8 : Avantages et inconvénients des parois en jet-grouting .....	P45

### CHAPITRE 3

Tableau 3.1 : caractéristique du béton pour l'écran de soutènement .....	P55
--	-----

### CHAPITRE 4

Tableau 4.1 : Propriétés des couches de sols et des interfaces.....	P64
Tableau 4.2 : Propriétés des couches de sols et des interfaces.....	P40
Tableau 4.3 : Propriétés mécaniques de la paroi lutécienne .....	P68
Tableau 4.4 : Propriétés des tirants d'ancrages .....	P75
Tableau 4.5 Valeurs du déplacement de la paroi moulée.....	P67
Tableau 4.6. Forces de la paroi moulée.....	P67

## LISTE DES NOTATIONS PRINCIPALES

---

**C** : Cohésion du sol

**W** : poids propre du mur

**C<sub>ref</sub>** : Cohésion du sol de référence

**E** : Module d'Young

**E<sub>ref</sub>** : Module d'Young de référence

**E<sub>m</sub>** : Module pressiométrique du sol

$\alpha$  : Angle de frottement interne du sol

$\phi'$  : Angle de frottement interne effectif du sol

$\psi$  : Angle de dilatation

$\gamma'$  : Poids volumique déjaugé

$\gamma_{\text{unsat}}$  : Poids volumique du sol non saturé (en haut du niveau de la nappe phréatique)

$\gamma_{\text{sat}}$  : Poids volumique du sol saturé (sous le niveau de la nappe phréatique)

**w** : Poids volumique de l'eau

$\nu$  : Coefficient de poisson

**k<sub>0</sub>** : Coefficient de poussée au repos

**k<sub>0</sub>** : Coefficient de butée

**K<sub>x</sub>** : Perméabilité horizontale

**K<sub>y</sub>** : Perméabilité verticale

**R<sub>inter</sub>** : Facteur de réduction de l'interface

## BLIOGRAPHIE

- Type de des parois en palplanche Mémoire présenté par M<sup>lle</sup> HADJ ABDERRAHMANE SAIDA

- DELTA SERVICE LOCATION ([www.dsl.fr](http://www.dsl.fr))-rabattement de nappe

- SIF GROUTBOR ([www.sif-groutbor.ch](http://www.sif-groutbor.ch)) –les parois moulées

- Atlas-fondations -Business- paroi de pieu sécant –paroi parisienne

-Présentation des principales parois composites (lien d'internet)

-Partenaire pour réaliser des fondations profonde Larmeire future foundation technics ([larmeirft.be/fr](http://larmeirft.be/fr))

Etude des différents types de blindage de fouille recentrés sur les projets de construction au Luxembourg présenté en Septembre par Léo BEGUINET

- Rabanap ([www.rabanap.fr](http://www.rabanap.fr)) rabattement des nappes

- les palplanches en acier ([www.palplanche-acier.fr/projects.html](http://www.palplanche-acier.fr/projects.html))

- Modélisation numérique d'une excavation avec paroi moulée pour la construction d'un Hôtel en Lybie présenté par M<sup>elle</sup> MEBARKI CHAHRAZED

## Sommaire

Résumé.....	I
Abstract .....	II
Liste des figures .....	III
Liste des tables.....	IV
Liste des notations principales .....	V
Introduction générale .....	1
<b>CHAPITRE 1 : ETUDE DE L'ART DE L'EXCAVATION</b>	
1.1 Introduction .....	2
1.2. Type de matériaux .....	2
1.2.1 Excavation de pieux tubés et pieux de collecte.....	2
1.2.2 Excavation des parois moulées.....	2
1.2.3 Excavation des parois de pieux sécants .....	3
1.2.4 Excavation de la route .....	4
1.2.5 Excavation des ponts.....	4
1.2.6 Les pieux battus .....	4
1.2.7. Les pieux forés.....	4
1.2.8. Dragage.....	4
1.3. Le principe du rabattement de nappes .....	5
1.3.1. Principe.....	5
1.3.2. Le choix de la méthode de rabattement .....	6
1.3.3. Ingénierie .....	6
1.3.4. A. Etude de la faisabilité .....	6
1.3.4. B. Bureau d'étude intégré.....	6
1.3.4. C. Techniques de rabattement.....	7

## **CHAPITRE 2 : ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE SUR LES DIFFERENTS TYPES DES PAROIS**

2.1. Les parois moulées.....	10
2.1.1 Définitions .....	10
2.1.2. Mise en œuvre d'un panneau individuel de paroi moulée.....	10
2.1.2. A. Introduction .....	10
2.1.3. Les étapes d'exécution de la paroi moulée .....	11
2.1.3.1 Perforation .....	11
2.1.3.2 Méthode de forage .....	12
2.1.3. 3 Les cages d'armature .....	13
2.1.3.4. Le béton et le bétonnage .....	14
2.1.3.5. Les joints entre panneaux .....	15
2.1.3.6. Spécifications technique.....	16
2.1.3.7. Domaine d'application.....	16
2.2. Les parois de pieux tangents .....	17
2.2.1. Définitions .....	17
2.2.2. Mise en œuvre de la paroi en pieux tangents.....	18
2.2.3. Domaine d'application.....	19
2.3. Les parois berlinoises .....	20
2.3.1. Définition.....	20
2.3.2. Méthode d'exécution de la paroi berlinoise .....	21
2.3.3. Domaine d'application .....	22
2.4. Les parois parisiennes et moscovite .....	23
2.4.1. Définition.....	23
2.4.2. Méthode d'exécution de la paroi parisienne .....	24
2.4.3. Domaine d'application .....	24
2.5. Paroi Moscovite .....	25

2.6. Les parois de palplanches.....	26
2.6.1. Définition.....	26
2.6.2. Mise en place de palplanches .....	28
2.6.3. Les serrures .....	29
2.6.4. Les différents types de raccordement .....	29
2.6.5. Domaine d'application des palplanches en acier.....	30
2.7. Les parois clouées.....	32
2.7.2. Mise en place des parois clouées .....	33
2.7.3. Domaine d'application des parois clouées.....	35
2.8.1. Parois en soilmix.....	36
2.8.2 Méthode d'exécution des parois soilmix .....	37
2.9. Parois en jet – Grouting.....	42
2.10. Les tirants d'ancrages .....	45
2.10.1. Généralités.....	45
2.10.1.1. Descriptif .....	45
2.10.2. Composition de tirants d'ancrage.....	47
2.10.2.1. La longueur de scellement.....	47
2.10.2.2. La longueur libre .....	47
2.10.2.3. La tête d'ancrage .....	48
2.10.3. Mise en œuvre .....	50
2.10.3.1. Chronologie de réalisation.....	50
2.10.3.2. Les essais sur les tirants.....	51
2.10.3.2.1. Essais préalables .....	51
2.10.3.2.2. Essais de contrôles .....	51
2.10.3.2.3 Essais de réception .....	51
2.10.3.2.4 La protection contre la corrosion .....	51
2.11.1. Les parois en pieux sécants .....	52

## **CHAPITRE 3 : Les Parois Lutéciennes**

3.1. Les parois lutéciennes .....	54
3.1.1 Définition.....	54
3.1.1. A. Description des parois .....	54
3.1.1. B. description des travaux de terrassements .....	55
3.1.1. C. caractéristiques du béton pour l'écran de soutènement ...	55
3.2. Exécution des pieux en béton arme.....	56
3.2.1 Présentation du projet .....	56

## **CHAPITRE 4 : SIMULATION ET RESULTAT**

4.1. Logiciel de calcule -Plaxis 2D.....	57
4.1. Bréf description sur la méthode des éléments finis.....	58
4.1.1. Historique .....	58
4.1.2. Concepts de base de la méthode aux éléments finis .....	58
4.1.3. Calculs par la MEF.....	59
4.2. Logiciel Plaxis .....	60
4.2.1. Présentation de Plaxis .....	60
4.2.2. Les modèles de comportement intégrés dans Plaxis.....	63
4.2.3. Caractéristiques physiques et mécaniques des matériaux ....	63
4.2.4 Génération du maillage .....	68
4.2.5. Conditions initiales.....	69
4.3. Procédure de calcul.....	70
4.4 Analyse paramétriques.....	74
4.4.1. Effet de l'épaisseur de la paroi lutécienne .....	74
4.5.1 Génération du maillage.....	74
4.5.1.a. Caractéristiques physiques et mécaniques des tirants.....	75
4.5.2. Conditions initiales.....	75
4.5.3: Procédure de calcul.....	76

4.6 Analyse paramétriques.....	80
4.6.1 Tableaux récapitulatifs des déplacements au niveau de la paroi .....	84
4.6.2 Tableaux des efforts dans la paroi moulée.....	84
CONCLUSION.....	85

# INTRODUCTION GENERALE

Le développement en zones urbaines conduit généralement à la réalisation de nouvelles constructions comportant plusieurs sous sols, de voiries et de parking souterrains ou encore d'ouvrage d'assainissement. Ainsi, leur réalisation nécessite des excavations profondes. Pour des raisons d'encombrement ces excavations se trouvent à proximité des ouvrages et structures en service en surface. L'intégrité et la stabilité de ces ouvrages est un enjeu primordial pendant les différentes phases des travaux de nouvelles constructions (excavation, construction...).

Il s'agit d'un problème complexe de géotechnique urbaine avec une forte interaction sol-structure. Toute étude de ce problème doit intégrer correctement plusieurs aspects tels que le comportement non linéaire des géomatériaux, la présence de sols médiocres dans les couches superficielles de terrain, de nombreuses interactions (soutènements, sols, structures), les séquences des travaux, les conditions de contact sol-structure, l'aspect tridimensionnel...

Les méthodes actuelles, pour la plupart issue de l'expérience acquise sur des ouvrages isolés, reposent le plus souvent sur une analyse de la résistance des ouvrages vis-à-vis de la rupture.

L'analyse du comportement des ouvrages au cours de leur construction et en service, et celle de leurs impacts sur les structures avoisinante, reste limitée à certains types d'ouvrage et de manque encore de précision. Il en résulte que les impacts de la mise en place d'un ouvrage sur les structures qui l'entourent (les déplacements provoqués par la réalisation d'un soutènement d'excavation par exemple) restent à l'heure actuelle difficile à quantifier.

**1.1. Introduction :**

Une tranchée est une excavation étroite (par rapport à sa longueur) faite dans la terre. En général, une tranchée est plus profonde que large. Sa largeur (mesurée à partir du fond de fouille) qui peu dépassé 6,0 m.

**1.2. Type de matériaux :**

Une méthode courante de classification est par le matériel excavé:

**1.2.1. Excavation de pieux tubés et puits de collecte :**

L'excavation s'effectue à l'aide d'une excavatrice hydraulique lourde, équipée d'un bras télescopique et du grappin souhaité.

Le poids de l'excavatrice permet l'excavation rapide et efficace des couches dures (plus rapidement, par exemple, que les systèmes dotés d'une grue à câble).

L'application est généralement utilisée pour l'excavation de murs de quai assurés (paroi combinée) et de puits de collecteur pour abaisser (naufnage) jusqu'à ce qu'ils soient au niveau souhaité.



**Figure 1.1 Excavation de pieux tubés et puits de collecte**

**1.2.2. Excavation des parois moulées :**

Excavation de la tranchée au moyen d'une benne (Hydrofraise) et remplissage simultanée par de la boue bentonitique. La boue de forage sert à stabiliser l'excavation et à véhiculer le terrain excavé, à savoir que l'outil d'excavation s'enfonce de manière continue.



**Figure 1.2. Hydrofraise montée sur sa grue. Les débris détachés par les tambours sont pompés vers la surface avec la boue de forage.**

### **1.2.3. Excavation des parois de pieux sécants:**

La mise en place des pieux sécants est exécutée par le forage du premier tube à l'aide de la tarière creuse pendant que le tubage provisoire est descendu par rotation inverse.



**Figure 1.3 Exemple d'une fouille profonde, contre un bâtiment historique, sous le niveau phréatique, à l'abri d'une paroi combinant des tirants précontraints et des butons d'angle.**

**1.2.4. Excavation de la route :**

La plupart des routes sont conçues pour maximiser les matériaux accessibles sur le site. C'est ce qu'on appelle l'excavation courante ou l'excavation de roches compactes. Les déblais excavés sont déplacés par de grandes machines comme les bulldozers, excavatrices et camions. Toutefois, certains matériaux doivent parfois être importés sur le site. Ces matériaux sont désignés « matériaux d'emprunt ».

**1.2.5. Excavation des ponts :**

Enlèvement et stockage de la terre végétale, si celle-ci est destinée à être réutilisée en fin de travaux (fondations superficielles), néanmoins si le niveau convenable est très en dessous de la surface du terrain, la fondation est profonde et on distingue deux catégories de pieux : les pieux battus et les pieux forés.

**1.2.6. Les pieux battus :**

Ceux-ci sont enfoncés dans le sol grâce à des « sonnettes de battage » munies de « moutons batteurs ». Les pieux battus refoulent, au cours du battage, la matière qui constitue le milieu, ce qui mobilise parfaitement le frottement latéral qui peut atteindre au maximum la valeur de la butée. Ces pieux peuvent être préparés à l'avance sous la forme de pieux en béton armé, en béton précontraint, en bois ou encore en acier.

**1.2.7. Les pieux forés :**

Ceux-ci sont réalisés par extraction du sol et bétonnage en place. L'intérêt des pieux forés est de permettre la traversée de couches dures d'épaisseur insuffisantes sur lesquelles s'arrêtaient éventuellement des pieux battus. Le forage peut être exécuté mécaniquement ou à la main.

**1.2.8. Dragage :**

Le dragage est une activité d'excavation et une opération habituellement effectuée au moins en partie sous l'eau, dans les mers peu profondes ou des zones d'eau douce, dans le but de ramasser des sédiments du fond pour les jeter dans un endroit différent. Cette technique est souvent utilisée pour garder les voies navigables en posant une couche du lit de la rivière.



**Figure 1.5 avec dragage (Lorsque ses cales sont remplies, la drague va déverser son chargement de vase, de sable et d'eau dans un secteur bien défini en mer).**



**Figure 1.4 Sans dragage (Le port de plaisance continue de s'ensaver).**

### **1.3 Le principe du rabattement de nappes :**

#### **1.3.1. Principe :**

Dans les terrains pulvérulents gorgés d'eau le terrassement est difficile, sinon impossible même avec l'utilisation d'un blindage jointif. Le pompage traditionnel ne fait qu'augmenter les difficultés par l'entraînement "des fines". De plus il y a risque d'endommager les ouvrages situés à proximité par décompression des sols. L'assèchement par pompage ou un abaissement de la nappe phréatique sont nécessaires dans les régions dont le niveau de la nappe phréatique est élevé de manière à réduire temporairement ce dernier, jusqu'à ce que le niveau d'eau soit inférieur au niveau des travaux que l'on veut exécuter. Pour ce faire, une firme spécialisée aura recours à une installation de pompage spécial.



**Figure 1.6 Avec pompage.**



**Figure 1.7 Sans Pompage.**

Le rabattement de nappe a pour but de modifier le champ d'écoulement de l'eau dans le sol, par pompage de cette eau. On augmente ainsi la cohésion du terrain dans lequel on doit entreprendre les travaux, la sécurité est accrue et il est possible de travailler à sec en fond de fouille.

### **1.3.2. Le choix de la méthode de rabattement:**

Le choix de la méthode de rabattement est souvent directement lié aux caractéristiques dimensionnelles de l'ouvrage mais aussi à la nature même de la géologie (connaissance de la composition des sols) et des aquifères rencontrées.

### **1.3.3. Ingénierie :**

#### **1.3.4. A. Etude de la faisabilité :**

L'ingénierie d'un rabattement consiste aussi à faire évoluer des moyens de gestion, de contrôle et d'information en fonctionnement. Le maître d'ouvrage et maître d'œuvre doit visualiser en temps réel les débits d'exhaure ou le niveau de la nappe. Ces moyens permettent le rabattement de ce qui est nécessaire sans aller au-delà, minimisant ainsi les débits d'exhaure et de ce fait les coûts liés aux taxes de rejet. Au delà de la géologie, il y a aussi la science de l'hydrogéologie, puis l'hydrodynamique.

Cela implique un devoir et une implication à chaque instant de la part de l'ensemble de l'entreprise pour améliorer en permanence leurs connaissances et atteindre l'efficacité : dans le choix du blindage.

#### **1.3.4. B. Bureau d'étude intégré :**

Le bureau d'Etudes spécialisé en Géologie et Hydrogéologie, étudier les fluctuations de la nappe phréatique de chaque terrain. Les études des niveaux piézométriques que peut atteindre la nappe phréatique permet de :

- Dimensionner le pompage nécessaire au rabattement de la nappe en phase de travaux du sous-sol.
- Dimensionner l'étanchéité d'ouvrages souterrains
- Déterminer le volume engendré par un rabattement temporaire de la nappe phréatique au regard de la Loi sur l'eau.

- Connaître la profondeur nécessaire à la mise en place de forages d'eau ou puits. d'irrigation fonctionnels au cours des différentes périodes hydrologiques.
- Dimensionner les dispositifs de traitement des eaux pluviales.

#### **1.3.4. C. Techniques de rabattement :**

Les principales techniques de rabattement de nappes sont les suivantes:

##### **+ Par puits filtrant dans une paroi moulée ou étanche :**

La technique traditionnelle s'applique au terrain aquifère de bonne perméabilité.

L'épuisement trouve sa principale utilisation dans les sables grossiers et de graviers fins. Cette méthode est réservée pour les sols de perméabilité **10 – 4 à 10 – 2m/s** provoque un abaissement de la nappe par pompage dans un réseau de puits régulièrement distribué dans l'espace, de sorte à ce que leurs cônes de dépression se recoupent.

Des pompes sont installées dans des puits filtrants de diamètre 300 mm à 900 mm de diamètre.

##### **Perméabilité supérieur à 10 -2ms.**

Dans les sols à granulométrie trop grossière, la nappe ne peut être rabattue, les débits à évacuer restent trop important.

Un confinement est alors envisagé afin de limiter les flux d'eau entrant dans la fouille.



**Figures 1.8 Puits crépines dans une paroi étanche**

### **Par puits crépinés dans une paroi non-étanche de type berlinoise**

L'utilisation de puits crépinés est également préconisée lorsque le terrassement se déroule dans une paroi non-étanche.

La perméabilité de l'enceinte entraîne des débits plus importants.

Plusieurs puits sont en général nécessaires pour assécher la zone de travaux, et les eaux pompées sont rejetées au réseau.



**Figures 1.9 Puits crépinés dans une paroi non-étanche**

### **PAR AIGUILLES FILTRANTES :**

Pour les terrains sablonneux, moyennement perméables et sur des faibles hauteurs, le rabattement est réalisé avec des aiguilles filtrantes (aussi appelées pointes filtrantes), reliées à une pompe à vide située en surface.

Les aiguilles sont insérées dans des puits de faible diamètre, et entourées de massifs filtrants qui retiennent les particules les plus fines.

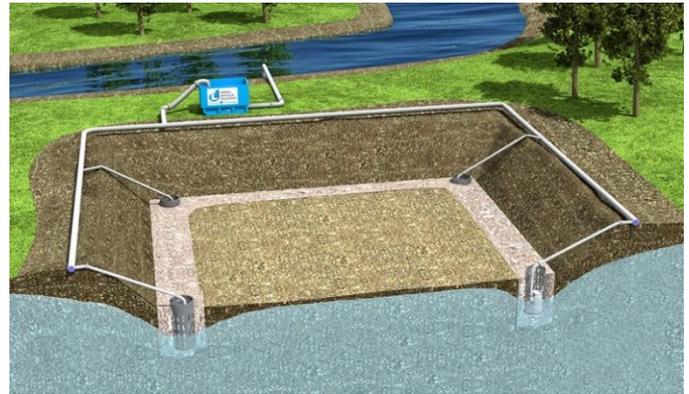
Ce procédé a l'avantage de stabiliser les terrains et talus, mais doit être doublé (plusieurs étages d'aiguilles) si la hauteur à rabattre excède 6 mètres.



**Figures 1.10 Aiguilles filtrantes**

✚ **PAR ÉPUISEMENT DE SURFACE AVEC TRANCHÉES DRAINANTES ET PUISARDS**

Pour les faibles hauteurs de rabattement, l'épuisement de surface permet de capter les eaux de la nappe dans des tranchées remplies de massifs drainants.



Figures 1.11 Rabattement par drainage ou puisards

### **2.1. LES PAROIS MOULEES :**

#### **2.1.1 Définition :**

Une paroi moulée est un écran étanche et structurel en béton armé moulé dans le sol. Elle est donc réalisée par la mise en place de béton et d'une armature en acier dans une tranchée creusée à l'aide d'une benne d'excavation. La stabilité de la tranchée pendant les opérations de forage, de ferrailage et de bétonnage est obtenue avec un fluide de perforation type boue de bentonite.



**Figure 2.1 Parois moulées**

#### **2.1.2. Mise en œuvre d'un panneau individuel de paroi moulée**

##### **2.1.2.A. Introduction :**

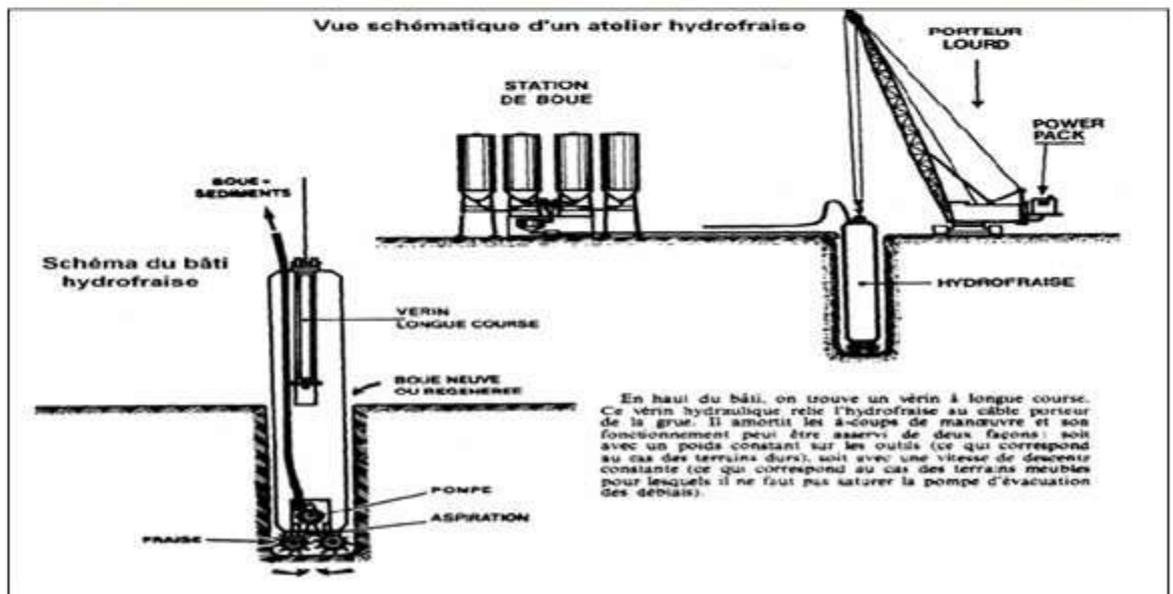
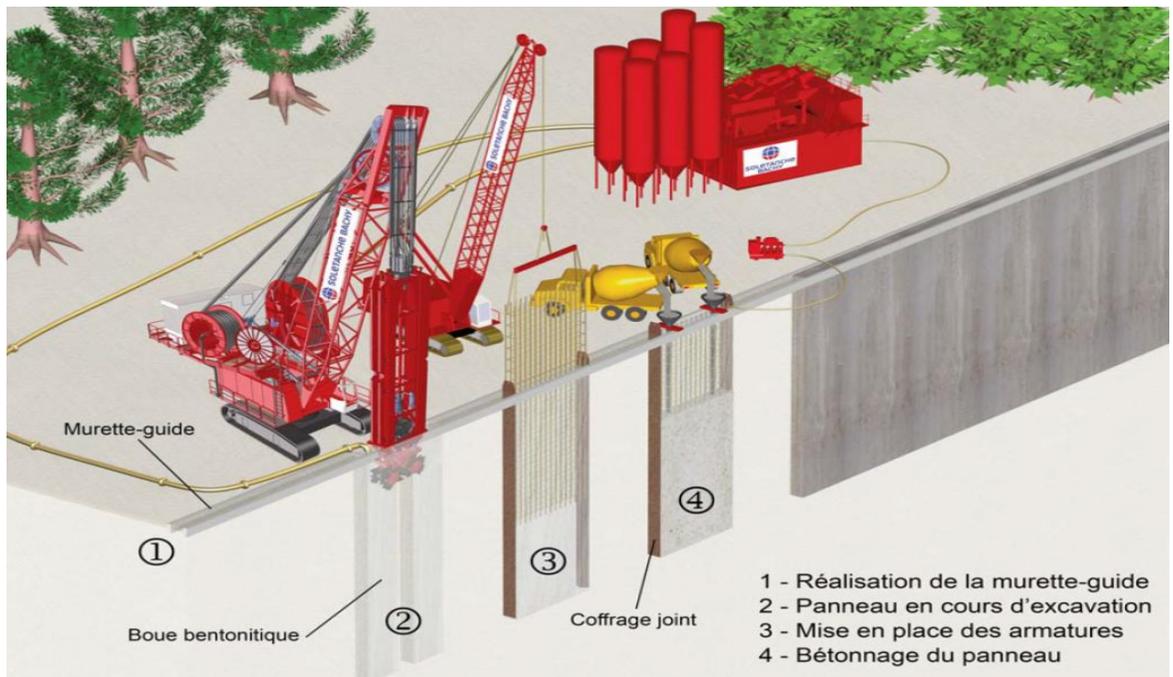
Avant d'exécuter la paroi moulée nous sommes confrontés de résoudre le problème de la stabilité de la tranchée lors de l'excavation. En effet, si on exécute sans précaution particulière d'une fouille verticale à grande profondeur, des effondrements de paroi se produisent inévitablement. Le miracle de la paroi moulée c'est que le tranché est stable sans blindage grâce à une simple boue à bentonites on peut facilement après l'achèvement de l'excavation, remplacer la boue par le béton à l'aide d'un tube plongeur il est ainsi possible de couler un béton en la moule exactement dans le volume excavé dans le sol la boue étant récupérée au fur et à mesure de l'introduction du béton .

