

REPUBLIQUE ALGERIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR
ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE



Université colonel EL HADJ LAKHDAR de BATNA

Faculté des sciences de l'ingénieur

Département de génie civil

MEMOIRE

Présenté pour l'obtention du diplôme de

Magister en Génie Civil

OPTION : Mécanique des sols

Thème :

**MODELISATION NUMERIQUE DE L'EFFET DE LA CONSTRUCTION
D'UN OUVRAGE SOUTERRAIN SUR LE COMPORTEMENT DE LA
SUPERSTRUCTURE –APPLICATION POUR LE METRO D'ALGER-**

Présenté par :

DJENANE MOHAMED

Le :

Devant le jury composé de:

Président	M.L. SAMAI	Pr	U de Constantine
Rapporteur	M. HAMAMI	Pr	U de Skikda
Examineurs	K. ABECHÉ	M.C	U de Batna
	M. BELACHIA	M.C	U de Skikda
	L.MOKRANI	M.C	U de Sétif
Invités	F.HAMMOUD	C.C	U de Batna
	T.KARECHE	C.C	U de Batna

DEDICACES :

Je dédie ce modeste travail :

à la mémoire de mon père;

à ma mère;

à ma femme et mes enfants Amir, Manel et Maria- amina;

à mes frères et sœurs;

à mes amis, mes proches et à toute personne ayant collaboré à ce travail.

REMERCIEMENTS:

Je remercie en premier lieu ALLAH qui m'a donné le courage et la volonté afin de poursuivre des études en post-graduation.

Je remercie mes parents, qui se sont sacrifiés pour notre pour notre bien, ma femme qui m'a soutenu et encouragé à reprendre les études.

En fin, je remercie chaleureusement, le directeur de ce mémoire M.Hamami Mounir: professeur à l'univerité de Skikda, le président et les membres du jury d'avoir accepter d'examiner ce mémoire.

TABLE DE MATIERES

CHAPITRE 1: Etude bibliographique sur les tunnels	1
1.1 Introduction	1
1.2 Technique de construction des ouvrages souterrains	2
1.2.1 Techniques de creusement	2
1.2.1.1 - Abattage à l'explosif.....	2
1.2.1.2-Principaux types de tunneliers.....	3
1.3 - Creusement à pleine et demi-section	6
1.3.1 – Description.....	6
1.3.2 – Domaine d'application	7
1.3.3 - Précautions d'emploi.....	7
CHAPITRE 2 : Le Soutènement	9
2.1- La technologie du soutènement	9
2.1.1- Mode d'action des soutènements	9
2.1.2- Les cintres.....	10
2.1.3- Boulonnage.....	13
2.1.3.1- Boulons à ancrage ponctuel.....	14
2.1.3.2 - Boulons à ancrage réparti.....	14
2.1.4- Béton projeté.....	15
2.1.5-Bouclier et voussoirs préfabriqués.....	17
2.1.6- Choix d'un mode de soutènement.....	18
2.1.7- Revêtement définitif.....	18
2.1.7.1- Coffrage.....	19
2.1.7.2- Bétonnage.....	19
2.1.7.3 -Procédé de bétonnage.....	19

2.1.8 -Étanchéité des revêtements.....	19
2.1.9-Conclusion.....	20
2.2- Théorie du soutènement et du revêtement.....	21
2.2.1- Méthode des actions et des réactions (ou des réactions hyperstatiques).....	23
2.2.1.1- Principe.....	23
2.2.1.2 -Représentativité des données et des hypothèses du calcul.....	25
2.2.2- Méthode du solide composite	27
2.2.2.1- Principe.....	27
2.2.2.2- Représentativité des données et des hypothèses de calcul.....	28
2.2.3- Méthode convergence-confinement.....	30
2.2.3.1- Courbe de convergence.....	30
2.2.3.2- Courbe de confinement.....	35
2.2.3.3- Optimisation du soutènement.....	35
2.2.3.4- Domaines d'application.....	36
2.3 -Auscultation pendant les travaux	37
2.3.1-Objectifs et contraintes de l'auscultation.....	37
2.3.1.1- Objectifs.....	37
2.3.1.2-Contraintes.....	38
2.3.2- Moyens mis en œuvre.....	39
2.3.2.1 - En déformation.....	39
2.3.2.2 - En contrainte.....	42
2.3.2.3 - En hydrogéologie.....	42
2.3.3 - Acquisition et exploitation des données.....	43
CHAPITRE 3 - Les lois de comportement utilisées dans Plaxis.....	44
3.1-Le logiciel Plaxis, son originalité.....	44
3.1.1- Introduction.....	44

3.1.2- Option par défaut, Solution approchée.....	44
3.2- Méthode des éléments finis en géomécanique.....	46
3.2.1-Introduction	46
3.2.2 -Concepts de base	47
3.2.3- Les éléments finis et la géomécanique.....	47
3.2.4-Formulation de la MEF en géomécanique.....	48
3.2.5- Remarques.....	49
3.2.6-Comportement élasto-plastique.....	50
3.3 - Les modèles de comportement de sol	52
3.3.1 -Contraintes totales, effectives et pressions interstitielles.....	53
3.3.2 - Modèle élastique linéaire.....	54
3.3.3- Le modèle de Mohr-Coulomb... ..	54
3.3.4- Modèle de sol avec écrouissage(Hardening Soil Model. H.S.M)	57
3.3.5- Modèle pour sols « mous »(Soft Soil Model. S.S.M).....	61
3.3.6- Modèle pour sols mous avec effet du temps (Soft SoilCreepModel.SSCM).....	65
3.4-Conclusion.....	67
CHAPITRE 4 : Etablissement d'un modèle de référence pour le métro d'Alger	69
4.1-Introduction.....	69
4.2-Hypothèses géométriques et géotechniques	69
4. 2.1-Coupe géotechnique et géométrie de l'ouvrage.....	69
4.2.2 -Caractéristiques géotechniques des matériaux.....	70
4.2.3 - Caractéristiques mécaniquesdes soutènements, revêtements et de superstructure.....	71
4.3- Calcul d'interaction.....	72
4.4 - Phasage de calcul.....	73
4.5 - Résultats obtenus pour le modèle de référence.....	74

CHAPITRE 5 : Etude paramétrique.....	76
5.1- Influence du coefficient de poisson ν	77
5.2- Influence du module d'Young E.....	78
5.3-Influence de l'angle de frottement φ	79
5.4-Influence du rabattement de la nappe.....	80
5.5-Influence de l'écoulement.....	81
5.6-Influence du maillage.....	82
Synthese générale des calculs.....	96
Conclusion	96
Recommandations.....	97
Annexe A.....	98
Références bibliographiques.....	107

NOTATION ET ABBREVIATION

K ₀ : Coefficient des terres au repos	[-]
P _i : Pression fictive en paroi	[kN/m ²]
R : Rayon de l'excavation	[m]
λ (x) : Taux de déconfinement à une distance x du front de taille.....	[-]
σ ₀ : Contrainte initiale	[kN/m ²]
γ : Poids volumique humide.....	[kN/m ³]
u _e : Pseudo-déplacement élastique du terrain	[m]
u _{inf} : Déplacement maximal du terrain.....	[m]
u _s : déplacement du soutènement	[m]
F : Facteur de stabilité.....	[-]
R _c : Résistance à la compression	[kN/m ²]
γ _d : Poids volumique sec	[kN/m ³]
σ _w : Surpression interstitielles	[kN/m ²]
K _w : Module volumique de l'eau	[-]
n : Porosité	[-]
ε _v : Déformation volumique	[-]
E : Module d'Young	[kN/m ²]
G : Module de cisaillement	[kN/m ²]
ν : Coefficient de poisson	[-]
E ₀ : Pente initiale(module d'Young à court terme)	[kN/m ²]
E _∞ : Module d'Young à long terme	[kN/m ²]
E ₅₀ : Module sécant à 50% de la rupture	[kN/m ²]
E _{oed} : Module oedométrique	[kN/m ²]
E ₅₀ ^{ref} : Module sécant dans un essai triaxial	[kN/m ²]
E _{oed} ^{ref} : Module tangent dans un essai oedométrique.....	[kN/m ²]
m : Paramètre puissance.....	[-]
E _{ur} ^{ref} : module en décharge	[kN/m ²]
ν _{ur} : Coefficient de poisson en décharge-recharge	[-]
P ^{ref} : Contraintes de référence	[kN/m ²]
R _f : Coefficient à la rupture	[-]
σ _{tension} : Résistance à la traction	[kN/m ²]
λ* : Indice de compression	[-]

k^* : Indice de gonflement.....	[-]
c : Cohésion	[kN/m ²]
φ : Angle de frottement	[°]
ψ : Angle de dilatance.....	[°]
κ^* : Indice de gonflement	[-]
λ^* : Indice de compression.....	[-]
μ^* : Indice de fluage	[-]
C_u : Cohésion à court terme	[kN/m ²]
C' : Cohésion à long terme	[kN/m ²]
φ_u : Angle de frottement à court terme.....	[°]
φ' : Angle de frottement à long terme.....	[°]
k_h : Coefficient de perméabilité horizontale.....	[m/jour]
k_v : coefficient de peméabilité verticale.....	[m /jour]
R_i : Rigidité des interfaces.....	[-]
$E_{\text{éq}}$: Module d'Young équivalent.....	[kN/m ²]
$e_{\text{éq}}$: Epaisseur équivalente	[m]
A : Section.....	[m ²]
I :Moment d'inertie	[m ⁴]
U_x : Déplacement suivant l'axe x.....	[m]
U_y : Déplacement suivant l'axe y.....	[m]
N : Effort normal	[kN]
T : Effort tranchant.....	[kN]
M :Moment fléchissant	[kN.m]

TABLE DES FIGURES

- 1.1 : *Machine à attaque ponctuelle.*
- 1.2 : *Bras à attaque radiale.*
- 1.3 : *Bras à attaque transversale.*
- 1.4 : *Schéma général d'une machine pleine section.*
- 1.5 : *Creusement en demi-section.*
- 1.6 : *Creusement en pleine section.*
- 2.1 : *Soutènement par cintres coulissants.*
- 2.2 : *Cintres en profilé simples.*
- 2.3 : *Soutènement par boisage.*
- 2.4 : *Dispositifs d'appuis des cintres.*
- 2.5 : *Dispositifs d'entretoisement de cintres lourds.*
- 2.6 : *Boulon à ancrage ponctuel.*
- 2.7 : *Boulonnage à ancrage réparti à la résine.*
- 2.8 : *Voussoirs préfabriqués en béton armé.*
- 2.9 : *Evolution de la convergence et de la charge radiale de part et d'autre du front.*
- 2.10 : *Influence de l'éloignement du front sur la convergence.*
- 2.11 : *Classification des modes de calcul.*
- 2.12 : *Méthodes des ressorts .Modélisation des efforts de réaction dans le terrain.*
- 2.13 : *Méthode des éléments finis.Modèle de maillage.*
- 2.14 : *Courbe convergence.*
- 2.15 : *Courbe de confinement.*
- 2.16 : *Courbe convergence-confinement.*
- 2.17 : *Pression fictive et déconfinement autour du front de taille.*
- 2.18 : *Profil de mesures de convergence.*
- 2.19 : *Courbe de convergence.*
- 2.20 : *Profil de mesures extensométriques dans le terrain.*
- 2.21 : *Exemple d'instrumentation depuis la surface.*
- 3.1 : *Les actions sur le domaine Ω .*
- 3.2 : *Domaine Ω discrétisé.*
- 3.3 : *Modèle monodimensionnel du comportement élastoplastique.*
- 3.4 : *Représentation du comportement élastique-parfaitement plastique.*
- 3.5 : *Représentation du comportement élasto-plastique avec écrouissage.*
- 3.6 : *Définition du module à 50% de la rupture.*
- 3.7 : *Pyramide de Mohr-Coulomb tracée pour $c=0$.*

- 3.8 : *Représentation du Hardening Soil Model dans le repère contrainte-déformation.*
- 3.9 : *Forme de surfaces de charge H.S.M.*
- 3.10 : *Surface de rupture pour le Hardening soil model cas d'un sol non cohérent.*
- 3.11 : *Définition du module oedométrique tangent.*
- 3.12 : *Définition de l'angle de dilatance.*
- 3.13 : *Différentes représentations lors d'un essai oedométrique.*
- 3.14 : *Surface de rupture pour un soft soil model SSM.*
- 3.15 : *Effet du temps sur les essais oedométriques.*
- 3.16 : *Diagramme de p^{eq} dans le plan p,q .*
- 4.1 : *Coupe retenue pour le calcul.*
- 4.2 : *Modèle utilisé pour la simulation du métro d'Alger.*
- 4.3 : *Génération du maillage.*
- 4.4 : *Maillage déformé au terme de la- phase 6-(élément à 6 nœuds).*
- 4.5 : *Maillage déformé au terme de la -phase 13-(éléments à 6 nœuds).*
- 4.6 : *Contraintes effectives - phase initiale-.*
- 4.7 : *Pressions interstitielles -phase initiale-.*
- 4.8 : *Déplacements totaux au terme de la -phase 6-.*
- 4.9 : *Déplacements verticaux au terme de la- phase 6-.*
- 4.10 : *Déplacements horizontaux au terme de la- phase6-.*
- 4.11 : *Contraintes tangentielles relatives au terme de la -phase6-.*
- 4.12 : *Contraintes effectives au terme de la- phase6-.*
- 4.13 : *Déplacements totaux au terme de la- phase13-.*
- 4.14 : *Déplacements verticaux au terme de la phase- 13-.*
- 4.15 : *Déplacements horizontaux au terme de la- phase13-.*
- 4.16 : *Contraintes tangentielles relatives au terme de la-phase13-.*
- 4.17 : *Points plastiques au terme de la- phase13-.*
- 4.18 : *Déplacements totaux dans le revêtement au terme de la- phase6-.*
- 4.19 : *Déplacements verticaux dans le revêtement au terme de la- phase6-.*
- 4.20 : *Déplacements horizontaux dans le revêtement au terme de la- phase 6-.*
- 4.21 : *Effort normal dans le revêtement au terme de la- phase 6-.*
- 4.22 : *Effort tranchant dans le revêtement au terme de la- phase 6-.*
- 4.23 : *Moment fléchissant dans le revêtement au terme de la- phase6-.*
- 4.24 : *Contraintes normales sur l'interface sol-revêtement au terme de la -phase6-.*
- 4.25 : *Contraintes tangentielles sur l'interface sol-revêtement au terme de la -phase6-*

- 5.1: *Tassement en surface (influence du coefficient de poisson ν).*
- 5.2: *Déplacement à l'aplomb de la clé de voûte(influence du coefficient de poisson ν).*
- 5.3: *Tassement en surface (influence de l'angle de frottement φ).*
- 5.4 :*Déplacement à l'aplomb de la clé de voûte(influence de l'angle de frottement φ).*
- 5.5: *Tassement en surface(influence du rabattement de la nappe).*
- 5.6: *Déplacement à l'aplomb de la clé de voûte(influence du rabattement de la nappe).*
- 5.7: *Tassement en surface (influence de l'écoulement).*
- 5.8: *Déplacement à l'aplomb de la clé de voûte (influence de l'écoulement).*
- 5.9: *Tassement en surface(influence du maillage).*
- 5.10: *Déplacement à l'aplomb de la clé de voûte(influence du maillage)*

LISTE DES TABLEAUX

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

Tableau 4.1 : *caractéristiques géotechniques des couches de sol.*

Tableau.4.2 : *Perméabilités du sol et rigidité des interfaces.*

Tableau 4.3 : *Caractéristiques mécaniques des soutènements, des revêtements et de la superstructure.*

Tableau.5.1 : *Efforts internes et déplacements (éléments à -6 nœuds).*

Tableau.5.2 : *Efforts internes et déplacements (éléments à -15 nœuds).*

Tableau.5.3 : *Efforts internes et déplacements (module d'Young $E-25\%$).*

Tableau.5.4 : *Efforts internes et déplacements (module d'Young $E+25\%$).*

Tableau.5.5 : *Efforts internes et déplacements (coefficient de poisson $\nu=0,1$).*

Tableau.5.6 : *Efforts internes et déplacements (coefficient de poisson $\nu=0,1$).*

Tableau.5.7 : *Efforts internes et déplacements (angle de frottement $\varphi=5^\circ$).*

Tableau.5.8: *Efforts internes et déplacements ((angle de frottement $\varphi+5^\circ$).*

Tableau.5.9 : *Efforts internes et déplacements (rabattement nappe-5).*

Tableau.5.10 : *Efforts internes et déplacements (rabattement nappe+5).*

Tableau.5.11 : *Efforts internes et déplacements (cas d'un écoulement).*

Tableau.5.12 : *Influence des paramètres géotechniques sur le revêtement du tunnel (étude comparative avec le modèle de référence).*

Tableau.5.13: *Influence de la construction du tunnel sur la superstructure (étude comparative entre la phase7 et la phase13).*

Tableau.5.14: *Influence de la phase de creusement sur la superstructure (étude comparative entre la phase7 et la phase8).*

Tableau.5.15 : *Influence des paramètres géotechniques sur le tassement en surface (étude comparative avec le modèle de référence).*

ملخص : في المواقع الحضرية، يمكن حفر الأنفاق أن يحدث تشوهات و في حالات قصوى قد يحدث ذلك أضرار كبيرة للهياكل المتواجدة على سطح الأرض. تعالج هذه المذكرة، تحليل عددي أخذ بعين الإعتبار عدة عوامل جيوتقنية، دراسة تأثير حفر النفق بعمق ضعيف على هيكل متعدد الطوابق مركز على محور النفق . تمت هذه الدراسة بواسطة برنامج بلاكسيس Plaxis المبني على طريقة العناصر المنتهية بتشوهات مستوية ، طبقت هذه الدراسة على حالة فعلية تتمثل في مترو الجزائر العاصمة. لقد تم إنجاز الحفر حسب الطريقة النمساوية الجديدة مع أخذ الإنكماش الداخلي للنفق بعين الإعتبار. قُدمت النتائج بواسطة الإنتقالات و القوى الداخلية وأظهرت تأثير بالغ الأهمية بالنسبة للسيلان الماء ودرجة أقل تخفيض سطح المياه الجوفية ومعامل يونغ على الهبوط السطحي.

كلمات المفاتيح : نفق ، طريقة العناصر المنتهية ، طريقة الحفر النمساوية الجديدة، التشوهات المستوية، سيلان الماء، تخفيض سطح المياه الجوفية، معامل يونغ، بلاكسيس (Plaxis).

Abstract: In urban sites tunnelling can induce ground movements which distort and, in severe cases, damage overlying structures. The work described in this dissertation deals with a numerical analysis, with a geotechnical parametric study with regards to the effect of shallow tunnelling on a multi-storey structure, centred above the tunnel axis. A plan strain FEM software, namely Plaxis 7.2, was used to undertake a practical study about Algiers underground. For the latter, the NATM excavation method was used after taking into account the confinement loss. The results are presented in terms of displacements and internal forces. They show an important influence of flow and an effect less important as far as water table lowering and Young modulus are concerned.

Keywords: Tunnel, Plaxis, FEM, NATM, Flow, Water table, Young modulus, Plane strain.

CHAPITRE 1 : Etude bibliographique sur les tunnels

1.1 Introduction

L'extension des voies de communication (routes, autoroutes, voies ferrées) impose souvent des franchissements difficiles qui conduisent généralement à la construction de tunnels. De même l'encombrement de la surface du sol dans les villes rend nécessaire la construction d'ouvrage souterrain (voiries et métros). Les ouvrages souterrains sont donc de types d'usages et de dimensions très divers, on distingue deux grandes catégories :

- Les ouvrages souterrains et structures enterrées (usines et gare souterraines, parkings, lieux de stockage, excavations minières).
- Les ouvrages de section plus ou moins régulière (tunnels, buses, galeries, tuyaux, canalisations).

Les problèmes majeurs liés à la construction de ses ouvrages sont :

- La stabilité du terrain pendant les travaux notamment au front de taille ;
- Le choix du type de soutènement et de revêtement à mettre en œuvre pour assurer la tenue des parois à court terme, puis à long terme ;
- La maîtrise des mouvements engendrés en surface par le creusement particulier ; lorsque l'ouvrage est construit à une faible profondeur ou à proximité d'autres structures (en site urbain) ;
- Maîtrise des phénomènes hydrauliques (présence d'une nappes aquifères).

Les ouvrages souterrains sont entièrement contenus dans un massif de sol ou de roche, leurs dimensionnements nécessitent donc des reconnaissances géotechniques précises sur toute la longueur de l'ouvrage, quatre catégories d'outils de calcul sont habituellement utilisées : les méthodes semi-empiriques, les méthodes de calcul à la rupture, les méthodes analytiques et les méthodes numériques (éléments finis, différences finies, éléments distincts). Depuis plus de deux décennies la MEF est couramment utilisée pour simuler le fonctionnement des ouvrages souterrains, les méthodes numériques sont maintenant bien au point, les méthodes analytiques sont utilisées pour obtenir des ordres de grandeur ou pour contrôler les résultats des modélisations complexes, de même que les méthodes semi-empiriques apparaissent souvent comme une approche d'estimation des tassements, les outils de calcul permettent d'accéder aux quantités suivantes :

- Les tassements provoqués en surface (ouvrages à faibles profondeurs).
- Les déformations liées aux interfaces (sol-structure).
- Les efforts repris par le soutènement.
- Les effets hydrauliques induits par les travaux.

1.2 Technique de construction des ouvrages souterrains

Depuis une trentaine d'années, de nouvelles méthodes de construction ont été introduites sur les chantiers, elles permettent de réaliser des ouvrages en site urbain dans des terrains meubles et aquifères sans occasionner de dégâts importants en surface du sol, la simulation d'un ouvrage souterrain est liée étroitement à la méthode d'excavation et la réponse du massif, la connaissance de ses techniques de construction est importante pour arriver à des phases de modélisation satisfaisante.

1.2.1 Techniques de creusement

Une technique de construction doit permettre l'abattage et la stabilisation du terrain tout en respectant certains critères d'économie et de rapidité. Plusieurs techniques existent et leur emploi varie selon le type de projet (géométrie de l'ouvrage, profondeur), on distingue trois techniques de creusement :

- Creusement à l'explosif ;
- Creusement à attaque ponctuelle ;
- Creusement au tunnelier (TBM).

1.2.1.1 Abattage à l'explosif

L'abattage avec emploi des explosifs est généralement utilisé pour l'exécution de tunnels situés dans les roches pour lesquels un abattage manuel (marteaux piqueurs, pelle hydraulique) ou un terrassement mécanique (machine foreuse pleine section ou à attaque ponctuelle, brise roche) n'est plus envisageable du point de vue technique ou économique. L'abattage à l'explosif s'effectue pour chaque volée d'avancement de manière cyclique selon les opérations élémentaires suivantes :

- traçage et perforation du plan de tir ;
- chargement des trous de mines et tir de la volée ;

- ventilation et purge de l'excavation ;
- évacuation des déblais du front de taille (marinage).

Le traçage du plan de tir souvent commun aux opérations de pilotage de la galerie (implantation et vérification de l'axe de la galerie, contrôle du pourtour de l'excavation) est exécuté sur la base d'un plan de tir théorique adapté aux conditions particulières du front de taille (fracturation, hétérogénéité, hors profil et en profil), et à la qualité des roches rencontrées. Pour améliorer la qualité du traçage et pour réduire les délais nécessaires à cette opération, il est procédé à une projection de plan de tir théorique au moyen d'un appareil optique installé en galerie à proximité du front de taille. Le dernier développement consiste à mémoriser le plan de tir dans un logiciel de perforation automatique au moyen d'un ordinateur embarqué sur le jumbo de foration. La perforation des trous de mine de la volée s'effectue au moyen d'outils perforateurs qui suivant les dimensions de la section à réaliser sont soit simplement montés sur des poussoirs (marteaux-poussoirs), soit montés sur des bras à glissière constituant ainsi des jumbos de forage automoteur de 2 à 5 bras avec nacelle.

1.2.1.2 Principaux types de tunneliers

On peut distinguer deux grandes classes de tunneliers selon qu'il s'agit de simples machines de creusement ou de véritables machines de construction de tunnels intégrant toutes les fonctions correspondant à la réalisation d'un ouvrage terminé du point de vue du génie civil.

a) Machines de creusement :

Ce sont des machines dont la conception est généralement directement héritée des équipements miniers et qui se divisent à leur tour en trois catégories, à savoir les machines à attaque ponctuelle, les haveuses et les machines à attaque globale. Dans tous les cas, il s'agit seulement d'assurer l'excavation et, éventuellement, le chargement des déblais, étant entendu que le soutènement provisoire et le revêtement définitif, s'ils sont éventuellement nécessaires, sont réalisés de façon distincte par d'autres moyens.

➤ ***Machines à attaque ponctuelle :***

Elles sont en général montées sur un châssis automoteur à chenilles (figure 1.1) Ce châssis supporte un bras mobile éventuellement télescopique équipé d'une tête fraiseuse capable de balayer une surface de front plus ou moins importante autour de sa position moyenne. Dans les machines à attaque radiale, la fraise tourne autour d'un axe situé en prolongement du bras (figure

1.2). Dans les machines à attaque transversale, la fraise, appelée aussi tambour, tourne autour d'un axe perpendiculaire au bras et attaque tangentiellement la surface du front (figure 1.3). Dans le premier cas, le creusement de chaque volée commence par l'exécution d'une sorte de forage perpendiculaire à la surface du front (sumping) permettant à la fraise de pénétrer dans le terrain et se poursuit par un fraisage progressif des parois de ce pré-creusement. La fraise doit donc être équipée d'outils permettant ces deux modes successifs de creusement. Dans le deuxième cas, le creusement se fait en principe toujours par fraisage tangentiel à la surface cylindrique du « tambour ».

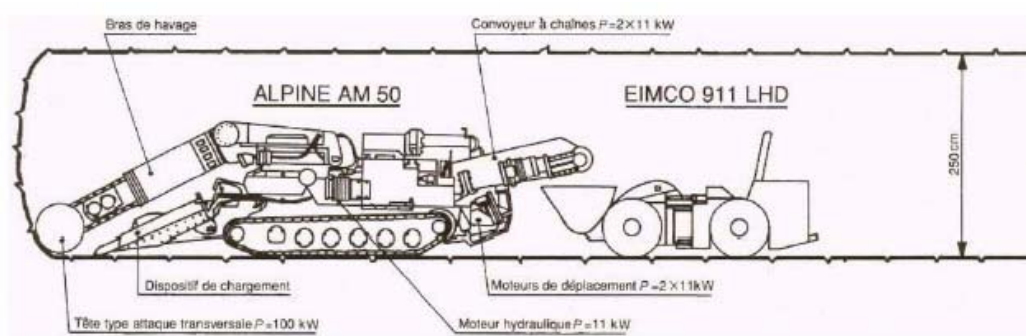


Fig. 1.1 : Machine à attaque ponctuelle.

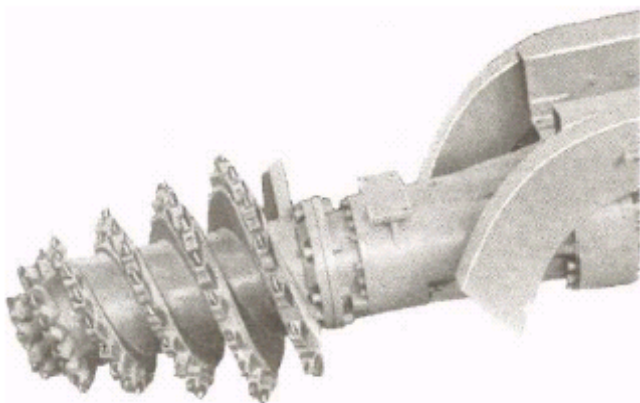


Fig. 1.2 : Bras à attaque radiale.



Fig1.3 : Bras à attaque transversale.

➤ **Machine foreuse à attaque globale :**

- **Description :**

Une machine foreuse est un moyen d'excavation mécanisé, qui par son principe fondamental de travail continu, se substitue aux méthodes traditionnelles de creusement à l'explosif qui sont séquentielles. Sont définies sous le terme "pleine section" ou "à attaque globale ou pleine face" les

machines capables d'excaver en une seule fois la section du tunnel à réaliser, à l'inverse des machines "à attaque ponctuelle" qui abattent le terrain de manière sélective et par partie. Ces machines sont utilisées dans des massifs rocheux qui ne nécessitent pas de soutènement immédiat. Quand les conditions de stabilité ne sont plus assurées, il est mis en oeuvre des boucliers mécanisés. Les deux types de machines sont généralement considérés comme des tunneliers.