**2.1.3. Les étapes d'exécution de la paroi moulée :**

**2.1.3.1 Perforation :**

Outre la fonction de la boue comme soutènement des parois de l'excavation, les principaux problèmes liés à l'exécution de fouille concernant sa verticalité et la traversée des horizons durs.

Le maintien de verticalité est obtenu en réalisant des murettes guide en béton armé, guidant l'engin de perforation qui s'ajuste entre elles durant sa descente dans les sols meubles, l'excavation est traditionnellement réalisée à l'aide d'un outil travaillant en rotation ou en rotopercussion, en association avec une circulation inverse de la boue permettant la remontée des sédiments; au besoin un trépan peut être à cet dispositif. L'hydro fraise ou hydrohaveuse, technique datant de 1975 et constamment améliorée, permet une plus grande précision et le passage des horizons durs épais. Cette technique est par contre sensible à certains sols et à la présence de gros blocs qui bloquent les tambours de l'engin. Les grandeurs d'outils varient de 0.52 m à 1.52 m, dans le génie civil routier, les épaisseurs courantes varient de 0.52 m à 0.80 m des profondeurs de 35 à 50 m sont atteintes couramment et peuvent exceptionnellement atteindre 100 m avec une hydro fraise.

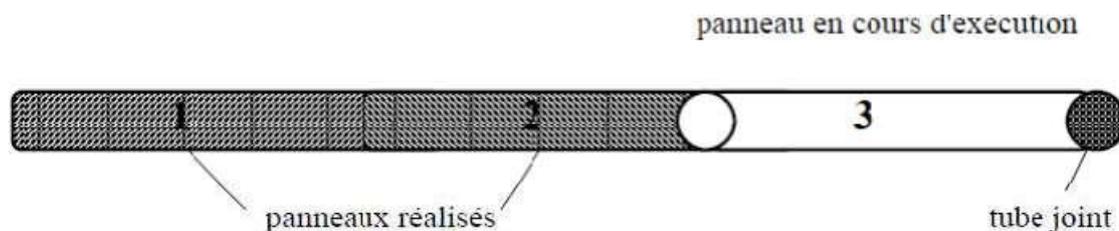


Figures 2.2 Schémas d'exécution d'une paroi moulée

### 2.1.3.2. Méthodes de forage :

Le forage est réalisé par panneaux de longueur limitée, en tenant compte de la cohésion du terrain en place et des contraintes extérieures au voisinage de la paroi (mur mitoyen, surcharges, ...). Il se fait soit en continu ou soit par panneaux alternés (méthode des panneaux primaires et secondaires).

a) Forage en continu:



b) Forage par panneaux alternés:

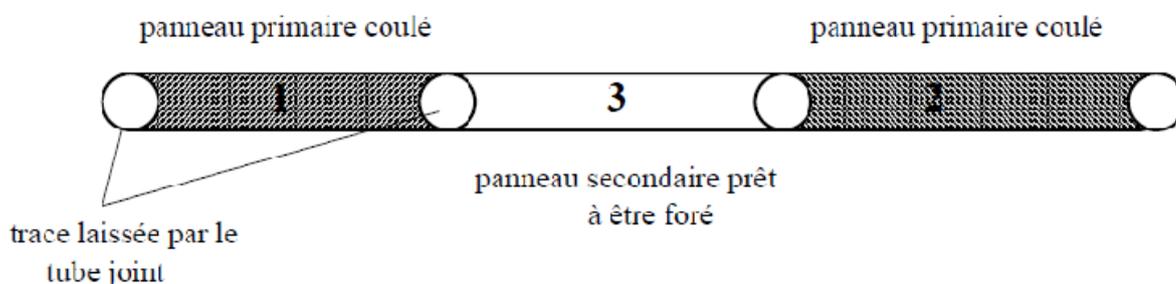


Figure 2.3 Schémas de réalisation du panneau.

Suivant la méthode en continu, un seul tube joint suffit à l'extrémité de chaque panneau foré, tandis que suivant la méthode en alterné, deux tubes joints sont nécessaires dans chaque panneau primaire foré. Le tube joint peut être remplacé par un profilé spécial comportant un dispositif de maintien du joint water-stop.

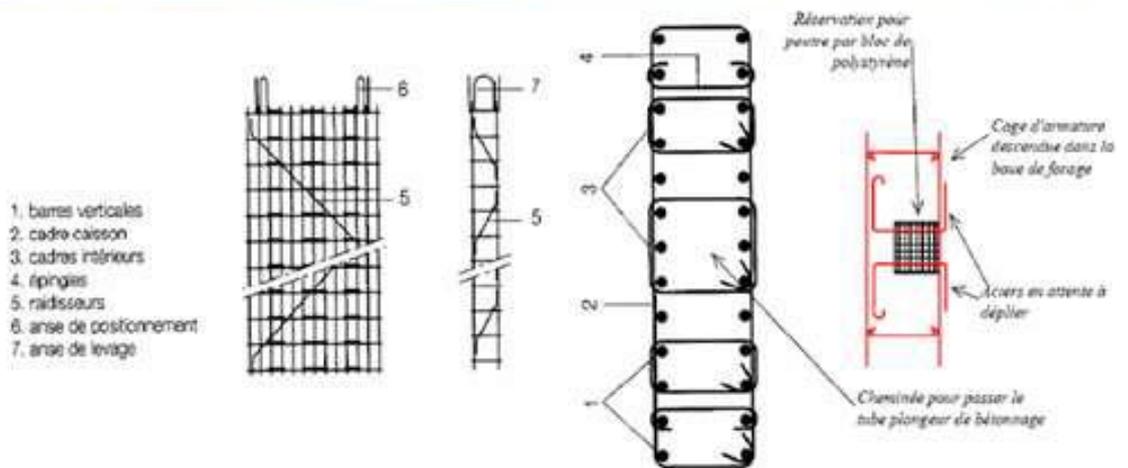
**2.1.3.3. Les cages d'armatures :**

Les cages d'armatures, pour les parois moulées, sont mises en place dans la tranchée pleine de boue, avant le bétonnage. Elles doivent être suffisamment rigides pour ne pas se déformer durant les phases de manutention.

L'espacement des aciers doit être suffisant pour que le béton qui arrive puisse être correctement mis en oeuvre (20 cm sont recommandés). D'autre part, les cages sont soumises à une pression importante du béton lors des phases de bétonnage et doivent donc comporter beaucoup d'aciers horizontaux. Compte tenu de la présence du cake de bentonite et des incertitudes sur le positionnement des cages (équipées de cales), l'enrobage de projet des aciers est supérieur à celui en vigueur pour les autres ouvrages en béton. Toutes les réservations diverses, pour les dispositifs d'auscultation des parois ou les passages de tirants, doivent être disposées à l'avance dans les éléments de cages d'armatures. De même, un renforcement de la cage est prévu au niveau des tirants dans le cas des parois ancrées, pour assurer la répartition des efforts d'ancrage. En cas de mise en oeuvre de la cage en

## Chapitre 4 — Analyse et discussion des résultats obtenus

plusieurs éléments verticaux, la continuité du ferrailage est assurée généralement par recouvrement des éléments et, dans certains cas particuliers, par manchonnage.



Figures 2. 4 Mise en place du ferrailage

### 2.1.3.4. Le béton et le bétonnage :

Le béton de paroi moulée n'est jamais vibré. Le bétonnage s'effectue au tube plongeur, depuis le bas de la fouille jusqu'en haut. C'est une opération délicate :

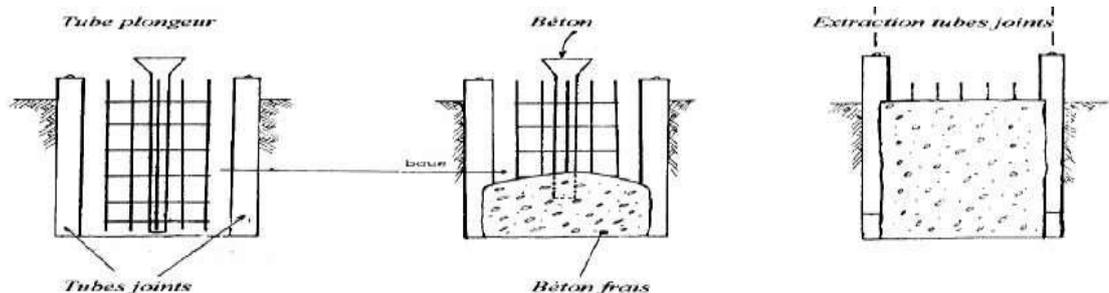
- Le bétonnage doit s'effectuer régulièrement de façon à ce que la boue et les éléments dont elle s'est chargée soient correctement chassés par le béton,
- Le tube plongeur doit rester engagé de plusieurs mètres dans le béton frais, trois mètres (03) étant considéré comme un minimum, Des retardateurs de

## Chapitre 4 ——— Analyse et discussion des résultats obtenus

prise sont incorporés au béton afin que la prise du béton mis en œuvre en premier n'intervienne pas avant la fin du bétonnage de l'ensemble du panneau.

- le béton doit être suffisamment liquide et non ségrégeable pour occuper correctement tout le volume de la fouille ; il doit cependant être suffisamment compact par simple mise en œuvre gravitaire. Le béton doit faire l'objet d'une étude au niveau de sa formulation et de sa maniabilité.

- Le béton doit répondre aux spécifications réglementaires avec des caractéristiques néanmoins légèrement inférieures à celles des ouvrages en élévation. La composition du ciment retenu doit être conditionnée par le niveau d'agressivité du milieu. La protection des armatures contre la corrosion est assurée à la fois par la qualité du béton et par une épaisseur d'enrobage adaptée.



Figures 2.5 : Mise en place du bétonnage

### **2.1.3.5. Les joints entre panneaux :**

Les joints sont des points délicats de jonction entre panneaux qui, s'ils n'ont pas dans le cas général de fonction structurelle proprement dite, sont par contre très souvent amenés à assurer une continuité vis-à-vis des aspects hydrauliques. La technologie de coffrage des joints a été sans cesse améliorée ; l'époque de construction d'un ouvrage et la connaissance de l'entreprise qui en a assuré la construction peuvent utilement renseigner sur le type de joint (**tubes joints, en polystyrène, Tubes à ailettes, à clavettes et joints à l'hydro fraise**).

### **2.1.3.6. Spécifications techniques :**

- Épaisseur de la paroi allant de 0.50 jusqu'à 1.50 m (0.50 m, 0.60 m, 0.80 m, 1 m, 1.20 m et 1.50 m)
- Profondeur de paroi standard jusqu'à 35 m, exceptionnellement jusqu'à 55 m et plus.
- Hauteur du soutènement jusqu'à plus de 20 m.
- L'étanchéité est garantie grâce à une (double) lame élastique water-stop.
- Exécution de murs guides nécessaire pour protéger les bords de la future tranchée et guider le creusement.
- Ouverture de la tranchée: minimum une largeur de grappin ou environ 2.3 à 2.5 largeurs de grappin.
- Un panneau est normalement creusé en 3 tronçons successifs: passe 1, passe 2 et le merlon. Les deux premières passes correspondent à la largeur du grappin: 2.85 à 3.30 m. La dernière passe, soit la partie centrale ou merlon, a une largeur d'au moins l'épaisseur de la paroi.
- Les différents panneaux bétonnés sont reliés entre eux par des joints de façon à constituer une enceinte continue dans la fouille.
- En finition il faut prévoir une poutre de répartition (liaison aux radiers dalles et à la structure).

**2.1.3.7. Domaine d'application**

- La paroi moulée remplit soit la fonction de paroi étanche, soit celle de mur de soutènement ou fait fonction d'élément porteur vertical.
- Paroi de soutènement et d'étanchéité pour des fouilles importantes et complexes.
- Des panneaux de parois moulées peuvent être réalisés en paroi continue ou en éléments porteurs.
- Reprise de charges verticales élevées
- Soutènement d'excavations profondes à proximité immédiate de constructions existantes.
- Projets de tunnels et de parkings en environnement urbain, murs de quai.

<b>Avantages</b>	<b>Inconvénients</b>
Installation sans vibrations	Technique est très coûteuse
Faible nuisance sonore	une grande quantité de matériaux est employée
Évacuation des terres et de la bentonite	la technicité de l'entreprise doit être très pointue
créer une enceinte relativement étanche	La qualité de parement reste assez médiocre (paroi coulée en pleine fouille)
Réalisation des bâtiments très profonds (plusieurs niveaux de sous-sol)	elle nécessite généralement un étaielement provisoire ou définitif (tirants, planchers, butons ...)
les voiles courbes sont possibles (très utilisés pour les bassins car cette forme particulière est autostable)	les caractéristiques mécaniques et de durabilité du béton sont moindres (car le béton est coulé au contact du sol)
Très rigide, ce qui limite grandement les déplacements en tête. Ce point est très important lorsqu'il existe des bâtiments à proximité.	
possibilité de passer au travers n'importe quelle couche de sol (selon l'outil utilisé).	
la durabilité de la paroi est importante si l'on respecte l'enrobage.	

**Tableau 2.1 :Avantage et inconvénient des parois moulées.**

**2.2 LES PAROIS DE PIEUX TANGENTS :**

**2.2.1 Définitions :**

Une paroi de pieux tangents est un mur de soutènement qui retient la terre. Le mur se compose de pieux en béton (sans chevauchement). Ce type de paroi consiste des pieux forés tubés et peut aussi revêtir une fonction portante. Le pieu de forage tubé est réalisé à l'aide d'une vis sans fin, équipé dans le bas d'une tête à bétonner spéciale et pourvu sur toute la hauteur d'un fourreau. Une double table de forage amène progressivement le tube de forage externe et la vis interne à la profondeur désirée. Il est possible de forer à travers d'éventuels obstacles souterrains. Lors de la réalisation de pieux sécants, les terres sont intégralement transportées vers le haut à travers le tube d'alimentation et éjectées à travers une ouverture dans la partie supérieure du tube de forage. Le fourreau autour de la vis est indispensable pour éviter toute décompression du sol et toute décompression latérale pendant le forage et le bétonnage. Le bétonnage se déroule, sous pression enregistrée, à travers l'axe creux de la vis. L'ensemble de forage est remonté lentement pendant le bétonnage. Après le bétonnage, les pieux tangents sont pourvus d'une cage d'armature ou d'un profilé en acier sur la longueur nécessaire. Les pieux peuvent être apposés le long des bâtiments attenants (à quelques cm), dans l'ébrasement du mur mitoyen.

**2.2.2. Mise en œuvre de la paroi en pieux tangents:**

Ces pieux sont mis en œuvre sur la base de la réalisation de pieux isolés. Ils peuvent être réalisés de multiples façons : pieux forés à la tarière simple, pieux forés à la tarière continue tubée, pieux forés à l'abri d'un tube provisoire et récupérable.

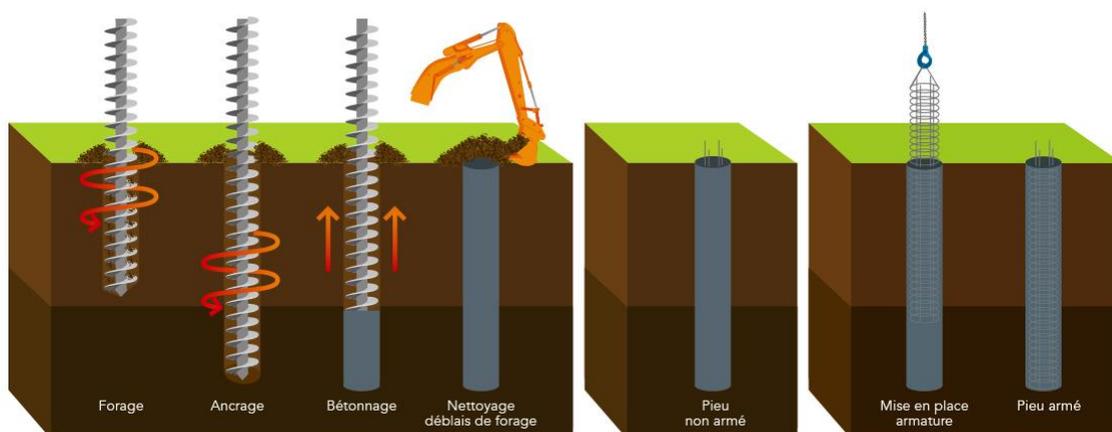


Figure 2.6 : pieux en tarière creuse

Généralement, comme pour les parois moulées, on met en place, préalablement à la réalisation des pieux, des murets-guides qui permettront de matérialiser l'implantation de la future paroi et faciliter le guidage des outils de forage. Généralement, on met en place des mannequins en polystyrène ou équivalent, cylindriques, à l'endroit des futures têtes des pieux. On coule ensuite un béton provisoire autour de ceux-ci. Ces murets-guides ne sont pas imposés pour les parois de pieux, mais permettent d'avoir des tolérances très correctes. On réalise usuellement les pieux par alternance, c'est-à-dire qu'on réalise d'abord tous les pieux primaires, soit un pieu sur deux, puis les pieux secondaires, c'est-à-dire les pieux qui vont venir se situer entre deux pieux primaires. Il peut également arriver que l'on réalise les pieux primaires en deux temps, en réalisant tout d'abord un pieu primaire sur deux. C'est cette chronologie qu'on observe sur le schéma ci-après :

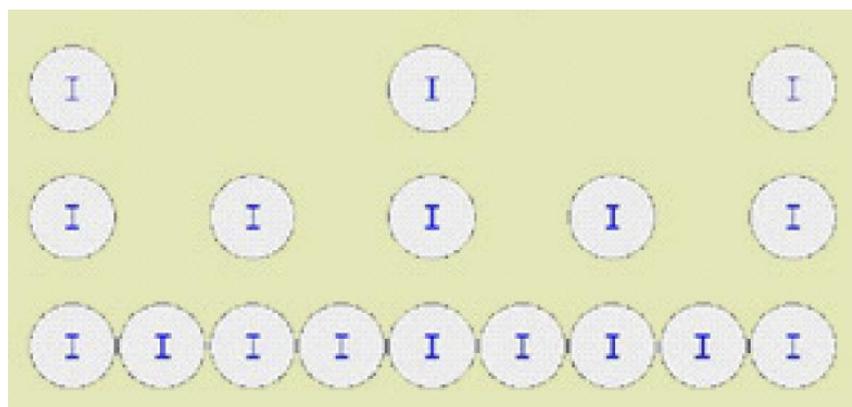


Figure 2.7 Chronologie de réalisation des parois en pieux tangents armés par des profilés

### 2.2.3. Domaine d'application :

- une fonction portante et de retenue de sol tant temporaire que permanente. En présence de parois de pieux tangents avec une fonction de soutènement de sol permanente, il convient de prendre des mesures pour éviter l'érosion du sol.
- cette technique n'a pas de fonction de retenue d'eau. En outre, la nappe phréatique doit toujours se trouver 0,5 m sous le niveau du fond de fouille. Il convient de prendre les mesures nécessaires en présence de nappes perchées dans un sous-sol stratifié.
- Lors de l'exécution des parois de pieux tangents, il convient de tenir compte des recommandations suivantes:
- les parois de pieux tangents sont typiquement utilisées pour des soutènements de plus grande profondeur (jusqu'à 14 m). Elles peuvent en outre être appliquées à côté de bâtiments existants à condition que les pieux soient exécutés avec un tubage ou à l'aide de boue bentonitique et que les ouvertures entre les pieux soient colmatées après l'excavation afin d'éviter l'érosion.
- les éventuels obstacles souterrains ne posent généralement pas de gros problèmes mais peuvent être défavorables pour les tolérances de la paroi.
- l'installation d'un rideau de pieux en présence d'eau souterraine est possible sans rabattement préalable du niveau de la nappe phréatique. En présence d'écoulements d'eau importants, le risque de délavage du béton doit être étudié.

<b>Avantages</b>	<b>Inconvénients</b>
Absence de vibrations et de chocs, faible nuisance sonore	Nécessite des moyens importants et de grande puissance
Fonction de rétention des terres	Rendements limités
Pose dans l'ébrasement des façades possible	Déblais de forages
Sert aussi de coffrage perdu	Aspect visuel se présentant sous forme de fût circulaire
Absence de boue tixotropique (bentonite ou équivalent)	

**Tableau 2.2 :Avantage et inconvénient des parois en pieux tangent**

### **2.3. LES PAROIS BERLINOISES :**

#### **2.3.1. Définition :**

La paroi berlinoise est un type de soutènement, provisoire ou définitif, formée d'éléments offrant une résistance verticale réalisée au moyen de profilés métalliques et d'un blindage en planches bois, en prédalles ou en plaques d'acier, ces éléments sont mis en place entre les profilés verticaux à mesure que progresse l'excavation.

Celle-ci se fait de manière locale et chaque fois sur une hauteur limitée. La pression des terres, transférée aux profilés verticaux par l'intermédiaire des éléments de blindage, est équilibrée par les efforts de butée exercés par le massif de sol situé sous le niveau du fond de fouille et par les systèmes de support horizontaux complémentaires éventuellement mis en œuvre (étançons, tirants d'ancrage, pieux de traction, ...). Ce type de blindage vertical est employé par exemple dans la construction de ligne de métro ou de terrassements dans des sols facilement drainant. Le soutènement est dimensionné en résistance à la flexion- voire aussi à la compression selon le mode de sollicitation – et en déplacement estimé à l'aide de logiciels informatiques spécifiques et reconnus.

Une gestion des eaux souterraines captées et des eaux de ruissellement est assurée par des dispositifs de surface (caniveaux de tête et de pied avec exutoire).



Figure 2.8 Travaux de réalisation des parois berlinoise

### **2.3.2. Méthode d'exécution de la paroi berlinoise:**

1. Des profilés métalliques en H ou en U (appelés « raidisseurs ») sont implantés de manière régulière. Espacés de 1,5 à 2,5 m, ces profilés sont vibro-foncés dans le sol (par battage grâce à une pelle mécanique ou vibration de la poutrelle) ou scellés dans un fût de béton réalisé au préalable. Le choix de la méthode dépend de la compacité du sol, de la place disponible et/ou des constructions voisines à préserver des vibrations. Le scellement dans un fût de béton est principalement utilisé dans le cas d'un sol très dur ou en présence d'obstacles souterrains. Le forage doit être alors comblé à l'aide de béton, de coulis de ciment, de sable et/ou de gravier.
2. Des planches de bois, des panneaux de béton préfabriqués ou des plaques d'acier sont insérés en force entre les profilés métalliques, au fur et à mesure du terrassement.
3. Le terrassement se fait étapes par étapes, de 1 à 2,6 m au maximum en fonction du type de terrain, et sur une hauteur limitée.
4. Au-delà de 3 m de profondeur, la paroi peut être renforcée par des ancrages.

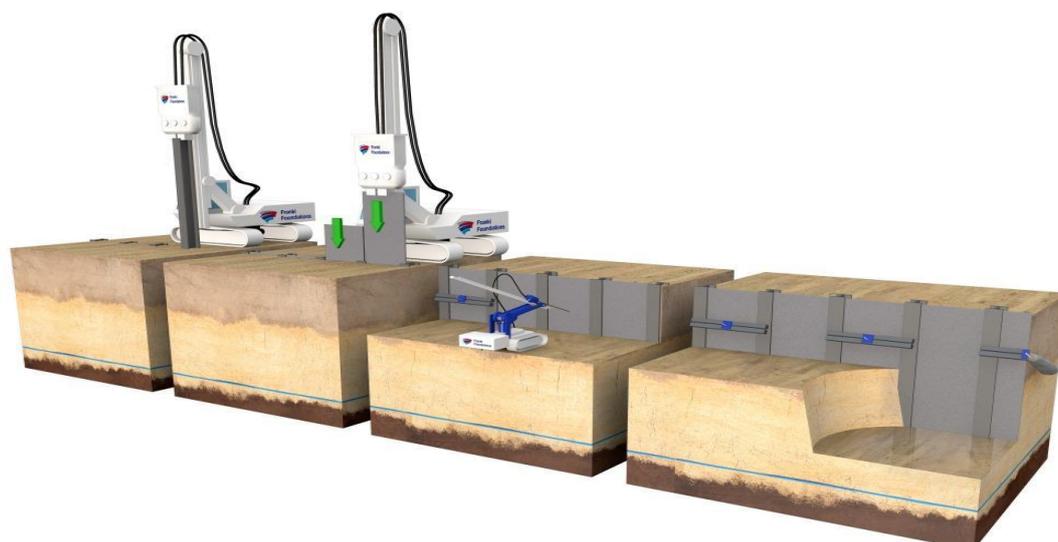


Figure 2.9 Schéma de réalisation d'une paroi berlinoise.

**2.3.3. Domaine d'application:**

- Blindage rapide à faible coût.
- Utilisée pour des excavations temporaires et peu profondes.
- Dans les milieux urbains, où la surface du chantier est restreinte à la surface de l'ouvrage à réaliser.
- Paroi de retenue de terre, dans le cas d'un glissement de terrain par exemple.
- Paroi de coffrage extérieur d'un mur de cave.
- Appliquer en l'absence de nappe phréatique (ou avec peu d'eau) et dans un terrain ayant une certaine cohésion.