- ***Principe et fonctionnement des machines :***

Une machine pleine section est constituée par (figure 1.4) :

- une tête de forage ou plateau porte-outils de forme circulaire dans les machines rotatives sur lequel sont disposés les outils de coupe de type molettes, disques ou pics ;
- un bâti fixe dans lequel sont repris les efforts de poussée de la tête sur le front de taille et le moment résultant du travail de découpe du rocher ;
- un système de propulsion et d'appui de conception différente selon le type de machine et la qualité du terrain encaissant :
 - grippeurs ou patins d'ancrage latéraux vérinés au terrain et propulsion par coulissage relatif bâti fixe - tête de forage ;
 - groupe de vérins de propulsion prenant appui contre le revêtement mis en place directement à l'avancement ou contre un anneau de réaction quand le terrain n'autorise pas l'utilisation de plaques d'appui ;
- un système de marinage par reprise des déblais au front de taille par les augets solidaires du plateau porte-outils et évacuation par convoyeur jusqu'à l'arrière de la machine ; l'extraction des déblais peut être également assurée par une vis située en partie inférieure de la chambre d'abattage ;
- des équipements annexes optionnels : casquette de protection, bras de boulonnage, érecteur de cintres ou voussoirs, lance à béton projeté ; foreuse pour sondage de reconnaissance à l'avancement, bouclier simple ou articulé dans les terrains meubles et aquifères.

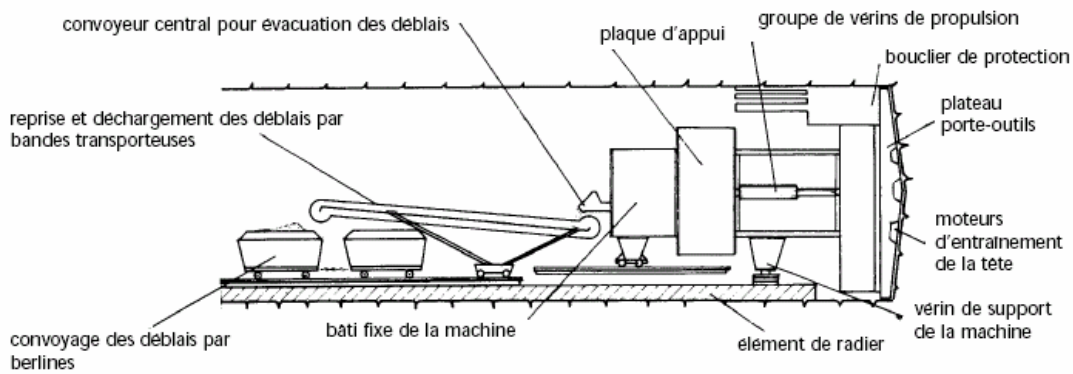


Fig. 1.4 : Schéma général d'une machine pleine section.

1.3 Creusement à pleine et demi-section

1.3.1 Description

Par méthode de creusement à pleine section, il convient de comprendre les techniques d'avancement donnant lieu à un dégagement complet de la section principale de l'ouvrage en une seule fois. Dans la méthode de creusement en demi-section, on réalise d'abord le creusement de la partie supérieure de la section, la partie inférieure étant réalisée avec un décalage dans le temps. On doit si nécessaire renforcer le soutènement avant creusement du stross, aussi bien en partie supérieure (cintres, blindage, béton projeté, béton) qu'en partie inférieure (micropieux sous les appuis de cintres, colonnes de jetgrouting en piédroits). En général, le revêtement définitif n'est mis en place qu'après excavation de la totalité de la section.

1.3.2 Domaine d'application

La méthode de creusement à pleine section nécessite l'emploi d'un matériel important (grande hauteur de l'excavation, importance des volumes de marirage à chaque volée) : elle est donc bien adaptée lorsqu'on pense pouvoir l'employer sur de grandes longueurs de terrain homogène, ne nécessitant pas l'utilisation d'un soutènement autre que le boulonnage et le béton projeté. L'évolution des matériels a tendance à étendre le nombre des chantiers attaqués à pleine section. Lorsqu'elle est applicable (moyennant si nécessaire un soutènement du front de taille), la méthode de creusement en pleine section est plus favorable à la maîtrise des déplacements puisqu'elle évite les problèmes liés aux reprises d'excavation dans un terrain déjà déconfiné. Le creusement par demi-section est beaucoup plus indiqué dans des terrains hétérogènes nécessitant l'emploi d'un soutènement important. Elle peut alors être utilisée très largement en faisant varier la longueur de l'avancement unitaire. Dans certains terrains difficiles, il est possible de réaliser très rapidement la pose du soutènement en mettant celui-ci en place dans une excavation périphérique

et en le butonnant provisoirement sur le merlon central. L'intérêt fondamental de la demi-section, par rapport à une méthode de creusement en section divisée est de permettre une mise en place rapide d'un soutènement ou d'un revêtement sur toute la partie supérieure. Par rapport à la pleine section, elle représente l'avantage de nécessiter un matériel moins important et d'employer des moyens de terrassement habituels pour l'excavation du stross.

1.3.3 Précautions d'emploi

En dehors des précautions liées à l'abattage par explosifs et à la mise en place du soutènement, il convient essentiellement de choisir au mieux l'avancement unitaire, c'est-à-dire la longueur excavée avant mise en place du soutènement. L'avancement unitaire est essentiellement limité par la capacité d'auto-soutènement du terrain pendant le temps nécessaire à la mise en place du soutènement.

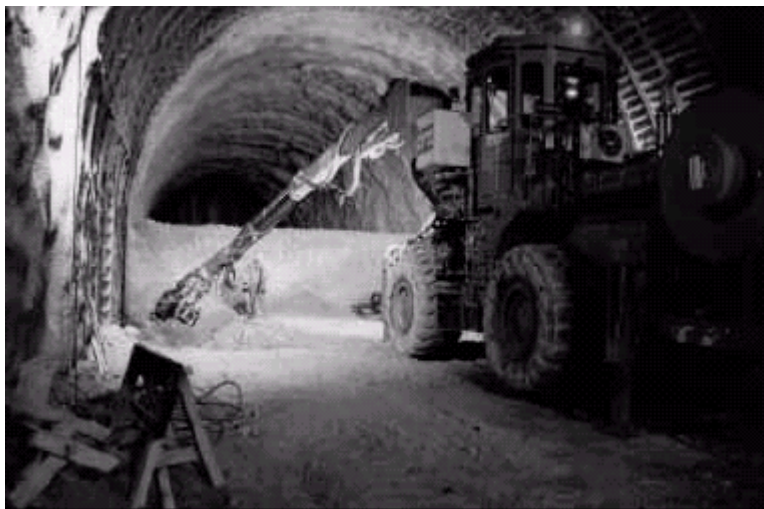


Fig. 1.5 : *Creusement en demi-section.*



Fig. 1.6 : *Creusement en pleine section.*

Si la nature du terrain ne permet pas, pour la demi-section supérieure, une utilisation efficace du boulonnage, il y a lieu d'étudier particulièrement la reprise des efforts en pieds de cintres (oreilles, longrines, micropieux, ...) pour éviter tout incident lors de l'excavation des piédroits. Il est souvent nécessaire de fermer la demi-section supérieure par un radier provisoire en béton projeté, contre voûté ou non.

CHAPITRE 2 : Le soutènement

2.1 La technologie du soutènement

2.1.1 Mode d'action des soutènements

Le soutènement provisoire est une structure qui permet d'assurer la stabilité des parois d'une cavité souterraine pendant le temps qui s'écoule entre son creusement et la mise en place éventuelle du soutènement provisoire en fonction de leur mode d'action par rapport au terrain, on peut en distinguer quatre catégories différentes :

- les soutènements agissant par confinement du terrain encaissant ; ce sont essentiellement :
 - le béton projeté seul ;
 - le béton projeté associé à des cintres légers ;
- les soutènements agissant à la fois par confinement et comme armature du terrain encaissant ; il s'agit du boulonnage sous diverses formes, qu'il soit ou non associé au béton projeté, aux cintres légers ou aux deux dispositifs simultanément :
 - boulons à ancrage ponctuel (à coquille ou à la résine) ;
 - boulons à ancrage réparti (scellés à la résine ou au mortier) ;
 - barres foncées ;
- les soutènements agissant par supportage :
 - cintres lourds ;
 - cintres légers ;
 - plaques métalliques assemblées ;
 - voussoirs en béton ;
 - tubes perforés (voûte parapluie) ;
 - boucliers ;
- les soutènements agissant par consolidation du terrain et modification de ses caractéristiques géotechniques ou hydrologiques :
 - injections de consolidation ;
 - air comprimé ;
 - congélation.

L'action de supportage se distingue de l'action de confinement par une plus forte résistance relative des éléments de soutènement qui, en limitant l'amplitude des déformations de l'un et de

l'autre, privilégie la résistance du soutènement par rapport aux capacités de résistances propres du terrain. Au contraire, dans l'action de confinement, la résistance du soutènement est faible et le terrain joue le rôle essentiel ; le rôle du soutènement se limite à développer le long des parois une contrainte radiale de confinement généralement faible, mais susceptible d'accroître fortement la résistance tangentielle du terrain et de permettre la formation des voûtes de décharge. Plusieurs types de soutènement peuvent être utilisés simultanément sur un même chantier. C'est ainsi que le béton projeté est souvent associé au boulonnage ou (et) aux cintres légers, que les plaques métalliques assemblées peuvent être renforcées par des cintres légers ou lourds placés à l'intérieur des anneaux et que les boucliers ne sont généralement qu'un soutènement transitoire servant à la mise en place de plaques métalliques ou de voussoirs en béton qui prennent leur relais.

2.1.2 Les cintres

Les cintres peuvent être définis comme des ossatures le plus souvent métalliques en forme d'arcs ou de portiques disposés dans la section transversale de l'ouvrage et dont les membrures sont placées le long des parois où elles sont calées, soit directement, soit discontinu, qui n'est pas liée de façon intangible au terrain. Suivant le rôle qu'ils assurent, les cintres peuvent être des éléments :

- de protection (contre la chute des blocs isolés sans chercher à s'opposer aux déformations d'ensemble) ;
- de soutènement (pour ralentir la convergence des parois) ;
- de renforcement, s'il s'agit de consolider un ouvrage ancien. Du point de vue de la façon dont ils sont constitués, il existe différents modèles de cintres :
 - les cintres en bois ;
 - les cintres métalliques lourds ;
 - les cintres métalliques légers.

Dispositifs d'appui des cintres :

La qualité de l'appui du cintre est une condition essentielle de sa bonne tenue. Les appuis ont pour objet de répartir la charge sur le terrain d'assise ; ils peuvent être fixes (longrines en bois, métal ou béton, camarteaux, figure 2.4) ou extensibles (vérins ou étais extensibles) pour limiter la décompression du terrain encaissant :

- Les entretoises longitudinales sont destinées à éviter le renversement et le gauchissement des cintres sous l'effet des poussées. Elles sont généralement constituées d'aciers ronds ou plats.
- Le blocage au terrain est généralement réalisé au moyen de cales et de coins en bois enfoncés à force entre le blindage (ou le cintre) et le terrain. On peut aussi, dans certains cas, réaliser le calage au moyen de gros béton coulé derrière le blindage.

Les conditions impératives d'efficacité du soutènement à base de cintres sont :

- le blocage immédiat du cintre au terrain le long des reins de la voûte et des piédroits ;
- la répartition effective des efforts en pied de cintre au moyen d'une semelle rigide et correctement calée ;
- le blocage du cintre en voûte pour limiter la décompression ;
- l'entretoisement des cintres entre eux. Il est plus facile de satisfaire correctement à ces conditions si le découpage de la section est correct et si les hors-profils sont réduits au minimum compte tenu de la nature du terrain.

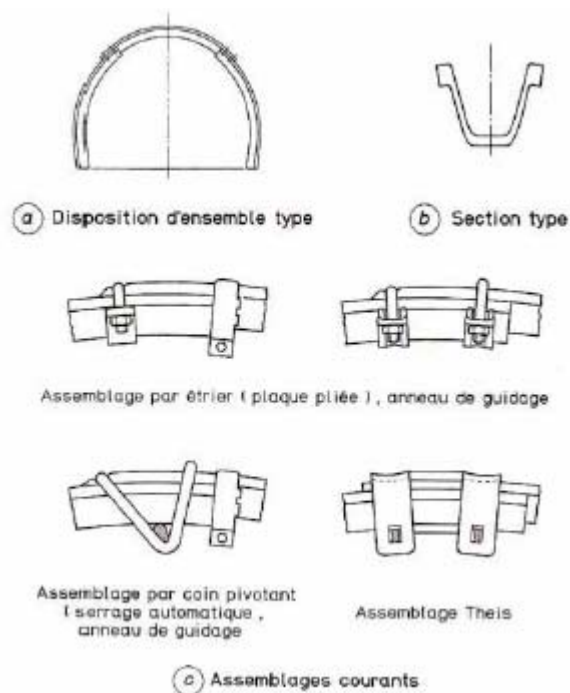


Fig. 2.1 : soutènement par cintres coulissants

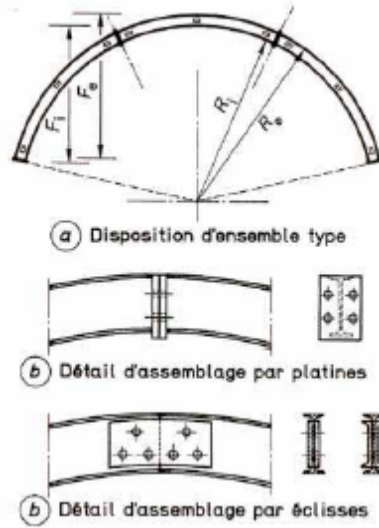


Fig. 2.2 : cintres en profilé simples.

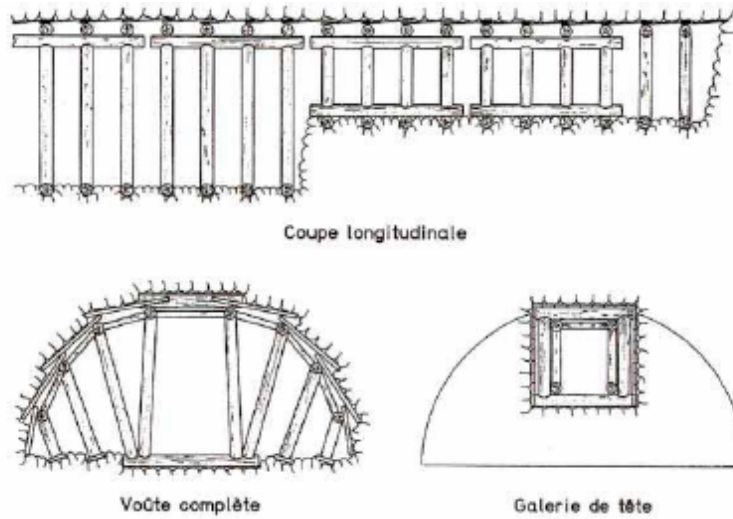


Fig. 2.3 : soutènement par boisage.

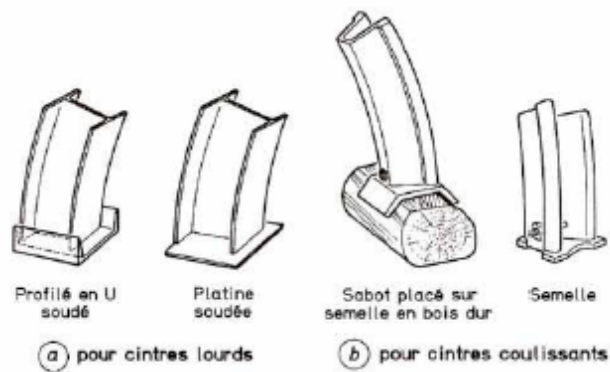


Fig. 2.4 : dispositifs d'appuis des cintres.

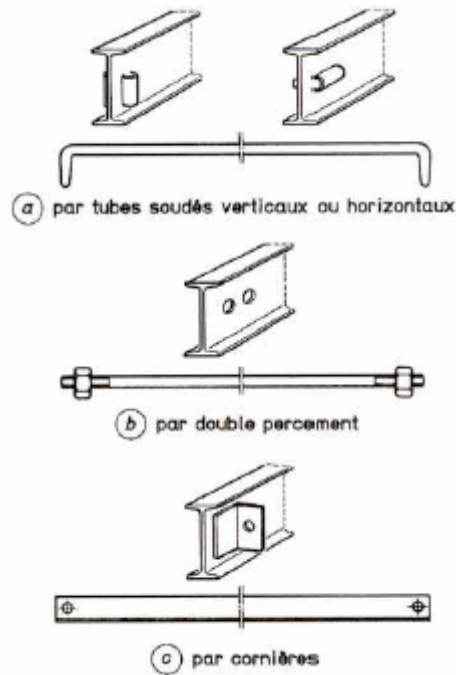


Fig. 2.5 : Dispositifs d'entretoisement de cintres lourds.

2.1.3 Boulonnage

On appelle boulonnage le renforcement du terrain encaissant au moyen de barres généralement métalliques et de longueur comprise entre 1,50 et 5 m, placées à l'intérieur du terrain à partir de la surface libre. Les tirants se distinguent des boulons par deux caractères principaux : leur longueur dépasse généralement 10 m et ils sont mis en traction volontairement à une fraction importante de leur charge de rupture. Les tirants, qui sont des éléments actifs (par opposition aux boulons qui sont passifs) sont assez rarement utilisés dans les travaux souterrains, sauf dans le cas des cavernes de grandes dimensions (centrales souterraines). Contrairement aux cintres qui agissent par supportage, les boulons agissent surtout par confinement, c'est-à-dire qu'ils développent, le long de la paroi du tunnel, une contrainte radiale qui, même si elle est faible, permet d'augmenter dans des proportions très importantes la résistance du terrain dans la direction tangentielle. Même s'il a localement dépassé sa limite de rupture, le rocher est ainsi capable de retrouver un nouvel état d'équilibre grâce à la formation de voûtes de décharge tout autour de l'excavation. Les boulons agissent également comme armatures en améliorant la résistance au cisaillement du terrain fracturé et en lui conférant une sorte de cohésion fictive. On voit que le mode d'action du boulonnage est très différent de celui des cintres dans la mesure où, dans le premier cas, le terrain est aidé à se soutenir lui-même en utilisant ses propres capacités alors qu'il joue, dans l'autre cas, un rôle un peu plus passif.

Il est vrai que, en dehors de cette action de confinement, on utilise également parfois le boulonnage pour « épingler » un bloc de rocher situé en parement et qui a été ébranlé et partiellement détaché au moment du creusement (ou en équilibre instable en raison de la conjonction défavorable de fissures préexistantes). Suivant leur configuration, il existe plusieurs types de boulons.

2.1.3.1 Boulons à ancrage ponctuel (figure 2.6)

L'ancrage est assuré par un dispositif mécanique (généralement coquille d'expansion à filetage inverse) qui prend appui par serrage sur les parois du trou sur une faible longueur (une dizaine de centimètres). Ce type de boulonnage présente de nombreux avantages et notamment sa grande rapidité de mise en oeuvre et son utilisation possible même en cas de venues d'eau dans le forage. En contrepartie, il nécessite un rocher suffisamment résistant pour ne pas influencer au voisinage de l'ancrage et sa pérennité n'est pas assurée, du fait de la possibilité de corrosion s'il n'est pas injecté. Il s'agit donc essentiellement d'un mode de boulonnage provisoire utilisable dans les roches dures ou mi-dures même fissurées. On peut assurer l'épinglage de blocs instables.

Les boulons à ancrage ponctuel sont autoserrants, c'est-à-dire qu'ils se mettent automatiquement en tension sous l'effet de l'expansion des terrains, l'effet de coincement de l'ancrage augmentant avec la tension du boulon. Néanmoins, pour obtenir une bonne garantie d'efficacité, il est souhaitable de procéder dès la pose à une mise en tension partielle du boulon à l'aide d'une clé dynamométrique.

2.1.3.2 Boulons à ancrage réparti (fig 2.7)

Ils sont ainsi nommés parce que la transmission des efforts entre le boulon et le terrain est assurée sur toute la longueur par l'intermédiaire d'un produit de scellement qui peut être une résine ou un mortier de ciment. Dans le cas du scellement à la résine, on utilise des cartouches cylindriques adaptées au diamètre du trou et contenant, sous deux enveloppes séparées, la résine (de type polyester) et le catalyseur correspondant. Après nettoyage du trou et introduction des charges de résine, on enfonce le boulon dans le trou par poussage et rotation simultanés en utilisant la perforatrice. La résine et son catalyseur, libérés de leurs enveloppes et mélangés, occupent le volume annulaire entre les parois du trou et le bouchon et durcissent au bout d'un délai d'une quinzaine de minutes en général. Le jeu entre le terrain et le boulon ne doit pas excéder 2 à 4 mm, ce qui suppose une très bonne précision de forage. Dans le cas du scellement au mortier, on peut, soit adopter un principe analogue (charges sèches encartouchées), soit placer le boulon dans

le trou préalablement rempli de mortier par injection en fond de trou, soit encore utiliser la technique Perfo du tube perforé rempli de mortier. Le jeu entre le terrain et le boulon est dans tous les cas bien supérieur à ce qu'il est dans le cas de la résine.

Les boulons à ancrage réparti peuvent être utilisés dans des roches bien plus tendres que les boulons à ancrage ponctuel (craies ou marnes). Ils s'opposent plus efficacement à l'ouverture de fissures isolées puisque l'ancrage existe près des lèvres de la fissure elle-même. Par contre, ils sont d'une mise en oeuvre plus délicate que les boulons à ancrage ponctuel et leur emploi est déconseillé (mortier) ou impossible (résine) si les venues d'eau sont abondantes. Enfin, leur délai d'action n'est pas instantané (quelques dizaines de minutes dans le cas des résines à plusieurs heures dans le cas du mortier). Les boulons à la résine sont également déconseillés dans les roches à fissuration abondantes.



Fig. 2.6 : *Boulon à ancrage ponctuel.*

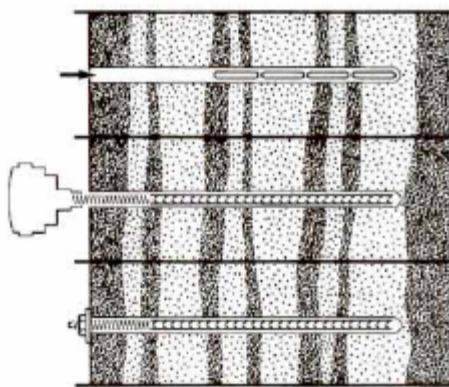


Fig. 2.7 : *Boulonnage à ancrage réparti à la résine.*

2.1.4 Béton projeté

L'utilisation de béton projeté comme mode de soutènement en souterrain s'est considérablement développée au cours des dernières années. Si l'emploi de la gunite comme simple protection de terrain est relativement ancien, l'emploi du béton projeté, de granulométrie plus grosse, et en épaisseur suffisante pour constituer une peau de confinement améliorant les capacités de résistance du terrain encaissant, date seulement d'une vingtaine d'années. Utilisé près du front, seul ou en association avec le boulonnage et/ou les cintres légers, il constitue ce que l'on

a appelé la méthode de construction avec soutènement immédiat par béton projeté et boulonnage et qui est également connue sous le nom de nouvelle méthode autrichienne (NMA).

Le béton projeté présente l'avantage de constituer une peau continue qui protège le terrain des altérations dues à l'air et à l'humidité, et qui obture les interstices. Le confinement généralisé qu'il procure permet de limiter la déformation et d'éviter la chute des caractéristiques mécaniques du terrain qui résulte obligatoirement d'un desserrage trop important. Comme le boulonnage auquel il est souvent associé, il est également efficace dans le cas de grandes portées.

Plusieurs conditions cependant doivent être remplies pour permettre l'emploi du béton projeté :

- le découpage du rocher doit être assez précis pour que la coque de béton projeté présente une surface à peu près régulière ;
- le terrain doit être exempt de venues d'eau importantes qui compromettent la qualité de l'exécution et risquent de créer des sous-pressions locales incompatibles avec la résistance de la coque en béton ;
- le terrain doit présenter une cohésion minimale telle que la cavité demeure stable pendant la durée nécessaire à la projection du béton ;
- dans le cas de très fortes contraintes initiales (forte couverture) et lorsque le terrain présente un comportement plastique, les déformations de convergence indispensables à l'obtention de l'équilibre sous la pression de confinement dont est capable le soutènement risquent d'être incompatibles avec la déformabilité du béton.

D'un point de vue pratique, l'épaisseur du béton projeté est généralement comprise entre 10 et 25 cm. Il est le plus souvent mis en place en plusieurs passes et armé de treillis généralement fixé à la paroi par des épingles ou par l'intermédiaire des boulons s'il y en a. On peut utiliser des granulats au module maximal de 12,5 ou 16 mm. La projection peut se faire par voie sèche ou par voie humide. Dans le premier cas, le transport se fait de façon pneumatique et l'eau est ajoutée à la lance. Dans le deuxième cas, le mélange d'eau est réalisé au malaxeur, le transport se fait à la pompe et l'air est injecté à la lance pour assurer la projection. La voie humide permet de réduire les pertes par rebonds, mais son emploi est plus difficile si le travail n'est pas continu (nettoyage des canalisations).

On incorpore généralement au mélange des adjuvants raidisseurs améliorant l'adhérence et le maintien en place du béton et quelquefois des raidisseurs (silicate de soude) permettant de projeter en présence d'eau.

2.1.5 Bouclier et voussoirs préfabriqués

Le bouclier est également un procédé de soutènement. Il est réservé aux terrains meubles dont la cohésion est insuffisante pour garantir la stabilité, ne serait-ce que pendant le court laps de temps nécessaire à la mise en place d'un soutènement fixe. Il s'agit en fait d'un soutènement mobile qui progresse en même temps que le front. C'est aussi un soutènement total puisqu'il comporte généralement une paroi continue pleine qui assure un blindage complet de la paroi du tunnel. Il existe différents types de boucliers, qu'ils soient monolithes ou composés de lances qu'il est possible d'avancer séparément pour mieux s'adapter à la progression du terrassement (terrains hétérogènes). Par la définition même du terrain auquel il est destiné, on voit que le bouclier mobile nécessite la mise en place d'un revêtement définitif qui se substitue à lui pour assurer la stabilité des parois du tunnel avant qu'il ne les ait dégagées. Comme ce revêtement doit pouvoir agir efficacement dès sa mise en place, il s'agit très généralement d'éléments préfabriqués (voussoirs en béton armé) ou métalliques (fonte, acier...).

Les voussoirs sont mis en place par anneaux cylindriques successifs et servent d'appui longitudinal pour la progression du bouclier au moyen de vérins hydrauliques dont les patins reposent sur la face avant du dernier anneau posé. Il existe, bien entendu, de nombreux types de voussoirs en béton que l'on peut classer en deux catégories principales :

- les voussoirs alvéolaires (figure **2.8 a**) qui comportent des nervures longitudinales et transversales au travers desquelles il est possible d'enfiler des boulons qui permettent l'assemblage et la transmission de certains efforts de flexion d'un voussoir à l'autre. Ces voussoirs, directement dérivés des voussoirs métalliques, présentent toutefois l'inconvénient, à inertie égale, d'un plus fort encombrement que les voussoirs pleins, donc nécessitent un volume d'excavation plus important ;
- les voussoirs pleins (figure **2.8 b**) qui sont des éléments de coques d'épaisseur constante et qui peuvent, par exemple, être articulés les uns sur les autres le long de leurs faces latérales courbes.

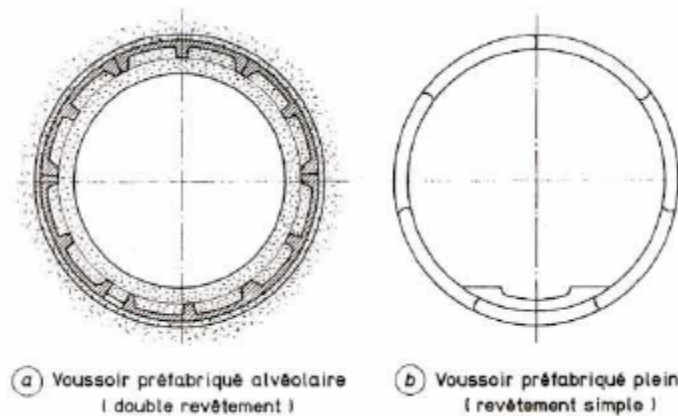


Fig. 2.8 : *Voussoirs préfabriqués en béton armé.*

2.1.6 Choix d'un mode de soutènement

Le choix raisonné d'un mode de soutènement comprend schématiquement deux phases successives :

- une phase d'analyse technique du problème qui aboutit à l'élimination d'un certain nombre de types de soutènement en raison de leur incompatibilité avec certaines des données techniques du projet qui peuvent être d'ordre géotechnique, géométrique ou liées à l'environnement ;
- une phase complémentaire d'analyse économique qui fait intervenir :
 - d'une part le dimensionnement du soutènement qui est l'un des éléments de calcul du coût ;
 - d'autre part les éléments de prix de revient propres à l'organisation du chantier considéré :
 - plus ou moins grande mécanisation,
 - longueur du tunnel,
 - délais à respecter.

2.1.7 Revêtement définitif

Le revêtement définitif des tunnels n'est, en principe, mis en place, que lorsque l'une des conditions suivantes se trouve réalisée :

- ou bien le rocher ne présente pas un aspect suffisamment régulier vis-à-vis des conditions d'exploitation du tunnel pour que son utilisation, même recouvert de béton projeté, puisse être envisagée ;

- ou bien, même si le rocher présente, temporairement, des conditions d'exploitation suffisantes, il peut être nécessaire de faire intervenir le comportement à long terme et de mettre en place, à ce titre, un revêtement définitif. Il est à noter que, dans le cas où l'on choisit le creusement mécanisé avec mise en place de voussoirs préfabriqués en béton, ce revêtement est très souvent considéré comme le revêtement définitif et ne saurait, dans ce cas, recevoir aucune couche intérieure.

2.1.7.1 Coffrage

Pour les galeries de faible longueur, on utilise assez fréquemment des cintres en bois et des couchis formés de chevrons ou de madriers de 4 à 8 cm d'épaisseur. Par contre, dès que la longueur dépasse une centaine de mètres, on a généralement avantage à recourir au coffrage métallique. Le type le plus simple est composé de fermes métalliques reposant sur une semelle en béton construite au préalable et de panneaux métalliques indépendants appuyés sur ces fermes. Le coffrage est télescopique, incluant ou non le coffrage du radier, lorsqu'il est composé de cintres à charnières portés par un chariot éclipseable.

2.1.7.2 Bétonnage

Le ciment Portland artificiel (CPA) peut être éventuellement utilisé dans les terrains secs autres que le trias. Par contre, dès que les terrains sont aquifères, on doit faire des analyses systématiques pour définir le pH des eaux. Dans les cas courants, on choisira le ciment de haut fourneau (CHF) ou le ciment de laitier au clinker (CLK). L'emploi du ciment sursulfaté est réservé au contact d'eaux fortement séléniteuses. Le dosage variera, pour les radiers non armés de 160 à 200 kg/m³ jusqu'à 400 kg/m³ pour les revêtements armés ou non.

2.1.7.3 Procédé de bétonnage

Dans les cas les plus fréquents, on recourt au bétonnage mécanique, soit à l'aide d'un appareil à transport pneumatique, soit, plus volontiers, au moyen d'une pompe. Dans tous les cas, on placera l'engin de transport à proximité du lieu d'utilisation.

2.1.8 Étanchéité des revêtements

Lorsque l'on utilise un revêtement coulé en place, il est, en général, nécessaire de prévoir l'étanchéité grâce à la réalisation de joints transversaux équipés au droit de chaque reprise de bétonnage et le long desquels auront été placés des dispositifs. Ces dispositifs doivent être complétés par une injection (en général de mortier de ciment), en arrière du revêtement. Enfin,

lorsque l'on a affaire à un revêtement constitué de voussoirs préfabriqués, l'étanchéité est à réaliser sur les 4 faces de chacun des voussoirs. Elle se compose alors de joints préfabriqués en polychlorure de vinyle ou analogues, qui peuvent être préparés aux dimensions des voussoirs. Ils sont généralement contenus dans une rainure spécialement aménagée sur la face du voussoir. Elle peut aussi comprendre des joints contenant, partiellement ou totalement, un matériau hydrogonflant, c'est-à-dire qui a la propriété de gonfler lorsqu'il est en présence d'eau. Dans tous les cas, on est capable d'obtenir un bon résultat sur l'étanchéité du revêtement à condition que les faces des voussoirs soient fabriquées avec une précision suffisante (± 1 ou 2 mm).

2.1.9 Conclusion

Grâce aux progrès réalisés tant dans le domaine de l'approche théorique des phénomènes en mécanique des sols et des roches que dans celui de la technologie de l'abattage mécanique ou à l'explosif grâce au perfectionnement des engins dont on dispose et grâce aussi aux nouvelles techniques de soutènement plus directement adaptées aux conditions rencontrées, les travaux souterrains sont certainement l'une des branches des travaux publics qui ont évolué de façon la plus spectaculaire au cours des vingt dernières années.

Dans ces trois domaines :

- théorie du soutènement et du revêtement ;
- creusement mécanisé, prédécoupage ;
- soutènement « à la carte » au fur et à mesure du creusement ; des progrès considérables ont été accomplis qui rejaillissent d'ailleurs les uns sur les autres et ne s'expliquent pas les uns sans les autres. Ils ont permis, à la fois, d'améliorer la sécurité pendant les travaux, de réduire les délais d'exécution et aussi les coûts.

Ainsi le soutènement, grâce aux mesures systématiques de convergence, peut être mieux adapté aux conditions réelles ; la combinaison des différents types de soutènement (béton projeté, cintres légers, boulons) permet de mieux faire participer le terrain à la résistance de l'ensemble et doit donc conduire à des économies sensibles. Cette plus vaste palette de soutènements et leur efficacité permettent aussi de restreindre les cas d'utilisation de la méthode de creusement en sections divisées, toujours très onéreuse.

Enfin, les progrès des tunneliers à attaque ponctuelle ou globale ont permis, dans bien des cas, de pulvériser les records de vitesse de creusement, en contrepartie de certains échecs dus aux

difficultés d'adaptation de ce type de matériel à des conditions géologiques imprévues ou trop variables.

Certains tunneliers pleine face peuvent ainsi réaliser, lorsque les conditions sont relativement homogènes, des avancements de l'ordre de 2 000 m par mois, dans des diamètres de l'ordre de 6 m. Il serait toutefois dangereux d'extrapoler de tels résultats en l'absence d'une reconnaissance géologique et géotechnique très complète et très favorable.

Les recherches à venir doivent se poursuivre en vue de permettre une interprétation plus méthodique des résultats des reconnaissances pour en déduire, avec un degré de certitude toujours meilleur, les caractéristiques du soutènement et les moyens d'excavation appropriés.

2.2 Théorie du soutènement et du revêtement

Les efforts supportés par le soutènement et/ou le revêtement d'un tunnel dépendent à la fois :

- de l'état de contrainte préexistant dans le massif avant le creusement de l'ouvrage ;
- du comportement mécanique de ce massif ;
- de l'action de l'eau dans le massif ;
- des phases successives et du calendrier de l'exécution (aspect tridimensionnel et influence du temps) ;
- de la raideur du soutènement ou du revêtement.

Procéder au « calcul » d'un ouvrage souterrain devrait consister, de façon idéale, à quantifier, pour un ouvrage déterminé, les paramètres qui définissent l'ensemble de ces phénomènes et à en déduire précisément, grâce à un modèle mathématique capable de les intégrer tous, le fonctionnement réel de l'ouvrage, donc, par approches successives, son dimensionnement optimal.

On mesurera l'utopie d'un tel idéal si l'on songe que le terrain encaissant, matériau naturel, est toujours hétérogène et anisotrope, qu'il comporte des discontinuités qui, même si on peut les regrouper en quelques familles, sont essentiellement aléatoires. De même, l'état réel des contraintes dans le massif vierge est, par essence, non mesurable puisque tout dispositif de mesure introduit dans le massif a pour effet premier de perturber le champ des contraintes. Enfin,

les conditions réelles de l'exécution, bien qu'elles dépendent théoriquement de la décision du constructeur, sont en fait souvent modifiées ou adaptées en cours de réalisation en fonction de circonstances imprévues de tous ordres.

- Faut-il alors renoncer à toute analyse logique des phénomènes physiques et se contenter de « recettes » empiriques pour dimensionner les ouvrages ?
- Les nombreuses méthodes de calcul existantes doivent-elles être toutes rejetées à cause de leur imperfection ?

Nous croyons, bien au contraire, que, dans beaucoup de cas, le calcul doit venir épauler l'expérience pour aboutir au dimensionnement de l'ouvrage, à condition de bien en connaître les limites et les imperfections. Il faut savoir qu'aucun type de calcul n'est applicable dans tous les cas, et qu'aucun n'apporte une réponse rigoureuse. L'interprétation et l'expérience demeurent indispensables.

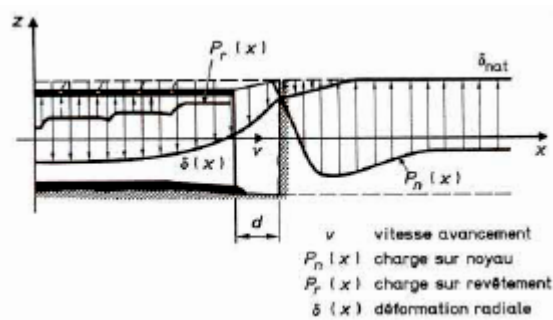


Fig. 2.9 : Evolution de la convergence et de la charge radiale de part et d'autre du front.

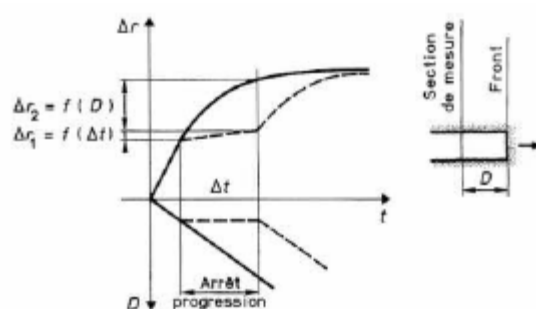


Fig. 2.10 : Influence de l'éloignement du front sur la convergence.

Dans ce qui suit, nous rappelons les différentes méthodes de calcul existantes et nous tentons de mettre en lumière les conditions optimales de leur utilisation. Dans les « Réflexions sur les méthodes usuelles de calcul du revêtement des souterrains », publiées par l'AFTES, auxquelles on pourra se référer et dont nous citons ci-après de larges extraits, les méthodes de calcul ont été classées en quatre types.

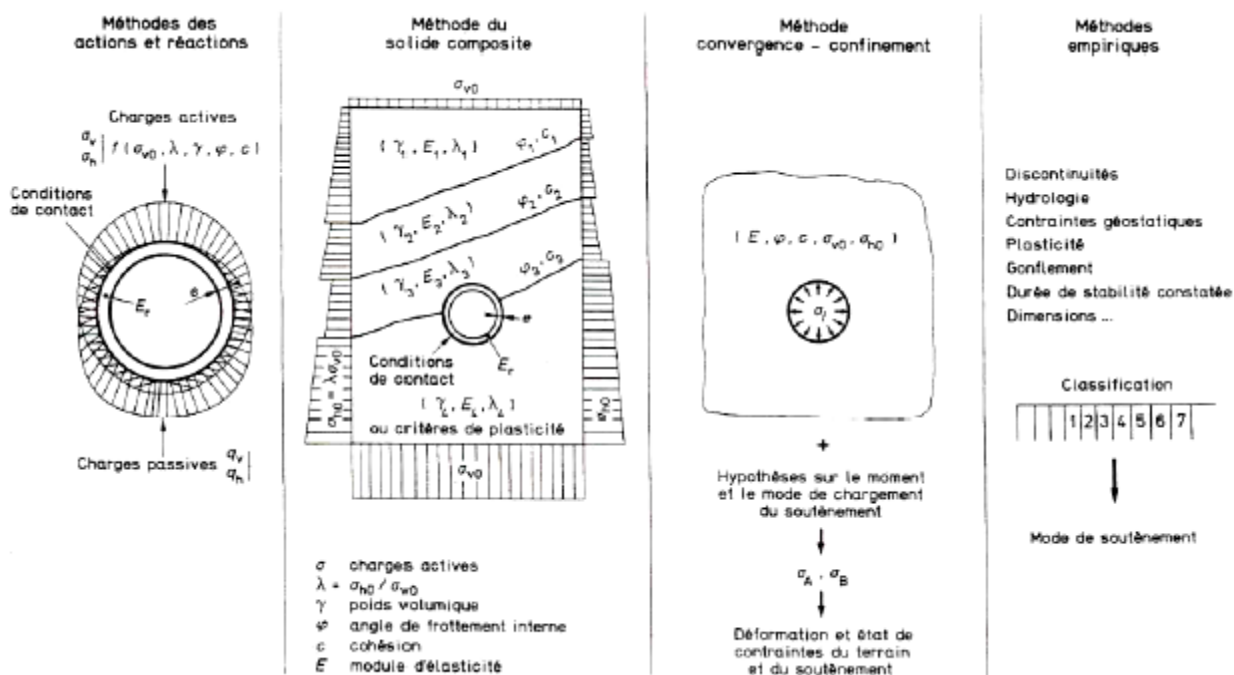


Fig. 2.11 : Classification des modes de calcul.

2.2.1 Méthode des actions et des réactions (ou des réactions hyperstatiques)

2.2.1.1 Principe

Dans ces méthodes, on étudie le comportement du revêtement sous l'action de charges extérieures.

On distingue des charges dites « actives », qui sont indépendantes de l'état de déformation du revêtement (poids mort, charges et surcharges intérieures et extérieures, actions du terrain encaissant), et des charges dites « passives », qui sont des réactions hyperstatiques du terrain dépendant de sa déformation.

On détermine ces réactions hyperstatiques en écrivant que les déformations du terrain auxquelles elles correspondent sont égales aux déformations du revêtement sous l'effet de l'ensemble des charges actives et passives.

Les déformations du revêtement sont calculées par les méthodes classiques de la résistance des matériaux, en l'assimilant à un portique, un arc, une coque ou une structure à barres.

Les déformations du terrain sont estimées à partir de la notion schématique du module de réaction, c'est-à-dire que l'on suppose que la réaction en un point est uniquement fonction de la déformation en ce point et, généralement même, lui est proportionnelle.

Le coefficient k de proportionnalité dépend des caractéristiques du terrain, du rayon moyen de l'excavation (ou mieux de la surface sur laquelle agissent les charges passives) et de sa forme. C'est le module de réaction.

Les calculs correspondants ont donné lieu à de nombreux programmes numériques mais, dans les cas simples, une approche analytique est possible.

On peut, avec la plupart des programmes numériques existants, traiter le problème sous son aspect le plus général, c'est-à-dire que l'on peut introduire :

- la forme exacte de la galerie (le revêtement est introduit sous forme d'une structure à barres) ;
- les charges actives calculées, sous forme de charges concentrées aux noeuds de la structure ;
- la réaction du terrain, sous forme de ressorts (généralement horizontaux et verticaux, (fig2.12) agissant en chacun des noeuds et affectés de coefficients de raideur tenant compte du module de réaction du terrain et de la surface de contact correspondant à chaque noeud. Il faut veiller également à introduire la condition selon laquelle la raideur des ressorts est nulle lorsque les déformations ont pour effet d'éloigner le revêtement du terrain.

Il faut également vérifier que l'inclinaison de la résultante de toutes les forces en un noeud n'est pas, par rapport à la direction radiale, supérieure à l'angle de frottement revêtement/terrain. Si ce n'est pas le cas, on doit reprendre le calcul en réduisant les forces passives jusqu'à ce que cette condition soit vérifiée. Le coefficient de frottement à prendre en compte dépend de l'état des surfaces. Il est prudent de prendre une valeur nettement inférieure (50 %) au coefficient de frottement interne du terrain dans le cas des sols.

Pour obtenir rapidement un ordre de grandeur du dimensionnement, on utilise quelquefois des méthodes simplifiées qui, basées sur le même principe, donnent, par des abaques ou des tableaux, les efforts dans le revêtement en fonction de quelques paramètres simples. L'inconvénient de ces méthodes consiste en ceci que l'on ne connaît pas toujours avec précision les hypothèses simplificatrices introduites. Elles se rapportent toutes à des sections de galeries circulaires et varient entre elles par la nature des charges actives introduites (composantes radiales seulement pour certaines) et surtout par la nature du contact terrain/revêtement (frottement nul dans la plupart des cas). On conçoit que les résultats varient très largement d'une méthode à l'autre.

Dans ce domaine, on se reportera avantageusement aux « Réflexions » de l'AFTES qui décrivent l'une de ces méthodes (dérivée des travaux de Schultze et Düddeck) qui permet de se rapprocher, pour des galeries circulaires, des résultats obtenus avec la méthode développée des programmes numériques.

2.2.1.2 Représentativité des données et des hypothèses du calcul

La simplification fondamentale introduite dans ces méthodes porte sur le fait que la totalité des facteurs liés au terrain est représentée par l'ensemble des charges actives (verticales σ_v et horizontales σ_h) et passives (module de réaction). L'analyse de la validité de la méthode consiste notamment à rechercher dans quelle mesure ces seules données peuvent intégrer à la fois :

- l'état initial de contrainte du massif ;
- les caractéristiques physiques et mécaniques qui conditionnent sa déformation ;
- l'influence des phases d'exécution et de leur déroulement dans le temps ;
- la nature du contact terrain/revêtement.

En fait, l'état initial de contrainte n'est pris en compte que de façon très indirecte lorsque l'on évalue la composante horizontale des charges actives en fonction du rapport $\lambda = \sigma_{h0} / \sigma_{v0}$ des contraintes initiales.

Les caractéristiques mécaniques du matériau interviennent sous la forme des paramètres φ (angle de frottement interne) et c (cohésion) du sol ou de l'anneau de roche décomprimé autour de la galerie, et sous la forme du module de réaction dont la valeur peut éventuellement être corrigée pour tenir compte des injections de serrage réalisées autour de l'ouvrage.

Quoi qu'il en soit, ces corrections ne peuvent être qu'approchées et les principales incertitudes liées à la méthode résident :

- pour la charge géostatique verticale, dans la validité des formules habituelles de calcul en fonction des caractéristiques géotechniques du terrain. L'incertitude est d'autant plus grande que la couverture de terrain est plus épaisse. L'incertitude est également beaucoup plus forte dans le cas de terrain rocheux que dans le cas des sols, en raison de l'influence prédominante des grandes discontinuités susceptibles de provoquer l'apparition de charges concentrées ou dissymétriques qui sont très souvent à l'origine des accidents les plus graves ;
- pour la charge active horizontale, dans les difficultés de mesure de λ et dans la méconnaissance de la qualité réelle du contact terrain/revêtement (injection de blocage et de serrage) ;
- pour le module de réaction, dans les difficultés de sa mesure réelle, l'approximation étant généralement meilleure lorsque la détermination résulte d'essais in situ que lorsqu'il s'agit uniquement d'essais de laboratoire ;
- enfin dans la prise en considération des phénomènes liés à la décompression au soutènement ou à l'exécution par parties qui ne peut se faire que de façon très imparfaite.

Par contre, les méthodes de cette famille présentent l'avantage d'un maniement très facile. Certaines d'entre elles peuvent être utilisées sous forme d'abaques et la résolution des problèmes est quasi instantanée. Il faut toutefois être parfaitement informé des hypothèses qu'elles contiennent, notamment en ce qui concerne la transmission des charges actives et passives de part et d'autre de la surface de contact terrain/revêtement.

On peut également porter au crédit de ces méthodes le fait que l'interprétation physique des résultats est facile et doit permettre à l'ingénieur exercé de déceler rapidement les erreurs matérielles du calcul.

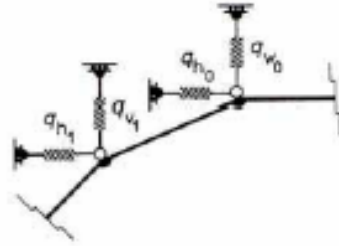


Fig.2.12 : Méthodes des ressorts .Modélisation des efforts de réaction dans le terrain.

2.2.2 Méthode du solide composite

2.2.2.1 Principe

Dans ce type de méthodes, on utilise un modèle mathématique dans lequel le terrain et le revêtement de l'ouvrage, considérés comme constituant ensemble un solide composite, avec des comportements mécaniques différents, sont représentés par des mailles (ou des volumes) élémentaires liés les uns aux autres en fonction de lois qui traduisent ce comportement (figure.2.13).

On fait l'hypothèse que les déformations aux frontières du modèle sont nulles, mais cette hypothèse n'est pas pénalisante si le modèle est assez étendu.

La méthode la plus courante est celle des éléments finis.

Les différences entre plusieurs programmes de ce type peuvent porter sur :

- le type de méthode (éléments finis, différences finies, équivalences) ;
- la plus ou moins grande finesse du découpage ;
- l'étendue du modèle étudié ;
- le type de matrice (rigidité ou flexibilité) caractérisant les éléments ;
- l'étude en section plane ou en tridimensionnel ;
- la possibilité d'introduire des équations constitutives des matériaux (lois de comportement) différentes de l'élasticité linéaire ;
- la possibilité de tenir compte des anisotropies du milieu ;
- la possibilité de tenir compte des discontinuités du milieu et de la surface de contact entre le terrain et le revêtement.

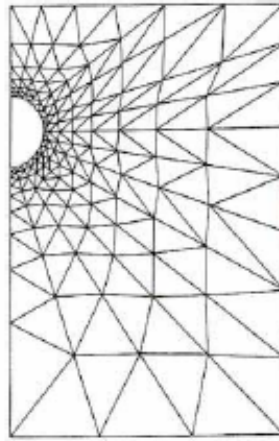


Fig. 2.13 : *Méthode des éléments finis. Modèle de maillage.*

2.2.2.2 Représentativité des données et des hypothèses de calcul

Si l'on se réfère à nouveau aux conditions du calcul idéal, le principe même de ces méthodes en est beaucoup plus proche puisque l'état de contraintes initiales du massif peut y être introduit directement sous la forme des conditions aux limites du modèle. Les lois de comportement du terrain et du revêtement peuvent être individualisées pour chaque élément du modèle. De même, certains équilibres intermédiaires correspondant aux phases d'exécution peuvent être étudiés notamment si le modèle est tridimensionnel.

Les approximations et les incertitudes ou les difficultés concernent dans ce cas les points suivants :

- Les hypothèses fondamentales et plus spécialement celles qui concernent l'amplitude maximale des déformations et la continuité du milieu. Ces hypothèses, qui sont généralement bien vérifiées dans le cas où il s'agit de terrain rocheux peu fracturé, risquent d'être plus éloignées de la réalité en cas de sols peu cohérents ou de rocher très fracturé ou très ébranlé par les tirs. En présence de tels terrains, et si des précautions exceptionnelles ne sont pas prises, le creusement du tunnel peut provoquer des déplacements importants et des ruptures locales qui n'obéissent pas aux lois de la mécanique des milieux continus et qui se traduisent à la fois par des changements de géométrie et par des modifications locales des caractéristiques mécaniques du milieu.
- Les difficultés de traduction mathématique des qualités réelles du terrain, compte tenu du nombre obligatoirement limité des investigations et des essais. Pour que les

possibilités de la méthode soient pleinement exploitées, il serait nécessaire de connaître avec suffisamment de précision la loi de comportement des différentes natures de terrains rencontrés et de pouvoir exprimer ces lois de façon assez simple. Or ces conditions sont très rarement réunies parce que les terrains sont rarement homogènes et que les caractéristiques mécaniques varient de façon aléatoire autour de valeurs moyennes dans chaque formation du massif. D'autre part, dans le cas des sols, le coefficient d'élasticité varie largement avec la charge, et la notion de limite entre les déformations élastiques et plastiques n'est qu'une approximation simplificatrice.

- En fait, dans le matériau, les deux types de déformation se produisent en général simultanément et leur importance relative dépend notamment de la vitesse de chargement. Il faudrait en particulier connaître l'influence du temps dans le processus de déformation différée sous charge constante qui constitue en réalité la caractéristique fondamentale de certains terrains. Pour ces raisons, les équations constitutives du matériau, qui traduisent son comportement mécanique, seront à la fois plus complexes et moins sûres dans le cas des sols ou des roches très fracturées que dans celui des roches peu fracturées. Au surplus, les roches fracturées manifestent un effet d'échelle marqué.
- Les difficultés pratiques liées à la définition du modèle mathématique au voisinage et à l'intérieur du revêtement. Dans cette zone, la variation des contraintes et des déformations entre deux éléments voisins est en effet beaucoup plus rapide que dans le corps du massif et, si le maillage est constant, la précision sera donc beaucoup moins bonne. Cette difficulté est aggravée lorsque le revêtement est constitué d'éléments préfabriqués de forme complexe (voussoirs évidés) où les joints représentent des plans singuliers. Une augmentation de la densité du maillage dans la zone de revêtement est toujours nécessaire ; elle devra souvent, en cas de voussoirs, être complétée par des hypothèses simplificatrices concernant leur géométrie.
- Enfin, certaines des difficultés déjà énumérées à propos des méthodes du premier type se retrouvent encore partiellement ou intégralement. C'est le cas :
 - de la prise en considération des phénomènes liés à la décompression et au soutènement qui, quoique théoriquement possible, est en fait rarement réalisée en raison, d'une part, de la complexité et du coût des programmes nécessaires et, d'autre part, de la méconnaissance des données réelles du problème (étendue de la

zone éboulée par les tirs, rhéologie des terrains, délai de mise en place du soutènement...);

- de la méconnaissance de la qualité réelle du contact entre le terrain et le revêtement et de la difficulté de traduire l'absence habituelle de résistance à la traction le long de l'interface.

Les avantages de la méthode résultent de son caractère de grande généralité et notamment :

- du fait que sa représentativité est absolument indépendante de la hauteur de couverture au-dessus du tunnel, ce qui la rend particulièrement adaptée et pratiquement irremplaçable dans le cas des tunnels à grande profondeur ;
- de la possibilité de tenir compte des grandes discontinuités du terrain (plans de glissements principaux, failles caractérisées, formations différenciées) ou des charges isolées (fondations d'immeubles, autres ouvrages souterrains...);
- de sa possibilité d'adaptation sans complication supplémentaire à toutes les formes de section de l'ouvrage et à tous les types de contact terrain/revêtement y compris le contact parfait ;
- de sa possibilité de traduire les comportements non linéaires qui sont les comportements réels des terrains dans les zones proches de l'excavation.

2.2.3 Méthode convergence-confinement

Plutôt que de méthode, il conviendrait de parler de concept. Les idées et théories qui sont liées à ces deux termes : convergence et confinement, sont reprises dans toutes les approches du dimensionnement. La convergence est liée à un déplacement Le confinement est la pression radiale qui s'applique sur le pourtour de l'excavation, en présence d'un soutènement. Il constitue en quelque sorte le chargement du soutènement. On parle aussi de déconfinement, mais pour le terrain. Il s'agit de la décompression causée par la présence du tunnel. Ce déconfinement s'amorce bien en avant du front (un diamètre environ). Pour situer le contexte, cette méthode est née suite au succès de la NATM (New Austrian Tunnelling Method) dans les années 70. Sa conceptualisation complète remonte au tout début des années 80.

La méthode convergence-confinement est une méthode analytique : toutes les formules sont explicites et peuvent être entrées sur une simple calculatrice

Hypothèses

L'hypothèse forte est la considération unidimensionnelle du problème :

- Hypothèse des déformations planes ;
- Hypothèse d'isotropie des contraintes initiales ($K_0 = 1$) et d'isotropie du massif ;
- La cavité étudiée a une forme cylindrique.