Avantages	Inconvénients
Faible coût	Mal adaptée en présence de nappe phéatique
Exécution très rapide	Paroi non étanche
offre une plateforme de travail sèche, propre et plane.	Corrosion des profilés métallique si la paroi est définitif
Peut être placé comme coffrage perdu	Profondeur limité
	Pas indiquée à proximité de constructions sensibles aux vibrations

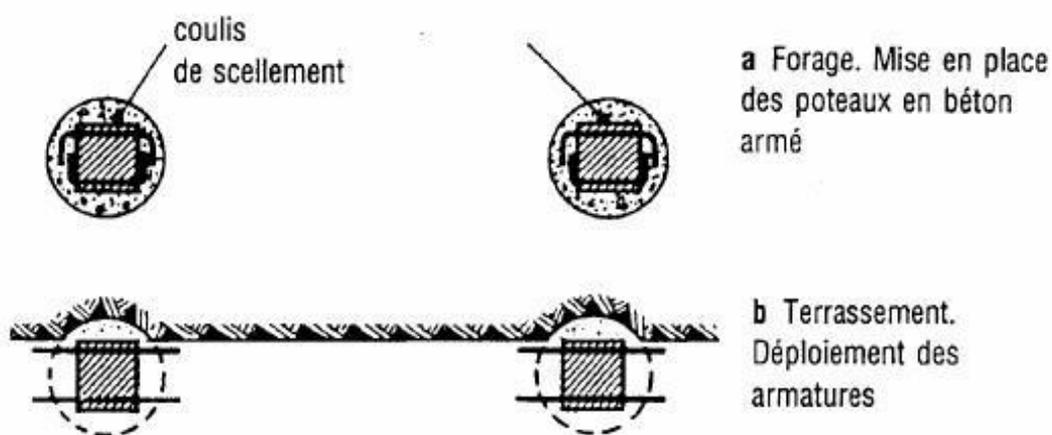
Tableau 2.3 - Avantage et inconvénient des parois berlinoises.

**2.4. LES PAROIS PARISIENNE ET MOSCOVITE :**

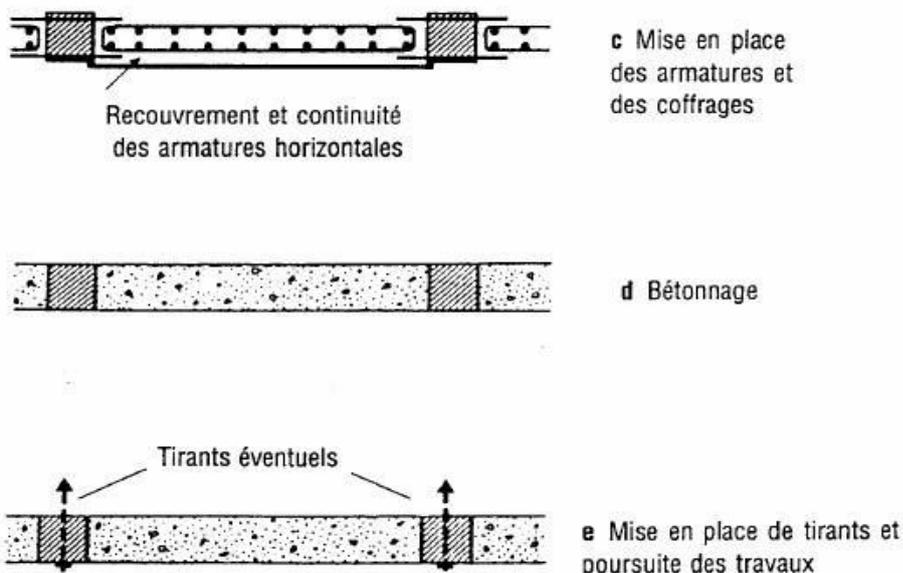
**2.4.1. Définition :**

Ce type de paroi est très proche de la paroi berlinoise, elle utilise le matériau béton, où des poteaux en béton armé seront ainsi coulés directement dans le sol, à la manière de pieux forés. On peut d'ailleurs utiliser des pieux forés moulés, la paroi sera alors dite moscovite.

Après terrassement, un mur sera coulé en place à l'aide d'un coffrage une face ou en béton projeté, également à l'avancement des travaux de terrassement.



**Figure 2.10 Phasage d'une mise en œuvre de paroi parisienne**



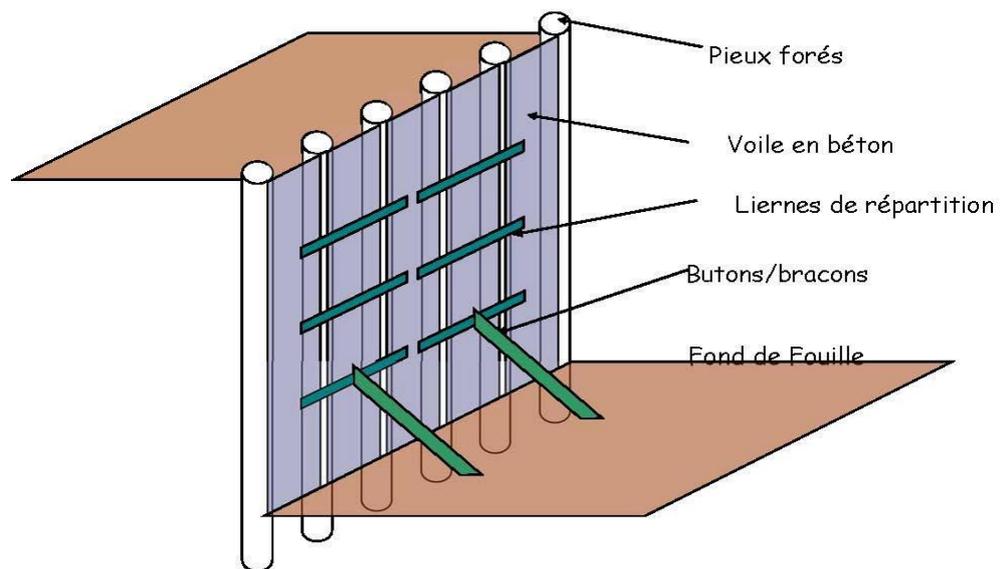
**Figure 2.11 Phasage d'une mise en œuvre de paroi parisienne (suite)**

**2.4.2. Méthode d'exécution de la paroi parisienne:**

Les pieux sont réalisés en premier lieu à la limite de la fouille, depuis la plateforme stabilisée. La paroi va ensuite être réalisée par passes verticales, comprenant à chaque fois les phases suivantes :

- Terrassement d'une passe de 1,50 m à 2,50 m de hauteur (selon tenue des terrains).
- Pose de butons ou tirants au même temps que l'excavation de la terre.
- Pose de l'armature en treillis soudés entre les pieux.
- Voile entre pieux en béton projeté.

Remarque : La réalisation des butons et tirants intervient entre la fin de la passe de béton projeté et le début de la phase de terrassement suivante. Lorsque les butons posés à plat ne peuvent pas en pratique être mis en œuvre, la solution d'appui de la paroi peut venir de bracons (butons inclinés) métalliques ou bois inclinés. Ces bracons sont mis en place dans une saignée de la risberme (talus destiné à protéger les bases d'un ouvrage hydraulique) laissée dans un premier temps contre la paroi. Ils prennent appui sur des massifs en béton armé réalisés en partie centrale, sous le futur fond de fouille.



**Figure 2.12 Vue d'une fouille butonnée, Paroi Parisienne**

**2.4.3. Domaine d'application:**

- Ouvrages provisoires ou définitif.
- Parois pouvant être intégrées au futur ouvrage.
- terrains permettant le forage avec une technique de pieux,
- Pas de nappe permanente au dessus du fond de fouille.
- pour des hauteurs de poteaux > 15 m, prévoir des dispositions constructives spécifiques pour garantir la verticalité.

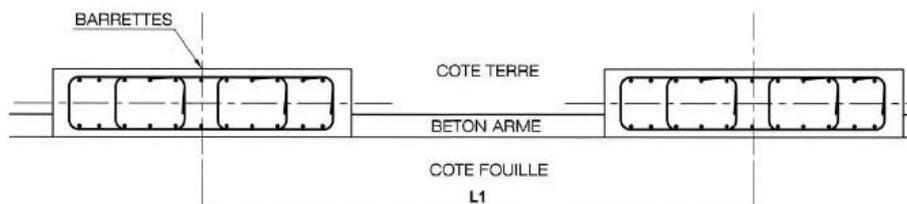
Avantages	Inconvénients
Adapté à des chantiers de toutes tailles y compris les petits chantiers	Mal adaptée aux fouilles de très grande profondeur
Exécution rapide	pas étanche
blindage très économique pour fouilles en site urbain	Profondeur limité

**Tableau 2.4 - Avantage et inconvénient des parois parisiennes.**

**2.5. Paroi Moscovite :**

**2.5.1 Définition :**

Il s'agit d'une variante du procédé de la paroi lutétienne dans laquelle les pieux en béton arme coulés en place dans les forages sont remplacés par des barrettes (figure 24). Le domaine d'emploi des parois moscovites est identique a celui des paroi lutétienne. L'intérêt de cette technique est de conférer a l'ouvrage une rigidité encore plus grande que celle obtenue avec la technique de la paroi parisienne ou lutétienne et donc de limiter les déplacements. L'inconvénient de cette technique réside, comme pour la paroi parisienne ou lutétienne, dans le positionnement des armatures en attente qui doit être très précis. Une erreur de positionnement de ces derniers pose de gros problèmes d'exécution lors des phases de terrassement.



**Figure 2.13 : schéma d'une paroi Moscovite (AFNOR, NF P 94-282 : Justification des ouvrages géotechniques, 2009)**

## **2.6. LES PAROIS DE PALPLANCHES:**

Les premières palplanches métalliques sont apparues au début du 20<sup>ème</sup> siècle grâce au développement de la sidérurgie.

### **2.6.1. Définition:**

Par définition, les palplanches sont des éléments de charpente qui, une fois raccordés entre eux, forment un mur continu dont la fonction consiste généralement à retenir la terre ou d'exclure les eaux. Les palplanches sont installées en pièces individuelles ou par paires pré-jointes en les enfonçant dans la terre au moyen d'un marteau de battage ou d'un vibreur, ou encore par lançage. Dans leur fonction de mur, les palplanches jouent le rôle d'une poutre soumise à une charge et nécessitent donc une résistance à la flexion. Dans certains contextes, la résistance à la flexion n'est pas importante, alors que la solidité du joint entre les palplanches l'est. Les palplanches en acier sont offertes en trois configurations de base : en « Z », en « U » et « droites ». Elles peuvent être formées par laminage à chaud ou par laminage à froid. Parmi les plus récents développements de l'industrie, notons la production de certaines formes de palplanches grâce à un processus de formage à froid lors duquel des feuilles laminées à chaud sont façonnées en palplanches aux formes traditionnelles. Ces nouveaux ajouts à notre gamme de produits proposent des dispositifs de verrouillage qui diffèrent considérablement des produits laminés à chaud traditionnels. Le procédé utilise un rouleau d'acier en feuille lequel est lentement chargé à travers une série de rouleaux qui plient ou forment graduellement l'acier dans la forme voulue.



**Figure 2.14 : travaux de réalisation des palplanches**

## Chapitre 4 — Analyse et discussion des résultats obtenus

Les configurations de **palplanches de type Z** sont les plus robustes et les plus efficaces. Ces palplanches ressemblent à des poutrelles à larges ailes puisqu'elles sont munies d'une âme et de deux ailes. Puisque les dispositifs de verrouillage sont situés sur les ailes le plus loin possible de l'axe neutre, un module d'inertie supérieur est fourni afin de résister aux moments de flexion. Les configurations en Z sont typiquement utilisées pour les murs plus profonds et les projets de construction plus lourds. Toutefois, on les utilise maintenant comme substitut à la configuration en arche (ou en U) lors des travaux plus légers, du fait de l'introduction sur le marché de palplanches en Z plus légères. **Les palplanches en U** ressemblent aux profils en canal produits sur les laminoirs à profilés. Les dispositifs de verrouillage sont formés aux extrémités à âme et s'enclenchent avec leur compagnon opposé le long de l'axe central du mur.

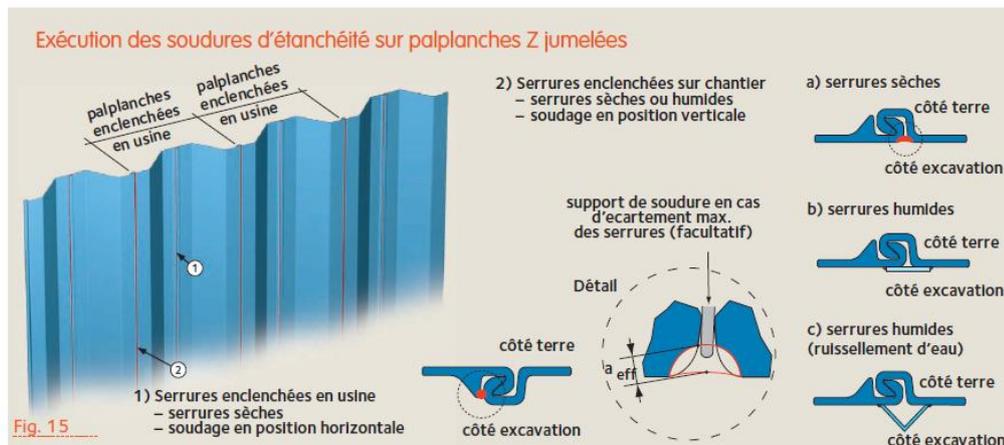


Figure 2.15 schéma d'exécution d'étanchéité sur palplanche Z jumelées

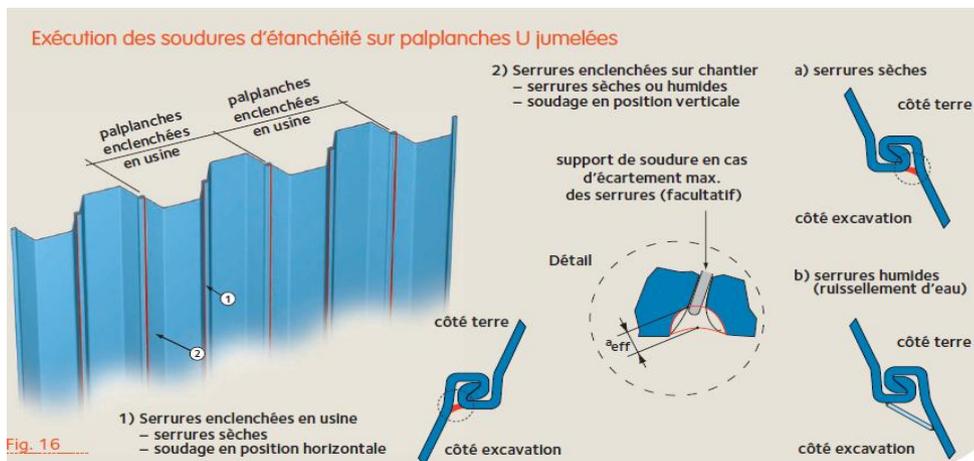


Figure 2.16 schéma d'exécution d'étanchéité sur palplanche U jumelées

### **2.6.2. Mise en place de palplanches :**

Il existe trois grands types de mise en place des palplanches. La méthode par battage, la mise en place par vibrofonçage et la mise en place par presse hydraulique. Voici les différentes méthodes de fonçage :

- **La méthode de battage:** c'est la méthode la plus ancienne, son principe un rideau de palplanches est battu bien à la verticale pour remplir mieux.
- **La méthode de vibrofonçage:** elle devient de plus en plus courant de nos jours, l'objectif de cette technique est de diminuer les frottements internes des sols non cohérents ce qui a pour effet de réduire les efforts latéraux des palplanches mises en place.
- **La méthode de vérinage:** elle reste rarement utilisée sur chantier, Un vérineur est une machine hydraulique utilisée pour le fonçage des palplanches mais également pour l'extraction de celles-ci.

### **2.6.3. Les serrures:**

Une innovation majeure a été apportée avec l'intégration aux profilés, dès leurs formages, de " serrures " permettant de les assembler en rideaux continus en les enclenchant les uns aux autres sans avoir recours à des profilés de raccord. Les premiers profilés possédant de telles serrures appurent aux Etats Unis vers 1910.

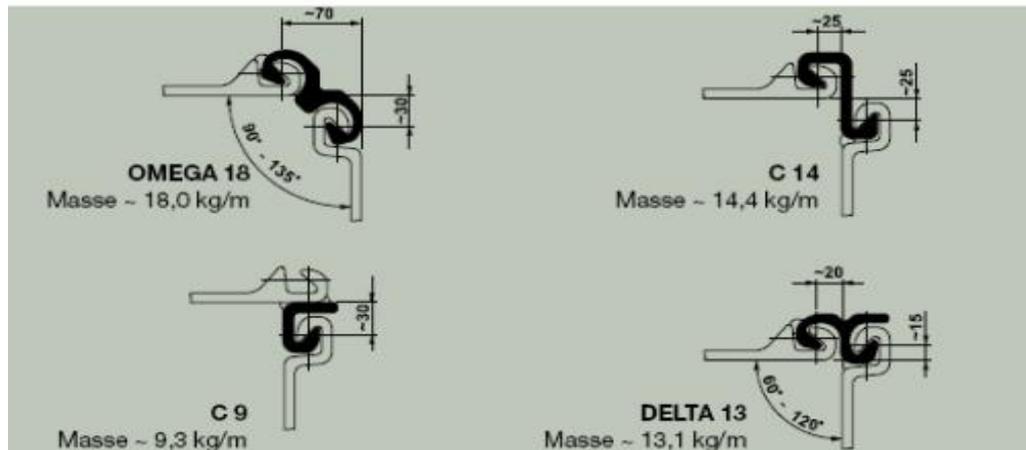


**Figure 2.17 Serrure à la jonction de deux palplanches.**

**2.6.4. Les différents types de raccordement :**

Les palplanches en acier vont par contre connaître un développement important.

Initialement, elles ne différaient pas des profilés métalliques utilisés à d'autres fins et notamment en construction métallique. Il s'agissait de profilés en I ou en U assemblés de sorte à constituer des écrans continus, le raccord étant constitué d'un profil en I dont les ailes avaient préalablement été recourbées. L'utilisation de telles palplanches restera marginale.



**Figure 2.18 Différents types de raccordements**



**Figure 2.19 Raccordement Omega**

### 2.6.5. Domaine d'application des palplanches en acier:

La limite d'emploi est essentiellement liée d'une part à leur mode de mise en œuvre et, d'autre part, à leurs caractéristiques dimensionnelles et mécaniques, Les palplanches métalliques sont particulièrement bien adaptées pour la réalisation d'ouvrages de soutènement et d'étanchement en site aquatique tel que:

- Les systèmes de protection contre les risques de crue et dans l'aménagement de berges.
- Dans les nouvelles digues, ils peuvent remplir les fonctions d'étanchéité, de soutènement et de stabilisation.
- Largement employés pour les puits de fondation (blindage de fouille) tant sur la terre ferme que dans l'eau, les batardeaux ainsi que les constructions souterraines en général.
- Utilisés pour renforcer des digues existantes, là où des problèmes de place ou d'emprise se posent, par exemple dans les zones portuaires ou en site urbain.
- Les profilés de palplanche sont employés pour la réalisation de constructions de soutènement telles que les murs de quai maritime ou fluvial, travaux portuaires, écluses, estacades de guidage et protections des berges de rivières et de canaux navigables, quais d'accostages (construire un quai permettant l'accostage de superpétroliers).
- Sont utilisés aussi comme coffrage perdu : pendant la réalisation des piles du pont, travaux des constructions des barrages, et la déviation d'une route.
- Les rideaux de palplanches peuvent constituer des ouvrages provisoires ou définitifs.

Leur caractéristique essentielle est que le soutènement ainsi formé est souple et étanche, pour aboutir à remplir cette fonction plusieurs essais ont été faits au niveau du joint de la palplanche ce qui nécessite une méthode spécifique de dimensionnement.

Avantages	Inconvénients
Facilité et rapidité de mise en œuvre	La corrosion (dégradation fonctionnelle du métal lui-même)
Un écran étanche à l'eau (selon la technique de traitement des joints utilisée)	Perte d'épaisseur provoquée par la corrosion atmosphérique
Possibilité de réaliser des soutènements dans les endroits exigus (petit)	Le milieu corrossif (l'eau de la mère et l'eau douce sont des éléments actifs des piles de corrosion)
Un matériau très ductile	Les sols traversés ne doivent pas être trop résistants.
Pour les voies navigables, cette solution permet une économie de place (possibilité en emprise limitée)	technique est très mal adaptée à un environnement sensible (nuisances sonores)
L'acier est recyclable (réutilisable tel quel après arrachage)	les qualités esthétiques sont médiocres

**Tableau 2.5 : Avantages et inconvénients des palplanches**

## **2.7. LES PAROIS CLOUÉES**

Les parois clouées répondent à la plupart des problématiques de stabilisation et de confortement de terrain, notamment pour des soutènements de grande hauteur ou devant supporter de fortes poussées. Elles sont réalisées par passes successives de hauteur modérée, alternant la mise en place de clous autoforants et le blindage (grillages, nappes de treillis soudées revêtues de béton projeté...).

Le béton projeté est quant à lui utilisé dans de nombreux domaines, comme les travaux souterrains, les protections de talus et blindages de fouilles, les réfections de parois endommagées par les incendies...

La paroi clouée est un renforcement du sol en déblai utilisé pendant l'avance de son excavation ainsi que le forage pour la mise en place des ancrages passifs. Ce procédé évite que le terrain ne s'écroule entre les barres, le tout étant constitué généralement d'un treillis et d'un béton projeté.

La fonction d'une paroi clouée est d'être un stabilisateur avec le béton projeté protecteur. Sa mise en œuvre est désormais un incontestable succès dans le cas de fondations en terrain meuble ou lorsqu'une structure porteuse d'un bâtiment érigé sur un terrain en pente, n'est pas en mesure de retenir la pression des terres. L'excavation se déroule par phase entre 1.00 m. et 1.50 m de hauteur.

## Chapitre 4 ——— Analyse et discussion des résultats obtenus

La longueur de l'étape est de 5.00 m. à 10.00 m. et l'étape à terrasser est sous la responsabilité de l'entreprise de terrassement et des travaux spéciaux. Verticalement les clous sont placés entre 1.50 m. et 2.50 m. Par la suite, sont mises en place les plaques de treillis. Lorsque cette étape terminée, on projette le béton.



Figure 2.20 Travaux de réalisation des parois clouées

### **2.7.2. Mise en place des parois clouées :**

**La première étape** de réalisation d'une paroi clouée est d'excaver le terrain sur une première passe, généralement sur une hauteur comprise entre 1.50 et 2 m.

**La seconde étape** est la mise en place dans le sol fraîchement excavé d'un premier lit de clous. La technique de réalisation des clous peut être décomposée en deux familles principales :

Dans la première famille, les clous sont directement implantés dans le sol en place, que ce soit par battage, fonçage, vibrofonçage, ...

Dans la seconde famille, la mise en place du clou est généralement précédée d'un forage, lequel est rempli d'un coulis de scellement, et auquel on incorpore le clou par la suite.

Généralement, **la troisième étape** est la mise en œuvre d'un système de drainage. Une première solution est la mise en place de barbacanes en fond de fouille associées à des tapis géosynthétiques disposés en bandes verticales. Une seconde solution est de mettre en place des drains subhorizontaux.

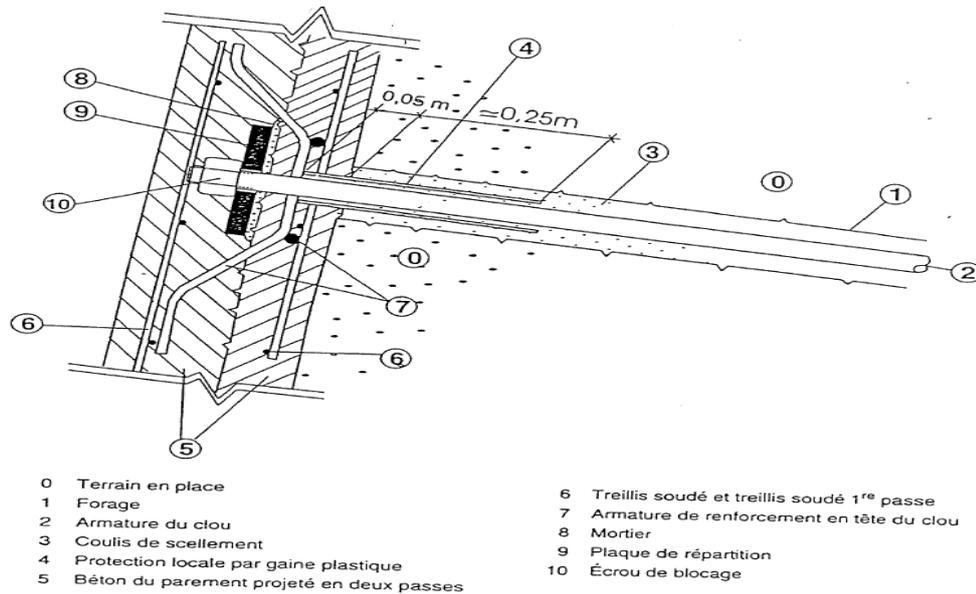


Figure 2.21 Détail de réalisation d'un clou

**La quatrième et dernière étape** est le bétonnage de la paroi. Celui-ci est précédé de la mise en place de deux nappes de treillis soudé. Le bétonnage s'effectue par gunitage, c'est-à-dire par projection du béton sur la paroi. On compte généralement une vingtaine de centimètres d'épaisseur de béton. Il existe également deux méthodes principales de réalisation du gunitage. La première méthode est la projection par voie sèche ; dans ce cas l'eau est ajoutée au mélange à sec (sable + gravier + ciment) 1 m avant la sortie de l'outil de projection.

La seconde méthode est la projection par voie humide ; dans ce cas l'eau est ajoutée dans le malaxeur au mélange à sec dès le départ. Pour obtenir la pression, le mélange est additionné de de l'air comprimé à la sortie.

Une fois ces quatre étapes effectuées, on effectue cette série d'opérations le nombre de fois qu'il est nécessaire afin de mettre en œuvre l'écran de soutènement par passes successives.

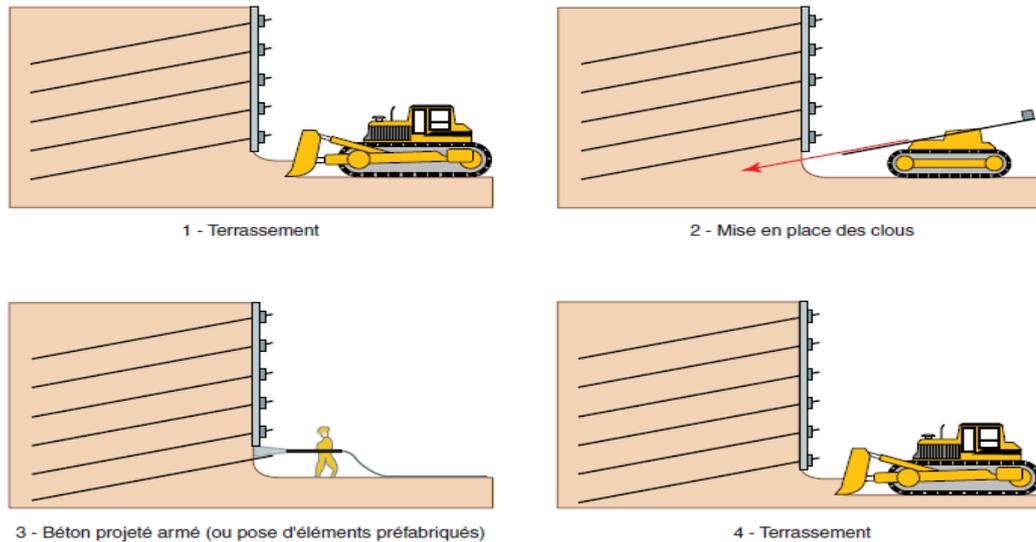


Figure 2.22 Chronologie de réalisation des parois clouées

Lors du dimensionnement, on distingue toujours deux zones : une **zone active** (qui se déplace et se déforme) et une **zone passive** qui est résistante et immobile. (voir figure 1). Elles sont séparées par une surface de glissement difficile à définir et qui pour les calculs est assimilée à une surface plan ou courbe. Le dimensionnement doit prendre en compte les caractéristiques physiques, mécanique et la géométrie des sols.

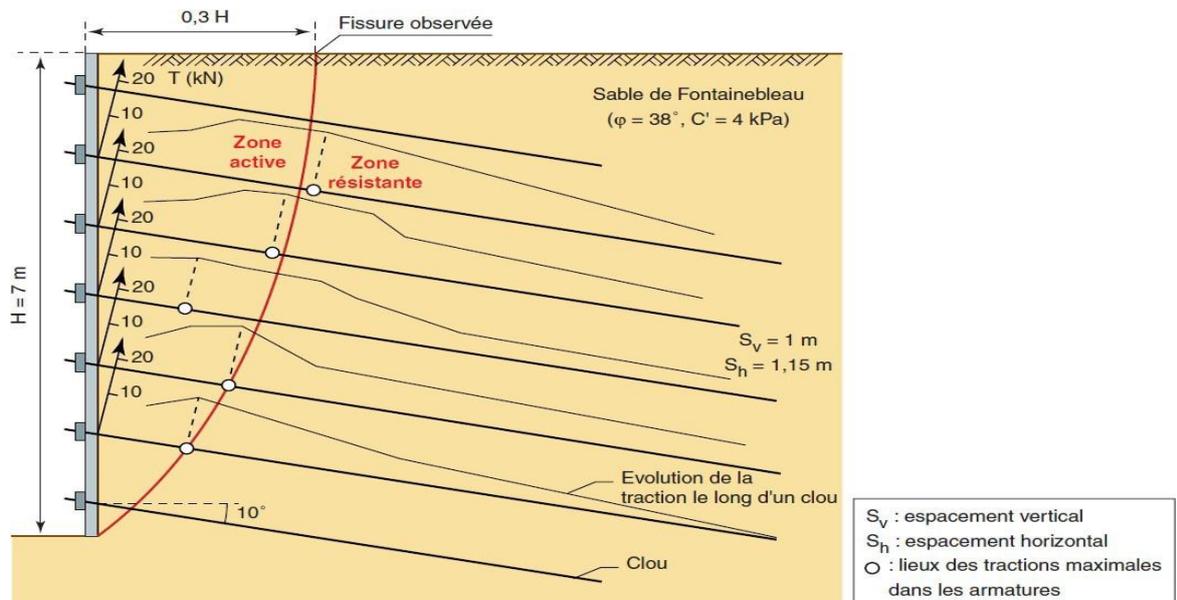


Figure 2.23 Schématisation de la zone active et de la zone résistante (d'après les recommandations clouterre 91)

### **2.7.3. Domaine d'application des parois clouées :**

- Réalisation de soutènement d'excavation pour ouvrages neufs : ouvertures de tranchées routières, constructions de sous-sols de bâtiments, tête de tunnels, créations de fouilles...
- Reprise en sous-œuvre et stabilisation
- Accès très limité, espaces exigus
- Réalisation de talus profonds et / ou raides
- Inutilisable dans des sols sans cohésion à court terme car ce type de paroi nécessite la mobilisation du sol pour assurer le frottement des clous
- Travaux d'élargissement de voies de communication : raidissement de talus pour limiter les poussées horizontales, élargissement sous les tabliers d'ouvrages d'art (ponts, viaducs, passerelles).
- Réparation, confortation ou réhabilitation d'ouvrages : reprises de glissement de terrain, blindage...

<b>Avantages</b>	<b>Inconvénients</b>
Cadence rapide même si conditions climatiques rigoureuses	La pose de parois clouées est fonction de la qualité du sol
Coût peu élevé, car peu de matière utilisée	Pas utilisable si présence de nappe phréatique
Le béton projeté garantit une grande flexibilité de mise en œuvre.	Corrosion si ouvrage définitif
Sans vibrations	

**Tableau 2.6 : Avantages et inconvénients des parois clouées**

### **2.8.1. PAROIS EN SOILMIX :**

Une paroi en soilmix est un mur de soutènement étanche à la terre et à l'eau. Le mur consiste en une série de panneaux soilmix contigus. Les panneaux sont un mélange de terre et d'eau/ciment et peuvent également revêtir une fonction portante.

Un panneau soilmix est composé en mélangeant les terres sur site à un coulis de ciment afin d'obtenir un élément de construction rigide.

## Chapitre 4 ——— Analyse et discussion des résultats obtenus

Le mélange peut s'effectuer par un système de fraisage (Cutter Soil Mix = CSM). L'installation de forage est dotée d'une mélangeuse de haute technologie qui permet au mortier injecté à basse pression de se mélanger de manière contrôlée au sol.

Dans la mesure où les terres présentes sont utilisées comme matériaux de construction, les vibrations par refoulement sont inexistantes et l'élimination des terres est minimale. Cette technique est, par conséquent, parfaitement appropriée aux sols pollués.

Après le mélange, les pieux sont pourvus d'une cage d'armature ou d'un profil en acier sur la longueur nécessaire.

Tout comme une paroi de pieux sécants, la paroi est composée de panneaux/pieux primaires et secondaires. La distance axe à axe entre les panneaux/pieux peut être choisie en fonction de l'application et de la composition du sol.

Les panneaux/pieux peuvent être apposés le long des bâtiments attenants (à quelques cm), dans l'ébrasement du mur mitoyen.

Les panneaux de 55cm sur 240cm sont formés dans le sol jusqu'à une profondeur de 20m maximum, dépendant de la composition du sol.

### **2.8.2 Méthode d'exécution des parois soilmix:**

Cette technique peut se faire d'une multitude de façons. La forme finale de la paroi de soutènement peut ainsi avoir une forme de voile aussi bien que d'une colonne de pieux, selon les machines utilisées.

Dans tous les cas, une installation complète de soilmixing se compose d'une installation de pompage du coulis de ciment. Celui-ci est pompé sous haute pression jusqu'au niveau de la tige de forage et est ensuite injecté.

La première grande famille de paroi en Soilmix est celle des parois en Deep Soil Mixing, constituées de colonnes. Cette famille se décompose en plusieurs méthodes, qui reposent toutes sur le même mode de réalisation, le seul élément qui change est le rythme de mise en œuvre des colonnes.

La première méthode, la plus simple, consiste à la réalisation de simples colonnes. Concrètement, le forage se fait à l'aide d'une tige composée d'un tube central agrémenté de lames transversales et d'une pointe de forage. On procède d'abord à la descente du tube jusqu'à la profondeur souhaitée de la

## Chapitre 4 ——— Analyse et discussion des résultats obtenus

paroi. Durant cette descente, la rotation des tubes fait que les lames décomposent le sol en place. Une fois la descente effectuée, on peut procéder à la réalisation de la colonne : on procède à la remontée du tube, en inversant le sens de rotation de celui-ci par rapport à la descente, tout en injectant le coulis de ciment. La remontée s'accompagne forcément d'une seconde désagrégation du sol sur le diamètre de la colonne. L'ensemble du terrain ainsi désagrégé et du coulis de ciment forme un béton de sol, appelé Soilmix. Généralement, pour s'assurer de la bonne mise en œuvre de la colonne de Soilmix, on effectue des mouvements successifs ascendants et descendants, ainsi on s'assure de l'homogénéité du mélange.

Cette méthode est également possible à l'intérieur d'un tubage.

La précédente méthode dispose d'une variante, qu'on peut appliquer dans les terrains très humides. Dans cette variante on remplace le coulis de ciment par un simple liant non hydraté. C'est l'humidité du terrain en place qui suffit à la réalisation du coulis avec le liant.

Une seconde et une troisième méthodes, très similaires, consistent en la réalisation de pieux doubles ou triples. La méthode est exactement la même, excepté que les outils de forage sont équipés de deux ou trois tubes plongeurs.

Pour ces méthodes, le forage peut être précédé de la mise en œuvre d'un muret de guidage en béton armé.

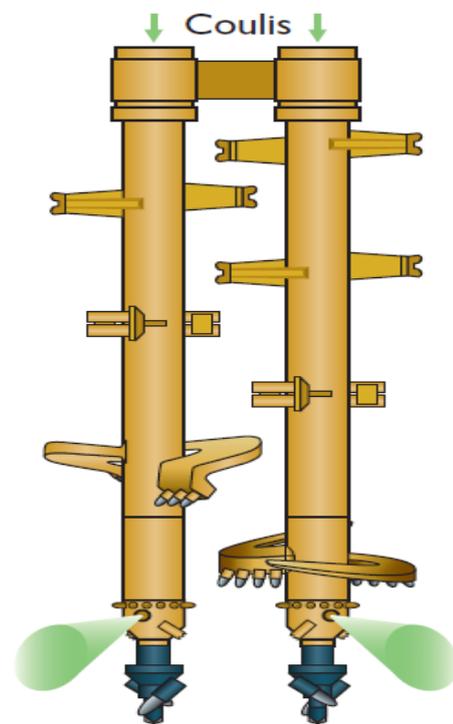
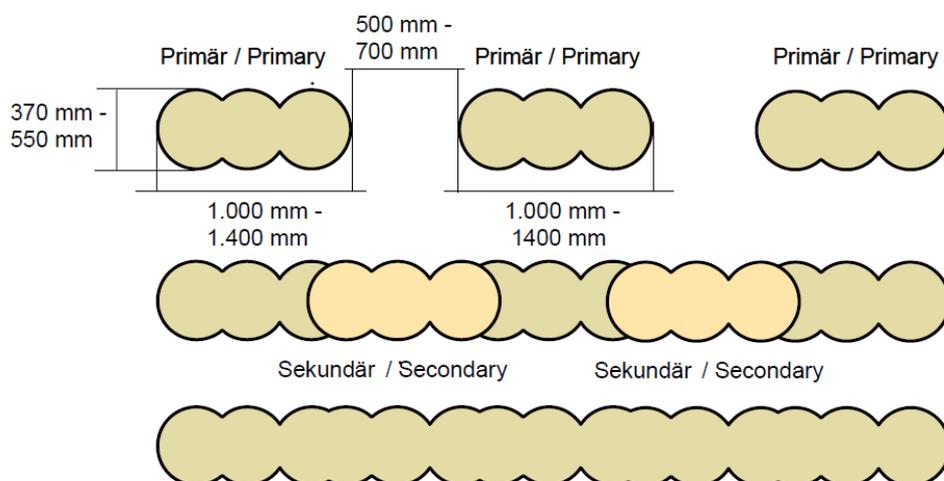


Figure 2.24 Schéma d'un outil pour la réalisation de pieux doubles en Deep Soil Mixing

## Chapitre 4 — Analyse et discussion des résultats obtenus

Comme dans le cas des parois de pieux sécants, on réalise les colonnes de Soilmix en alternance, c'est-à-dire une sur deux, et on réalise les colonnes secondaires entre les colonnes primaires par la suite. Il en va de même pour les pieux doubles ou triples, ils sont réalisés deux par deux ou trois par trois, en réservant un espace suffisant entre les couples ou les trios de pieux pour les implanter par la suite, lors de la seconde passe.



**Figure 2.25 Chronologie de réalisation de parois de Deep Soil Mixing en pieux triples**

Dans la plupart des cas, les colonnes réalisées sont munies d'un ferrailage. Celui-ci prend généralement la forme d'un profilé métallique, incorporé dans le béton de sol encore frais. Dans le cas des pieux simples, ce sont les pieux secondaires qui sont armés. Dans le cas des pieux doubles, ce sont les deux pieux secondaires qui sont pourvus d'une armature. Dans le cas des pieux triples, une armature est prévue dans le pieu primaire central et dans les pieux secondaires extérieurs.

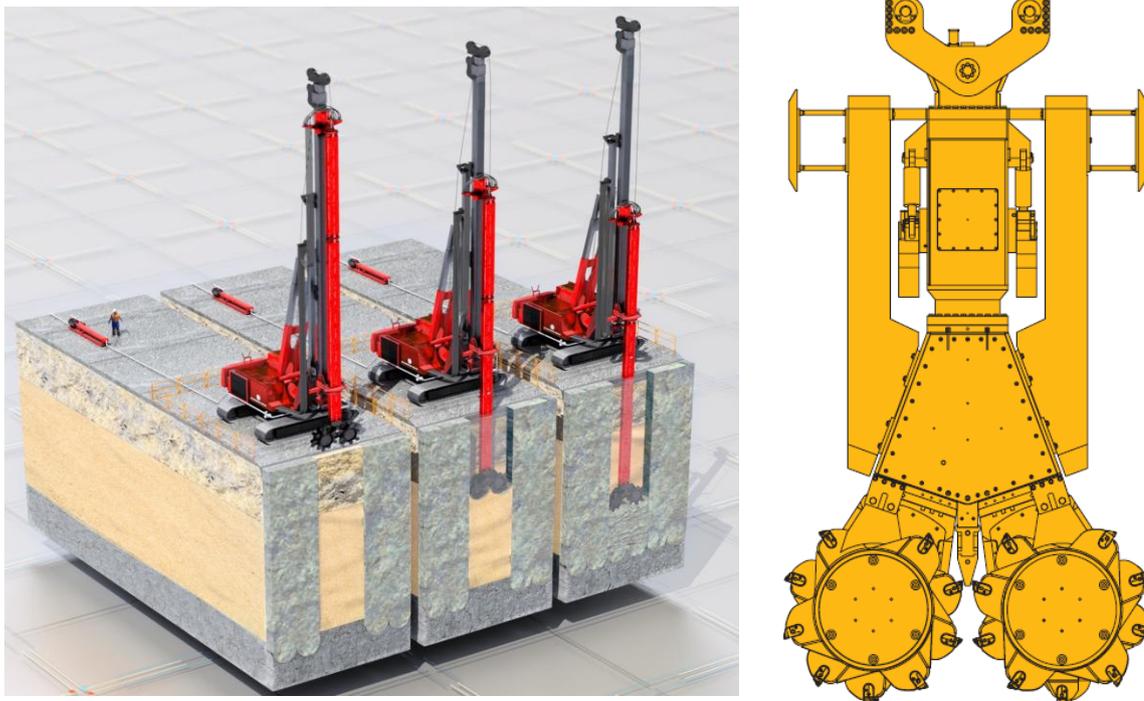
La deuxième grande famille de paroi en Soilmix est celle des parois en Cutter Soil Mixing, dont la méthode de réalisation est très similaire, tout en ayant également certains points communs avec les parois moulées : l'écran de soutènement final prend la forme de panneaux.



**Figure 2.26 Travaux de réalisation des parois soilmix en pieux**

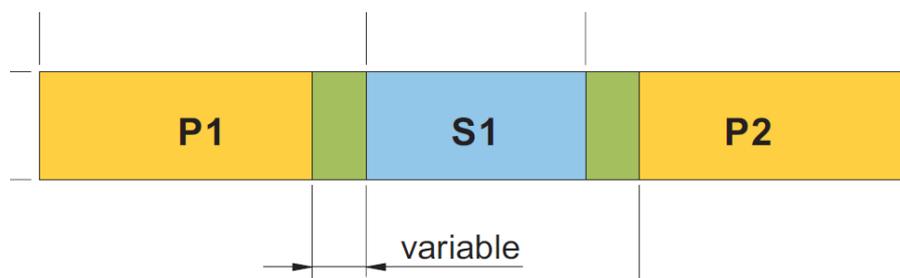
Pour le Cutter Soil Mixing, le forage se fait à l'aide d'une machine composée de deux roues dentées qui, durant la descente dans le sol, sont mises en rotation afin de déstructurer le sol en place. La méthode est la même que pour le Deep Soil Mixing : le sol est déstructuré par les roues et, entre ces deux roues, se trouve un tube qui est chargé d'injecter le coulis de ciment dans le sol. Comme pour les colonnes, l'injection et le mélange se font durant la remontée de l'appareil.

Cette méthode aussi dispose d'une variante, qui suggère la réalisation en deux phases de la paroi de Soilmix. Durant la descente de l'appareil, on procède au pompage d'un coulis de bentonite qu'on incorpore au sol en place afin de fluidifier et homogénéiser ce dernier. Le sol ainsi obtenu est pompé, tamisé afin d'enlever le sable présent dans le sol.



**Figure 2.27 Schéma de l'outil utilisé pour le Cutter Soil Mixing**

Une fois la profondeur souhaitée de la paroi atteinte, la bentonite est remplacée par le coulis de ciment, et la remontée s'effectue comme dans la méthode originale. Pour le Cutter Soil Mixing, la mise en œuvre d'un muret de guidage n'est pas nécessaire. Le guidage, si nécessaire, se fait par le creusement d'une tranchée de guidage sur une cinquantaine de centimètres de profondeur. Le contrôle de la bonne verticalité de l'exécution se fait ensuite informatiquement, grâce à des capteurs. Comme pour les colonnes, les panneaux sont réalisés en alternance, on réalise d'abord un panneau sur deux. Ensuite, on réalise les panneaux secondaires entre les panneaux primaires, en « mordant » ces derniers pour s'assurer de la continuité de la paroi. Ceci peut se faire alors que le béton est encore frais ou lorsque celui-ci a déjà durci.



**Figure 2.28 Chronologie de réalisation de parois en Cutter Soil Mixing**

## Chapitre 4 — Analyse et discussion des résultats obtenus

Dans la plupart des cas, les panneaux réalisés sont munis d'un ferrailage. Comme pour les colonnes de Soilmix, celui-ci prend généralement la forme d'un profilé métallique, incorporé dans le béton de sol encore frais. La fréquence de mise en œuvre de ces profilés ne fait pas l'objet de recommandations particulières.



Figure 2.29 Travaux de réalisation des parois soilmix en panneaux

Avantages	Inconvénients
Fonction de rétention des terres	Coût élevé
Peut revêtir une fonction portante verticale dépendant des caractéristiques du sol et/ou de l'armature	Impossible en présence de nappe phréatique
Ralenti la venue des eaux	
Absence de vibrations et de chocs	
Pas de refoulement ni de décompression du sol	
Pas d'excédent de terre, uniquement une fraction résiduelle de coulis sol-ciment	

Tableau 2.7 : Avantages et inconvénients des parois soilmix

### **2.9. PAROIS EN JET – GROUTING :**

Le procédé JET GROUTING consiste à déstructurer un sol en profondeur à l'aide d'un jet haute pression (de 20 à 40 MPa) dans un forage et à mélanger le sol érodé avec un coulis auto durcissant pour former des colonnes, panneaux et autres structures dans le terrain. La réalisation des structures en jet-grouting est définie dans la norme EN 12716 : 2000. Elle définit également les contrôles et essais liés à l'exécution. Il est caractérisé par une substitution plus ou moins importante du sol en place, dépendant de la nature du sol, de la technique utilisée, et de l'objectif à atteindre. Dans les terrains granulaires, le jet haute pression disperse les grains par érosion ; dans un sol cohérent, le jet découpe des morceaux plus ou moins gros d'argile. La haute pression est indispensable pour obtenir l'énergie cinétique nécessaire du jet au-travers d'une buse de petit diamètre. Le procédé s'applique à tous les terrains meubles ou au rocher tendre, principalement en consolidation et sous certaines conditions en étanchéité : reprises-en sous-œuvre de bâtiments, coupure étanche de barrage, soutènement de fouille, voûte parapluie pour tunnel, voile de consolidation pour des quais ... .

#### **2.9.2. Méthode d'exécution de jet-grouting**

Différentes méthodes de Jet-grouting (jet simple, jet double, jet triple) sont utilisées en fonction de l'énergie hydrodynamique nécessaire pour détruire et mélanger le terrain avec un coulis liquide. Quelle que soit la méthode utilisée parmi les trois indiquées ci-dessus, le Jet-grouting répond toujours à une succession de plusieurs étapes bien définies.

La première étape est la réalisation d'un forage de petit diamètre (moins de 20 cm) sur la hauteur souhaitée de la paroi de Jet-grouting.

La seconde étape est l'injection du coulis de ciment dans le sol en place, au moyen de petites ouvertures dans le tube de forage. Ce dispositif est associé à des pompes haute pression capables d'assurer une pression de plus de 300 bars et un débit de plus de 200 L/min. Le Jet-grouting fait ainsi appel à trois phénomènes physiques :

- Déstructuration du terrain par un jet à très grande vitesse
- Extraction d'une partie du terrain jusqu'à la surface par les fluides injectés : le rejet (spoil)
- Incorporation d'un liant apporté par le coulis

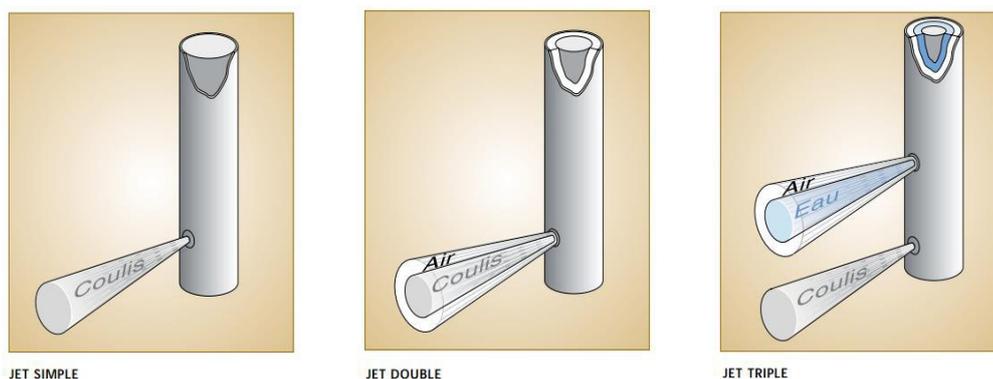
## Chapitre 4 — Analyse et discussion des résultats obtenus

En effet, le bétonnage se fait lors de la remontée du tube de forage. Celui-ci est mis en rotation pour former une colonne de béton se sol. Pendant la phase de jet, les volumes en excès du mélange sol-ciment doivent ressortir librement en tête de forage et être évacués.

La troisième étape est optionnelle mais peut s'avérer bénéfique pour les travaux de soutènement, il s'agit de l'incorporation des armatures. En effet, dans le forage réalisé pour la descente du tube, on se trouve en présence d'un coulis de ciment mélangé avec des fragments de sol. Dans ce forage donc, il est possible de descendre une armature, le plus souvent un profilé métallique dans le béton de sol lorsque celui-ci est frais.

Comme cela a déjà été mentionné, il existe plusieurs méthodes de Jet-grouting :

Le jet simple est le procédé le plus simple. Dans ce cas, un seul fluide est injecté, il s'agit d'un coulis de ciment, c'est-à-dire un mélange d'eau et de ciment. En jet double, le jet de coulis est enrobé d'un flux d'air, ce qui accroît l'action du jet. En jet triple, le sol est découpé par un jet d'eau entouré d'air et le coulis de ciment est injecté par une buse inférieure, sous une pression plus faible, pour se mélanger au terrain déjà érodé.