L'état initial est défini par l'état de contrainte isotrope. H est la hauteur de couverture et le poids volumique des terrains sus-jacents. La contrainte initiale dans le massif est donc :

$$\sigma_0 = \gamma H$$

2.2.3.1 Courbe de convergence

Pour passer d'un état tridimensionnel, avec un terrain que se déconfiné progressivement autour du front de taille, à un état de déformation plane (que l'on rencontre traditionnellement dans une section éloignée du front), on introduit une pression fictive en paroi. Cette pression, uniformément répartie sur le pourtour de l'excavation, a une valeur qui décroît avec l'éloignement au front. P_i varie ainsi de σ_0 à 0, de l'état de contrainte initial à l'état entièrement déconfiné. L'évolution de P_i est donc gouvernée par la distance x , qui permet de se situer par rapport au front de taille (où $x = 0$). On écrit :

$$P_i = (1 - \lambda(x)) \sigma_0$$

$\lambda(x)$ est appelé taux de déconfinement car il caractérise l'état du massif à l'endroit x considéré. Il varie de 0 (état initial, en avant du front de taille) à 1 (état complètement déconfiné, loin en arrière du front).

Cette notion de pression fictive illustrée sur la figure 2.20 permet de ne considérer qu'une tranche de terrain pour l'étude de l'effet de l'excavation, dans un état mécanique de quasi-déformations planes. La théorie des milieux continus nous donne ensuite les champs de déplacement et de contrainte autour du tunnel. Là où réside encore une forte incertitude, c'est dans l'équation permettant de définir $\lambda(x)$. Plusieurs auteurs ont proposé des formules, nous en retiendrons une, la plus simple, lorsque le terrain reste en élasticité :

$$\lambda(x) = \alpha + (1 - \alpha) \left(1 - \left[\frac{m_0 R}{m_0 R + x} \right]^2 \right)$$

α et m_0 sont deux constantes (on prendra respectivement 0.25 et 0.75) et R le rayon d'excavation.

Déchargement du terrain

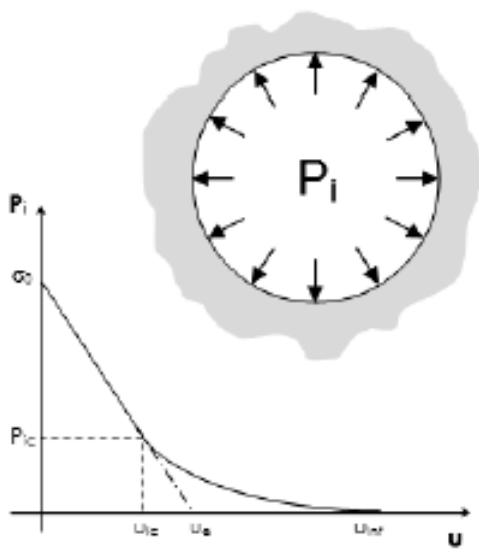


Fig.2.14: Courbe convergence

Chargement du soutènement

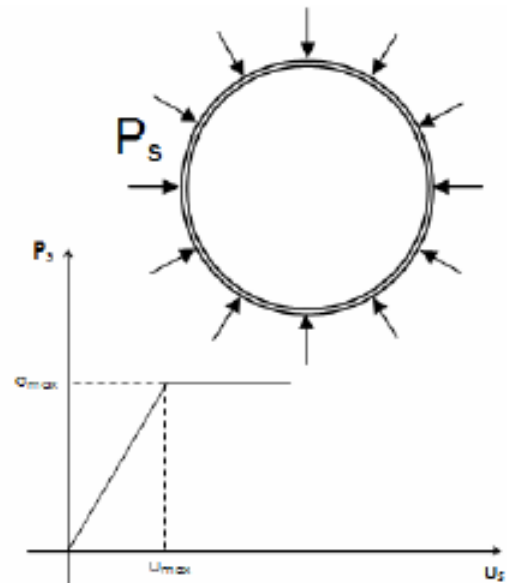
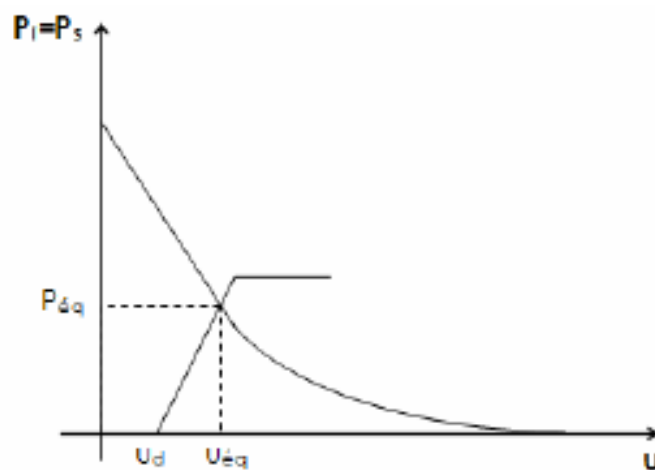


Fig.2.15: Courbe de confinement



Assemblage

Fig.2.16: Courbe convergence-confinement

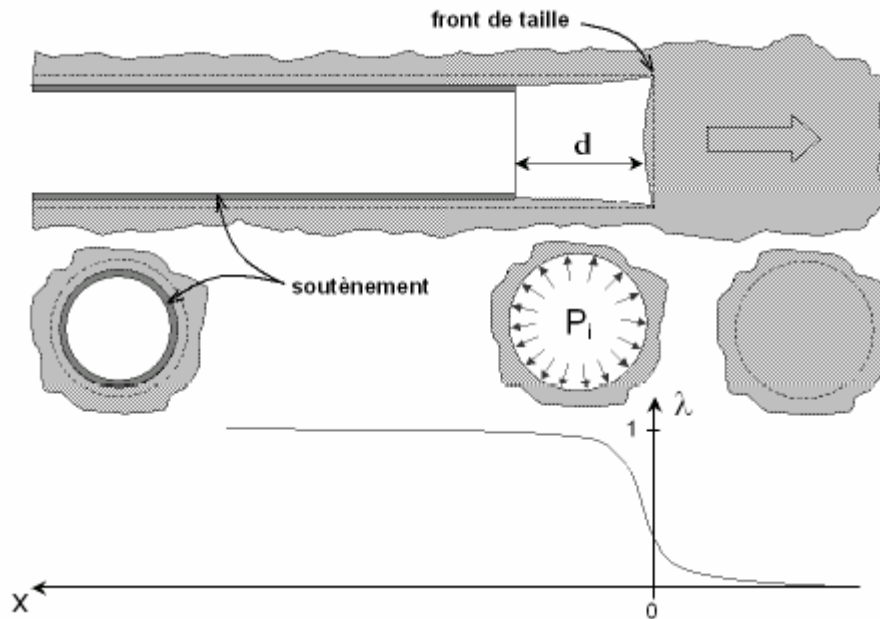


Fig.2.17: *Pression fictive et déconfinement autour du front de taille*

La courbe de convergence (figure 2.14) est la courbe donnant la valeur du déplacement en paroi u en fonction de la pression fictive P_i , et en l'absence de soutènement. Il s'agit d'une courbe paramétrique -de paramètre x - qui se représente sur un graphe (P_i, u) . La théorie de l'élasto-plasticité permet d'obtenir l'équation de cette courbe pour des critères simples (Mohr-Coulomb par exemple). Deux cas peuvent se présenter:

- Une phase élastique, de $u = 0$ à $u = u_{ic}$. Le terrain se déconfiné progressivement de manière linéaire. Par prolongement de la droite sur l'axe des abscisses, on obtient le pseudo-déplacement élastique u_e . L'expression simple de u_e donne une première approximation des déplacements en tunnels :

$$u_e = \frac{(1 + \nu)}{E} R \sigma_0$$

- Une phase plastique, de $u = u_{ic}$ à $u = u_{inf}$. Le terrain en paroi passe dans un état de déformations irréversible. Il y a rupture par excès de compression, par écrasement. Parfois la courbe ne recoupe pas l'axe des abscisses, et la paroi se referme sur elle-même (très grandes déformations). L'état plastique est à éviter, c'est un des rôles du soutènement. Pour le critère de Mohr-Coulomb, l'équation de la courbe plastique est :

$$u = R \frac{(1 + \nu)}{E} \left(C_1 + C_2 \left(\frac{R}{R_p} \right)^{K_p - 1} + C_3 \left(\frac{R_p}{R} \right)^{\beta + 1} \right)$$

Avec:

$$\begin{aligned}
C_1 &= -(1 - 2\nu)(\sigma_0 + H) \\
C_2 &= \left(\frac{(1 - \nu)(1 + \beta K_p)}{K_p + \beta} - \nu \right) \frac{2(\sigma_0 + H)}{K_p + 1} \\
C_3 &= 2(1 - \nu) \frac{(K_p - 1)(\sigma_0 + H)}{K_p + \beta} \\
R_p &= \left[\frac{2(\sigma_0 + H)}{K_p + 1} \frac{R^{K_p - 1}}{P_i + H} \right]^{\frac{1}{K_p - 1}}
\end{aligned}$$

Les constantes du modèle de Mohr-Coulomb non-associé (angle de dilatance ψ) sont exprimées

ainsi :

$$\begin{aligned}
\beta &= \frac{1 + \sin \psi}{1 - \sin \psi} \\
K_p &= \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) \\
H &= \frac{C}{\tan \varphi}
\end{aligned}$$

Enfin, pour tracer la courbe il faut calculer la pression P_{ic} d'apparition de la plasticité :

$$P_{ic} = \frac{2\sigma_0 - H(K_p - 1)}{K_p + 1}$$

Pour calculer le déplacement maximal du terrain u_{inf} , on utilise les formules ci-dessus en prenant simplement $P_i = 0$. Lorsque le terrain est de bonne qualité, dans les roches dures par exemple, il se peut que la paroi reste en élasticité durant tout le déconfinement. Un critère très utilisé en travaux souterrains pour déterminer si le massif encaissant risque de rentrer en plasticité est le facteur de stabilité :

$$F = \frac{2\sigma_0}{R_c}$$

Avec R_c la résistance en compression simple de la roche ; si $F > 1$ alors il y a risque d'instabilité.

2.2.3.2 Courbe de confinement

Une deuxième courbe est requise pour la méthode. Il s'agit de la courbe de confinement (Figure 2.15), qui va permettre de caractériser le comportement du soutènement sous son chargement.

Le chargement considéré est purement radial, il s'agit d'une pression appliquée sur tout le pourtour extérieur de la structure. Le calcul du déplacement radial u_s en fonction de la pression appliquée P_s permet de tracer la courbe de confinement sur un graphe identique à celui de la courbe de convergence.

On distingue également deux phases dans les modèles classiques :

- Une phase élastique, de $u_s = 0$ à $u_s = u_{\max}$. Le soutènement se comporte linéairement.
- Une phase plastique, après u_{\max} . Cette zone correspond à la rupture du soutènement, elle est donc interdite.

2.2.3.3 Optimisation du soutènement

Une fois paré de nos deux courbes, l'une caractérisant le comportement du terrain et l'autre celui du soutènement, on va pouvoir les coupler pour étudier l'interaction roche-structure. Comment ?

On va simplement superposer les deux courbes. La pression fictive de l'un correspond parfaitement au chargement du second. Mais le couplage va nécessiter l'introduction d'un nouveau paramètre : le déplacement à la pose du soutènement. En effet, le soutènement n'est pas posé immédiatement au front de taille, et encore moins dès les prémices de déconfinement en avant du front. Il est posé à quelques décimètres en arrière, alors que le terrain s'est déjà partiellement déconfiné. On ajoute ainsi un paramètre u_d , qui est stricto-sensu le déplacement en paroi à la pose du soutènement. u_d est bien entendu étroitement lié à λ_d , taux de déconfinement à la pose.

Le point d'intersection des deux courbes correspond ainsi au point d'équilibre entre terrain et soutènement. C'est ce point ($P_{\text{éq}}, u_{\text{éq}}$) qui donne l'état mécanique de la structure "à l'infini", loin du front de taille. Toute la puissance de la méthode convergence-confinement réside donc dans cette simplicité de représentation. En jouant sur chacun des paramètres du problème, on optimise

le soutènement : pas ou peu de plasticité pour le terrain, et chargement à 70 ou 80 % de la rupture pour le soutènement. A titre d'exemple, en jouant sur le paramètre u_d , un soutènement placé trop près du front de taille sera chargé prématurément et arrivera donc plus rapidement à la rupture. A l'opposé, un soutènement placé trop loin du front n'aura aucun effet, car le terrain se sera déjà presque entièrement déconfiné, voire effondré, et le chargement sera pratiquement nul. Rappelons que le soutènement est aussi là pour limiter la convergence.

2.2.3.4 Domaines d'application

La méthode est essentiellement utilisée dans le cadre d'un prédimensionnement des soutènements. Les hypothèses de base sont en effet rarement toutes vérifiées dans la réalité ; le cas idéal étant celui du tunnel circulaire profond en milieu isotrope. Néanmoins l'approche est valable pour obtenir des "ordres de grandeurs" d'épaisseur de soutènement dans les cas suivants :

- Le massif de terrain doit pouvoir être représenté comme un milieu homogène, isotrope et continu à l'échelle de l'ouvrage. Cela conditionne les calculs dans le cadre de la mécanique des milieux continus.
- Le dimensionnement concerne une section courante du tunnel. Afin de pouvoir simplifier le problème tridimensionnel en un problème unidimensionnel, il faut que de part et d'autre de la section étudiée, le terrain soit identique sur un tronçon de quelques dizaines de mètres. Cette condition exclut donc également les têtes du tunnel. La distance entre la clé de voûte du tunnel et la surface topographique doit être au minimum égale à 4 fois le diamètre du tunnel. Les conditions de creusement doivent être identiques sur un linéaire d'au moins 1 diamètre en avant et 2 diamètres en arrière de la section étudiée.
- La géométrie du tunnel est supposée circulaire dans la méthode. Dans le cas d'une section quasicirculaire, on utilisera un rayon équivalent, calculé par exemple sur la base d'une section circulaire identique. La condition de circularité parfaite exclut de pouvoir calculer les moments de flexion dans le soutènement. Ces derniers sont pourtant souvent dimensionnants.
- L'état de contraintes initial est isotrope ($K_0 = 1$). Cela se vérifie souvent à moyenne et grande profondeur. La notion d'équilibre par déconfinement progressif, à la base du concept, est quant à elle reprise dans, les calculs par éléments finis phasés. Cette méthode est appelée dans le code Plaxis la méthode β (Bêta).

La notion d'équilibre par déconfinement progressif, à la base du concept, est quant à elle reprise dans les calculs par éléments finis phasés. Cette méthode, nous le verrons dans la partie suivante, nécessite la donnée du taux de déconfinement à la pose du soutènement.

2.3 Auscultation pendant les travaux

2.3.1 Objectifs et contraintes de l'auscultation

2.3.1.1 Objectifs

Les objectifs de l'auscultation pendant les travaux sont de plusieurs types.

a) Sécurité immédiate

Tout d'abord, à l'avancement les résultats de cette auscultation permettent (théoriquement) de connaître à tout instant l'état de stabilité de l'excavation et d'alerter le cas échéant sur la nécessité de procéder à la mise en oeuvre de techniques ou méthodes aptes à assurer la mise en sécurité du chantier, voire en situation extrême à l'évacuation de la zone de front.

b) Vérification du soutènement

De manière moins immédiate le suivi des résultats de l'auscultation en fonction de l'éloignement du front (principalement par le suivi de la convergence relative) permet de juger de la bonne adéquation du soutènement mis en place aux exigences de déformation prévues dans le projet et par suite des besoins d'adaptation de ce soutènement aussi bien vers un allègement que vers un renforcement.

c) Comportement réel du terrain

Les résultats de l'auscultation permettent également d'appréhender le comportement réel du massif autour de l'excavation et si nécessaire de modifier les valeurs de paramètres prises en compte dans le cadre de l'élaboration du projet.

d) Amélioration des prédictions

La synthèse de l'ensemble des données et la prise en compte des valeurs des différents paramètres mesurés in situ, permettent de corriger autant que nécessaire le calage initial du modèle retenu lors du projet et d'améliorer très nettement l'exactitude des prédictions en réajustant le modèle sur les travaux déjà réalisés. En particulier, en milieu urbain, la prédiction des

tassements de surface constitue généralement un objectif essentiel, qui oblige à avoir recours à des mesures en avant du front de taille.

2.3.1.2 Contraintes

Pour atteindre les objectifs évoqués ci-dessus, l'organisation du schéma d'auscultation doit respecter certaines contraintes telles que :

a) Permettre un dépouillement et une exploitation rapides

En effet pour être en mesure d'alerter, il convient que les résultats des mesures soient disponibles et exploitables quasi immédiatement à la lecture ou à la saisie de la donnée et surtout qu'ils ne dépendent pas d'un traitement long et exécuté hors du site. Toutefois cette exigence de rapidité est plus ou moins forte selon la nature de la mesure effectuée et sa pertinence dans l'analyse immédiate de la stabilité de l'excavation.

b) Comporter des matériels adaptés aux conditions de chantier

Les conditions régnant dans la zone du front de taille et sur la trentaine de mètres qui suit ce front constituent un environnement agressif : humidité, poussière, obscurité, évolution d'engins lourds et très encombrants,...etc. Aussi les dispositifs d'instrumentation mis en place dans cette zone doivent-ils avoir été conçus pour fonctionner longtemps dans ces conditions tout en conservant leurs qualités de précision et de fiabilité.

c) Ne pas gêner l'avancement

Bien évidemment l'auscultation visant à apporter une aide à la décision quant au pilotage du chantier et aux adaptations à apporter aux méthodes, ne doit pas par ailleurs constituer un handicap pour la progression de l'avancement et une gêne pour l'exécution des tâches au front.

Une telle exigence conduit à préconiser des systèmes de mesure ne nécessitant pas d'arrêt de l'avancement soit grâce à des interventions durant des temps morts de l'activité au front (changement de poste par exemple), soit grâce à un matériel adapté (actuellement les mesures de convergence par topographie remplacent de plus en plus les mesures au distancemètre au fil invar qui nécessitaient de libérer totalement le tunnel).

2.3.2 Moyens mis en oeuvre

Les principales mesures actuellement faites de manière courante dans les tunnels sont les suivantes :

a) En déformation

- mesure du déplacement radial relatif en paroi (convergence "relative") ;
- mesure du déplacement radial absolu en paroi et dans le terrain (convergence "absolue");
- tassements et inclinométrie.

b) En contrainte

- pression exercée par le terrain sur le soutènement ;
- pression exercée par le soutènement sur le revêtement ;
- contraintes dans le soutènement (boulons, cintres, béton projeté) ;
- contraintes dans le revêtement (béton coffré).

c) En hydrogéologie

- suivi de l'évolution des débits d'eau ;
- mesure de la piézométrie en continu.

Pour la plus grande partie, ces mesures sont effectuées depuis l'intérieur du tunnel (convergence "relative", convergence "absolue", cellules de pression totale, extensomètres à corde vibrante, suivi des débits des venues d'eau, ... etc.) ; mais parfois l'auscultation ne peut être réalisée que depuis la surface comme c'est le cas par exemple pour le suivi des déformations de surface (tassements) par nivellement et (ou) tassomètres ou pour le suivi des piézomètres.

2.3.2.1 En déformation

a) Convergence "relative" (figure 2.18)

Classiquement la mesure du déplacement radial se fait par la mesure de convergence "relative" qui consiste en la mesure entre deux plots fixés à l'intrados de l'excavation de la variation de la longueur de la corde ainsi définie, la mesure de la convergence relative donne ainsi la somme des déplacements radiaux de chacun des points.

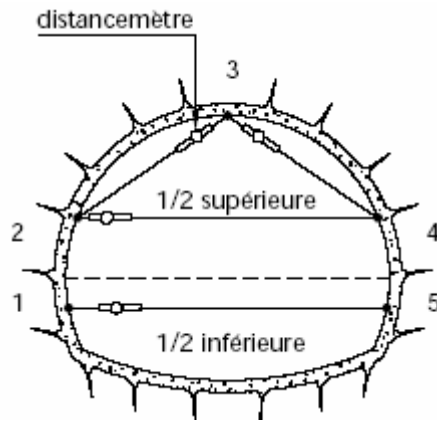


Fig. 2.18 : profil de mesures de convergence.

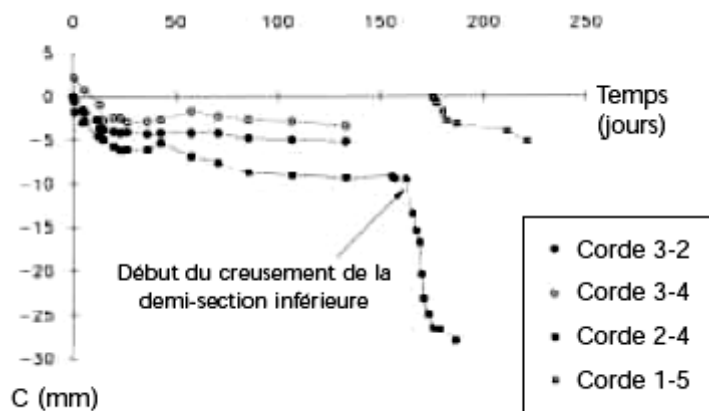


Fig. 2.19 : courbe de convergence.

Cette mesure peut être réalisée soit à la canne télescopique pour les petites galeries soit au moyen d'un distance mètre à fil invar ou à ruban ou par méthode optique pour les plus grandes sections.

b) Convergence "absolue"

La mesure de la convergence dite absolue consiste à mesurer le déplacement radial d'un point situé à la paroi de l'excavation ou dans le terrain, par référence à un point supposé fixe plus en profondeur dans le massif. Cette mesure est facilement réalisée en section courante au moyen d'extensomètres de type : tritige ou distofor, mis en place dans un forage d'une profondeur de l'ordre de 6 à 12 mètres (figure 2.20). La mesure n'est véritablement absolue que si le point d'ancrage extrême de l'extensomètre est fixe.

Au front il doit être fait appel à des techniques permettant de suivre la déformation du terrain en avant du front de taille en dépit de la progression vers l'avant de ce front. Il a notamment déjà été utilisé des extensomètres à tiges coulissantes, maintenues en service au fur et à mesure de l'élimination des tronçons successifs. Le recours à des extensomètres à fibre optique fait l'objet de recherches. Des progrès sont à faire pour pouvoir généraliser ce type de mesure sans gêne importante pour le chantier.

Avec la convergence absolue on peut également évoquer la mesure de déformations à proximité du tunnel et en fonction de la progression du front de taille. Ainsi pour connaître les déplacements induits par le creusement au sein du massif encaissant il peut être installé en avant du front de taille et soit dans l'axe soit de manière déportée par rapport à cet axe, des inclinomètres et (ou) des tassomètres.

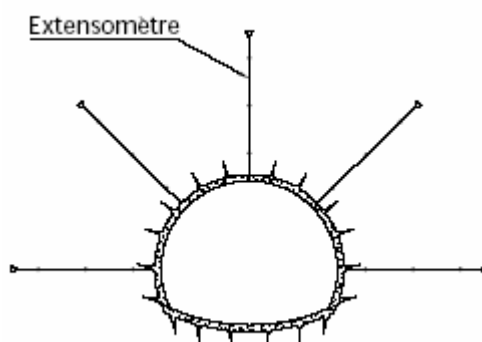


Fig. 2.20 : profil de mesures extensométriques dans le terrain.

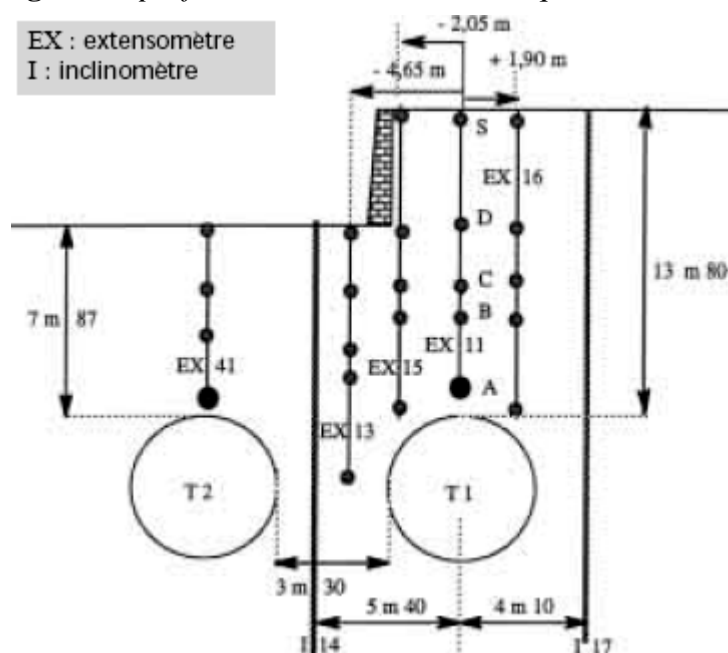


Fig. 2.21: Exemple d'instrumentation depuis la surface.

c) Tassements

Les déformations de la surface du terrain (tassements) sont suivies soit par nivellement topographique, soit par nivellement topographique et mesures en profondeur au moyen de tassomètres. Des mesures de nivellement des soutènements (appui des cintres, des prévoûtes, ...) peuvent également être effectuées.

2.3.2.2 En contrainte

a) Pression exercée par le terrain

Les pressions radiales exercées par le terrain sur le soutènement ou le revêtement sont mesurées au moyen de cellules de pression totale mises en place à l'interface terrain-soutènement (ou suivi des mesures se faisant à partir d'un boîtier implanté dans une niche de sécurité par exemple. Il convient de rappeler que ce type de mesure est difficile à réaliser. Pour juger de la dispersion des résultats et pouvoir s'affranchir des effets locaux, il est nécessaire de mettre en place un nombre suffisant de cellules.

b) Mesure de contrainte

Les mesures de contrainte dans le soutènement ou le revêtement se font le plus couramment au moyen de mesures extensométriques de type : cordes vibrantes ou jauges électriques.

2.3.2.3 En hydrogéologie

Le suivi hydrogéologique consiste en :

- d'une part la surveillance de l'évolution des débits d'eau à l'intérieur du tunnel, venues d'eaux ponctuelles, drains, captages, exhaure générale, ... etc. ;
- et d'autre part la surveillance des effets du creusement du tunnel sur l'environnement hydrogéologique réalisée au travers d'un suivi piézométrique en surface à partir de piézomètres ou de puits ;
- dans certains cas, des analyses d'eau sont utiles pour préciser la provenance des eaux ou l'existence de circulation d'eau susceptibles d'entraîner des dissolutions.

2.3.3 Acquisition et exploitation des données

Les techniques actuellement disponibles en ce qui concerne l'acquisition des données (capteurs, scrutation automatique...), leur transmission et leur dépouillement doivent être mises à profit pour faire de l'auscultation un élément essentiel de la conduite des chantiers en terrain difficile.

CHAPITRE 3 : Les lois de comportement utilisées dans Plaxis

3.1 Le logiciel Plaxis, son originalité

3.1.1 Introduction

L'analyse de projets géotechniques est possible grâce à de nombreux codes éléments finis. L'ingénieur ayant de l'expérience en ce domaine sait que le poids des hypothèses permettent le passage de la réalité au modèle est difficile à évaluer. Il sait que le jargon éléments finis est parfois rebutant-il souhaiterait ne pas avoir à intervenir sur la numérotation des noeuds, des éléments, sur certains choix réservés au numéricien. Il voudrait disposer du code sur le PC gérant sa bureautique et sa technique quotidiennes, afin de faire une étude paramétrique des problèmes délicats. Il exige avant tout que ses journées ne soit pas encombrées par de laborieuses entrées de données et interprétations de fichiers. Conçu par des géotechniciens numériciens, le code éléments finis Plaxis représente certainement un optimum actuel sur les plans scientifique et pratique en l'analyse pseudo-statique 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 noeuds), ainsi qu'à des processus de pilotage de résolution récents (méthode de longueur d'arc). Du point de vue pratique, le système de menus arborescents à l'écran rend l'utilisation souple et agréable, car l'opérateur ne s'encombre pas l'esprit outre mesure. Le recours aux manuels devenant rare, ceux-ci sont de volume réduit, faciles à consulter. L'ensemble des options simplifiées (initialisation des contraintes, pressions interstitielles) permettent d'aller au but (prévoir le comportement d'un ouvrage), quitte à réaliser ultérieurement, avec le même code et les mêmes données, un calcul affiné.

3.1.2 Option par défaut, Solution approchées

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

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

De même en ce qui concerne les conditions aux limites en déplacements : si celles-ci sont complexes, l'ingénieur devra en spécifier les subtilités d'une manière précise, face de bloc par face de bloc. Par contre, si elles ont un caractère standard (vecteur déplacement nul à la base du domaine étudié et vecteur déplacement horizontal nul sur ses faces latérales), l'application peut être réalisée automatiquement (par défaut) à partir du menu avec contrôle immédiat du résultat à l'écran.