**Figure 2.30 Schéma des trois méthodes de Jet-grouting : jet simple, jet double, jet triple**

Jusqu'à présent, il a toujours été mentionné la réalisation de colonnes de Jet-grouting. Mais ce qu'on a appelé des colonnes peut prendre bien des formes: colonne pleine, lamelle, demi-colonne, quart de colonne, ...

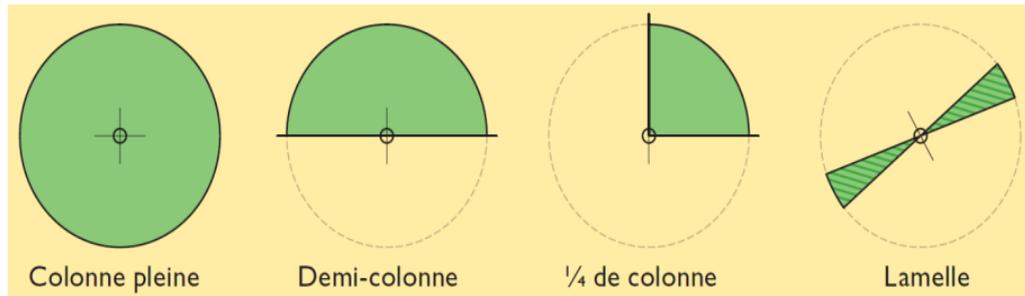


Figure 2.31 Schéma des différentes formes de colonne possibles

Les colonnes en Jet-grouting peuvent être réalisées les unes après les autres, dans le sens de la paroi, ou bien en réalisant une sur deux et en effectuant l'ensemble des colonnes secondaires entre les colonnes primaires, comme il est coutume de la faire pour bon nombre des solutions présentées ci-dessus. En tous les cas, celles-ci doivent s'entrecouper pour garantir la continuité de la paroi. Il est possible d'effectuer une colonne lorsque la ou les colonnes voisine(s) sont encore fraîches aussi bien que lorsque celles-ci ont déjà durci.

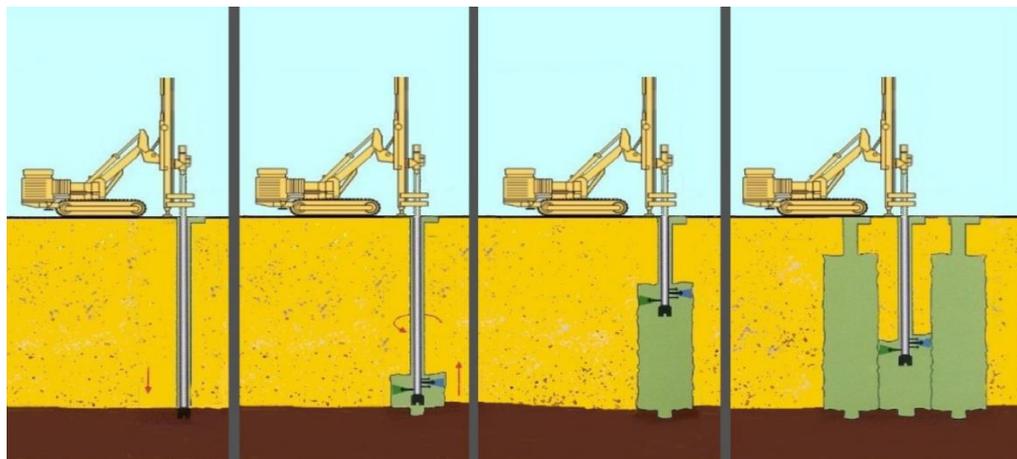


Figure 2.32 Chronologie de réalisation d'une paroi en Jet-grouting

<b>Avantages</b>	<b>Inconvénients</b>
relative indépendance du procédé par rapport au type de sol, homogène ou non	risque de blocage des rejets dans l'espace annulaire entre tige et forage lors de la remontée pouvant provoquer un claquage du terrain et un soulèvement brutal,
possibilité de fabrication d'éléments de diamètre important à partir de perforations de faible	baisse de portance momentanée immédiatement après la réalisation de la colonne (phases de déstructuration et de prise du coulis) ; cette baisse doit être contrebalancée par le nombre de colonnes déjà réalisées et par un phasage d'exécution
possibilité de réaliser des éléments de fondation ou de soutènements de géométrie définie	procédé est coûteux
très bon contact entre les fondations existantes à renforcer et les colonnes de jet	
Absence de vibrations	
réalisation de travaux dans des terrains difficilement accessibles avec du gros matériel	

**Tableau 2.8 : Avantages et inconvénients des parois en jet-grouting**

## **2.10. LES TIRANTS D'ANCRAGES:**

### **2.10.1. Généralités :**

#### **2.10.1.1. Descriptif :**

Un tirant d'ancrage est un « dispositif d'ancrage capable de transmettre les forces de traction appliquées à une couche de terrain résistante ».

Equipé d'une armature par barre ou torons, il se compose de 3 parties :

- La tête d'ancrage qui transmet l'effort de traction de l'armature à la structure à ancrer.
- La longueur libre entre la tête d'ancrage et la partie scellée ;
- La longueur scellée qui correspond à la partie du tirant qui transmet au terrain l'effort de traction par l'intermédiaire du coulis de scellement.

Les tirants précontraints appartiennent à grandes familles :  
grandes familles :

- **ceux dont l'armature est scellée directement le terrain :**

Ils sont représentés sur la figure 37 ; on voit que, dans ce cas, l'injection du bulbe d'ancrage est effectuée directement autour de l'armature, un dispositif appelé « bouchon » ou « obturateur » étant destiné (en principe) à empêcher que, lors de l'injection du scellement, le coulis de scellement ne remonte au-delà du bulbe d'ancrage.

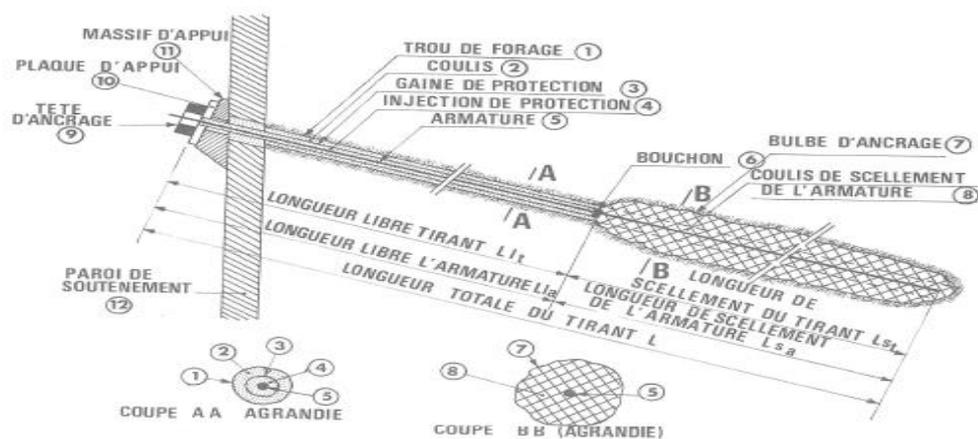


Figure 2.33 Tirant dont l'armature est scellée directement dans le terrain

- **ceux dont l'armature est scellée dans une gaine d'ancrage elle-même scellée dans le terrain :**

Ils sont représentés sur la figure 38. on voit que, dans ce cas, l'armature du tirant est scellée dans une gaine métallique, laquelle est scellée préalablement au terrain.

De ce fait, la longueur de scellement de l'armature à l'intérieur de sa gaine n'est pas forcément la même que la longueur de scellement de la gaine dans le sol. Il en résulte également qu'il n'y a pas identité entre la longueur libre théorique du tirant et celle de son armature.

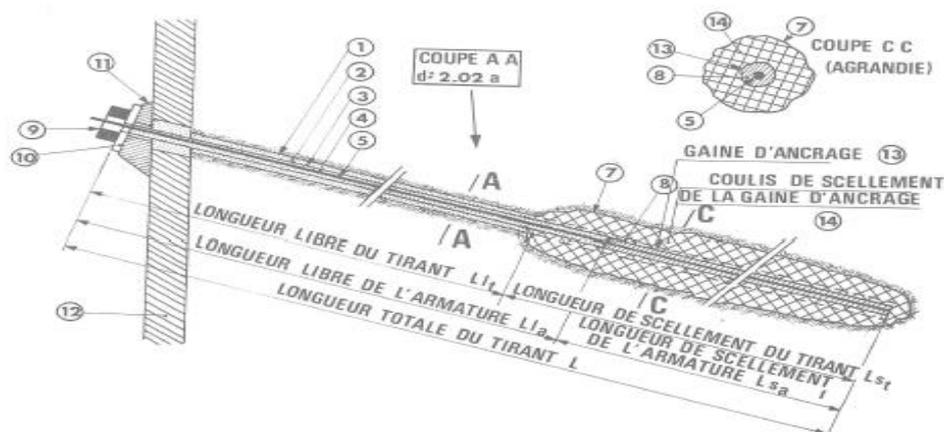


Figure 2.34 Tirant dont l'armature est scellé directement dans une gaine

### **2.10.2. COMPOSITION DE TIRANTS D'ANCRAGE :**

Ils comportent trois parties principales :

**2.10.2.1. La longueur de scellement :** qui transmet l'effort au sol à la profondeur définie par l'auteur du projet. La transmission de l'effort s'effectue par le corps d'ancrage réalisé par injection du terrain au coulis de ciment. La longueur de scellement indiquée dans les documents de soumission est choisie par les responsables des études sur la base de valeurs d'expérience ou d'essais antérieurs. La longueur de scellement nécessaire est déterminée sur la base d'essais de traction exécutés préalablement ou au début des travaux d'ancrage. Pour assurer la résistance ultime interne du tirant (transmission de l'effort des torons au coulis d'injection), la longueur de scellement ne doit pas être inférieure à 3 m.

**2.10.2.2. La longueur libre :** qui permet l'allongement du câble lors de sa mise en tension. Dans le but de limiter les pertes de force d'ancrage au cours de la durée d'utilisation de l'ouvrage, il peut être opportun de choisir une longueur libre supérieure à la longueur théorique calculée. En règle générale, la longueur libre ne devrait pas être inférieure à 7 m.

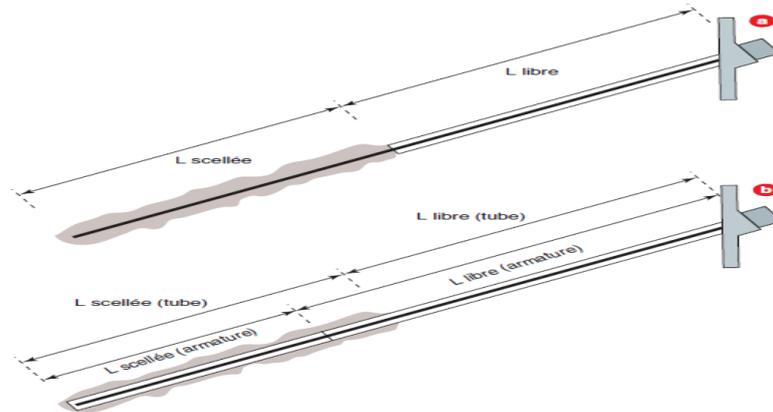


Figure 2.35 Longueur libre et longueur scellée

**2.10.2.3. La tête d'ancrage :** Les têtes des tirants d'ancrage sont disposées à l'extérieur ou à l'intérieur de la structure ancrée (voile, poutre ou plaques). Dans ce dernier cas, elles sont soit noyées dans le béton, auquel cas elles sont tout à fait inaccessibles, soit disposées dans des réservations prévues à cet effet. Lorsqu'elles ne sont pas directement noyées dans le béton de la structure, les têtes d'ancrage sont en principe protégées par un capot rempli d'un produit approprié. La tête des tirants d'ancrage, ainsi d'ailleurs que la partie de l'armature directement située sous la plaque d'appui, sont des zones particulièrement exposées aux risques de corrosion.

La tête d'ancrage d'un tirant précontraint est constituée par :

- la tête d'ancrage proprement dite (ancrage actif dont la constitution dépend de l'armature et du procédé de précontrainte retenus), dans laquelle sont bloqués les fils, torons, câbles ou barres qui constituent l'armature.
- la plaque d'appui, qui transmet l'effort à la structure ancrée et sur laquelle est généralement soudé un tube « trompette » (métallique) destiné à recouvrir l'extrémité de la gaine plastique de protection de l'armature du tirant pour assurer la continuité de cette protection.
- éventuellement un capot ou une coiffe, fixé de façon étanche sur la plaque d'appui, et rempli d'un produit de protection contre la corrosion destiné à protéger la tête d'ancrage.

## Chapitre 4 — Analyse et discussion des résultats obtenus

Les différents produits de protection contre la corrosion qui ont été utilisés sont : des graisses anticorrosives, des cires pétrolières, des mélanges bentonite-ciment

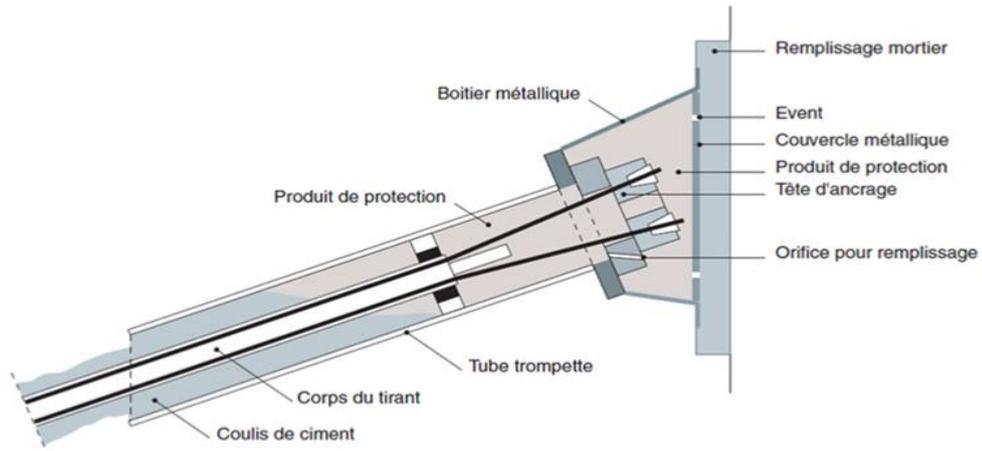


Figure 2.36 Tête d'ancrage

La capacité d'un tirant peut varier de quelques tonnes à plus de 1 500 tonnes. La gamme courante va de 20 à 200 tonnes.

Les longueurs totales dépendent des caractéristiques des projets et vont de 10 à plus de 60 mètres. Les longueurs moyennes sont de 15 à 25 mètres.

Les armatures utilisées sont généralement identiques ou analogues à celles utilisées pour la précontrainte d'ouvrages d'art.

### Exemple :

- Toron T15,7 à sept fils , résistance à la rupture 1860 Mpa
- Limite élastique à 0,1 % : 248 KN, soit  $\sigma_e = 1653$  Mpa.
- Limite de rupture : 279 KN
- Section : 150 mm<sup>2</sup>

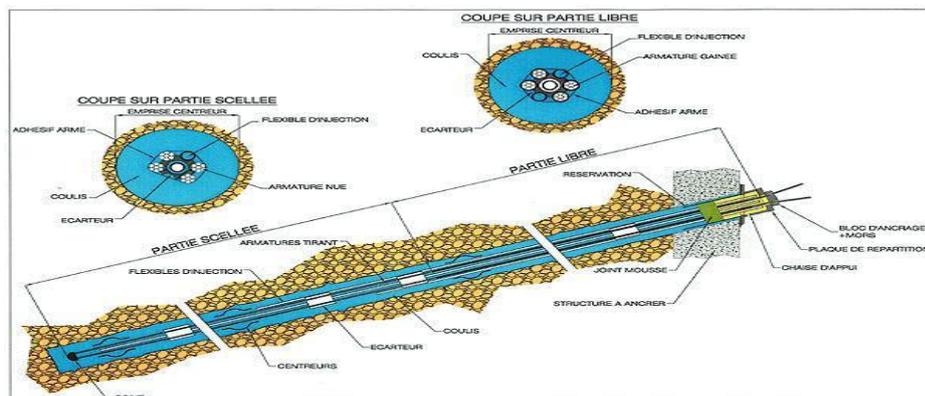


Figure 2.30 Schéma des trois méthodes de Jet-grouting : jet simple, jet double, jet triple



**2.10.3.2.2. Essais de contrôles :**

Les essais de contrôles se réalisent lors de la mise en oeuvre des tirants. Ils ont pour objet de confirmer, pour une situation de calcul particulière

- la capacité du tirant à supporter une traction d'épreuve.
- les caractéristiques de fluage ou de perte d'épreuve.
- une longueur libre équivalente de l'armature.

**2.10.3.2.3 Essais de réception :**

Les essais de réception ont pour objet de s'assurer pour chaque tirant

- la capacité du tirant à supporter une traction d'épreuve
- les caractéristiques de fluage ou de perte de tension à l'état limite de service, si nécessaire
- la longueur libre équivalente de l'armature
- de s'assurer que la traction de blocage, forces de frottement exclues, se situe au niveau de la traction de calcul

**2.10.3.2.4 La protection contre la corrosion :**

La protection contre la corrosion des tirants d'ancrage est destinée à assurer leur intégrité tout au long de leur durée de vie.

Plusieurs cas sont distingués suivant les utilisations :

- Protection poussée contre la corrosion pour des tirants d'ancrage définitifs (durée d'utilisation de plus de 2 ans), ou pour des tirants d'ancrage provisoires en milieu agressif.
- Protection limitée contre la corrosion pour des tirants d'ancrage provisoires (durée d'utilisation de moins de 2 ans)
- Pas de protection spéciale pour des tirants d'ancrage dont la durée d'utilisation est inférieure à 6 mois et dont la défaillance est sans préjudice pour la sécurité publique.

Dans le premier cas, l'armature doit être enrobée sur toute sa longueur d'une gaine isolante. Sur la longueur de scellement, cette gaine est remplie de coulis de ciment. La longueur libre est doublée de gaines individuelles sur chaque toron. De plus, on doit prévoir une isolation entre la tête du tirant d'ancrage et la structure porteuse : la tête est soit coulée dans du béton, soit protégée par un capot démontable isolant insensible à la corrosion. L'isolation est contrôlée par mesure de la résistance électrique sur chaque tirant avant et après les phases d'injection et de mise en tension.

## **Chapitre 4 ——— Analyse et discussion des résultats obtenus**

Dans le cas de tirants d'ancrage provisoires, la protection limitée contre la corrosion impose un enrobage des armatures de 20 mm minimum grâce à des écarteurs répartis sur la longueur de scellement. La longueur libre est graissée et recouverte d'une gaine. La zone de la tête est protégée par une peinture isolante hydrofuge.

### **2.11.1. LES PAROIS EN PIEUX SECANTS:**

Une paroi de pieux sécants est un mur de soutènement qui retient la terre et est étanche à l'eau. Le mur se compose de pieux en béton contigus (avec chevauchement). Ce type de paroi consiste en des 'pieux sécants' et peut aussi revêtir une fonction portante.

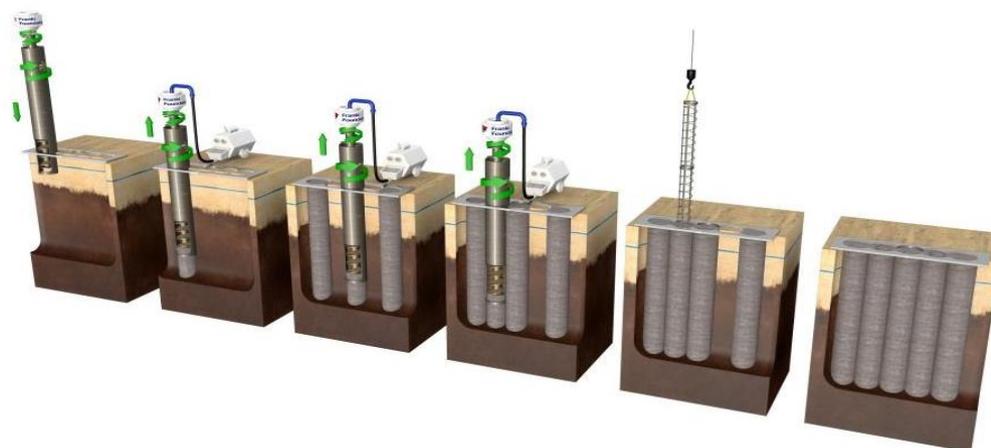
Le pieu sécant est, comme le pieu foré tubé, réalisé à l'aide d'une vis sans fin. La vis est équipée dans le bas d'une tête à bétonner spéciale et pourvue sur toute la hauteur d'un fourreau. Afin de réaliser le chevauchement typique des pieux sécants, on monte une couronne de coupe spéciale sur le fourreau. Une double table de forage amène progressivement le tube de forage externe et la vis interne à la profondeur désirée.

Lors de la réalisation de pieux sécants, les terres sont intégralement transportées vers le haut à travers le tube d'alimentation et éjectées à travers une ouverture dans la partie supérieure du tube de forage. Le fourreau autour de la vis est indispensable pour éviter toute décompression du sol et toute décompression latérale pendant le forage et le bétonnage.

Le bétonnage se déroule, sous pression enregistrée, à travers l'axe creux de la vis. L'ensemble de forage est remonté lentement pendant le bétonnage.

La paroi de pieux sécants se compose de pieux primaires et secondaires. Après l'exécution des pieux primaires, la couronne de coupe spéciale assure une surcoupe qualitative pour la réalisation des pieux secondaires. La distance axe à axe entre les pieux peut être choisie, mais est généralement de 50mm. Après le bétonnage, les pieux secondaires sont pourvus d'une cage d'armature ou d'un profilé en acier sur la longueur nécessaire.

Les pieux peuvent être apposés le long des bâtiments attenants (à quelques cm), dans l'ébrasement du mur mitoyen.



**Figure 2.38 Chronologie de réalisation d'une paroi en pieux sécant**

Les parois de pieux se réalisent habituellement en deux phases. Au cours de la première phase, on réalise un pieu sur deux, à la manière de pieux isolés, comme décrit pour le cas des pieux tangents, à l'exception près que ces pieux ne seront pas armés. Dans ce cas, on utilisera exclusivement la technique des pieux forés tubés, afin de permettre les recoupements.

On réalise ensuite les pieux secondaires, chaque pieu secondaire se situant entre deux pieux primaires. Ceux-ci sont armés, contrairement aux pieux primaires. Ils entrecoupent les pieux primaires sur une distance de sécantage de l'ordre de 15 à 20 cm.

### **3.1. LES PAROIS LUTÉCINENNES :**

#### **3.1.1 Définition :**

##### **3.1.1.A. DESCRIPTION DES PAROIS**

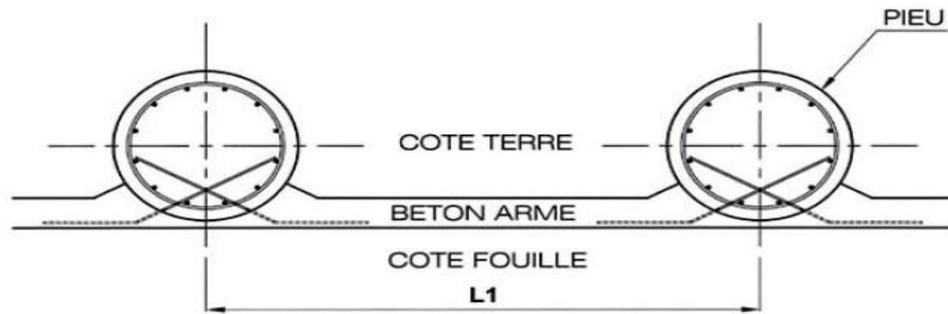
Les parois de soutènement sont prévues réalisées par un système de type « Lutécienne » ; cette paroi est constituée de pieux forés en béton armé. L'espace entre pieux peut être équipé d'un parement en béton armé si les pieux ne sont pas jointifs ou pour un aspect esthétique. Ce parement sera construit par l'entrepreneur soit par phases « en descendant ». Tous les blindages provisoires nécessaires entre pieux sont à prévoir par l'entrepreneur et restent à sa charge (excavation supplémentaires, fournitures et pose des matériaux).

Les parois de soutènement seront conçues de façon à dégager entièrement le volume des terrassements en fin d'intervention principale de l'entrepreneur

## Chapitre 4 ——— Analyse et discussion des résultats obtenus

et en tenant compte des diverses particularités du site sur son périmètre telles qu'elles ont décrites dans les documents du marché et telles que l'entrepreneur les aura constatées par sa visite du site.

L'entrepreneur pourra proposer d'utiliser des butons provisoires ou définitifs au niveau des angles de l'écran des soutènements notamment en tenant compte des impératifs de phases de travaux.



**Figure 3. 1 schéma d'une paroi lutécienne**  
(AFNOR, NF P 94-282 : Justification des ouvrages géotechniques, 2009)

### **3.1.1.B. DESCRIPTION DES TRAVAUX DE TERRASSEMENTS :**

Les terrassements sont exécutés par phases successives et nécessitent des phases distinctes. Les fonds de fouilles provisoires (intermédiaires et finales) devront toujours être réglés avec des pentes suffisantes pour permettre d'acheminer les eaux pluviales et les infiltrations depuis le terrain vers des bassins de pompage d'où les eaux seront refoulées et traitées avant renvoi vers les réseaux d'assainissement.