L'application des contraintes initiales dues au poids des terres peut être réalisée de manière exacte par activation du multiplicateur de chargement relatif au poids propre. Par contre, si comme bien souvent en géotechnique on connaît ou on sait estimer un état K_0 donné, celui-ci peut être spécifié directement. Dans ce cas, le massif est souvent en léger déséquilibre (incompatibilité entre K_0 et les autres caractéristiques mécaniques). Le menu permet alors, par un changement fictif nul, de rééquilibrer le massif, puis de réinitialiser à zéro le champ de déplacement de manière à prendre comme nouvelle origine l'état du matériau après application de la gravité. L'option K_0 est particulièrement intéressante-et réaliste- dans le cas d'un modèle hétérogène de surface libre presque horizontale (paroi moulée dans un sol mou par exemple).

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

La conduite des calculs non linéaires constitue un autre exemple de la souplesse d'utilisation que procure ce logiciel : l'opérateur peut évidemment faire lui-même ses choix de taille d'étape de

chargement, de nombre d'étapes, de rigidité d'interface, de méthode de résolution, ... ; s'il ne désire pas assumer ces choix, le logiciel peut les décider à sa place, compte tenu de l'expérience des numériciens en la matière. Pour les calculs de consolidation, réalisés en différence finies explicites sur le temps, le choix du pas de temps peut également être décidé par l'utilisateur, ou bien calculé dans l'option par défaut, selon les critères numériques connus.

Le coefficient de sécurité est une notation un peu magique en géotechnique, puisqu'il résume en une seule information une quantité considérable de données. L'approche classique évalue généralement ce nombre selon la théorie de l'équilibre limite, supposant une réduction proportionnelle généralisée de la résistance mécanique des matériaux impliqués, ce qui ne constitue manifestement pas un scénario réel de rupture. C'est la même approche, adaptée aux éléments finis élasto-plastiques, qui préside à l'évaluation du coefficient de sécurité dans Plaxis. Le critère de « rupture » est ici qualitatif, et laissé à l'appréciation de l'observateur ; en tout état de cause, il est fondé sur le niveau de déplacement d'un point de contrôle lié à l'ouvrage étudié. Le champ de déplacement obtenu est évidemment tout à fait fictif.

Un calcul par élément finis fournit une masse imposante de résultats : des résultats directement utiles au projeteur : déplacements, contraintes, pressions interstitielles à un stade donné du chargement, et des résultats plus mathématiques concernant le déroulement du processus de calcul proprement dit. L'ensemble de ces résultats est accessible, selon que l'on est intéressé par l'un ou l'autre aspect ; c'est également un système de menu arborescent qui permet de sélectionner les informations souhaitées.

3.2 Méthode des éléments finis en géomécanique

3.2.1 Introduction

L'évolution de la technologie amène l'ingénieur à réaliser des projets de plus en plus complexes, coûteux et soumis à des contraintes de sécurité de plus en plus sévères. Pour réaliser ces projets et vu la complexité des méthodes analytiques de la résistance des matériaux (RDM), l'ingénieur a recours aux méthodes qui lui permettent de simuler le comportement des systèmes physiques complexes. Conditionnée par les progrès effectués dans le domaine informatique et les acquis des mathématiques dans la théorie de l'énergie, des méthodes de projection et des méthodes d'approximation, la méthode des éléments finis (MEF) est devenue éventuellement la plus performante des méthodes numériques vu son grand champ d'application où elle est utilisée dans

de nombreux secteurs de l'industrie : aérospatiale, nucléaire, génie civil, construction navale, mécanique, technique off-shore, etc..

la MEF est donc une technique récente à caractère pluridisciplinaire car elle met en œuvre les connaissances de trois disciplines de base :

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

3.2.2 Concepts de base

la MEF consiste à remplacer la structure physique à étudier par un nombre finis d'éléments ou de composants discrets qui représentent un maillage. Ces éléments sont liés entre eux par un nombre de points appelés nœuds. On considère d'abord le comportement de chaque partie indépendante, puis on assemble ces parties de telle sorte qu'on assure l'équilibre des forces et la compatibilité des déplacements réels de la structure en tant qu'objet continu.

La MEF est extrêmement puissante puisqu'elle permet d'étudier correctement des structures continues ayant des propriétés géométriques et des conditions de charges compliquées. Elle nécessite un grand nombre de calculs qui, cause de leur nature répétitive, s'adaptent parfaitement à la programmation numérique.

3.2.3 Les éléments finis et la géomécanique

Il existe une grande analogie entre le développement de la résistance des matériaux (RDM) au 19^{ème} siècle et celui de la méthode des éléments finis (MEF) aujourd'hui. La RDM a vu le jour grâce à des hypothèses cinématiques judicieuses (ligne moyenne et déformations linéaires dans la section d'une poutre droite) qui ont permis de simplifier considérablement l'élasticité. De même, la MEF courante, formulée en déplacements, est née à partir d'hypothèses cinématiques locales (le champ de déplacement au sein d'un solide est continu par morceaux (un morceau = un élément) ; c'est localement un polynôme de faible degré par rapport à l'espace.

La RDM continue bien sûr à exister, fécondée par la MEF, et la MEF continue à se développer grâce aux progrès permanents sur les lois de comportements, et dans le domaine informatique : l'ingénieur ou le chercheur ont couramment aujourd'hui, sur le coin de leur bureau, un micro-ordinateur dont la taille mémoire, la vitesse de calcul et la capacité de disque dépassent de loin ce dont pouvait rêver le chercheur voici vingt ans.

3.2.4 Formulation de la MEF en géomécanique

Nous présentons ci-après un bref rappel de l'écriture de la MEF, sous sa forme la plus simple (pour un solide drainé), lors d'une étape de chargement statique non linéaire ; au demeurant, cette présentation est extrêmement classique.

Le principe des puissances virtuelles permet d'écrire l'équilibre exact du solide occupant le domaine Ω quelle que soit sa loi de comportement (fig3.1) :

$$\int_{\Omega} \mathbf{T} \cdot \boldsymbol{\varepsilon}^*(\boldsymbol{\sigma}_n - \boldsymbol{\sigma}_{n-1}) d\Omega = \int_{\Omega} \mathbf{T} \cdot \mathbf{u}^*(\mathbf{f}_n - \mathbf{f}_{n-1}) d\Omega + \int_{\Omega} \mathbf{T} \cdot \mathbf{u}^*(\bar{\mathbf{t}}_n - \mathbf{t}_{n-1}) d\Gamma$$

$\mathbf{v} \cdot \mathbf{u}^*$ déplacement virtuel cinématiquement admissible sur l'étape de chargement n , avec:

\mathbf{u} : vecteur déplacement réel (petits déplacements)

\mathbf{u}^* : vecteur vitesse virtuelle

$\boldsymbol{\sigma}$: pseudo-vecteur contrainte (réel)

$\boldsymbol{\varepsilon}$: pseudo-vecteur déformation (réelle)

$\boldsymbol{\varepsilon}^*$: pseudo-vecteur vitesse de déformation virtuelle

\mathbf{f} : vecteur forces de volume

\mathbf{t} : vecteur contrainte ou forces de surface sur la partie Γ_{σ} de la frontière Γ de Ω

(conditions aux limites en contraintes)

conditions aux limites en déplacements ($\mathbf{u}=\bar{\mathbf{u}}$) sur le complément Γ_u de Γ_{σ} ($\Gamma = \Gamma_u \cup \Gamma_{\sigma}$)

indice n : relatif à l'étape de chargement numéro n (dont la solution est inconnue)

indice $(n-1)$: relatif à l'étape de chargement précédente numéro $n-1$ (dont la solution est parfaitement connue)

$\mathbf{T}\mathbf{X}$: transposée de la matrice \mathbf{X}

L'espace est discrétisé en éléments ayant en commun ou en propre des nœuds (figure 3.2).

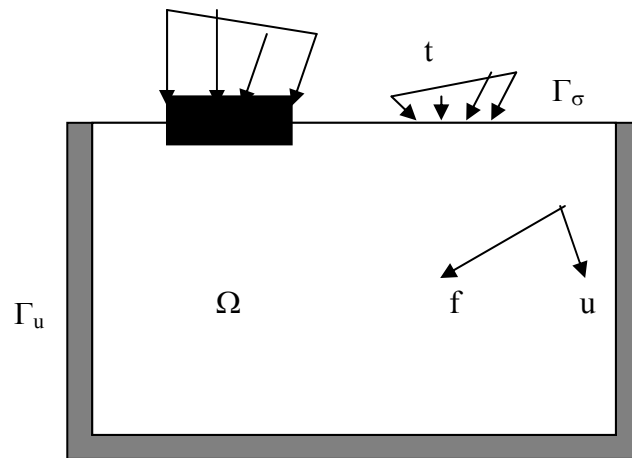


Fig. 3.1 : Les actions sur le domaine Ω

Les inconnues de l'étape de chargement sont :

- d'une part le champ de déplacement nodal en fin d'étape n (inconnues principales) ;
- d'autre part les chemins de contraintes au cours de l'étape de chargement n (inconnues liées aux inconnues principales).

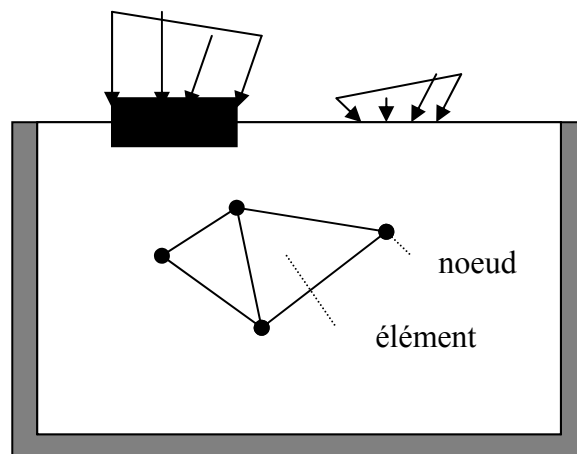


Fig. 3.2 : Domaine Ω discrétisé.

3.2.5 Remarques

1. il s'agit d'un problème formulé en contraintes totales. Si l'on désire traiter la consolidation ou un écoulement de fluide interstitiel, d'autres variables (pression interstitielle, vitesse

débitante, perméabilité,...) sont à ajouter aux précédentes, et le bilan de masse doit être écrit. Cette formulation est classique.

2. Si l'on est en présence de deux solides (sol et pieu par exemple), la MEF fait apparaître des intégrales supplémentaires de surface, impliquant des éléments spéciaux (d'interface), au sein desquels le déplacement relatif entre les deux solides remplit le rôle joué par les déformations dans les solides. Ces éléments mettent en jeu un comportement « d'interface ».
3. Il arrive qu'on associe RDM et solide volumique, lorsqu'on traite un problème impliquant des palplanches ou des parois moulées ; ceci conduit à une économie de degrés de liberté (composantes de déplacement) et donc de mémoire et de temps de calcul ; des variables de rotation sont alors mobilisées, mais le processus de mise en équation et les éléments résultants restent très voisins de ceux qui ont été évoqués plus haut.
4. On utilise en générale une méthode directe classique de résolution de systèmes algébriques linéaires (Gauss par exemple) ; il peut arriver qu'on doive faire appel à des méthodes plus performantes lorsqu'on approche des charges limites (Riks, longueur d'arc) ; le chargement est alors lui-même adapté afin d'évaluer au mieux la charge limite.
5. Un algorithme non linéaire peut diverger. Pour éviter ce désagrément, et ne pas perdre le pas de calcul en cours, il convient d'appliquer des étapes de chargement de taille judicieusement choisies, ni trop grandes (divergence), ni trop petites (temps de calcul pénalisant).

3.2.6 Comportement élasto-plastique

le comportement élasto-plastique peut être représenté par un modèle monodimensionnel, en série un ressort de raideur K , pour symboliser l'élasticité du matériau, à un patin de seuil S_0 (figure 3.3). la courbe effort-déplacement ou contrainte-déformation que l'on trouve est présentée sur la figure 3.4.

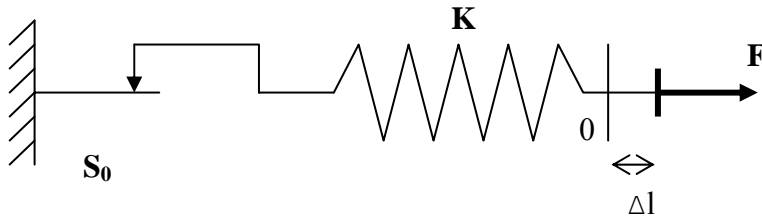


Fig. 3.3 : *Modèle monodimensionnel du comportement élastoplastique.*

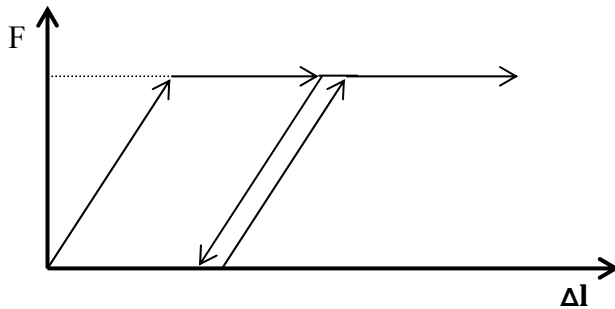


Fig. 3.4 : *Représentation du comportement élastique-parfaitement plastique.*

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

Le type de comportement représenté par les figures 3.3 et 3.4 est un comportement élastique- plastique sans écrouissage. La figure 3.5 représente un comportement élastique- plastique avec écrouissage.

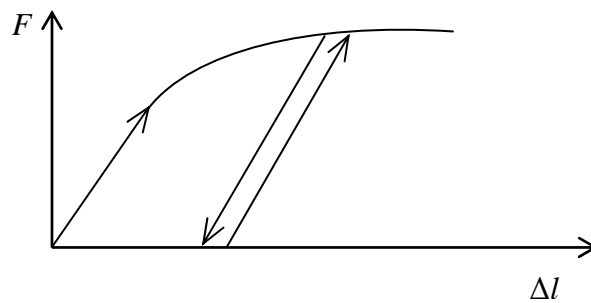


Fig. 3.5 : *Représentation du comportement élasto-plastique avec écrouissage.*

3.3 Les modèles de comportement de sol

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 élasto-visco-plastique des sols, aussi bien sous sollicitation monotone que cyclique. Ces modèles ont été développés dans le but d'être intégrés dans les calculs par éléments finis. La modélisation par éléments finis permet de résoudre le problème aux limites en tenant compte, par une loi de comportement réaliste, du comportement réel du sol. Deux difficultés majeures ont empêché la réalisation complète de ce schéma : d'une part les lois de comportement qui décrivent bien le comportement des sols sont complexes et demande, pour la détermination des paramètres qu'elles contiennent, des études spécifiques lourdes sortant du cadre des projets d'ingénierie même complexe. La validation des lois de comportement a fait l'objet, dans les années 80 de plusieurs ateliers pour comparer les réponses des différents modèles sur différents chemins de sollicitation (colloque de Villard de l'an (1984), colloque de Cleveland(1987)...). La seconde difficulté a été l'intégration de ces lois de comportement dans des codes de calcul par éléments finis, bi ou tridimensionnels. Peu de codes sont opérationnels actuellement, avec des lois sophistiquées. Le coût de ces calculs est généralement important.

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

Le but de ce texte est de présenter les caractéristiques de ces modèles, du point de vue d'un utilisateur. Ce texte se veut alors un complément au Material Models Manual version 7.0 du manuel de référence de Plaxis, avec le but d'orienter l'utilisateur vers un modèle adéquat pour le cas de figure à traiter, et de l'aider dans la détermination des données d'entrées.

Pour traiter un problème de soutènement (paroi moulée, palplanche, etc...), il est tout à fait adapté de considérer le sol comme élasto-plastique et le modèle de Mohr-Coulomb sera bien

adapté dans ce cas : on rejoint ici le calcul des soutènements par les méthodes élasto-plastiques de coefficient de raideur. Mais pour traiter d'une construction de remblai sur sols mous, avec chargement par étapes et consolidation, il faut tenir compte de l'écroutissage. Le matériau se consolide et il est plus adapté d'utiliser le Soft-Soil-Model qui prend en compte cette évolution du matériau. Pour un calcul d'écoulement, il suffit de prendre un matériau élastique, mais on peut avoir à coupler écoulement et déformation : dans ce cas un modèle élasto-plastique peut être justifié.

Les règles d'or dans le domaine de la simulation du comportement d'un ouvrage sont :

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

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

3.3.1 Contraintes totales, effectives et pressions interstitielles

Le comportement des sols est régi par les propriétés du squelette : il est donc nécessaire d'utiliser des contraintes effectives et d'écrire des lois de comportement en contraintes effectives. La pression interstitielle générée dans les ouvrages est une conséquence de la non variation de volume ; celle ci est elle même dépendante de la perméabilité du sol. Un sable peut être non drainé in situ sous des sollicitations sismiques (rapides) de même qu'une argile est toujours non drainée à court terme. Les variations de volumes empêchées par les perméabilités créent des pressions interstitielles : en fait, celles ci dépendent des variations de volume ; en élasticité, si les grains de sols sont incompressibles, on démontre que :

$$\sigma_w = \frac{K_w}{n} \varepsilon_v$$

où σ_w est la surpression interstitielle, n la porosité, K_w le module volumique de l'eau et ε_v la déformation volumique.

Des calculs en contraintes totales sont possibles. Ils permettent par exemple, des calculs de tassements et de stabilité de remblai après construction. Ces calculs ignorent la génération de pression interstitielles. Ils présentent l'avantage d'être simples et de se recalculer par rapport à des calculs plus classiques de stabilité à court terme.

Leur inconvénient majeur est d'ignorer les pressions interstitielles, quand on connaît leur rôle majeur sur la stabilité de remblai.

3.3.2 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 ν . L'avantage de G est d'être indépendant des conditions de drainage du matériau ($G_u=G'$), ce qui n'est pas le cas des modules d'Young : le module de Young non drainé est supérieur au module de Young drainé. Il aurait pu sembler logique, si G est utilisé comme paramètre élastique, d'utiliser K comme second paramètre. D'une part K_u est infini (correspondant à $\nu_u=0.5$) et il est moins courant d'emploi. G est en fait le module mesuré dans les essais pressiométriques. 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 de structures béton ou métal en interaction avec le sol. Il peut aussi être intéressant pour certains problèmes de mécanique des roches.

3.3.3 Le modèle de Mohr-Coulomb

Le modèle de Mohr-Coulomb demande la détermination de cinq paramètres (figure 4.1). Les deux premiers sont E et ν (paramètres d'élasticité). Les deux autres sont c et ϕ respectivement, la cohésion et l'angle de frottement. Ce sont des paramètres classiques de la géotechnique, certes souvent fournis par des essais de laboratoires, mais nécessaires à des calculs de déformation ou de stabilité.

a) Le module de Young :

Le choix d'un module de déformation est un des problèmes les plus difficiles en géotechnique. Le module de déformation varie en fonction de la déformation et en fonction de la contrainte moyenne. Dans le modèle de Mohr-Coulomb, le module est constant. Il paraît peu

réaliste de considérer un module tangent à l'origine (ce qui correspondait au G_{\max} mesuré dans des essais dynamiques ou en très faibles déformations). Ce module nécessite des essais spéciaux. Il est conseillé de prendre un module « moyen », par exemple celui correspondant à un niveau de 50% du déviateur de rupture (Figure 3.6).

L'utilisateur doit rester conscient de l'importance du choix du module qu'il prendra en compte. il n'y a là rien d'étonnant et la même question se retrouve par exemple dans tout calcul classique de fondation, par exemple.

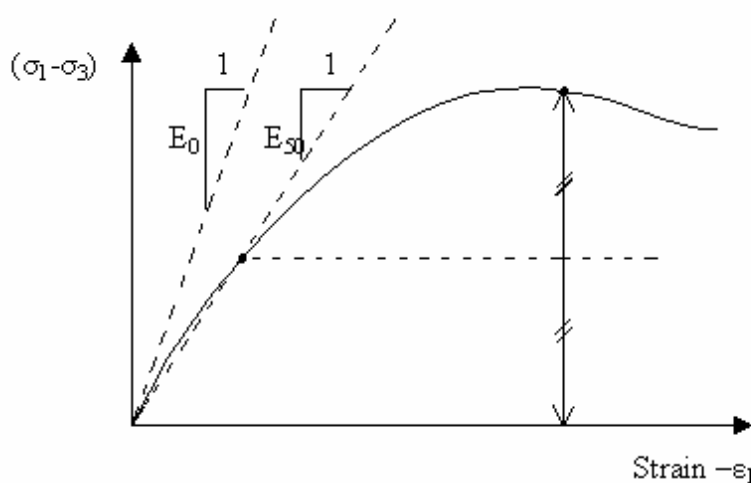


Fig. 3.6 : Définition du module à 50% de la rupture.

Dans les boîtes de dialogues, on peut aussi rentrer un gradient donnant la variation du module avec la profondeur.

b) Le coefficient de poisson

On conseille une valeur de 0.2 à 0.4 pour le coefficient de poisson. Celle-ci est réaliste pour l'application du poids propre (procédure K_0 ou chargement gravitaires). Pour certains problèmes, notamment en décharge, on peut utiliser des valeurs plus faibles. Pour des sols incompressibles, le coefficient de poisson s'approche de 0.5 sans cette valeur soit utilisable.

c) L'angle de frottement

Plaxis ne prend pas en compte une variation d'angle de frottement avec la contrainte moyenne. L'angle de frottement à introduire est soit l'angle de frottement « de pic » soit l'angle de

frottement de palier. On attire l'attention sur le fait que des angles de frottement supérieurs à 45° peuvent considérablement allonger les temps de calcul. Il peut être avisé de commencer des calculs avec des valeurs raisonnables d'angle de frottement, quitte à les augmenter dans la suite. Cette valeur de 45° est compatible avec les angles de frottement ϕ_{cv} (à volume constant, au palier).

d) La cohésion

Il peut être utile d'attribuer, même à des matériaux purement frottants, une très faible cohésion (0.2 à 1 KPa) pour des questions numériques.

Pour les analyses en non drainé avec $\phi_u=0$, Plaxis offre l'option de faire varier la cohésion non drainée avec la profondeur : ceci correspond à la croissance linéaire de la cohésion en fonction de la profondeur observée dans des profils au scissomètre ou en résistance de pointe de pénétromètre. Cette option est réalisée avec le paramètre c-depth. Une valeur nulle donne une cohésion constante. Les unités doivent être homogènes avec ce qui a été choisi dans le problèmes (typiquement en KPa/m).

e) L'angle de dilatance

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

$$\Psi = \phi - 40^\circ \quad \text{pour } \phi > 40^\circ$$

$$\Psi = 0^\circ \quad \text{pour } \phi < 40^\circ$$

les cas où $\Psi < 0$ correspond à des sables très lâches (état souvent dit métastable, ou liquéfaction statique). 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.

f) Les contraintes de traction

La pyramide de Mohr-Coulomb permet des contraintes de traction (figure 3.7). Celles-ci sont souvent peu réalistes pour les sols et il est possible de « couper » ces contraintes de traction (tension *cut-off*) ou de les diminuer (*tensile strength*).

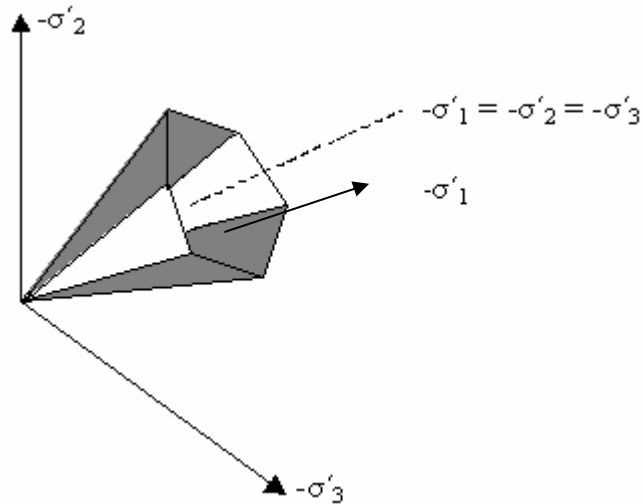


Fig. 3.7 : *Pyramide de Mohr-Coulomb tracée pour $c=0$.*

g) Les paramètres avancés

Pour tenir compte des variations avec la profondeur, on utilise les paramètres avancés

3.3.4 Modèle de sol avec écouissage (Hardening Soil Model. H.S.M)

Le modèle HSM a pour objet d'améliorer le modèle de Mohr-Coulomb sur différents points, il s'agit essentiellement :

- De prendre en compte l'évolution du module de déformation lorsque la contrainte augmente : les courbes oedométriques en contraintes-déformation ne sont pas des droites.
- De prendre en compte l'évolution non linéaire du module lorsque le cisaillement augmente : le module E_{50} n'est pas réaliste : il y a une courbure des courbes effort-déformation avant d'atteindre la plasticité.

De tenir compte de la dilatance qui n'est pas indéfinie.

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

a) Courbes effort-déformation

$$-\varepsilon_1 = \frac{1}{2 E_{50}} \frac{q}{1 - q/q_a} \quad \text{pour } q < q_f$$

et avec $q_f = (c \cot \varphi - \sigma'_3) \frac{2 \sin \varphi}{1 - \sin \varphi}$ et $q_a = q_f / R_f$

b) Les modules

$$E_{50} = E_{50}^{\text{ref}} \left(\frac{c \cot \varphi - \sigma'_3}{c \cot \varphi + p^{\text{ref}}} \right)^m \quad \text{avec } p^{\text{ref}} = 100 \text{ (Kpa)}$$

Le paramètre R_f est analogue à celui introduit par Duncan.

Pour la décharge on prend :

$$E_{ur} = E_{ur}^{\text{ref}} \left(\frac{c \cot \varphi - \sigma'_3}{c \cot \varphi + p^{\text{ref}}} \right)^m$$

La figure 3.8 redonne ces définitions :

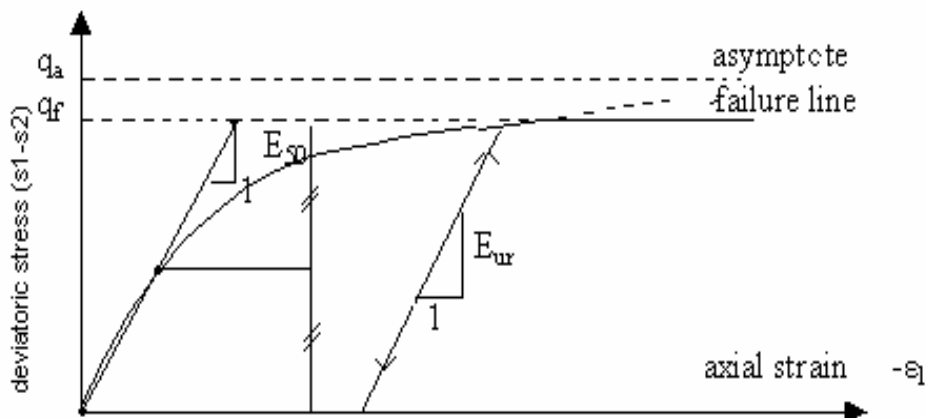


Fig. 3.8 : Représentation du Hardening Soil Model dans le repère contrainte-déformation.

c) La surface de charge

En fonction du paramètre d'écrouissage, on obtient alors dans le plan q - p la forme des surfaces de charge (figure 3.9).

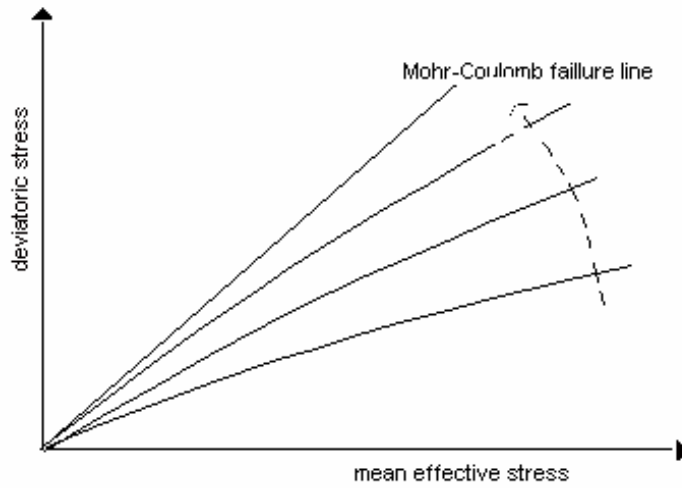


Fig. 3.9 : *Forme de surfaces de charge H.S.M.*

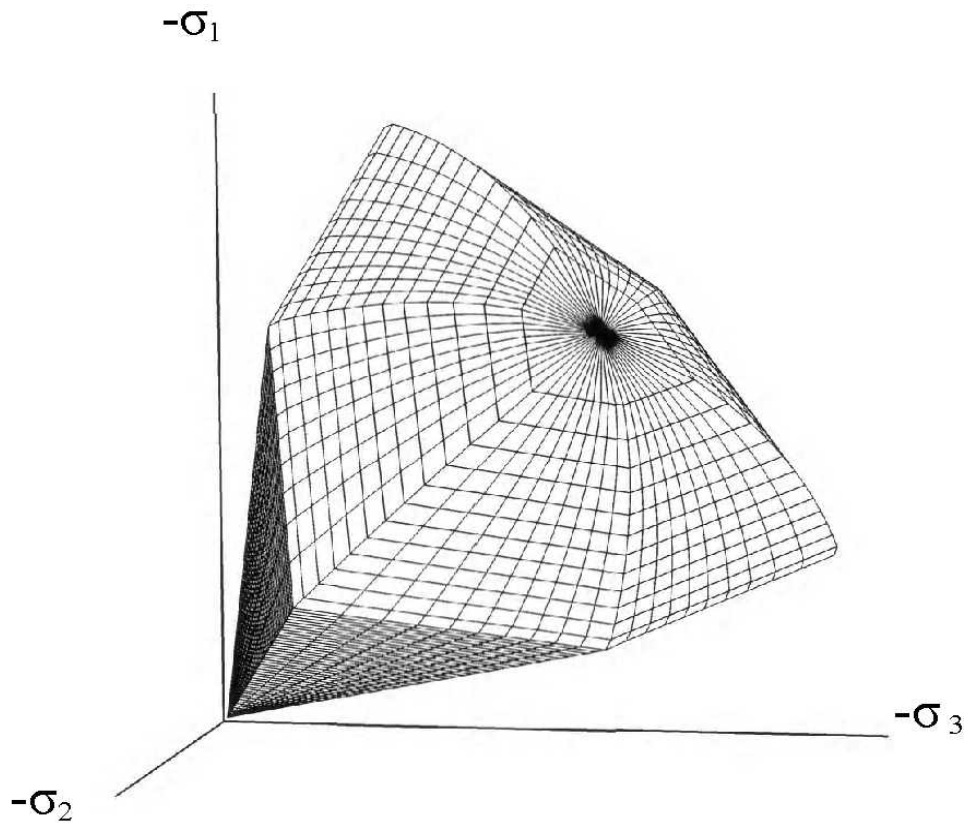


Fig. 3.10 : *Surface de rupture pour le Hardening soil model cas d'un sol non cohérent.*

Paramètres de Mohr-Coulomb :

- | | |
|--|--------------------------|
| C : cohésion (effective) | $[\text{KN}/\text{m}^2]$ |
| φ : angle de frottement effectif | $[\text{°}]$ |
| Ψ : angle of dilatance | $[\text{°}]$ |

paramètres de rigidité :

E_{50}^{ref} : module sécant dans un essai triaxial	[KN/m ²]
E_{oed}^{ref} : module tangent dans un essai oedométrique	[KN/m ²]
m : puissance (environ 0.58 pour les sables)	[-]

Paramètres avancés :

E_{ur}^{ref} : module en décharge (par défaut $E_{ur}^{ref}=4 E_{50}^{ref}$)	[KN/m ²]
ν_{ur} : Coefficient de poisson en décharge-recharge (par défaut $\nu_{ur}=0.2$)	[-]
P^{ref} : Contraintes de référence (par défaut $P^{ref}=100$)	[KN/m ²]
K_0^{NC} : K0-consolidation (par défaut $k_0^{nc}=1-\sin \varphi$)	[-]
R_f : Coefficient à la rupture q_f/q_a (par défaut $R_f=0.9$)	[-]
$\sigma_{tension}$: Résistance à la traction (par défaut $\sigma_{tension}=0$)	[KN/m ²]
$C_{increment}$: Cf.modèle de Mohr-Coulomb (par défaut $C_{increment}=0$)	[KN/m ²]

La définition du module oedométrique tangent est donnée sur la figure 3.11 et celle de la dilatance (éventuellement) sur la figure 3.12.

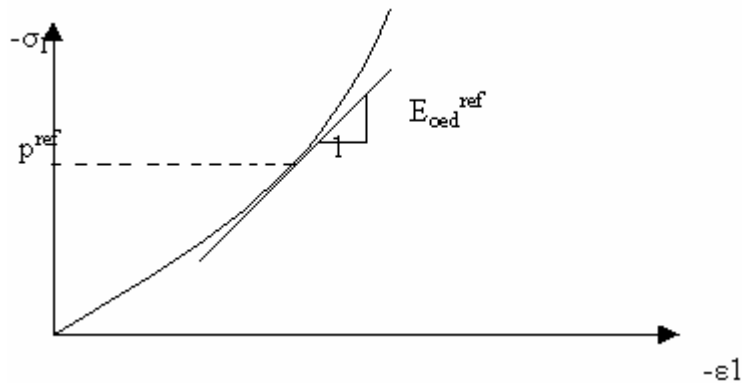


Fig. 3.11 : définition du module oedométrique tangent.

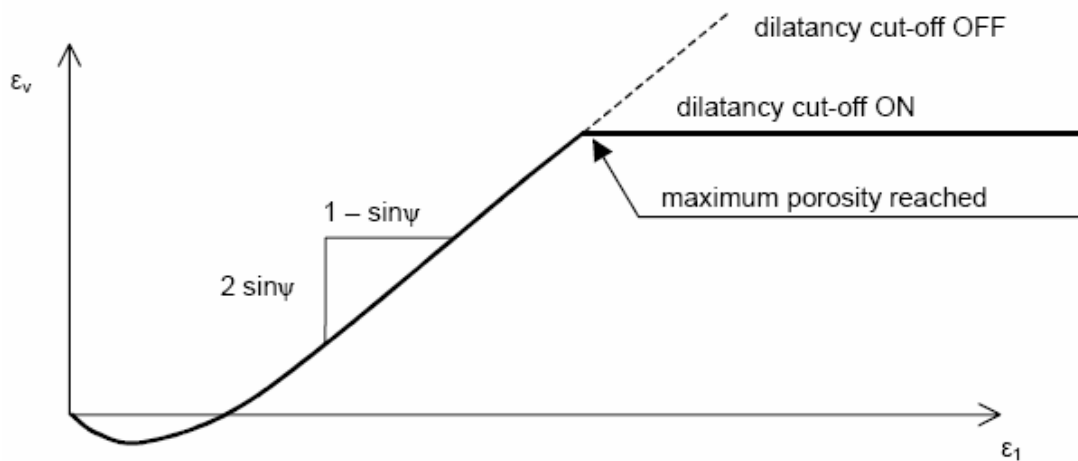


Fig. 3.12 : Définition de l'angle de dilatance.

3.3.5 Modèle pour sols « mous » (Soft Soil Model. S.S.M)

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

a) Les paramètres de compressibilité :

Les deux paramètres C_c et C_s décrivent le comportement oedométrique ou isotrope observé dans des essais de laboratoires : ce seront les deux paramètres de base réglant la position des lignes de consolidation vierge ou des lignes de gonflement. L'axe des contraintes est tracé en logarithme naturel, ce qui conduit à modifier la définition de C_c et C_s en λ et K . dans ce cas, l'axe des ordonnées est l'indice des vides. Il peut être judicieux de remplacer l'indice des vides par la déformation volumique (identique à la déformation axiale dans l'essai oedométrique).

On utilise alors λ^* et k^* . Dans ce cas, l'indice des vides, variable, apparaît dans les expressions du tableau 3.1. Il peut dans la majorité des cas être pris constant, et égal à la valeur initiale.

Les relations avec les paramètres du modèle de cam-Clay sont indiquées tableau 3.1 :

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

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

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

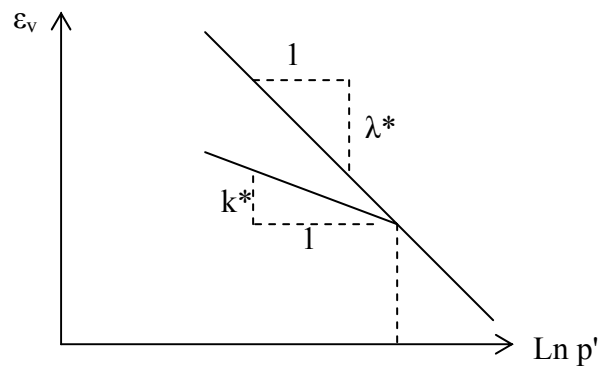


Fig. 3.13 : Différentes représentations lors d'un essai oedométrique.

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

b) La cohésion

Une cohésion effective peut être introduite dans le SSM. Elle peut être nulle.

c) Paramètre de frottement

On rentre directement les valeurs de cohésion et d'angle de frottement.

d) Paramètre de dilatance

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

e) Paramètre de contrainte K_0

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

$$M=3 \sqrt{\frac{(1-K_0^{NC})^2}{(1+2 K_0^{NC})^2} + \frac{(1-K_0^{NC})(1-2 v_{ur})(\lambda^*/k^*-1)}{(1+2 K_0^{NC})(1-2 v_{ur}) \lambda^*/k^*-(1-K_0^{NC})(1+v_{ur})}}$$

$$M=3.0-2.8 K_0^{NC}$$

Ceci permet de définir la forme de la surface d'érouissage dans le plan p-q.

f) Coefficient de poisson

Dans les modèle Cam-clay et dérivés (dont le SSM), le coefficient de poisson est un paramètre élastique important. Dans une charge-décharge oedométrique, c'est ce paramètre qui fait que les contraintes horizontales diminuent moins vite que les contraintes verticales.

Ce n'est donc pas le coefficient de Poisson qui pourrait être relié à une valeur de K_0 mais une valeur plus faible, typiquement 0,1 ou 0,2.

$$\frac{v_{ur}}{1-v_{ur}} = \frac{\Delta\sigma_{xx}}{\Delta\sigma_{yy}}$$

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

g) Remarques

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

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

h) Prise en compte de la surconsolidation

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

i) Résumé

Les paramètres nécessaires au SSM sont les suivants :

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

Par défaut, les paramètres avancés sont :

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

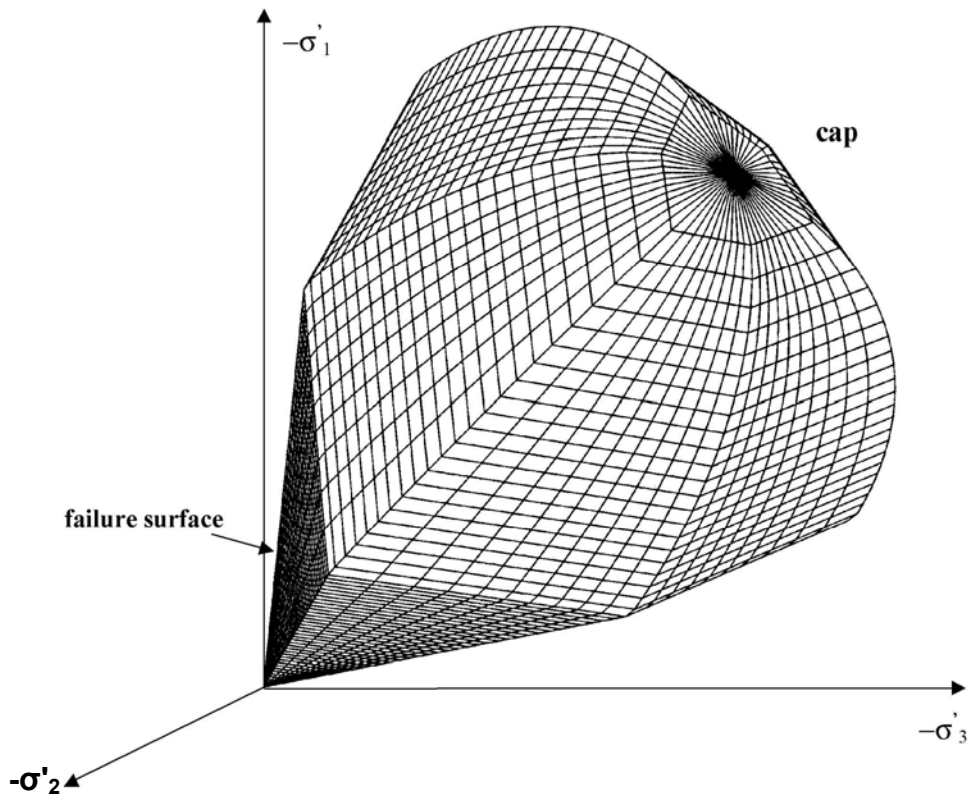


Fig. 3.14 : *Surface de rupture pour un soft soil model SSM.*

3.3.6 Modèle pour sols « mous » avec effet du temps (Soft Soil Creep Model.S.S.C.M).

Le SSM permet de prendre en compte l'érouissage des argiles molles mais pas la consolidation secondaire : celle-ci se traduit par une évolution de la déformation axiale dans un essai oedométrique en fonction du temps, après la fin de la consolidation primaire. Cette déformation évolue en fonction du logarithme du temps (au moins pour les échelles de temps observables). Elle est caractérisée par le paramètre $C\alpha$. Elle génère ce qui est appelé la quasi-préconsolidation dans des sols déposés depuis longtemps.

La figure 3.15 résume ce phénomène. Ces déformations secondaires se rencontrent dans les tassements différés, notamment sur sols argileux mous.

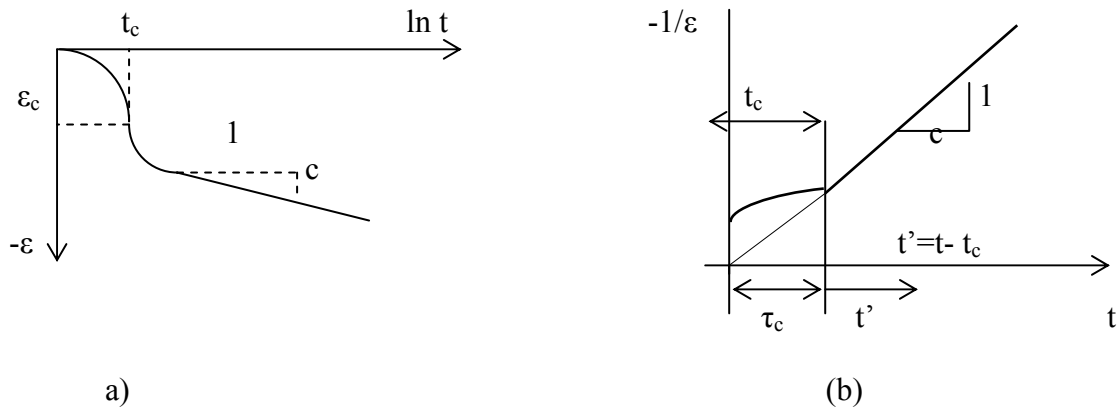


Fig. 3.15 : Effet du temps sur les essais oedométriques.

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

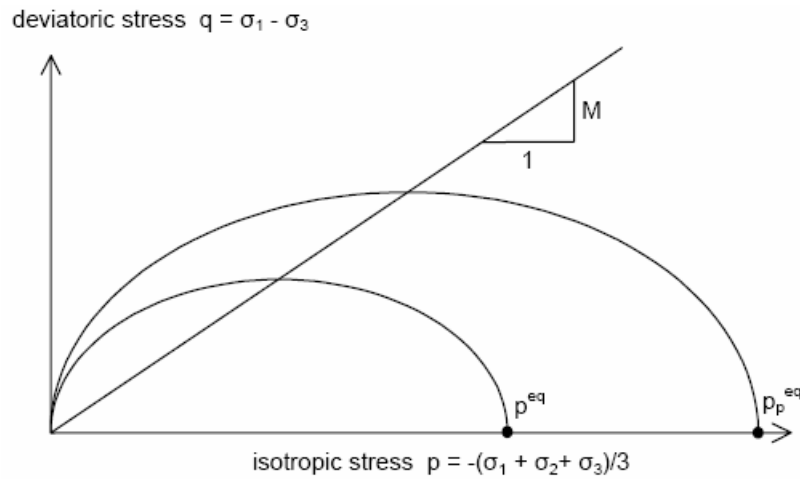


Fig. 3.16 : Diagramme de p^{eq} dans le plan p, q .

Avec les définitions suivantes des paramètres :

$$M = \frac{6 \sin \Phi_{cv}}{3 - \sin \Phi_{cv}}$$

$$p_{eq} = \sigma' \left[\frac{1 + 2K_0^{NC}}{3} + \frac{3(1 - K_0^{NC})^2}{M^2 (1 + 2K_0^{NC})} \right]$$

Les paramètres du SSCM :

Le paramètre de fluage est μ^* défini par :

$$\mu = \frac{C\alpha_v}{2.3(1+e)}$$

Paramètre du modèle de Mohr-Coulomb :

C :	cohésion	[KN/m ²]
Φ :	angle de frottement	[°]
Ψ :	angle de dilatance	[°]

Paramètre de consolidation :

κ* :	indice de gonflement	[-]
λ* :	indice de compression	[-]
μ* :	indice de fluage	[-]

Les paramètre avancés :

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

3.3.7 Conclusion

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

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

La détermination des paramètres géotechniques à entrer dans plaxis n'est pas différente d'un choix de paramètre de calcul « manuel » pour un calcul de tassement ou de stabilité : à partir d'essais, il est indispensable d'arriver à ce que l'on pourrait appeler un modèle géotechnique de terrain. Certains des paramètres sont différents dans leurs expression, mais toujours reliés à des

paramètres géotechniques classiques. Le paramètre le moins « courant » est vraisemblablement l'angle de dilatance.

Le choix du modèle de comportement dépend en fait du problème posé : soutènement, tassement de remblai, fondation sur sol en pente, tunnel : quel modèle de comportement utiliser pour quel problème géotechnique ? la question n'est pas simple car il n'existe pas de modèle « **universel** »...

CHAPITRE 4 : Etablissement d'un modèle de référence pour le métro d'Alger

4.1 Introduction

Cette section de calcul a été choisie dans le tronçon Hamma/Jardin d'Essai, vers le PK5.100-5.200. Cette section se trouve entièrement dans les marnes compactes.

4.2 Hypothèses géométriques et géotechniques

4.2.1 Coupe géotechnique et géométrie de l'ouvrage T

La coupe géotechnique retenue pour le calcul et décrite comme suit :

- de 0 à 6 m de profondeur : terrains quaternaires ;
- de 6,5 à 11,5 m de profondeur : Molasse sableuse ;
- à partir de 11,5 m de profondeur : Marnes.

Le toit de la nappe est pris en position normale à 9 m de profondeur.

La définition géométrique retenue pour l'ouvrage est présentée sur la figure 4.1. L'ouverture intérieure est de 8,82 m sur une hauteur de 7,54 m l'ouvrage est composé d'un soutènement en béton projeté B25, de 15 cm d'épaisseur en radier et de 20 cm en voûte et piédroits ou il associé à des cintres HEB120 espacés de 1,5 m ,et d'un revêtement définitif en béton B35 de 40 cm d'épaisseur en voûte à 60 cm d'épaisseur en radier.

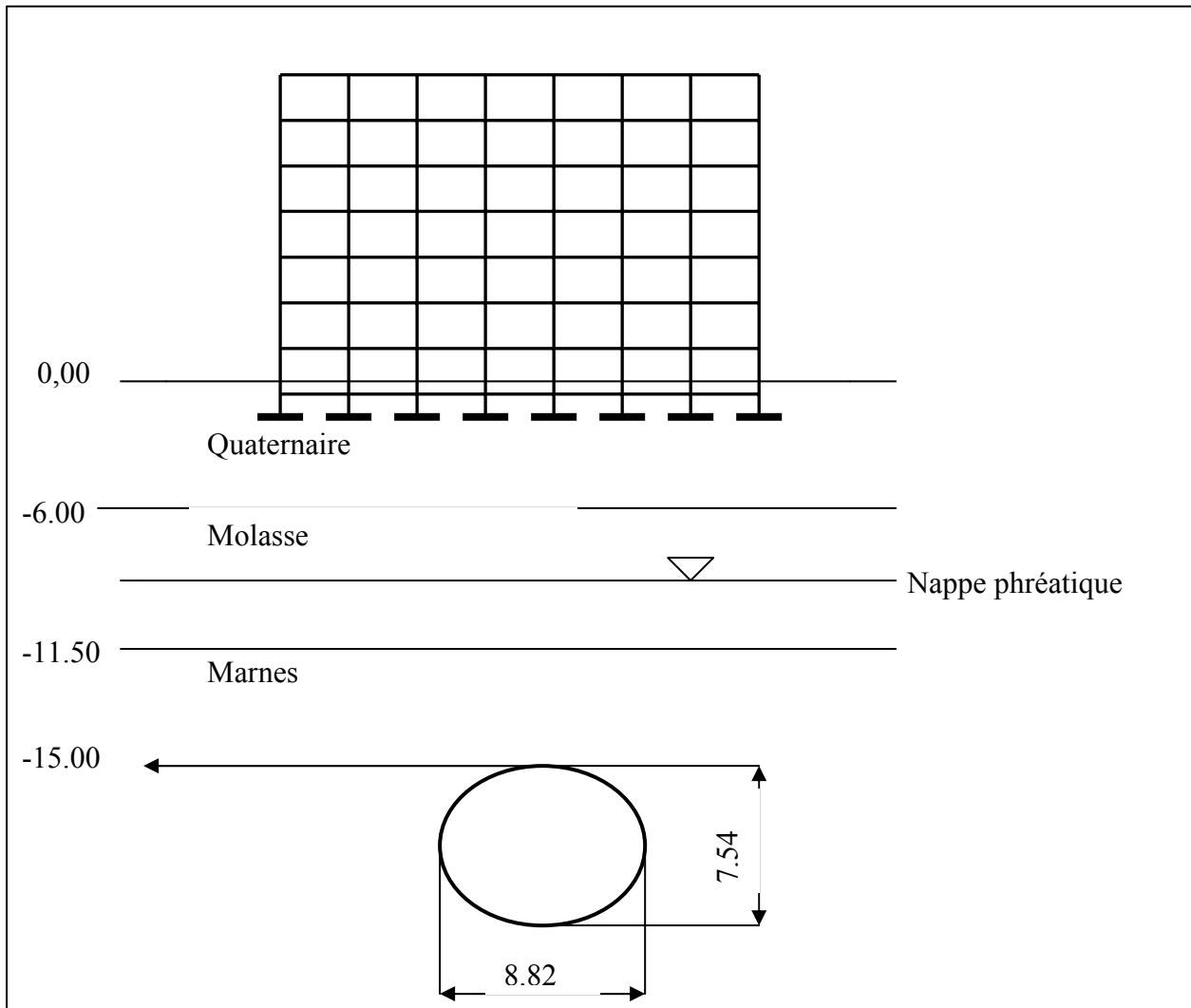


Fig. 4.1 : Coupe retenue pour le calcul.

4.2.2 Caractéristiques géotechniques des matériaux

Les caractéristiques géotechniques prises en pour les différentes couches sont présentées dans les tableaux 4.1 et 4.2.

Formations	γ_d (kN/m ²)	γ (kN/m ²)	E_0 (Mpa)	E_∞ (Mpa)	ν	K_0	Court terme		Long terme	
							C_u (kPa)	ϕ_u (°)	C' (kPa)	ϕ' (°)
Quaternaire	19	22	120	100	0.25	0.54	30	27.5	10	27.5
Molasse	17	20.5	120	100	0.25	0.46	5	32.5	0	32.5
Marnes	22	24	500	350	0.30	0.50	250	30.0	150	30.0

Tableau 4.1 : Caractéristiques géotechniques du sol.

Formations	k_h (m/jour)	k_v (m/jour)	R_i Rigidité des interfaces
Quaternaire	12,96	12,96	1
Molasse	4,32	4,32	1
Marnes	$8,6.10^{-9}$	$8,6.10^{-9}$	1

Tableau 4.2: *Perméabilités du sol et rigidité des interfaces.*

4.2.3 Caractéristiques mécaniques des soutènements , revêtements et de la superstructure

Les caractéristiques mécaniques retenues pour les bétons des soutènements et revêtements sont les suivants :

Soutènement provisoire en béton projeté (béton B25) :

- poids volumique : $\gamma = 24 \text{ kN/m}^3$
- module d'Young : $E_0 = E_\infty = 10\,000 \text{ MPa}$
- coefficient de poisson : $\nu = 0,2$

Revêtement définitif (béton B35) :

- poids volumique : $\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$
- module d'Young à court terme : $E_0 = 24\,000 \text{ MPa}$
- module d'Young à long terme : $E_\infty = 12\,000 \text{ MPa}$
- coefficient de poisson : $\nu = 0,2$

La partie matériau composite (cintres +béton projeté) du soutènement provisoire a été traitée en matériau homogénéisé. Les caractéristiques (épaisseur e_{eq} et module E_{eq}) de ce matériau ont été de sorte que :

$$E_{eq}e_{eq} = \sum E_i A_i \quad E_{eq} e_{eq}^3 = 12 \sum E_i I_i$$

ou A_i et I_i sont respectivement les sections et les inerties au mètre linéaire de chacun des éléments du matériau composite .

nous obtenons les caractéristiques récapitulées dans le tableau 4.3.

Rigidité	Soutènement provisoire		Revêtement définitif		Superstructure	
	Court terme	Long terme	Court terme	Long terme	Court terme	Long terme
Rigidité normale EA (kN /m)	$2,45.10^6$	$2,45.10^6$	$1,2.10^7$	6.10^6	5.10^6	5.10^6
Rigidité de flexion EI (kN.m ² /m)	$7,82.10^3$	$7,82.10^3$	$2,5.10^5$	$1,25.10^5$	$2,6.10^4$	$2,6.10^4$

Tableau 4.3 : *Caractéristiques mécaniques des soutènements, des revêtements et de la superstructure*

4.3 Calcul d'interaction

En vue de déterminer l'influence du creusement sur les structures en surface on a intégré une superstructure de type R+6 centrée à l'aplomb de la clé de voûte compte tenu de la symétrie du problème suivant un axe vertical ,ce modèle est limité à un demi espace . Il présente une extension latérale de 80m depuis l'axe de l'ouvrage et descend verticalement jusqu'à 65m au dessous de la surface du sol. Le modèle de référence comporte :

- 1389 éléments triangulaires à six nœuds ;
- 2898 nœuds ;
- 4047 points de contrainte.

La loi retenue pour le contact entre le soutènement provisoire et terrain est de l'adhérence parfaite, selon l'éprit même de la méthode de creusement NATM. Les calculs ont été menés en élasto-plasticité en retenant une loi de comportement élastique linéaire pour le soutènement et le revêtement et une loi élasto-plastique avec un critère de rupture de Mohr-Coulomb pour les différents terrains

Les conditions aux limites du modèle sont les suivantes :

- déplacement horizontal nul suivant les limite latérales du modèle ;
- déplacement vertical nul suivant la base du modèle.