**Figure 3.2 Travaux de réalisation des parois lutécienne**

**3.1.1.C. CARACTERISTIQUES DU BETON POUR L'ECRAN DE SOUTÈNEMENT :**

Les caractéristiques minimales du béton constituant l'écran de soutènement (tant les pieux que le parement) est un béton B35 ( $f_{c28} = 35$  MPa).

L'Entrepreneur proposera à l'agrément du Maître d'œuvre une valeur de consistance après interprétation des épreuves de convenance, en fonction de ses moyens et du mode de réalisation des travaux.

Parties d'ouvrages	Désignation simplifiée	Diamètre max des granulats $D_{max}$ (mm)	Dosage minimal en ciment (kg/m <sup>3</sup> )	Résistance caractéristique à la compression $f_{c 28}$ (MPa)
Béton pour pieux et parement	B35	20	400	35

**Tableau 3.1 – caractéristique du béton pour l'écran de soutènement.**

**3.2. EXECUTION DES PIEUX EN BETON ARME :**

La réalisation de pieux forés en béton armé comprenant :

- La mise en fiche, réglage et forage suivant règles du DTU 13.2.
- Le forage sous tubage dans les terrains meubles superficiels et autant que nécessaire.
- La mise en place des cages d'armatures (ferraillage des pieux)
- Les travaux du bétonnage des pieux conformément aux règles du DTU 13.2
- La formulation du béton utilisé doit permettre l'atteinte de l'objectif de résistance fixé
- L'exécution des travaux sera réalisée conformément à la norme en vigueur.

### 3.2.1 Présentation du projet

Le projet situé à l'adresse "Rizi Amor" Chapuis- willaya d'annaba est implanté sur un terrain plat. En raison de l'existence des sous sol, il sera nécessaire d'opérer des décaissements important et donc, par conséquent, de mettre en place des écrans de soutènement. Par ailleurs, l'étude de sol menée par le laboratoire LTP-Est a fait ressortir l'existence d'un sol composé globalement de couches sédimentaires (argiles et sables) et un substratum de gneiss (roche métamorphique).

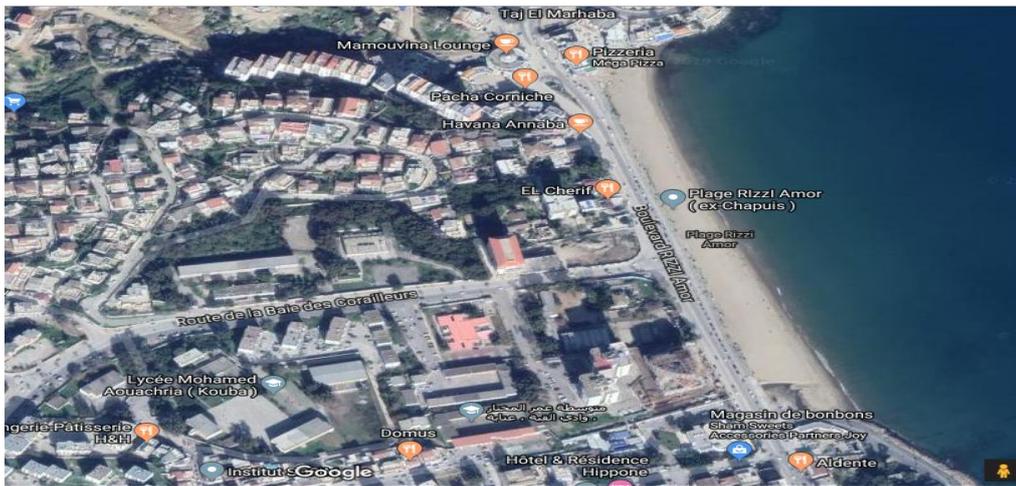


Figure 3.3 Emplacement du projet

### 4.1. LOGICIEL DE CALCULE -PLAXIS 2D

#### Introduction :

L'évolution de la technologie amène l'ingénieur à réaliser des projets géotechniques 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. La méthode des éléments finis (MEF) est devenue actuellement la plus performante des méthodes numériques vu son grand champ d'application, ou elle est utilisée dans de nombreux secteurs de l'industrie : génie civil, construction navale, mécanique, technique offshore,... etc.

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. Pour l'analyse des contraintes et des déformations autour d'une excavation, on peut globalement distinguer deux catégories de méthodes numériques :

- **La méthode des éléments finis:** En analyse numérique, la méthode des éléments finis est une technique de calcul numérique qui consiste à discrétiser en sous-ensembles un objet (ou une partie d'un objet), ces sous-ensembles sont appelés éléments.
- **La méthode des différences finies:** La méthode des différences finies est l'une des plus anciennes méthodes de résolution numérique d'un système d'équations différentielles avec conditions initiales et conditions aux limites (DESAI et CHRISTIAN, 1977) , c'est une technique courante de recherche de solutions approchées d'équations aux dérivées partielles qui consiste à résoudre un système de relations (schéma numérique) liant les valeurs des fonctions inconnues en certains points suffisamment proches les uns des autres.

## Chapitre 4 ——— Analyse et discussion des résultats obtenus

Les études de stabilité sont souvent réalisées pour des excavations de géométries complexes situées dans un massif possédant des caractéristiques complexes.

Les méthodes conventionnelles, bien qu'adéquates pour certaines situations, impliquent souvent des simplifications importantes ne permettant pas de bien cerner les mécanismes clés.

Les méthodes numériques par contre, permettent le transfert de notions géologiques et géométriques en plus de tenir compte de paramètres essentiels souvent ignorés lors des simplifications. Ainsi, l'anisotropie du matériel, le comportement non linéaire, les familles de fractures, les contraintes in situ et la présence de paramètres tels que les vibrations, les séismes (analyse dynamique) et les écoulements d'eau souterraine peuvent être intégrés en vue de recréer les mécanismes d'instabilités. Ces méthodes permettent l'analyse en deux ou trois dimensions. Enfin, un des grands avantages de la modélisation numérique par rapport aux autres méthodes est qu'elle permet le calcul des déplacements et des déformations.

### **4.1. Bréf description sur la méthode des éléments finis**

#### **4.1.1. Historique :**

L'histoire de la MEF a commencé en 1819, quand Navier définit une méthode d'étude des systèmes hyperstatiques basés sur l'application des conditions d'équilibre et de compatibilité, puis Maxwell en 1864 et Castigliano en 1878 établissent d'une façon complète les théorèmes de l'énergie. Au début du 20ème siècle, des résultats fondamentaux dans le domaine des méthodes d'approximation ont été établis en effectuant une discrétisation spatiale du domaine tout en utilisant les méthodes d'approximation variationnelles. En 1955, Argyris présente une approche unifiée des méthodes des déplacements et des forces, l'année suivante Turner et Clough publient une présentation systématique de la méthode des déplacements. Ces deux publications sont particulièrement importantes et représentent véritablement le début de la MEF comme technique de calcul des structures complexes.

#### **4.1.2. Concepts de base de la méthode aux éléments finis :**

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 noeuds. On

## **Chapitre 4 ——— Analyse et discussion des résultats obtenus**

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.

### **4.1.3. Calculs par la MEF :**

La méthode aux éléments finis est la méthode, 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'influence pas sur les résultats.
- Le choix d'une loi de comportement du sol, de type Mohr-Coulomb, Cam-Clay,... etc
- Les caractéristiques des ouvrages et des éléments d'interface pour introduire l'interaction.
- sol-structures et les conditions hydrauliques.
- 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.

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

- Les déplacements des ouvrages.
- Les sollicitations internes des ouvrages.

#### **Et pour le sol :**

- Les déplacements du sol.
- Les déformations du sol.
- Les contraintes totales et effectives dans le sol.
- Les pressions interstitielles.

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

Parmi les principaux logiciels utilisés, 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, on utilise Plaxis.

### **4.2. Logiciel plaxis**

#### **4.2.1. 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 nœuds, 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.

#### **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 (5 paramètres), avec prise en compte des pressions 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 nœuds), 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.

### **Phase de calcul**

L'interface « input » de Plaxis 2D se ferme et laisse la place à la nouvelle interface « calculations ». La phase 0 est déjà calculée, cette phase correspond à l'état initial de la structure. Cette interface permet de définir le phasage de la modélisation de la construction. De nouvelles phases de calcul peuvent être créées basées sur une phase existante. Pour chaque phase on peut modifier la géométrie par l'intermédiaire de la même interface qui a servi à définir les conditions initiales. On peut donc effectuer des chargements uniquement en activant ou désactivant des éléments. Le niveau de la nappe phréatique peut être modifié, ainsi que certaines propriétés des matériaux, des éléments autres que le sol (modification des paramètres entrés en input, imperméabilité et/ou la non consolidation de certaines parois). Le niveau d'intensité et la position des conditions limites des chargements en déplacement et en contrainte peuvent être simulés (consolidation, détermination du facteur de sécurité, déformation plastique, étude dynamique) Une fois le phasage de l'étude terminée, des points bien particuliers peuvent être choisis pour tracer les courbes charges-déplacements. Après avoir appuyé sur « Calculate » les calculs se lancent. Une fois terminée, les résultats sont visionnés grâce à la touche « output ».

### **Visualisation des résultats :**

Plaxis 2D permet la sortie des résultats suivants :

- La déformée de maillage.
- Les déplacements (verticaux, horizontaux, totaux) et les déformations.
- Les diagrammes des forces (moments, efforts verticaux et efforts de cisaillement).
- Les vitesses et les accélérations (quand on effectue un calcul en dynamique).

## Chapitre 4 ———— Analyse et discussion des résultats obtenus

- Les contraintes totales et effectives.
- Le coefficient de surconsolidation et les points de déformation plastique.
- Le champ d'écoulement et le niveau de l'eau.
- L'incrément des déformations et des contraintes dues aux différentes phases par rapport à la situation d'origine.

Ces résultats sont visibles sous trois formes : de vecteur, d'iso-valeur par zone et des courbes contours des différentes zones.

### **4.2.2. Les modèles de comportement intégrés dans Plaxis :**

Les modèles de comportement de sols sont très nombreux ; depuis le modèle élastique plastique de Mohr-Coulomb jusqu'aux lois de comportement les plus sophistiquées permettant de décrire presque tous les aspects du comportement élastovisco- plastique des sols.

Les modèles de comportement utilisés dans Plaxis sont :

#### **+ Modèle élastique linéaire**

Le modèle élastique utilisé dans Plaxis est classique. Les tableaux de rentrée des données demandent le module de cisaillement  $G$  et le coefficient de poisson  $\nu$ , 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 de Young non drainé est supérieur au module de Young drainé.  $G$  est en fait le module mesuré dans les essais pressiométrique. On passe de  $G$  à  $E$  par la relation:

$$E = 2 G (1 + \nu)$$

Le modèle élastique de Plaxis peut être employé surtout pour modéliser les éléments des structures en béton ou en métal en interaction avec le sol.

#### **+ Le modèle de Mohr-Coulomb**

Le modèle de Mohr-Coulomb demande la détermination de cinq paramètres. Les deux premiers sont  $E$  et  $\nu$  (paramètres d'élasticité). Les deux autres sont  $c$  et  $\phi$  respectivement, la cohésion et l'angle de frottement. Ce sont des paramètres classiques de la géotechnique, certes souvent fournis par des essais de laboratoire.

#### **a) le module de Young**

Le module de Young varie en fonction de la déformation et en fonction de la contrainte moyenne. Dans le modèle de Mohr-Coulomb, le module de déformation est constant.

### **b) Le coefficient de poisson**

Il varie généralement de 0.2 à 0.4, Pour des sols incompressibles, le coefficient de poisson s'approche de 0.5 sans que cette valeur soit utilisable.

### **c) L'angle de frottement**

Plaxis 2D 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.

### **d) La cohésion**

Il peut être utile d'attribuer, même à des matériaux purement frottant, une très faible cohésion (0.2 à 1kpa) 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.

### **e) L'angle de dilatance**

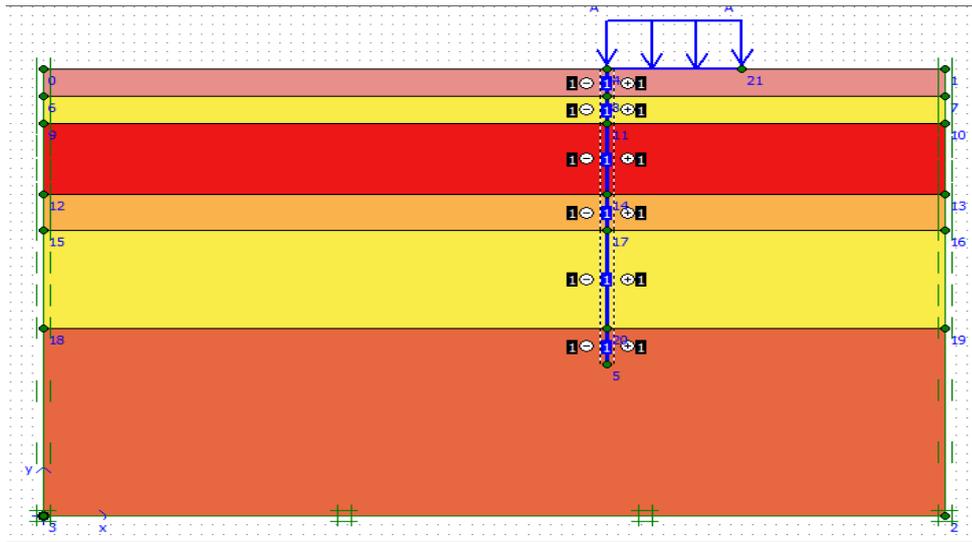
Le dernier paramètre est l'angle de « dilatance » note  $\Psi$  ; c'est le paramètre le moins courant. Il peut cependant être facilement évalué par la règle (grossière) suivante :

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

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

- Les cas où  $\Psi < 0$  correspond à des sables très lâches.
- La valeur  $\Psi = 0$  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 faible ou moyenne sous contraintes assez fortes.

▪ **Géométrie du modèle:**



**Figure 4.1** Modèle géométrique du projet.

Le modèle fait 60 m de largeur et 25 m de profondeur. Le soutènement est assuré par une paroi lutécienne de 12,0 m de profondeur et 1 m d'épaisseur. Cependant l'excavation aura une profondeur de 3.0 m ,7.0 m puis 9.0 m alors que le niveau de la nappe phréatique est de 2.5 m par rapport à la surface du sol. Une interface a été introduite pour prendre en compte l'interaction sol-structure (sol-paroi lutécienne).

**4.2.3. Caractéristiques physiques et mécaniques des matériaux :**

**a) Propriétés des couches de sols et des interfaces :**

Les propriétés des couches de sols et des interfaces sont résumées dans les tableaux 4.1 et 4.2 :

## Chapitre 4 — Analyse et discussion des résultats obtenus

Paramètres	Nom	Sable argileux 0- 1.5 m	Sable 1.5- 3.0 m	Sable lâche argileux 3.0- 7.0m	Unité
Modèle type	Model	Mohr- Coloumb	Mohr- Coloumb	Mohr- Coloumb	-
Type de comportement	Type	Drainé	Drainé	Drainé	-
Poids volumique humide	$\gamma_{\text{unsat}}$	17.80	17.00	15.70	kN/m <sup>3</sup>
Poids volumique saturé	$\gamma_{\text{sat}}$	20.90	20.0	19.00	kN/m <sup>3</sup>
Perméabilité horizontale	$K_x$	1	0.5	0.1	m/jour
Perméabilité verticale	$K_y$	1	0.5	0.1	m/jour
Module d'Young	$E_{\text{ref}}$	20000	30000	10000	kN/m <sup>2</sup>
Coefficient de Poisson	$\nu$	0.3	0.30	0.3	-
Cohésion	$C_{\text{ref}}$	51.00	1	57.40	kN/m <sup>3</sup>
Angle de frottement	$\varphi$	36	34	31	°
Angle de dilatation	$\psi$	6	4	1	°
Facteur de rigidité	$R_{\text{inter}}$	0.7	0.7	0.7	-

**Tableau 4.1 Propriétés des couches de sols et des interfaces.**

Paramètres	Nom	limon 7.0- 9.0 m	Sable 9.0- 14.0 m	Gneiss altéré et fracturé 14.0-24.0m	Unité
Modèle type	Model	Mohr- Coloumb	Mohr- Coloumb	Mohr- Coloumb	-
Type de comportement	Type	Drainé	Drainé	Drainé	-
Poids volumique humide	$\gamma_{\text{unsat}}$	17.00	17.00	20.00	kN/m <sup>3</sup>
Poids volumique saturé	$\gamma_{\text{sat}}$	19.00	20.0	24.00	kN/m <sup>3</sup>
Perméabilité horizontale	$K_x$	10 <sup>-3</sup>	0.5	1	m/jour
Perméabilité verticale	$K_y$	10 <sup>-3</sup>	0.5	1	m/jour
Module d'Young	$E_{\text{ref}}$	8000	30000	100000	kN/m <sup>2</sup>
Coefficient de Poisson	$\nu$	0.3	0.30	0.25	-
Cohésion	$C_{\text{ref}}$	57.00	1	90.00	kN/m <sup>3</sup>
Angle de frottement	$\varphi$	31	34	40	°
Angle de dilatation	$\psi$	1	4	10	°
Facteur de rigidité	$R_{\text{inter}}$	0.5	0.7	1	-

**Tableau 4.2 Propriétés des couches de sols et des interfaces.**

Le paramètre  $R_{\text{inter}}$ , est défini ci-dessous :

$$\tan \varphi_{\text{interface}} = R_{\text{inter}} \cdot \tan \varphi_{\text{sol}} \text{ et } C_{\text{interface}} = R_{\text{inter}} \cdot C_{\text{sol}}$$

Avec  $C_{\text{sol}} = C_{\text{ref}}$ .

**b) Paroi lutécienne :**

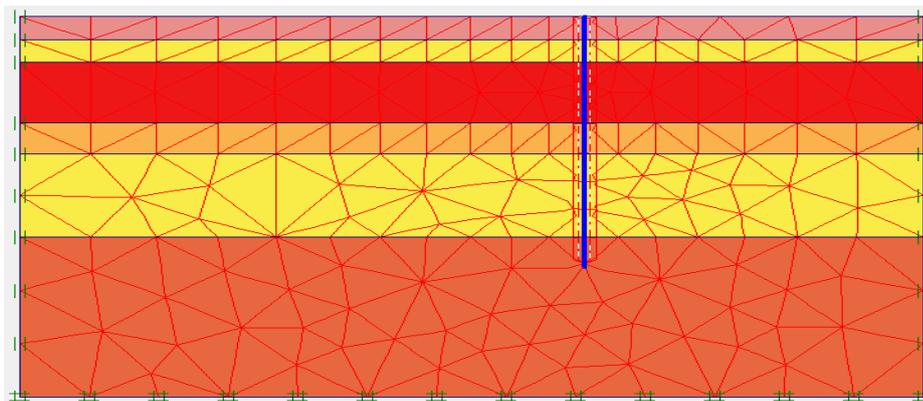
Pour la paroi lutécienne, on prend les propriétés présentées dans le tableau 4.3 :

Paramètres	Nom	Valeur	Unité
Type de comportement	Matériel type	Elastique	-
Rigidité normale	EA	$1,44 \times 10^6$	kN/m
Rigidité de flexion	EI	$0.12 \times 10^6$	$\text{kNm}^2/\text{m}$
Epaisseur équivalente	d	1	m
Poids	w	18.00	kN/m/m
Coefficient de Poisson	$\nu$	0.15	-

**Tableau 4.3 – Propriétés mécaniques de la paroi lutécienne.**

**4.2.4 Génération du maillage :**

Le modèle de référence se fait par des éléments plaque triangulaires à 15 nœuds. On règle la finesse du maillage sur «médium », puis, on le raffine localement au niveau des éléments structuraux, comme indiqué sur la (figure 4.2).



**Figure 4.2 Maillage du projet.**

4.2.5. Conditions initiales :

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

a) Conditions hydrauliques:

Le niveau de la nappe phréatique initiale est à  $-2,50$  m de la surface du sol (fig.4.3).

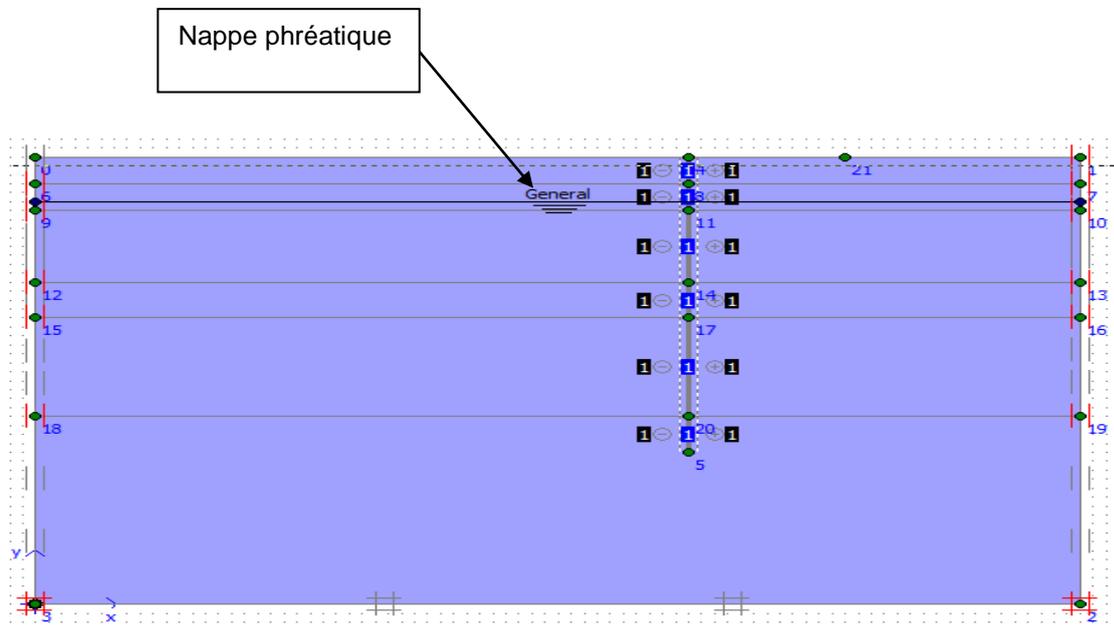


Figure 4. 3 Conditions hydrauliques initiales.

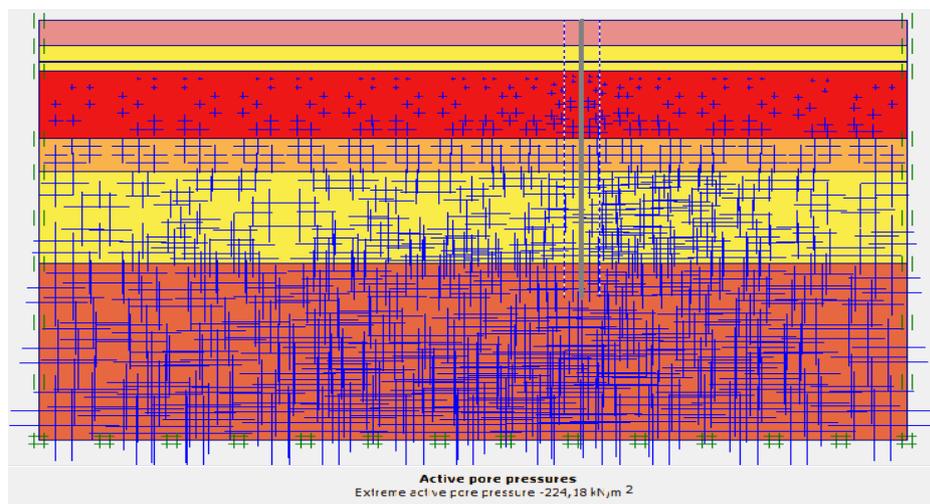
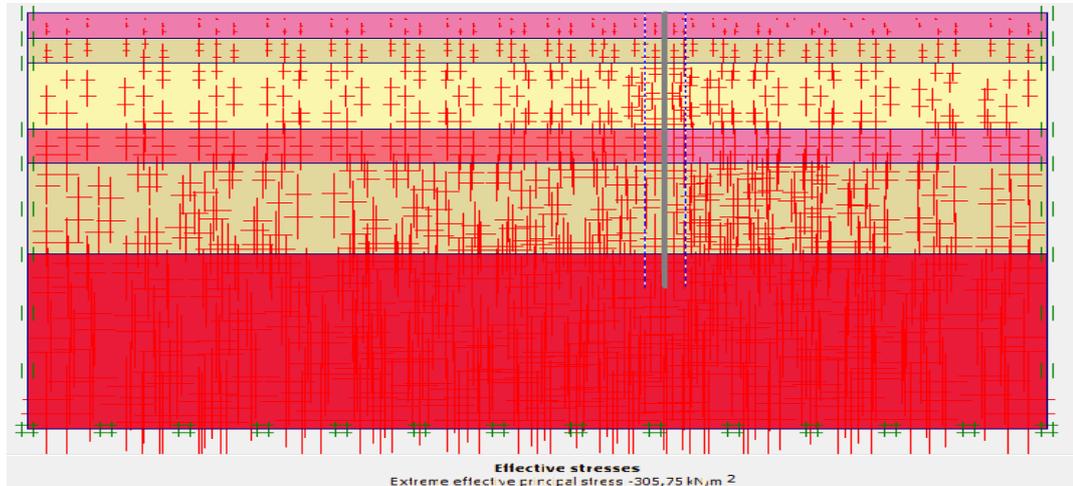


Figure 4.3 Génération des pressions interstitielles initiales.