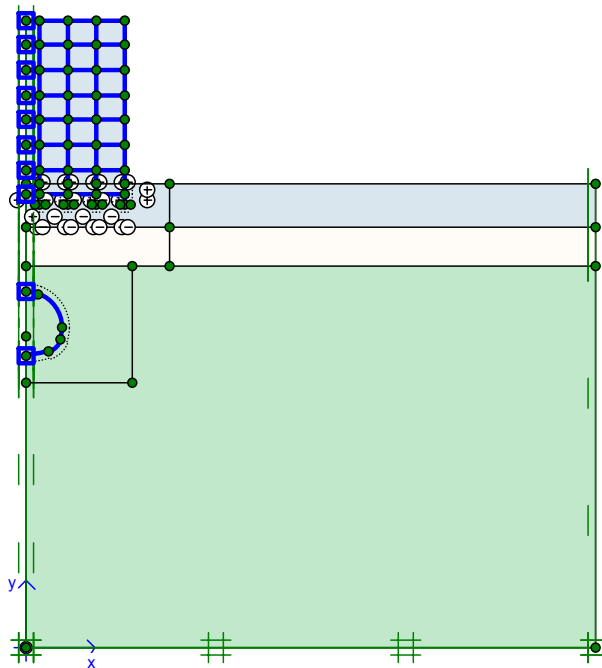


Fig. 4.2 : *Modèle utilisé pour la simulation du métro d'Alger.*

4.4 Phasage de calcul

- **Phase 0 :** Initialiation des contraintes (contraintes geostatiques) ;
- **Phase 1 :** Creusement du tunnel avec un déconfinement β_1 ($\sum M_{stage}=0,4$) ;
- **Phase 2:** Installation du soutènement provisoire , le déconfinement passe de β_1 à β_2 ($\sum M_{stage}=0,6$) ;
- **Phase 3 :** Fin du déconfinement ($\sum M_{stage}=1$) ;
- **Phase 4 :** Prise en compte des caractéristiques à long terme des terrains ;
- **Phase 5 :** Installation du revêtement définitif avec les caractéristiques à long terme des terrains
- **Phase 6 :** Prise en compte des caratéristiques à long terme du revêtement ;
- **Phase 7 :** Construction de la superstructure sur terrain viérge ,cette phase commence à partir de la phase initiale (phase 0)
- **Phase 8 :** On répète l'opération de la phase1 avec la superstructure (on remet les déplacements à zéro) ;
- **Phase 9 :** On répète l'opération de la phase2 avec la superstructure ;

- **Phase 10** : On répète l'opération de la phase3 avec la superstructure ;
- **Phase 11** : On répète l'opération de la phase4 avec la superstructure ;
- **Phase 12** : On répète l'opération de la phase5 avec la superstructure ;
- **Phase 13** : On répète l'opération de la phase6avec la superstructure .

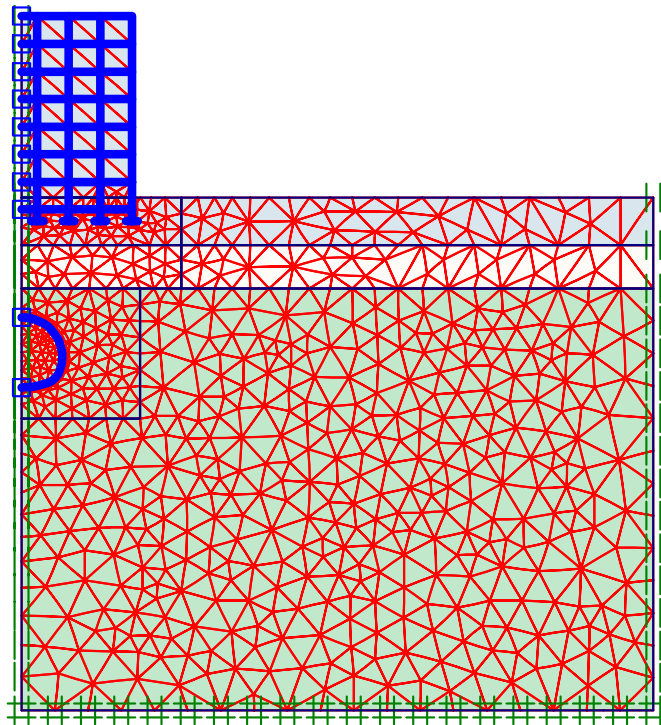


Fig. 4.3 :Génération du maillage.

4.5 - Résultats obtenus pour le modèle de référence (voir annexe A)

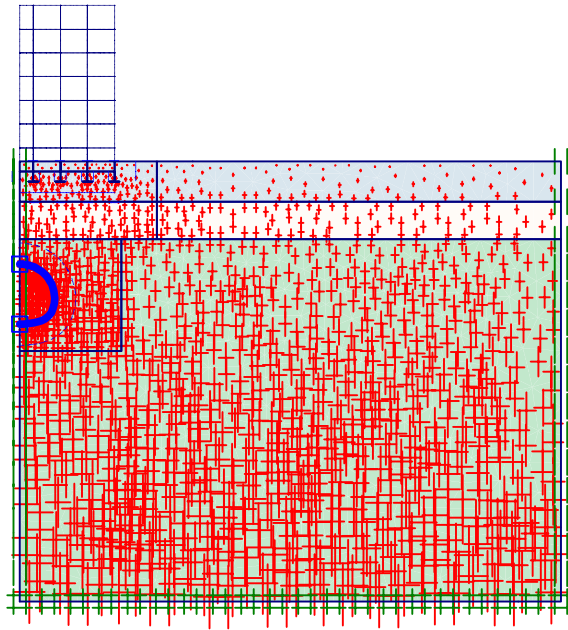


Fig 4.6 : *Contraintes effectives - phase initiale-*

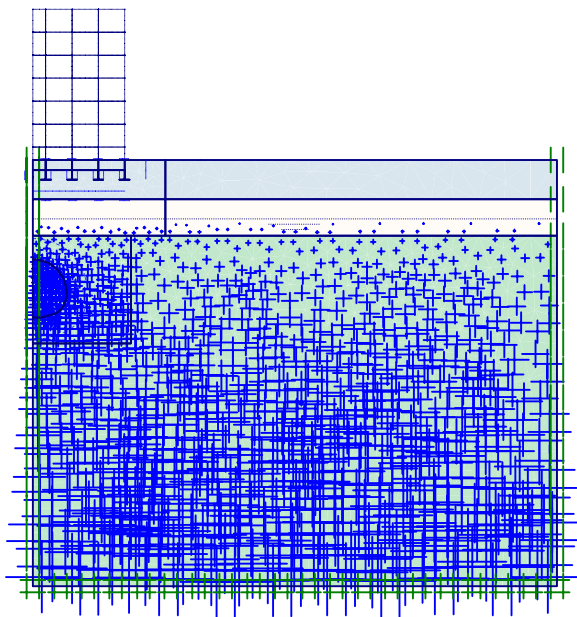


Fig .4.7 :*Pressions interstitielles –phase initiale-*.

CHAPITRE 5: Etude paramétrique

Le modèle de référence a été pris comme base pour cette étude paramétrique, elle concerne en première étape, l'influence de:

- La modélisation (maillage) et des paramètres géotechniques (ϕ, E, ν);
- L'effet du rabattement de la nappe phréatique;
- L'effet de l'écoulement.

Sur les tassements en surface et les déplacements verticaux au dessus de la clé de voûte, les courbes des figures 5.1 à 5.12 illustrent cette influence.

En deuxième étape, l'effet de ces mêmes paramètres sur les efforts internes et les déplacements dans le revêtement et la superstructure dans un calcul d'interaction, les résultats sont récapitulés dans les tableaux 5.1 à 5.11 qui montrent bien cette influence.

Enfin une étude comparative qui met en relief l'effet des différents paramètres par rapport au modèle de référence à 6 nœuds tableaux 5.12 à 5.15.

5.1- Influence du coefficient de poisson ν

Fig.5.1: Tassement en surface

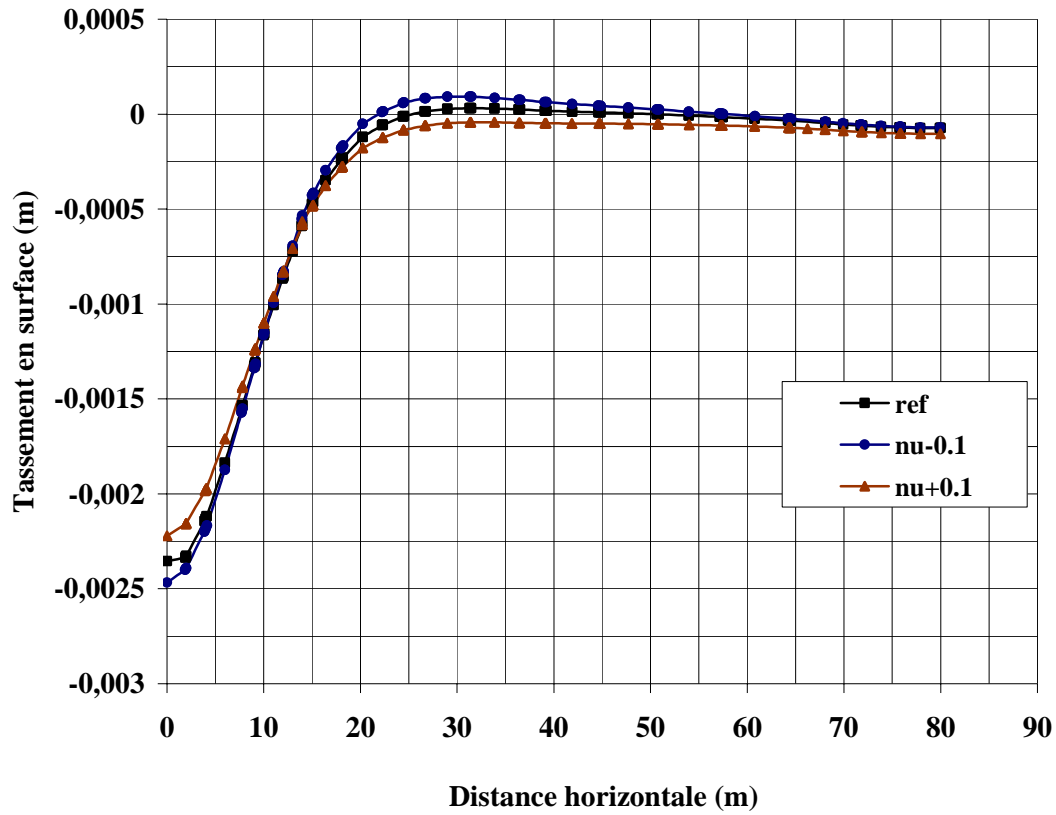
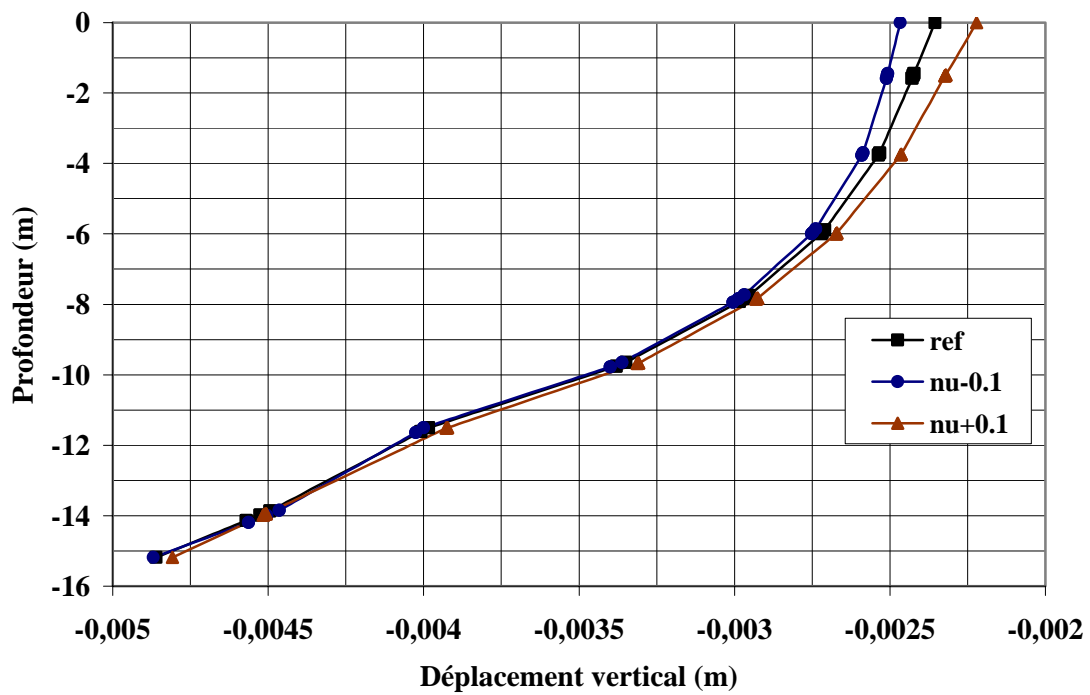


Fig.5.2: Déplacement à l'aplomb de la clé de voûte



5.2-Influence du module d'Young E

Fig.5.3:Tassement en surface

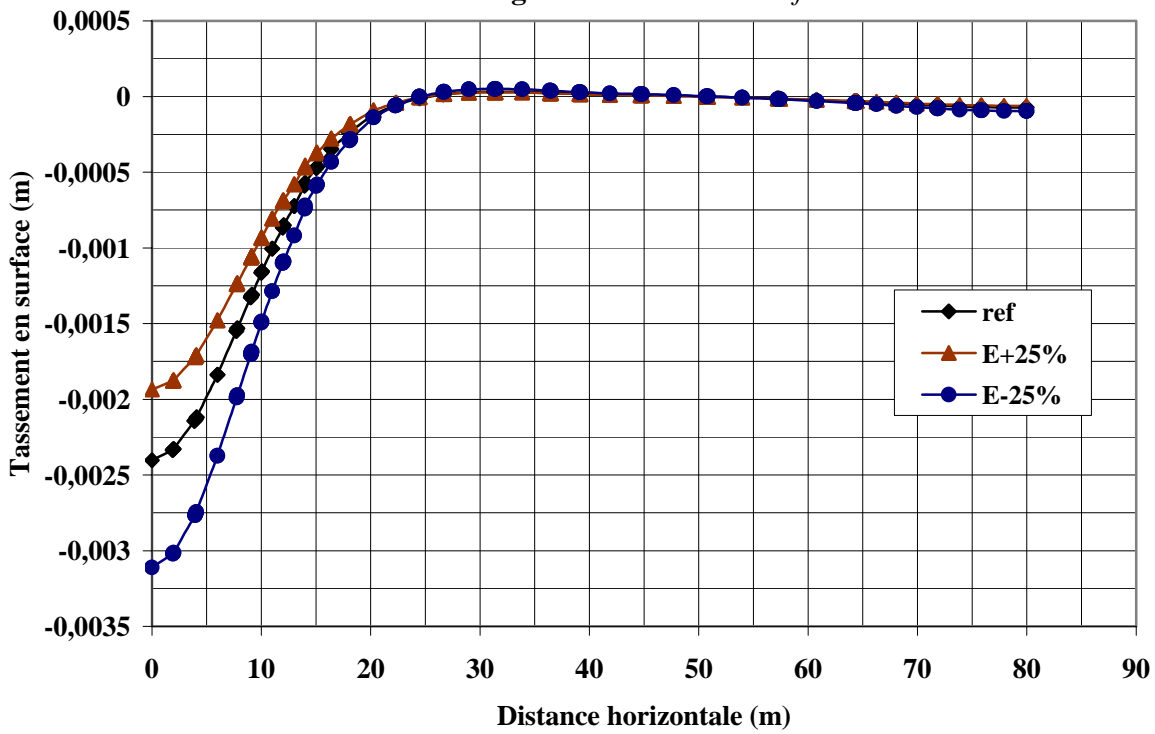
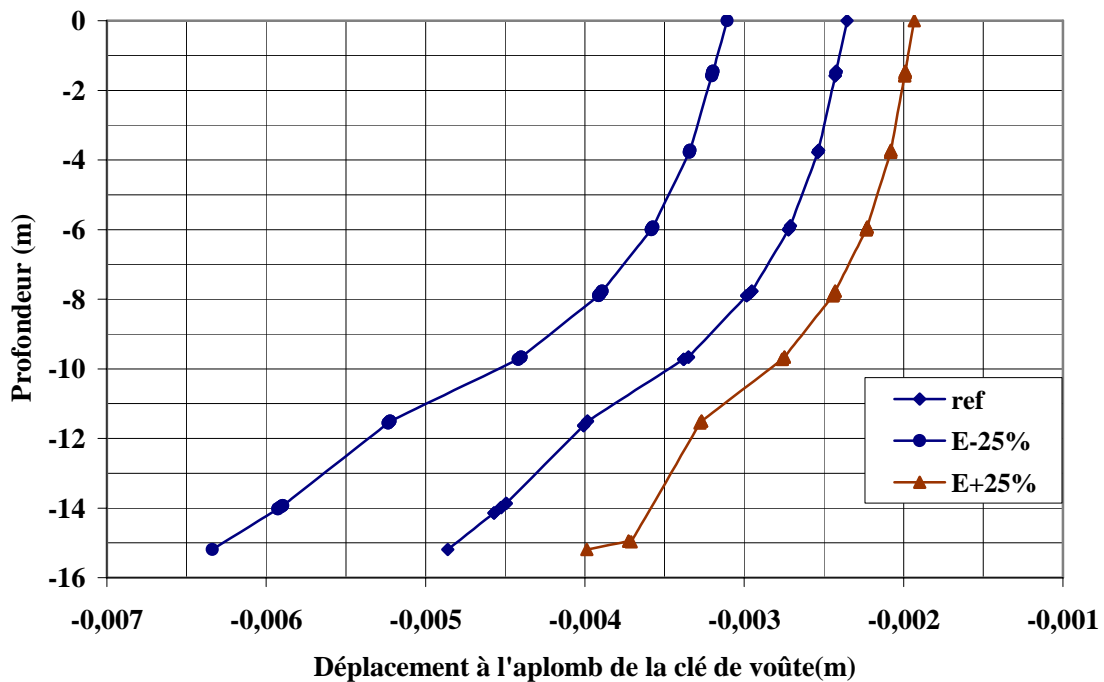


Fig.5.4:Déplacement à l'aplomb de la clé de voûte



5.3-Influence de l'angle de frottement φ

Fig.5.5:Tassement en surface

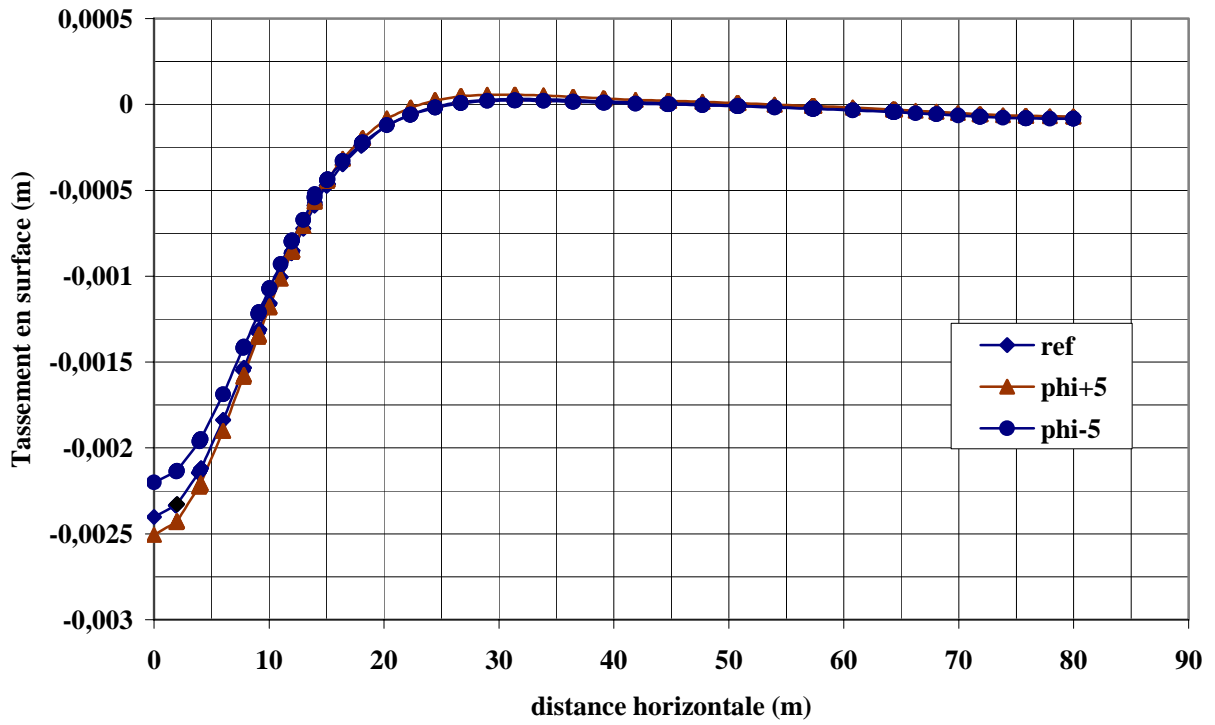
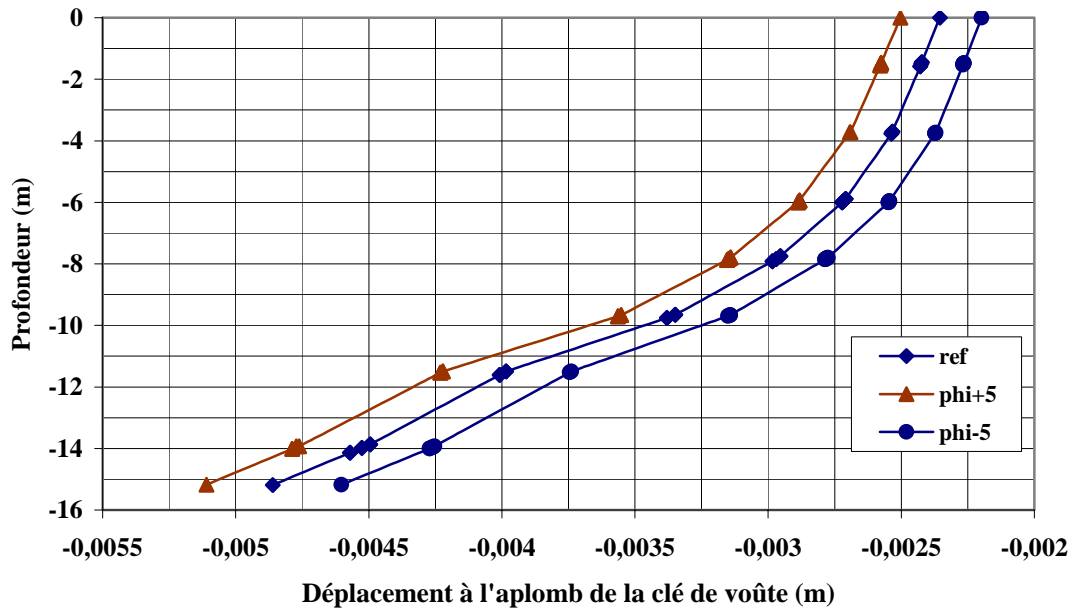


Fig.5.6:Déplacement à l'aplomb de la clé de voûte



5.4-Influence du rabattement de la nappe

Fig.5.7:Tassement en surface

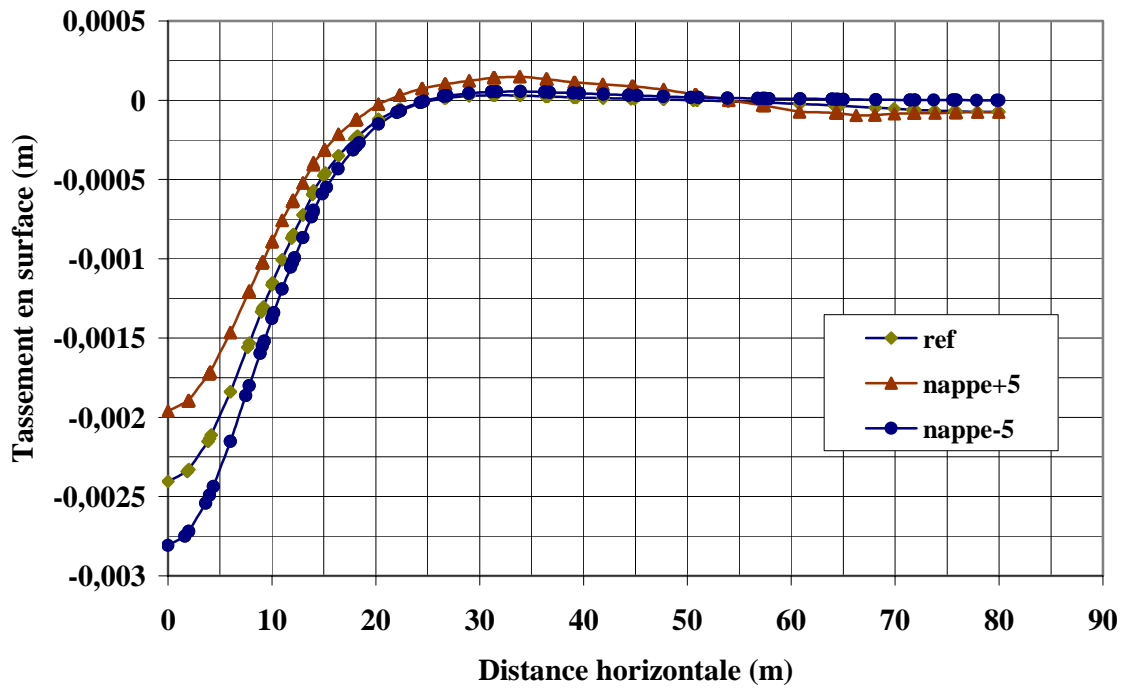
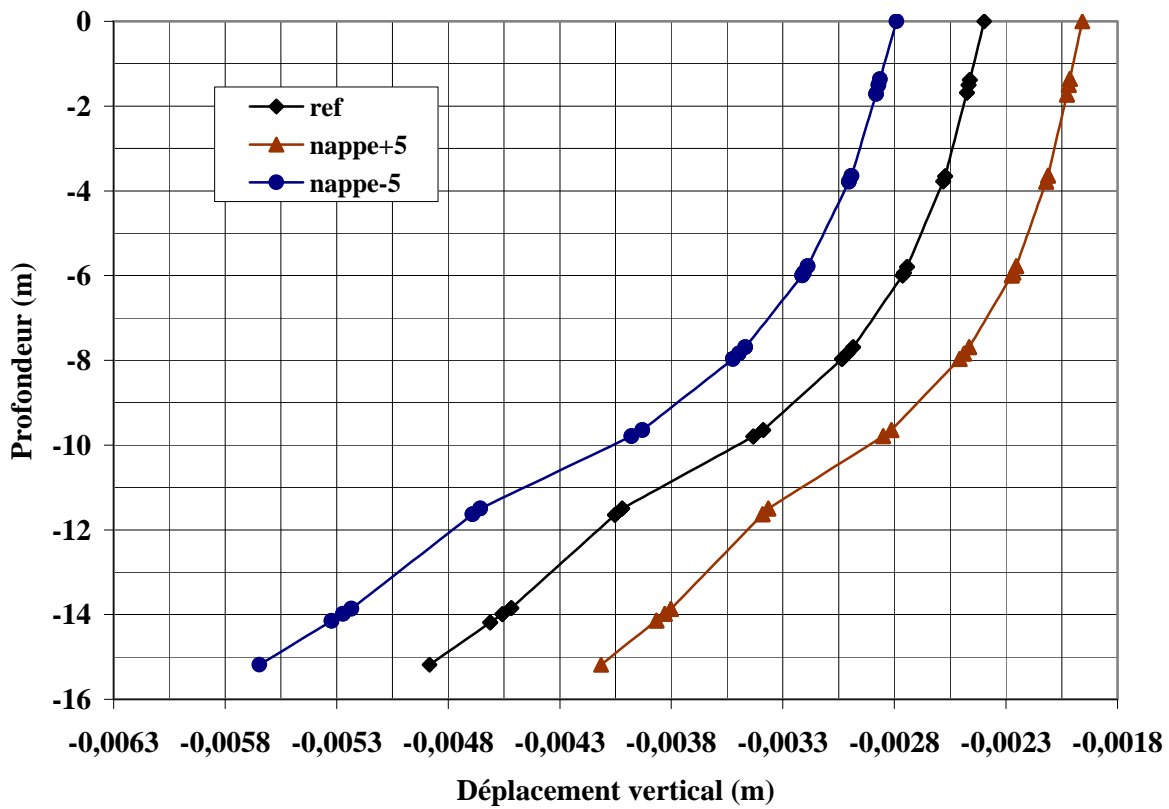