**b) Contraintes initiales dans le sol (figure 4.5) :**

Pour le calcul des contraintes initiales, il faut désactiver les éléments structuraux. On génère alors les contraintes initiales en prenant les valeurs de K0 par défaut. La valeur de K0 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.

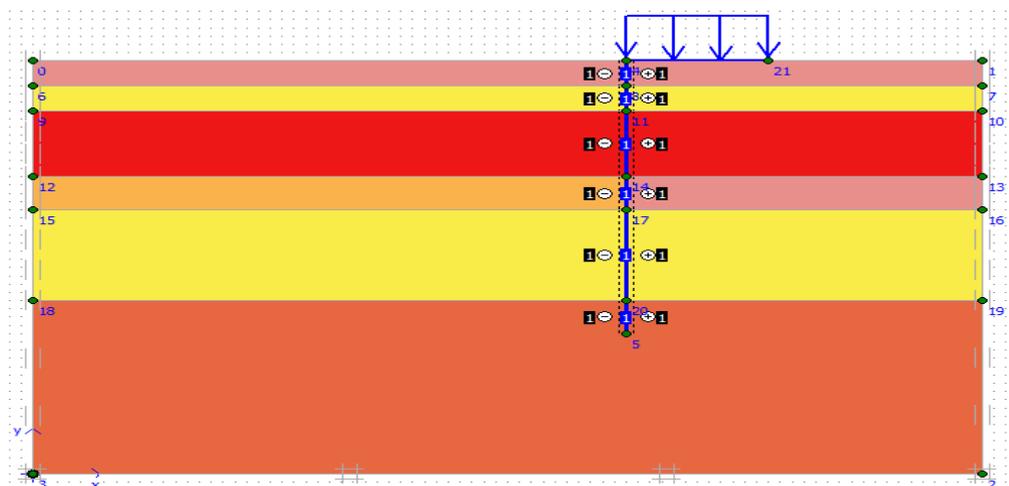


**Figure 4.4 Génération des contraintes initiales.**

**4.3: Procédure de calcul :**

Le calcul complet se décompose en 6 phases :

- **Phase 0** : initiation des contraintes (procédure K0) ; on détermine les contraintes effectives initiales.
- **Phase 1** : Activation de la paroi lutecienne et la charge :



**Figure 4.5 Phase 1-Réalisation de la paroi et la charge**

- **Phase 2** : Excavation de la 1ère tranche jusqu'à la profondeur -3,0 m et rabattement de la nappe

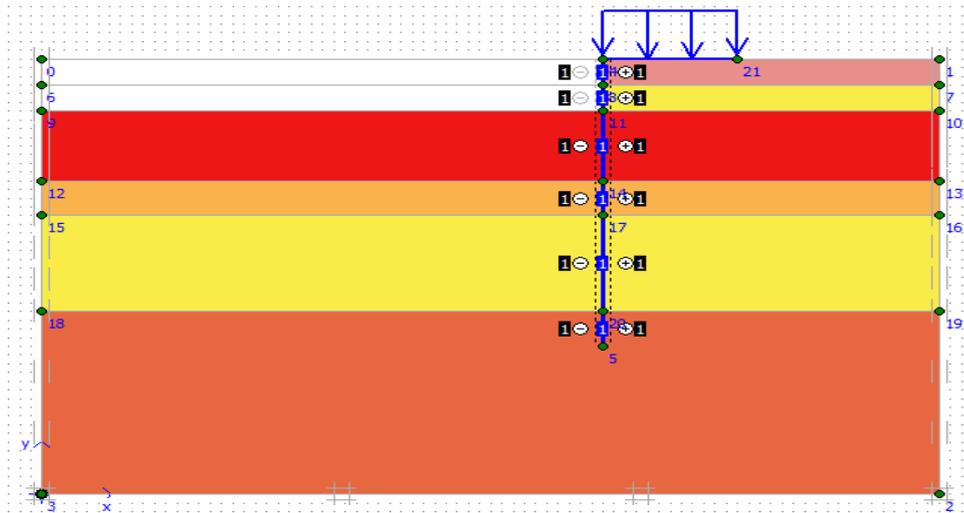


Figure 4.6 Phase 2 Excavation de la 1ère tranche jusqu'à la profondeur -3,0 m

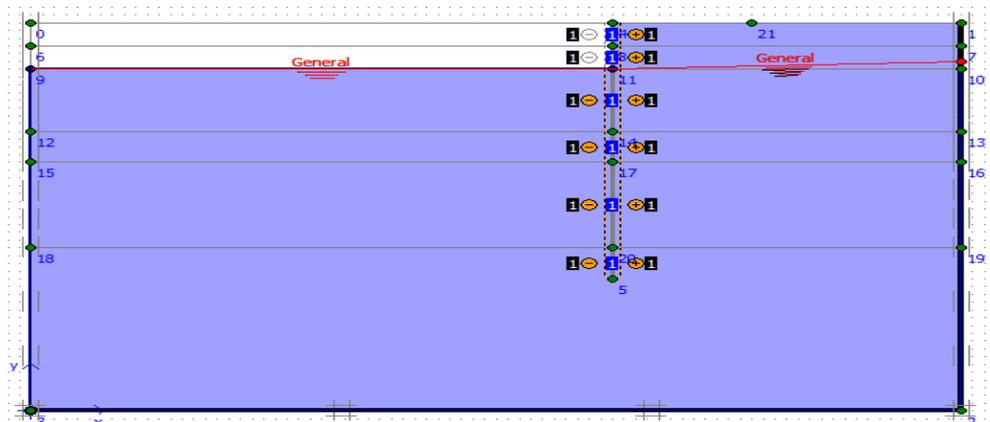


Figure 4.7 Phase 2 rabattement de la nappe jusqu'à la profondeur -3,0 m

- **Phase 3** : Excavation de la 2ème tranche et rabattement de la nappe phréatique jusqu'à la profondeur -7,0 m.

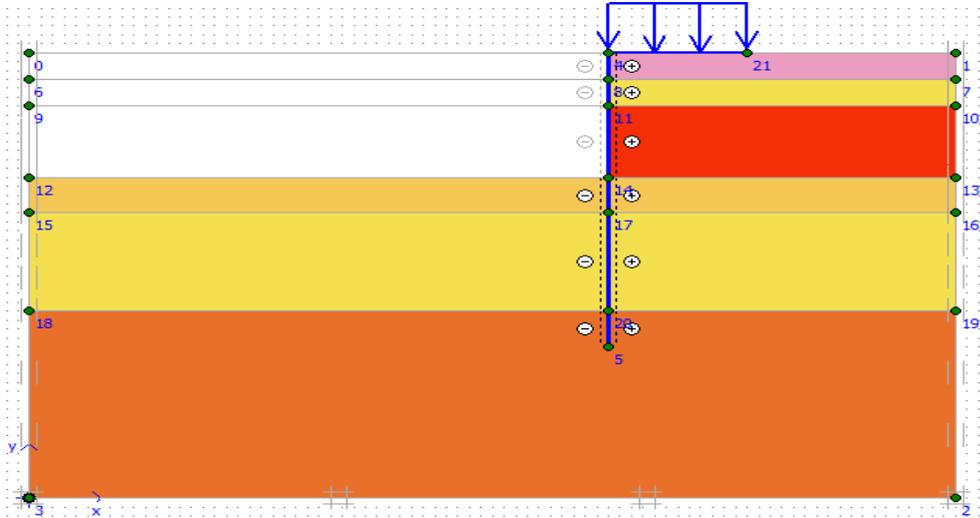


Figure 4.8 : Phase 3 Excavation de la 2ème tranche jusqu'à la profondeur -7,0 m

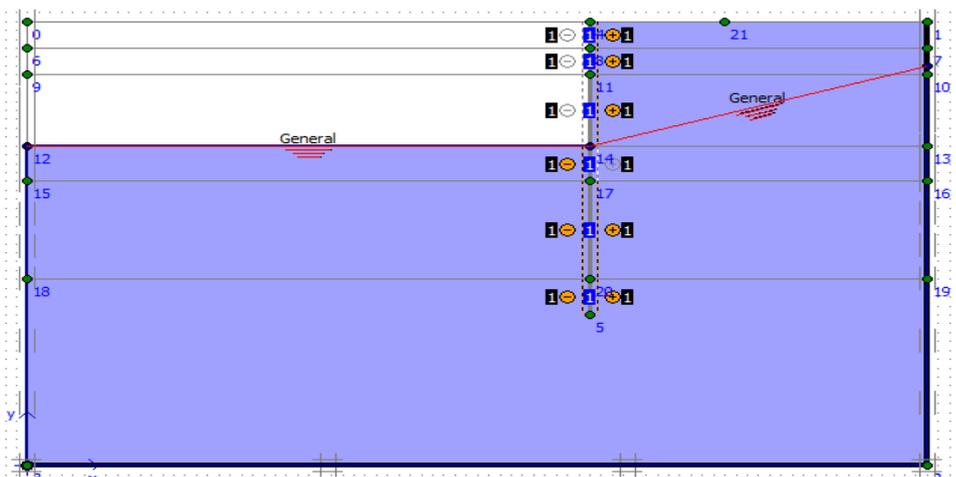
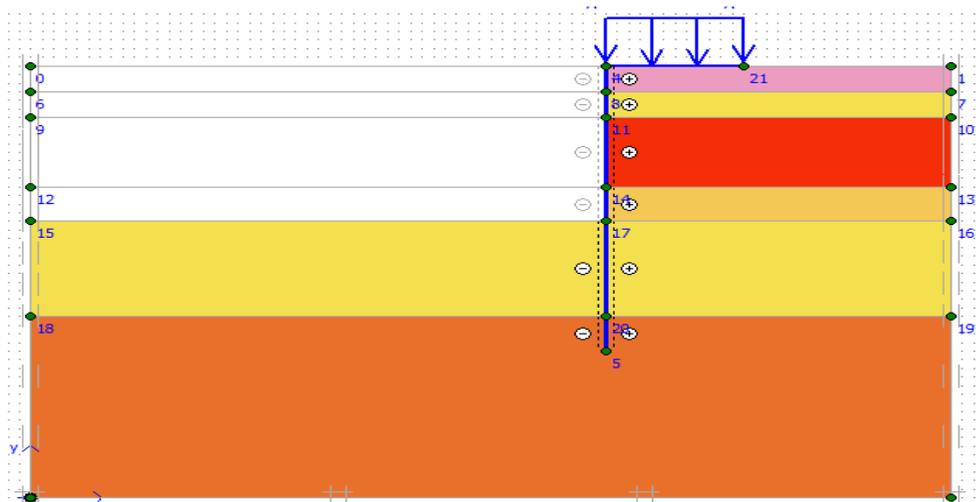


Figure 4.9: Phase 3 rabattement de la nappe jusqu'à la profondeur -7,0m

## Chapitre 4 — Analyse et discussion des résultats obtenus

- **Phase 4** : Excavation de la 3ème tranche et rabattement de la nappe phréatique jusqu'à la profondeur -9,0 m.



### 4.4 Analyse paramétriques :

On s'intéressera sur le paramètre de l'effet de l'épaisseur de la paroi lutécienne.

#### 4.4.1. Effet de l'épaisseur de la paroi lutécienne :

On étudiera l'effet de diamètre de la paroi lutécienne concernons:

1. Déformation de maillage.
2. Déformation des éléments structuraux indiquées par :

- Le déplacement total de la paroi.
- Le déplacement horizontal.
- Le déplacement vertical.
- Effort normal.
- Effort tranchant au niveau de la paroi.
- Moment de flexion au niveau de la paroi.

Après avoir lancé les calculs, par logiciel Plaxis un message est apparu montrant l'impossibilité de faire l'excavation de 7 m de hauteur, qui entraîne la ruine des terres au niveau de cette phase. Afin d'assurer la stabilité de cet ouvrage, il est nécessaire d'ajouter deux tirants d'ancrage, vu l'importance de la hauteur à excaver par tranche qui atteint 9 m. le nouveau modèle de calcul est comme suit :

#### 4.5.1 Génération du maillage :

Le modèle de référence se fait par des éléments plaques triangulaires à 15 nœuds. On règle la finesse du maillage sur «médium », puis, on le raffine localement au niveau des éléments structuraux, comme indiqué sur la (figure 4.13).

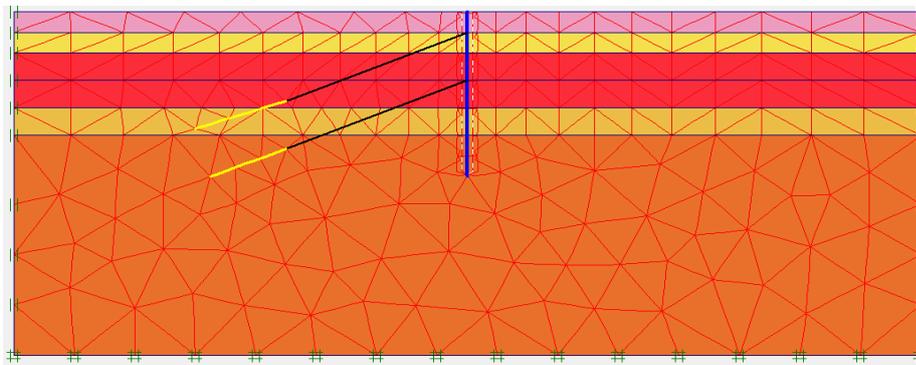


Figure 4.13 Maillage du projet.

	Paramètres	Nom	Valeur	Unité
Tirant	Type de comportement	Material type	Elastique	-
	Rigidité normale	EA	$2.10^5$	KN
	Espacement	Ls	2.5	m
	Précontrainte de tirant 1	F	120	kN/m
	Précontrainte de tirant 2	F	200	kN/m
Bulbes (géotextiles)	Rigidité normale	EA	$0.8.10^5$	KN/m

Tableau 4.3 Propriétés des tirants d'ancrages.

#### 4.5.2. Conditions initiales :

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

##### a) Conditions hydrauliques:

Le niveau de la nappe phréatique initiale est à  $-2,50$  m de la surface du sol (fig.4.14).

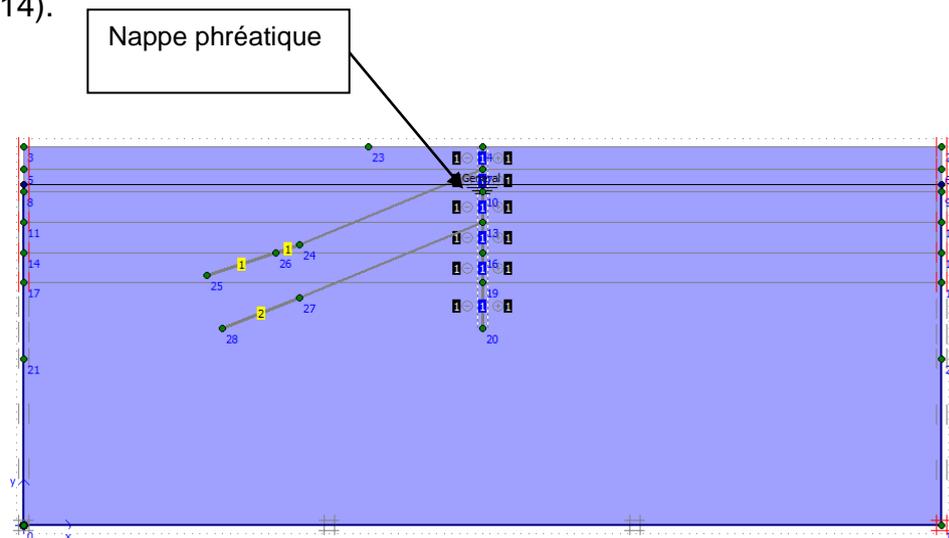


Figure 4. 14 Conditions hydrauliques initiales.

##### b) Contraintes initiales dans le sol (figure 4.5) :

Pour le calcul des contraintes initiales, il faut désactiver les éléments structuraux. 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.

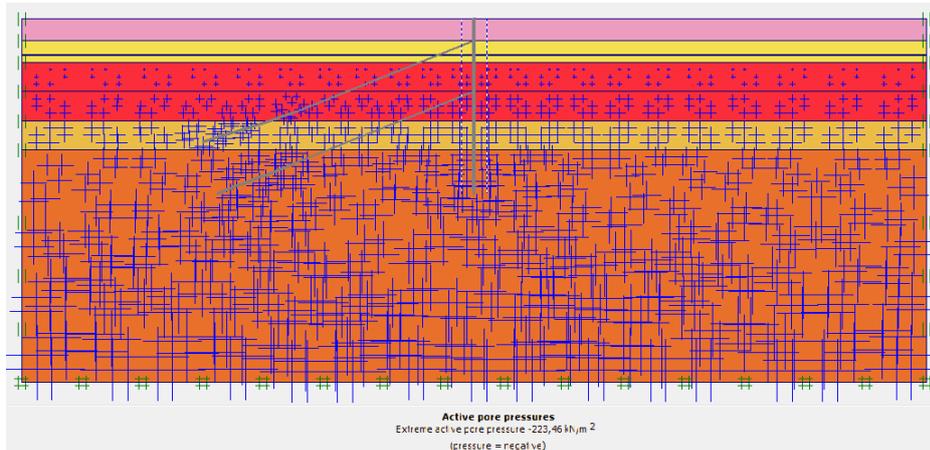


Figure 4.15 Génération des contraintes initiales.

**4.5.3: Procédure de calcul :**

Le calcul complet se décompose en 8 phases :

- **Phase 0** : initiation des contraintes (procédure K0) ; on détermine les contraintes effectives initiales.
- **Phase 1** : Activation de la paroi et la charge :

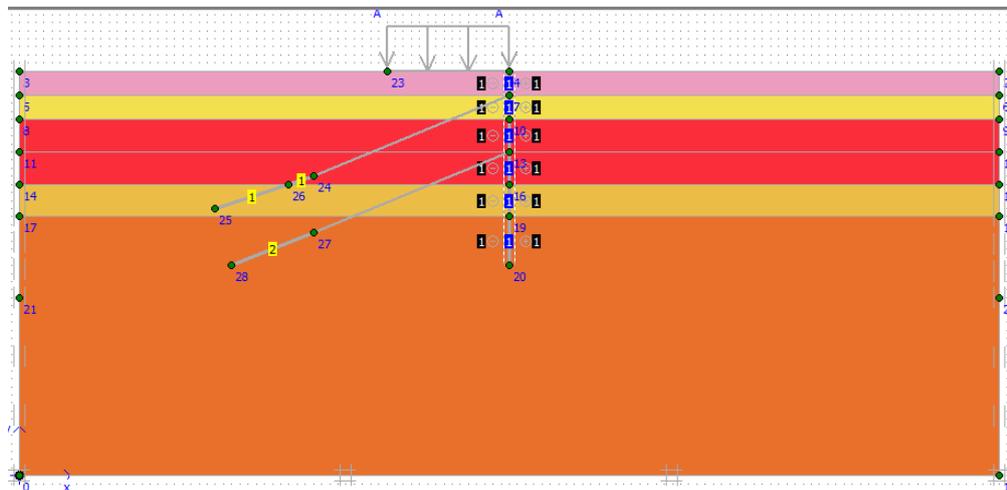


Figure 4.16 Phase 1- activation de la paroi et charge

## Chapitre 4 — Analyse et discussion des résultats obtenus

- **Phase 2** : Excavation de la 1ère tranche jusqu'à la profondeur -3,0 m et rabattement de la nappe.

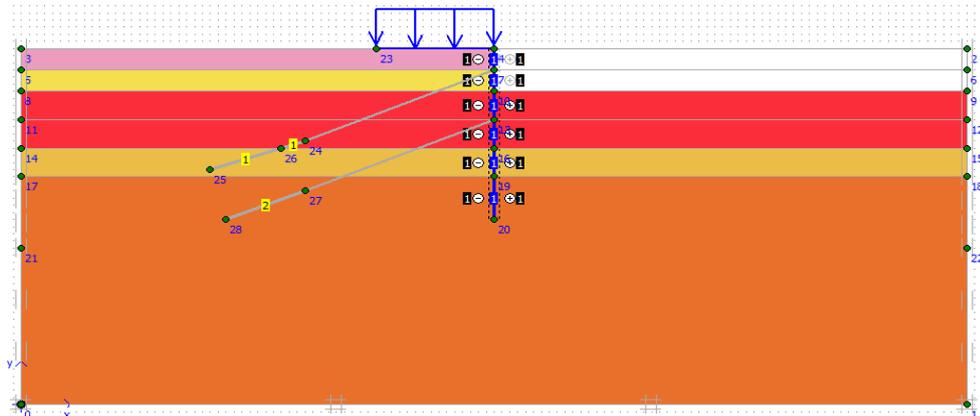


Figure 4.17 : Phase 2 Excavation de la 1ère tranche jusqu'à la profondeur -3,0 m

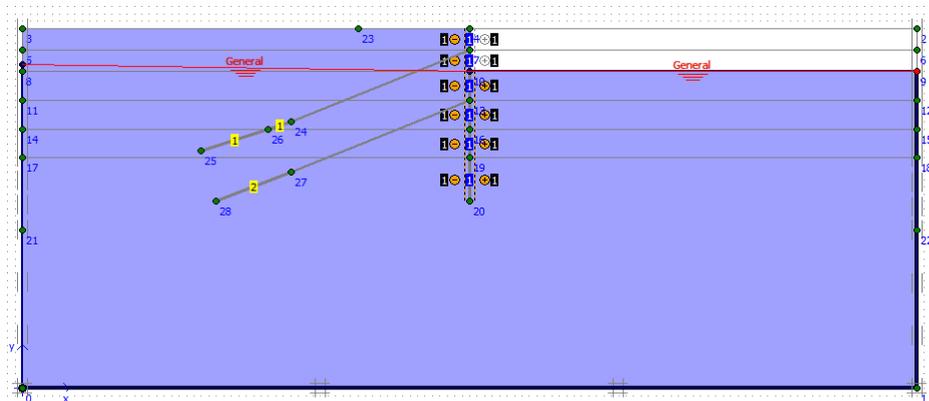


Figure 4.18 Phase 2 rabattement de la nappe jusqu'à la profondeur -3,0 m

**Phase 3** : Mise en place du premier lit de tirant à la profondeur 1.50 m avec une précontrainte de traction égale à  $F = 120 \text{ kN/m}$ .

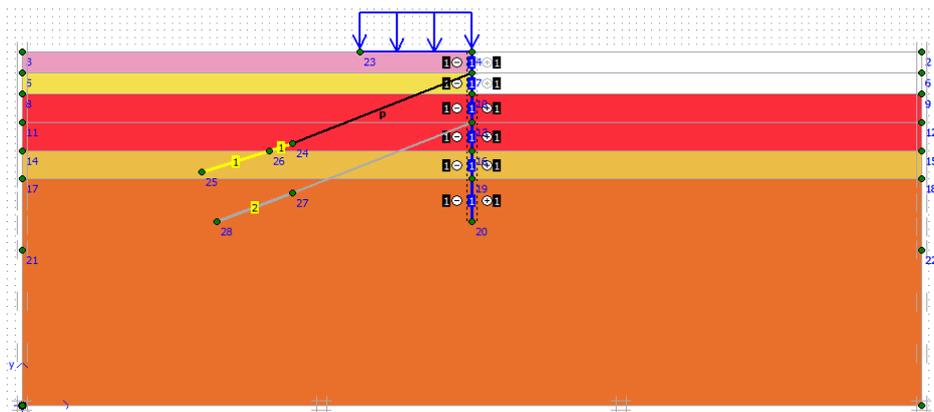


Figure 4.19 Phase 3 : Mise en place du premier lit de tirant

- **Phase 4** : Excavation de la 2<sup>ème</sup> tranche jusqu'à la profondeur -5,0 m et rabattement de la nappe

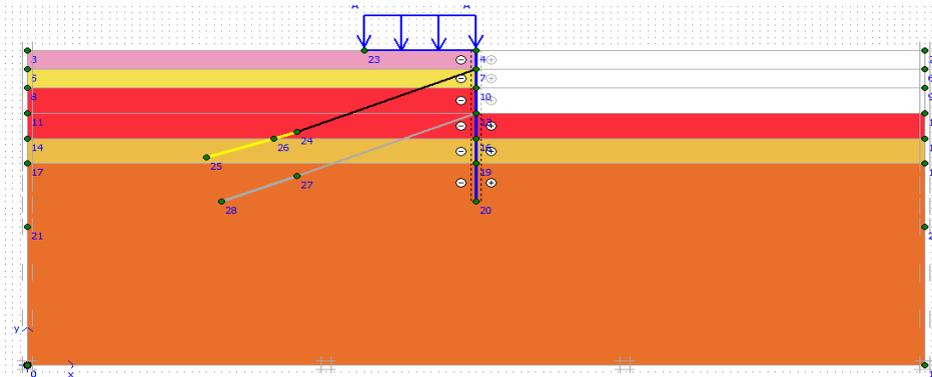


Figure 4.20 : Phase 4 Excavation de la 2<sup>ème</sup> tranche jusqu'à la profondeur -5,0 m

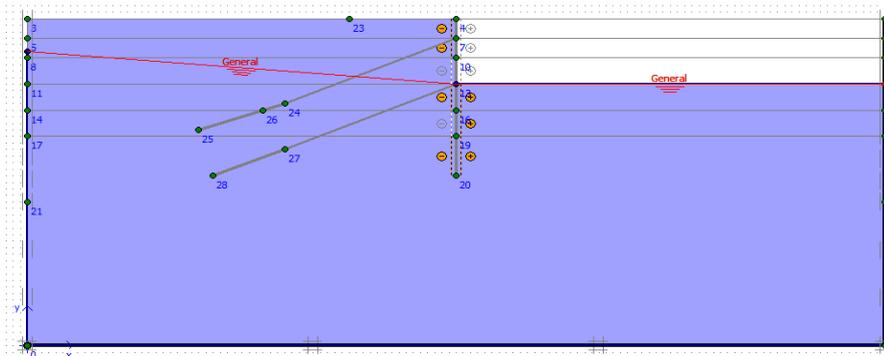


Figure 4.21 Phase 4 rabattement de la nappe jusqu'à la profondeur -5,0 m

- **Phase 5** : mise en place du deuxième lit de tirant à la profondeur -5,0 m avec une précontrainte de traction égale à  $F = 200$  kN/m.

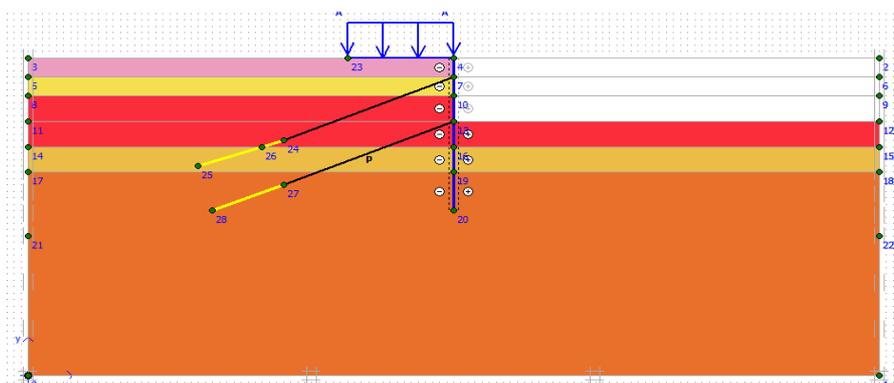


Figure 4.22 Phase 5 : Mise en place du deuxième lit de tirant

## Chapitre 4 ——— Analyse et discussion des résultats obtenus

- **Phase 6** : Excavation de la 3<sup>ème</sup> tranche jusqu'à la profondeur -7,0 m et rabattement de la nappe

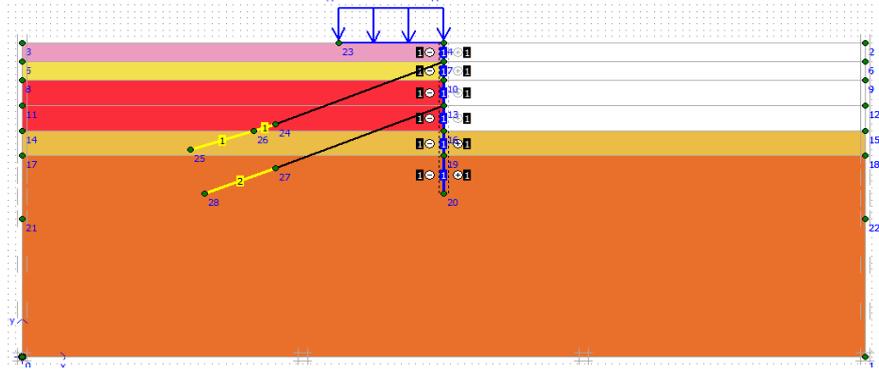


Figure 4.23 : Phase 4 Excavation de la 3<sup>ème</sup> tranche jusqu'à la profondeur -7,0m

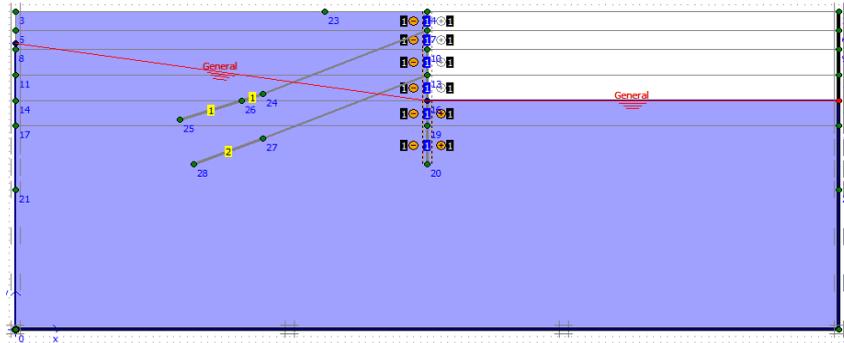


Figure 4.24 Phase 6 rabattement de la nappe jusqu'à la profondeur -7,0 m

- **Phase 7** : Excavation de la 3<sup>ème</sup> tranche jusqu'à la profondeur -9,0 m et rabattement de la nappe

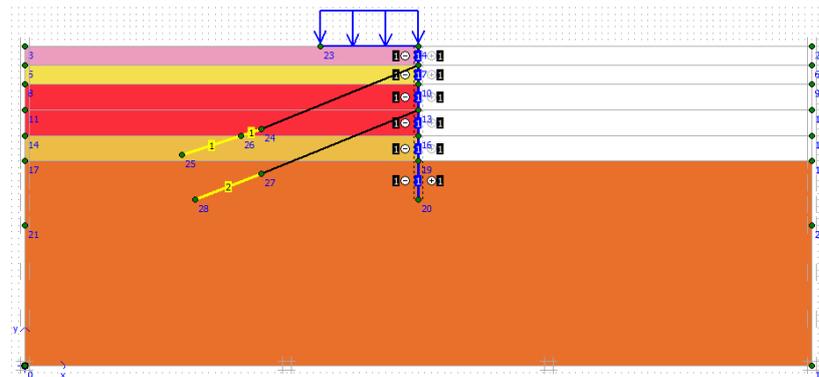


Figure 4.25 : Phase 7 Excavation de la 4<sup>ème</sup> tranche jusqu'à la profondeur -9,0m

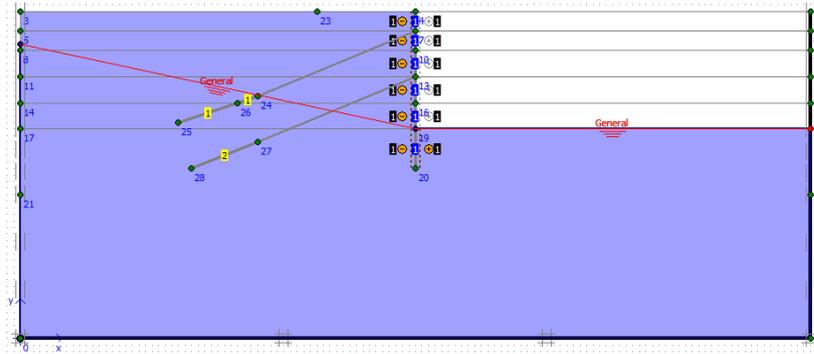


Figure 4.26 Phase 7 rabattement de la nappe jusqu'à la profondeur -9,0 m

Phase 8 : Etude de stabilité avec obtention du coefficient de sécurité.

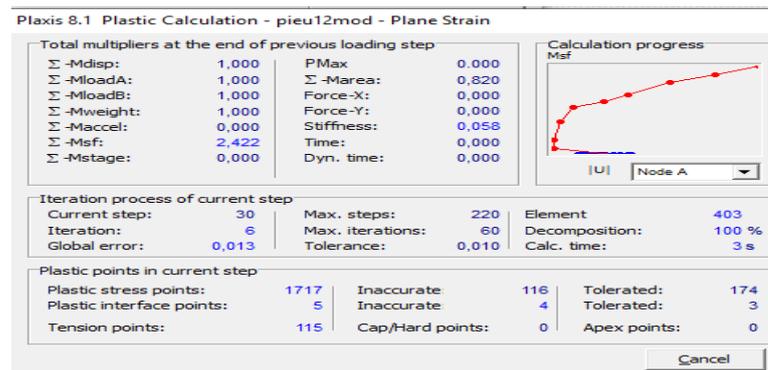


Figure 4.27. Phase 7 : Obtention de coefficient de sécurité.

#### 4.6 Analyse paramétriques :

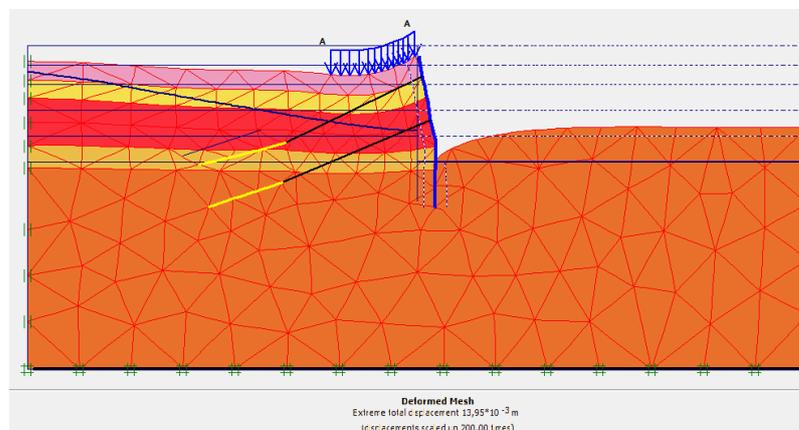


Figure 4.28 Phase 7 : Déformation de maillage.

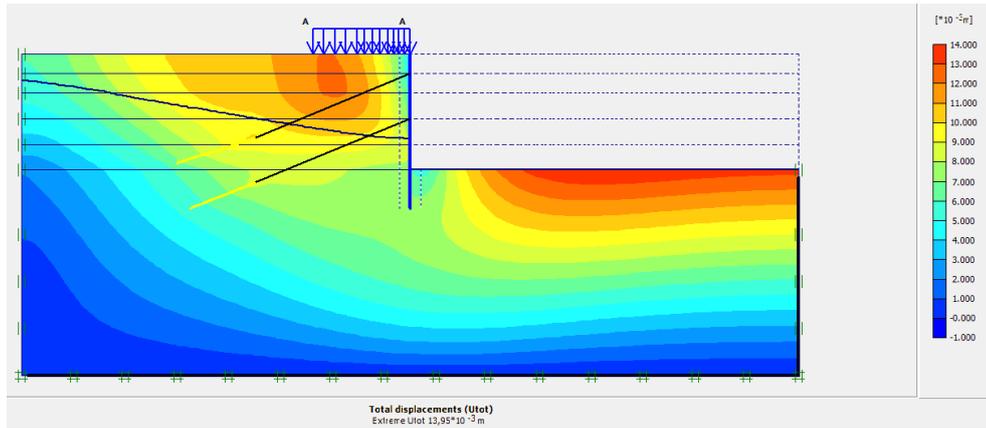


Figure 4.29 Phase 7 : Déplacement total.

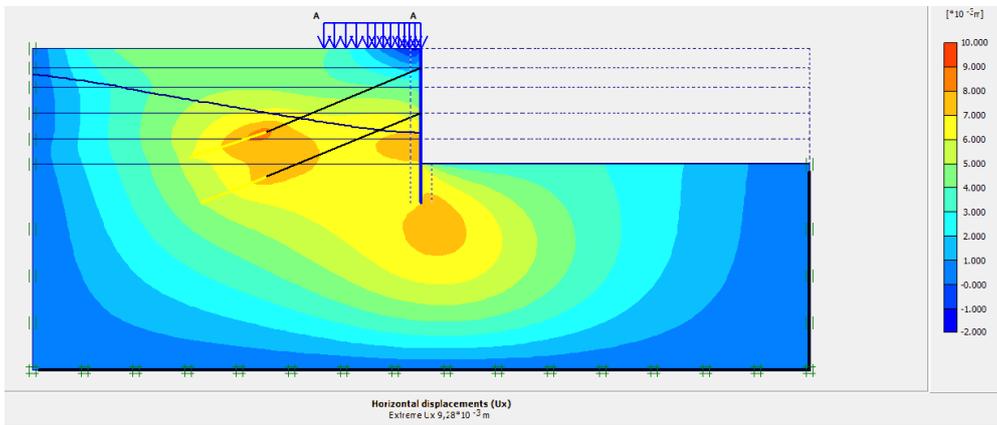


Figure 4.30 Phase 7 : Déplacement horizontal.

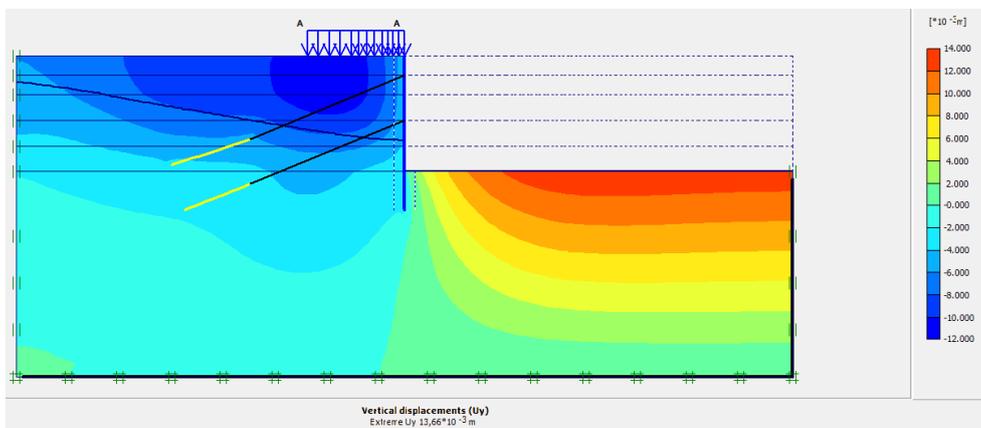


Figure 4.31 Phase 7 : Déplacement vertical.

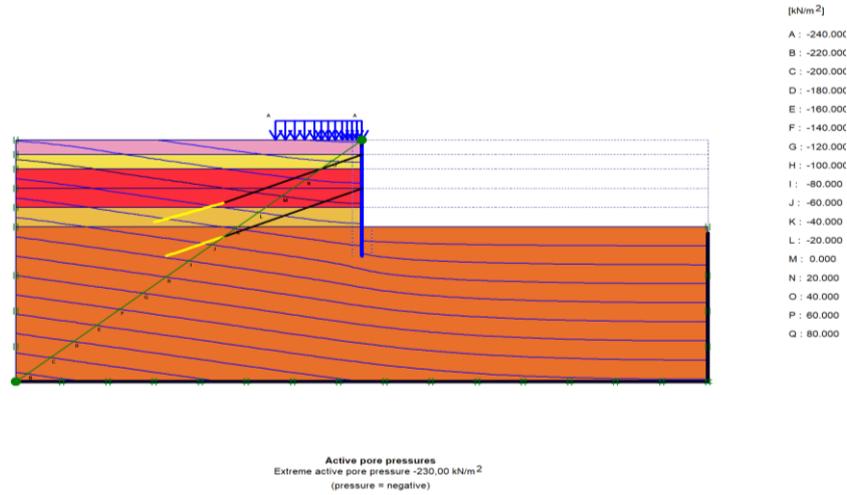


Figure 4.32 Phase 7 : Pression interstitielle.

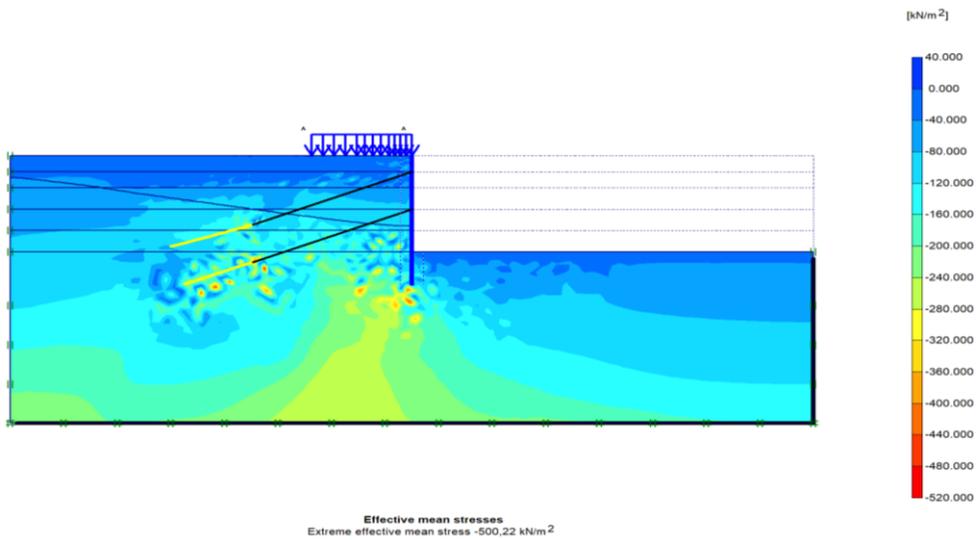


Figure 4.33 Phase 7 : Eau souterrain active.

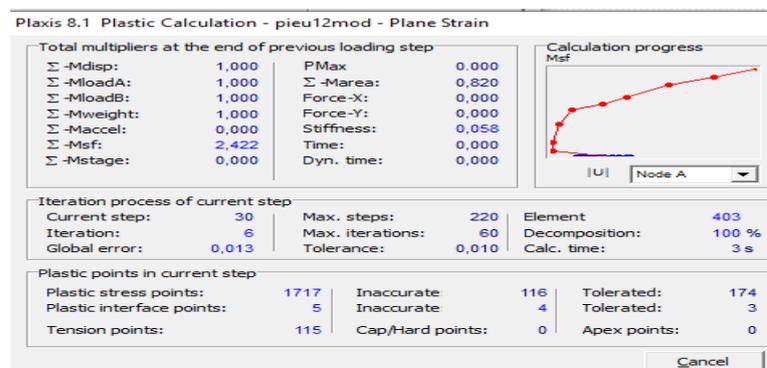
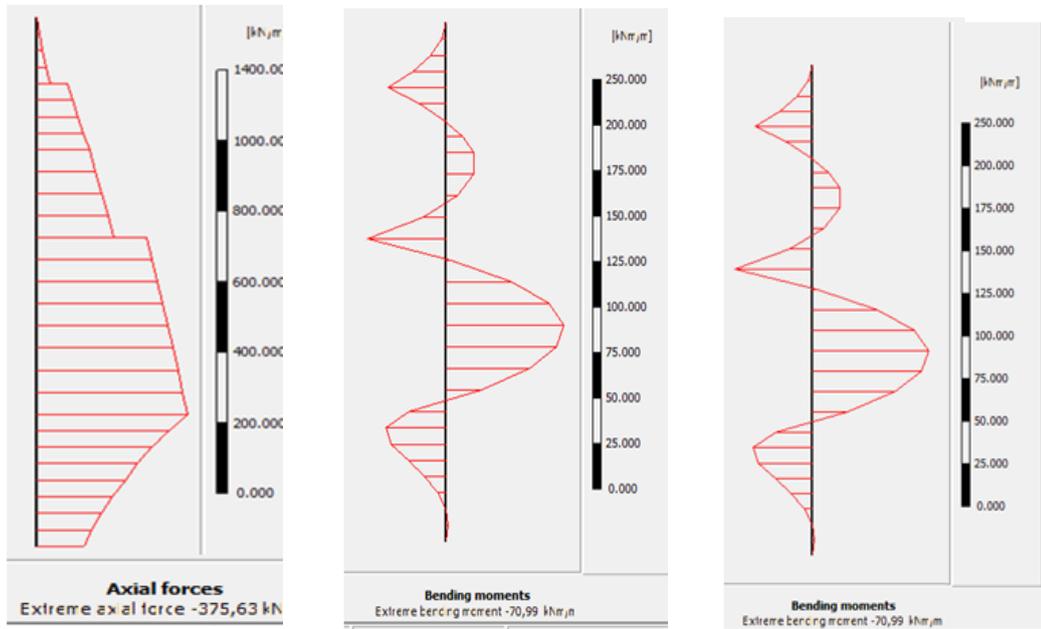
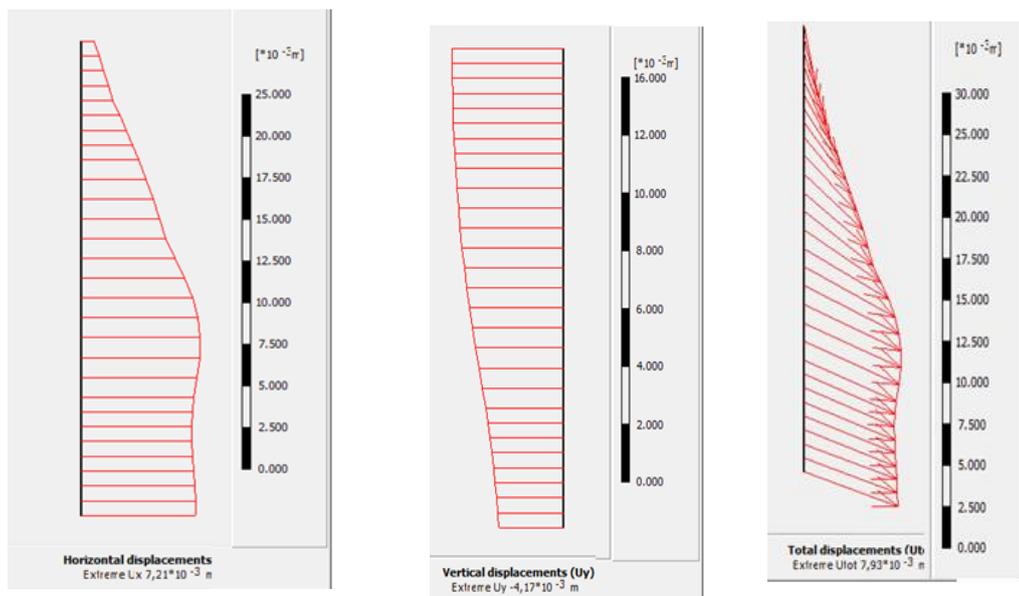


Figure 4.34. Phase 8 : Obtention de coefficient de sécurité.



a- Force axiale      b- Moment fléchissant      c- Effort de cisaillement

Figure 4.35 Phase 7 : Les efforts dans la paroi moulée.



a -Déplacement horizontal      b- Déplacement vertical      c- Déplacement total

Figure 4.36. Phase 7 : Le Déplacement dans la paroi moulée.

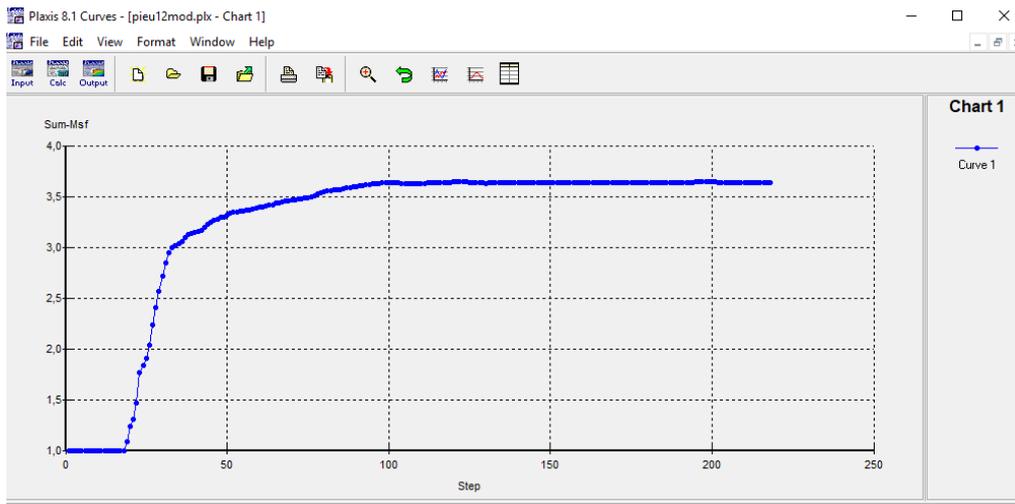


Figure 4.37. Phase 7 : Obtention de coefficient de sécurité.

**4.6.1 Tableaux récapitulatifs des déplacements au niveau de la paroi :**

déplacement total (m)	déplacement horizontal (Ux) en (m)	Déplacement vertical (Uy) en (m)
$4,17 \times 10^{-3}$	$7,21 \times 10^{-3}$	$7.93 \times 10^{-3}$

Tableau 4.5. Résultats du déplacement de la paroi moulée.

**4.6.2 Tableaux des efforts dans la paroi moulée :**

Force axial KN.M	Moment fléchissant KN.M	Effort de cisaillement KN.M
<b>-375,63</b>	<b>-70,99</b>	<b>-70.99</b>

Tableau 4.6. Forces de la paroi moulée

## Conclusions

Dans ce mémoire, deux modélisations 2D numérique en éléments finis simulant les différentes étapes de réalisation d'une excavation de 9.0 m de profondeur afin de réaliser un complexe commercial qui se trouve à RIZI AMOR 'CHAPUI' ANNABA, ont été effectuées. Pour maintenir l'excavation, une paroi lutécienne a été réalisée mais d'après les calculs l'excavation à 7m n'a pas vérifié les conditions de stabilité, et qui a engendré l'effondrement des terres. D'où on a modifié le premier modèle en rajoutant deux tirants d'ancrage. Les résultats obtenus à partir de la présente étude nous ont permis de tirer les conclusions suivantes concernant l'influence d'un certain nombre de paramètres (épaisseur de la paroi moulée, nombre des tirants d'ancrages, précontraintes sur les tirants d'ancrages). A cet effet, on peut conclure ce qui suit :

- La modélisation de la paroi sans tirant d'ancrage ne permet pas la stabilité de l'excavation sur une profondeur de 9 m.
- Le renforcement de la paroi par des tirants nous a permis de stabiliser l'excavation jusqu'à la profondeur de 9 m.
- Le rajout des tirants d'ancrage nous a permis de réduire les déplacements verticaux et horizontaux, et d'augmenter le coefficient de sécurité.