Fig.5.8:Déplacement à l'aplomb de la clé de voûte



5.5-Influence de l'écoulement

Fig.5.9:Tassement en surface

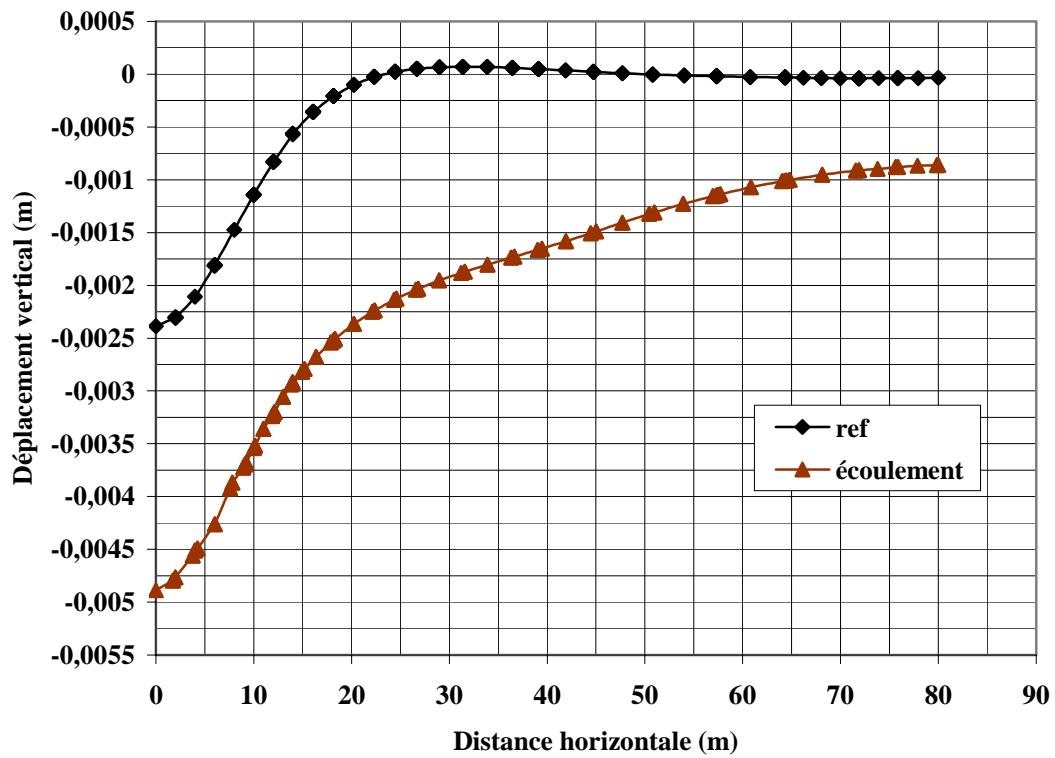
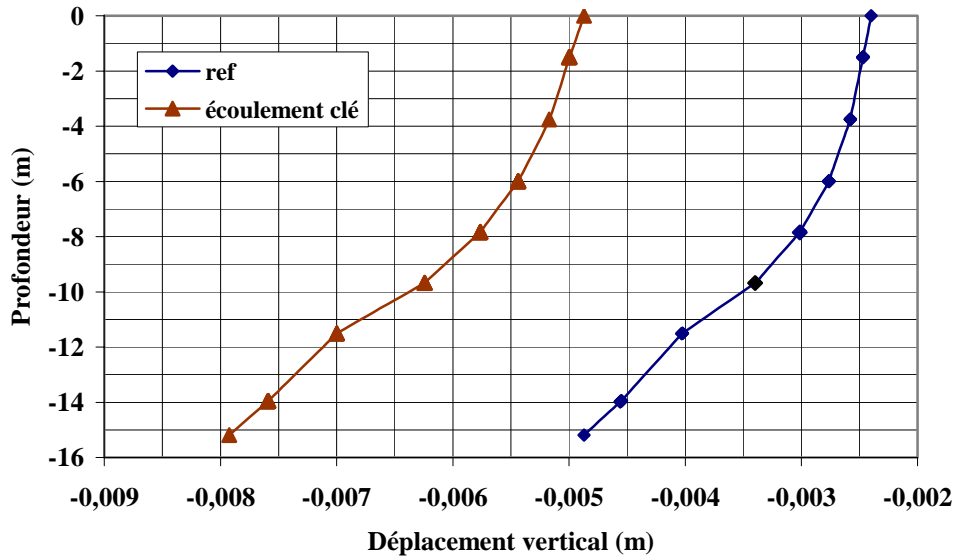


Fig.5.10:Déplacement à l'aplomb de la clé de voûte



5.6-Influence du maillage

Fig.5.11:Tassement en surface

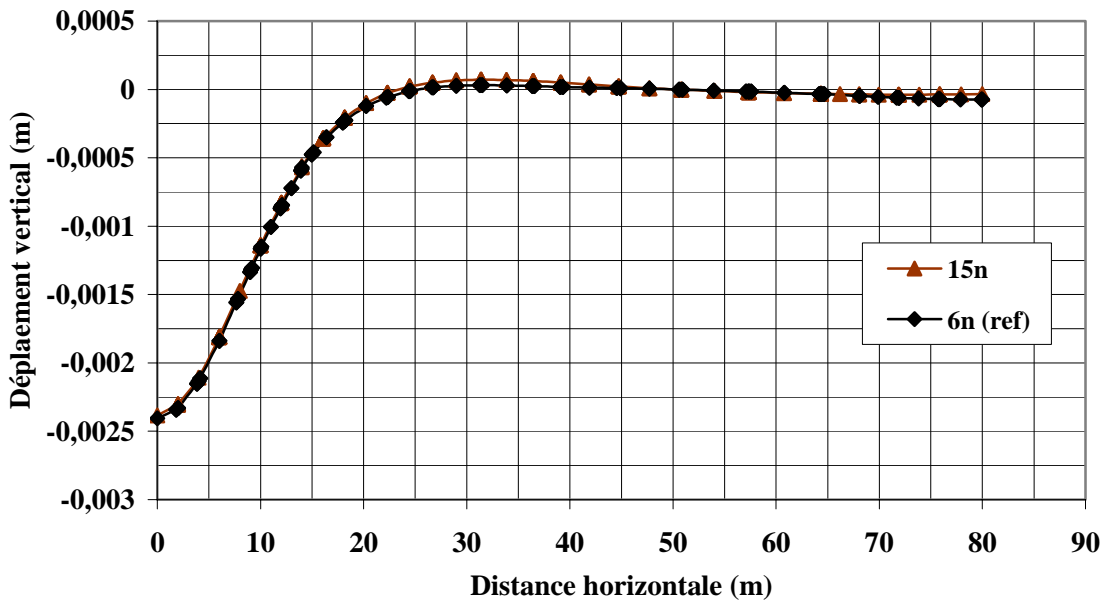


Fig.5.12:Déplacement à l'aplomb de la clé de voûte

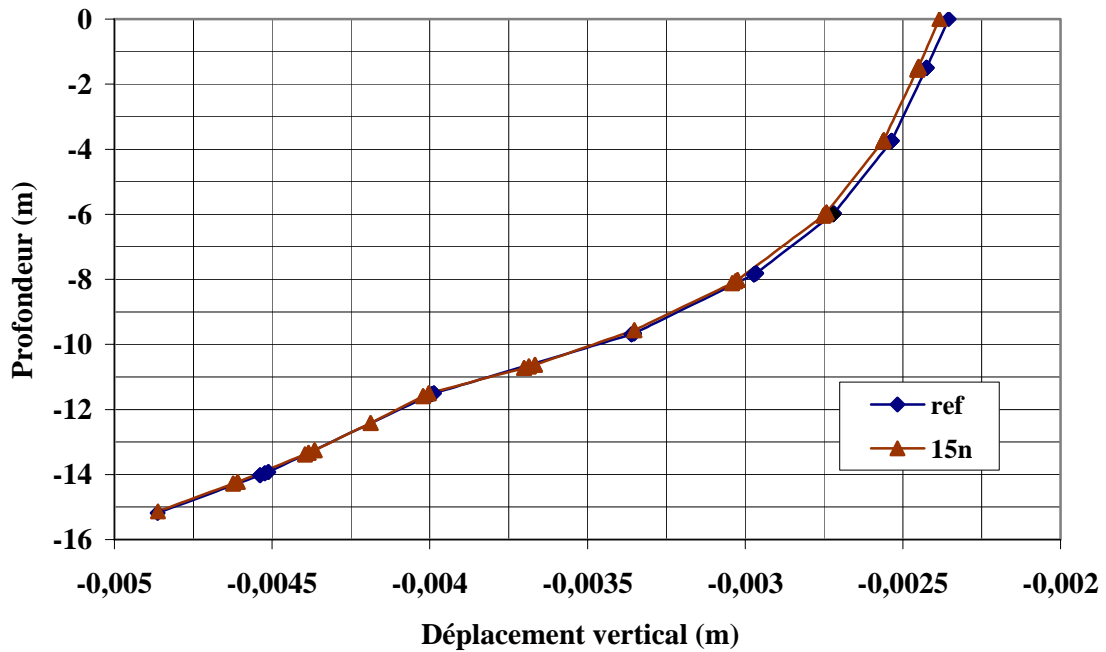


Tableau 5.1 : Efforts internes et déplacements (modèle de référence-éléments à 6 nœuds-)

	Revetement du tunnel		Superstructure			Poutre de la superstructure		Poteau de la superstructure	
	Phase 6	Phase 13	Phase 8	Phase 13	Phase 7	Phase 8	Phase 13	Phase 8	Phase 13
Déplacements horizontaux U_x^{\max} (mm)	6.10^{-3}	1,93	$-2,5.10^{-3}$	$-8,8.10^{-3}$	-1,28	$4,7.10^{-3}$	$-2,8.10^{-3}$	-3.10^{-3}	28.10^{-3}
Déplacements verticaux U_y^{\max} (mm)	-5,16	-9,56	-2,29	-5,29	-25,65	-2,24	-4,75	-1,85	-4,33.
Efforts normaux N^{\max} (kN)	-676	-1000	-768,38	-773,13	-774,6	4,55	1,69	-658,62	-662,82
Efforts tranchants T^{\max} (kN)	-29.10	-38.94	280,22	272,01	272,6	33,03	33,26	-5,13	-4,96
Moments fléchissants M^{\max} (kN.m)	-19.69	-27,77	140,18	-139,65	-136,4	-25,15	-25,71	-9,26	-8,75

Tableau 5.2 : Efforts internes et déplacements (éléments à -15 nœuds)

	Revetement du tunnel		Superstructure				Poutre de la superstructure		Poteau de la superstructure	
	Phase 6	Phase 13	Phase 8	Phase 13	Phase 7	Phase 8	Phase 13	Phase 8	Phase 13	
Déplacements horizontaux U_x^{\max} (mm)	0,654	1,39	-0,245	1,03	-1,17	$5,1 \cdot 10^{-6}$	$-3,5 \cdot 10^{-3}$	$19 \cdot 10^{-3}$	$34 \cdot 10^{-3}$	
Déplacements verticaux U_y^{\max} (mm)	-5,14	-10,10	-2,30	-6,89	-25,87	-2,26	-4,99	-1,87	-4,70	
Efforts normaux N^{\max} (kN)	-671,59	-845,27	-768,19	-778,22	-775,8	4,20	0,76	-657	-664,57	
Efforts tranchants T^{\max} (kN)	-33,02	17,45	270,48	265,74	263,3	32,84	32,78	-5	-4,22	
Moments fléchissants M^{\max} (kN.m)	-19,99	-7,48	-117,50	-130,82	-115,9	-24,78	-24,89	-9,02	-7,40	

Tableau 5.3 : Efforts internes et déplacements (module d'Young-E-25%-)

	Revetement du tunnel		Superstructure				Poutre de la superstructure		Poteau de la superstructure	
	Phase 6	Phase 13	Phase 8	Phase 13	Phase 7	Phase 8	Phase 13	Phase 8	Phase 13	
Déplacements horizontaux U_x^{max} (mm)	0,91	2,59	0,285	-1,10	-1,40	0,001	-0,004	-0,011	0,038	
Déplacements verticaux U_y^{max} (mm)	-6,70	-13,58	-3,13	-8,48	-23,56	-3,06	-6,60	-2,59	-6,21	
Efforts normaux N^{max} (kN)	-706	-1060	-737	-747	-752	6,71	2,67	-652,12	-659	
Efforts tranchants T^{max} (kN)	-34,15	-46,23	323	301	284	34	34,15	-6,42	-5,52	
Moments fléchissants M^{max} (kN.m)	-24,26	-36,7	-165	-154	-138	-27	-27,22	-12,28	-10,48	

Tableau 5.4 : Efforts internes et déplacements (module d'Young $-E+25\%$ -)

	Revetement du tunnel		Superstructure			Poutre de la superstructure		Poteau de la superstructure	
	Phase 6	Phase 13	Phase 8	Phase 13	Phase 7	Phase 8	Phase 13	Phase 8	Phase 13
Déplacements horizontaux U_x^{\max} (mm)	0,321	1,41	-0,2.10 ⁻³	1,0	-1,22	1,0.10 ⁻³	3.10 ⁻³	0,011	0,034
Déplacements verticaux U_y^{\max} (mm)	-4,33	-8,60	-1,96	-5,39	-23,56	-1,90	-4,19	-1,59	-3,92
Efforts normaux N^{\max} (kN)	-623,08	-972,73	-747	-753	-752	6,11	2,38	-661	-666
Efforts tranchants T^{\max} (kN)	-23,66	-34,40	291	282	284	32,61	32,60	-3,80	-3,17
Moments fléchissants M^{\max} (kN.m)	-15,82	-25,34	-142	-140	-138	-24	-24,51	-7,61	-3,32

Tableau 5.5 : Efforts internes et déplacements (coefficient de poisson $\nu=0,1$)

	Revêtement du tunnel		Superstructure				Poutre de la superstructure		Poteau de la superstructure	
	Phase 6	Phase 13	Phase 8	Phase 13	Phase 7	Phase 8	Phase 13	Phase 8	Phase 13	
Déplacements horizontaux U_x^{\max} (mm)	$-0,733.10^{-3}$	2,31	-249.10^{-6}	1,22	1,51	$0.439.10^{-6}$	$-4,39.10^{-3}$	$-2,9.10^{-3}$	$0,04.10^{-3}$	
Déplacements verticaux U_y^{\max} (mm)	-5,27	-10,32	-2,34	-7,46	27,81	-2,39	-5,66	-2,10	-5,66	
Efforts normaux N^{\max} (kN)	-656	-1000	-769	-775,4	-773,9	5,22	1,02	-659,7	-664,7	
Efforts tranchants T^{\max} (kN)	-27,69	-39,28	284,1	266,3	277	32,86	32,08	-4,83	-3,54	
Moments fléchissants M^{\max} (kN.m)	-19,44	-30,82	-141,4	-135,8	-137,8	-24,84	-23,56	-8,78	6,21	

Tableau 5.6 : Efforts internes et déplacements (coefficient de poisson $\nu=0,1$)

	Revetement du tunnel		Superstructure				Poutre de la superstructure		Poteau de la superstructure	
	Phase 6	Phase 13	Phase 8	Phase 13	Phase 7	Phase 8	Phase 13	Phase 8	Phase 13	
Déplacements horizontaux U_x^{\max} (mm)	-0,172	0,950	-0,226	-0,870	-0,934	526.10 ⁻⁶	-1,7.10 ⁻⁶	-3,44.10 ⁻³	0,02.10 ⁻³	
Déplacements verticaux U_y^{\max} (mm)	-5,20	-9,32	-2,25	-4,44	-22,01	-2,20	-4,39	-1,80	-3,69	
Efforts normaux N^{\max} (kN)	-644	-933	-770	-771	-777	3,53	1,54	-660	-661	
Efforts tranchants T^{\max} (kN)	-25,27	-34,03	-267,7	-267	258,6	32,73	33,69	-4,72	-5,62	
Moments fléchissants M^{\max} (kN.m)	-17,18	-24,62	-136	-139	-131,5	-24,63	-26,45	-8,45	-9,91	

Tableau 5.7 : Efforts interne et déplacements (angle de frottement $\varphi=5^\circ$)

	Revetement du tunnel		Superstructure				Poutre de la superstructure		Poteau de la superstructure	
	Phase 6	Phase 13	Phase 8	Phase 13	Phase 7	Phase 8	Phase 13	Phase 8	Phase 13	
Déplacements horizontaux U_x^{\max} (mm)	0,26	-1,34	-0,263	-0,888	-1,23	$0,4 \cdot 10^{-3}$	-0,003	-0,003	0,030	
Déplacements verticaux U_y^{\max} (mm)	-4,72	-8,83	-2,26	-4,76	-25,71	-2,22	-4,49	-1,88	-4,08	
Efforts normaux N^{\max} (kN)	-656	-1000	-770,1	-772,7	-774	4,34	1,39	-660	-662,5	
Efforts tranchants T^{\max} (kN)	-33,5	-52,22	278,3	274,6	-271,4	32,9	33,23	-4,88	-4,9	
Moments fléchissants M^{\max} (kN.m)	-24,5	-40,04	-139,3	-138,1	-135,8	-25	-25,6	-8,81	-8,7	

Tableau 5.8 : Efforts internes et déplacements (angle de frottement $-\varphi+5^\circ$ -)

	Revêtement du tunnel		Superstructure			Poutre de la superstructure		Poteau de la superstructure	
	Phase 6	Phase 13	Phase 8	Phase 13	Phase 7	Phase 8	Phase 13	Phase 8	Phase 13
Déplacements horizontaux U_x^{\max} (mm)	0,731	2,15	-0,236	-0,974	-1,33	$0,5 \cdot 10^{-3}$	-0,003	-0,003	0,032
Déplacements verticaux U_y^{\max} (mm)	-5,51	-10,37	-2,33	-6,79	-25,62	-2,28	-5,30	1,87	-5,09
Efforts normaux N^{\max} (kN)	649,1	-981,6	-767,8	-777	-774,5	4,7	1,45	-658,1	-666
Efforts tranchants T^{\max} (kN)	-26,1	-38,4	282,9	-270,7	274,6	33,1	32,7	-5,2	-4,1
Moments fléchissants M^{\max} (kN.m)	-18,8	33,4	-142,6	-139,9	-138,8	-25,3	-24,8	-9,5	-7,2

Tableau 5.9 : Efforts internes et déplacements (rabattement -nappe-5m-)

	Revêtement du tunnel		Superstructure			Poutre de la superstructure		Poteau de la superstructure	
	Phase 6	Phase 13	Phase 8	Phase 13	Phase 7	Phase 8	Phase 13	Phase 8	Phase 13
Déplacements horizontaux U_x^{\max} (mm)	711.10^{-3}	2,02	-281.10^{-3}	-960.10^{-3}	-1,28	526.10^{-9}	$-3,3.10^{-6}$	$-3,3.10^{-6}$	$0,034.10^{-3}$
Déplacements verticaux U_y^{\max} (mm)	-5,94	-10,40	-2,53	-6,05	-25,62	-2,47	-5,19	-2,05	-4,75
Efforts normaux N^{\max} (kN)	-757	-1090	-768	-774	-774,6	4,60	1,24	-658	-663
Efforts tranchants T^{\max} (kN)	-32,18	-42,06	281	274,6	272,5	33,13	33,33	-5,25	-4,94
Moments fléchissants M^{\max} (kN.m)	-21,73	-29,94	-140,6	-140,5	-136,4	-25,32	-25,86	-9,48	-8,68

Tableau 5.10 : Efforts internes et déplacements (rabattement-nappe+5m)

	Revêtement du tunnel		Superstructure			Poutre de la superstructure		Poteau de la superstructure	
	Phase 6	Phase 13	Phase 8	Phase 13	Phase 7	Phase 8	Phase 13	Phase 8	Phase 13
Déplacements horizontaux U_x^{\max} (mm)	0,411	1,65	-0,230	-0,846	-1,29	$0,41.10^{-6}$	$-2,9.10^{-6}$	$-2,6.10^{-6}$	$0,029.10^{-6}$
Déplacements verticaux U_y^{\max} (mm)	4,36	-9,26	-2,07	-5,49	-25,60	-2,02	-4,62	-1,67	-4,28
Efforts normaux N^{\max} (kN)	-600,4	-869,2	-768,8	-774	-774,4	4,52	1,68	-659	-664
Efforts tranchants T^{\max} (kN)	-26,18	-32,44	279,5	270	272,9	32,96	-33,07	-5,01	-4,65
Moments fléchissants M^{\max} (kN.m)	-17,76	-25,47	-133,9	-139	-136,7	-25,02	-25,39	-9,06	-8,19

Tableau 5.11 : Efforts internes et déplacement (cas d'un écoulement)

	Revêtement du tunnel		Superstructure			Poutre de la superstructure		Poteau de la superstructure	
	Phase 6	Phase 13	Phase 8	Phase 13	Phase 7	Phase 8	Phase 13	Phase 8	Phase 13
Déplacements horizontaux U_x^{\max} (mm)	0,32	-1,34	-0,257	-0,966	-1,28	$0.48.10^{-3}$	-0,028	-0,003	0,028
Déplacements verticaux U_y^{\max} (mm)	-7.72	-9,63	-2,32	-5,71	-25,63	-2,27	-4,79	-1,88	-4,36
Efforts normaux N^{\max} (kN)	-869,1	-1010	-756,8	-762,2	-761	4,56	1,70	-658,7	-662,8
Efforts tranchants T^{\max} (kN)	-38	-39,28	279,5	271,7	-271,8	33,05	33,28	-5,14	-4,99
Moments fléchissants M^{\max} (kN.m)	-24,29	-28,01	-139,9	-137,9	-136,0	-25,18	-25,75	-9,29	-8,79

Tableau.5.12 : Influence des paramètres géotechniques sur le revêtement du tunnel (étude comparative avec le modèle de référence).

	15n	E+25%	E-25%	v+0,1	v-0.1	$\varphi+5^\circ$	$\varphi-5^\circ$	Nappe +5m	Nappe -5m	Écoulement
U _x	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
U _y	-	-16%	+30%	+1%	+2%	+7%	-9%	-15%	+15%	+50%
N	-1%	-8%	+4%	-5%	-3%	-4%	-3%	-11%	+12%	+29%
T	-	-19%	+17%	-13%	-5%	-10%	+15%	-10%	+11%	+31%
M	+2%	-20%	+32%	-13%	-1%	-5%	+24%	-10%	+10%	+23%

Tableau .5.13 : Influence de la construction du tunnel sur la superstructure (étude comparative entre la phase7 et la phase13)

	6n	15n	E+25%	E-25%	v+0,1	v-0.1	$\varphi+5^\circ$	$\varphi-5^\circ$	Nappe+ 5m	Nappe- 5m	Écoulement
U _x	+1%	+85%	+82%	+78%	+93%	+81%	+73%	+72%	+67%	+75%	+75%
U _y	+21%	+27%	+23%	+23	+20%	+27%	+26%	+18%	+21%	+24%	+22%
N	-	+1%	+1%	-	-1%	-	-	-	-	-	+1%
T	-	+1%	+1%	-4%	-3%	-4%	-1%	+1%	-1%	+1%	-
M	+2%	+13%	+13%	-4%	+6%	-1%	+1%	+2%	+2%	+3%	-

Tableau.5.14 : Influence de la phase de creusement sur la superstructure (étude comparative entre la phase7 et la phase8).

	6n	15n	E+25%	E-25%	v+0,1	v-0.1	$\varphi+5^\circ$	$\varphi-5^\circ$	Nappe+ 5m	Nappe- 5m	Écoulement
U _x	-	+21%	-	+23%	+24%	+16%	+18%	+21%	+18%	+29%	+20%
U _y	+9%	+9%	+8%	+8%	+10%	+8%	+9%	+9%	+8%	+10%	+9%
N	-1%	-1%	-1%	-1%	-1%	-1%	-1%	-	-1%	-1%	-
T	+3%	+3%	+2%	+3%	+3%	+3%	+3%	+2%	+2%	+3%	+3%
M	+3%	+1%	+3%	+3%	+3%	+3%	+3%	+3%	-2%	+3%	+3%

Tableau.5.15 : *Influence des paramètres géotechniques sur le tassement en surface (étude comparative avec le modèle de référence).*

Le paramètre	Tassement en surface (mm)	Variation en (%)
6n	2,405	-
15n	2,488	+3
E+25%	1,935	-20
E-25%	3,111	+29
v+0,1	2,208	-8
v-0,1	2,467	+3
$\varphi+5^\circ$	2,506	+4
$\varphi-5^\circ$	2,201	-8
Nappe+5m	1,961	-18
Nappe-5m	2,807	+17
Ecoulement	4,889	+103

NB : Le signe (+) indique une augmentation, le signe (-) une diminution.

Synthèse générale des calculs

Cette étude nous a éclairé sur les points suivants :

- Les déplacements horizontaux sont minimes.
- On remarque que la variation du module d'Young affectent les déplacements dans le revêtement et une nette variation des efforts internes, les effets de l'écoulement et le rabattement de la nappe engendrent des déplacements et des efforts importants.
- L'influence des différents paramètres est négligeable sur les efforts internes de la superstructure, par contre la variation des déplacements verticaux est très significative, elle est de l'ordre de 20 à 27% .
- L'étude comparative qui a été faites au terme de la phase de creusement, montre qu'une grande partie des déplacements s'est produite pendant cette phase. On a constaté la monotonie de la variation des efforts internes dans la superstructure.
- Les résultats de l'étude paramétrique sur les tassements en surface montrent bien l'incidence du module d'Young, du rabattement de la nappe et de l'écoulement. Ce dernier montre un accroissement supérieur à 100% .
- Le modèle de calcul adopté et la nature du terrain encaissant a été favorable pour le comportement de la superstructure.

Conclusion générale

- On a établi un modèle de calcul pour un projet réel, il n'est pas la solution idéale mais une approche raisonnable.
- On a fait varier plusieurs paramètres géotechniques et de modélisation et étudier leur influence.
- L'étude paramétrique a mis en relief l'influence importante de trois paramètres à savoir le module d'Young, le rabattement de la nappe et l'écoulement sur les tassements en surface.
- On aurait pu faire varier d'autres paramètres, propriétés d'interfaces, la rigidité de revêtement, la rigidité de la superstructure ainsi que la combinaison de plusieurs paramètres à la fois et voir leur influence.
- L'utilisation des lois de comportement avancées.
- L'étude paramétrique est très précieuse, elle peut compenser les aléas des investigations géotechniques du terrain.

- Cette étude n'a pas montré l'influence du creusement sur la superstructure, il serait nécessaire d'étudier l'influence de l'avancement du front de taille sur un modèle tridimensionnel.

Recommandations

A partir de ses constatations nous recommandons ce qui suit :

- Les études paramétriques sont très bénéfiques pour les terrains qui présentent des variations dans les caractéristiques mécaniques le long de l'axe de l'ouvrage ou en profondeur.
- Elles permettent d'abaisser le coût de la prospection géotechnique du terrain pour les ouvrages souterrains.
- Les résultats auraient pu être plus intéressants si cette étude a été faite sur un modèle en 3D (non disponible dans le code PLAXIS).
- Il est nécessaire d'effectuer des auscultations pendant les travaux dans des galeries de reconnaissance. Ce ci permettra de tester et valider des modèles de calculs.

ANNEXE A

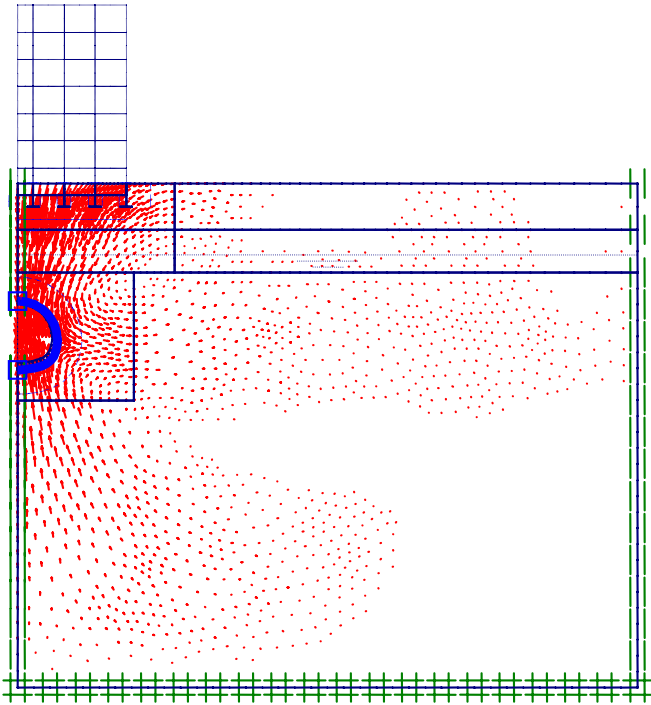


Fig. 4.8 :Déplacements totaux au terme de la -phase 6-.

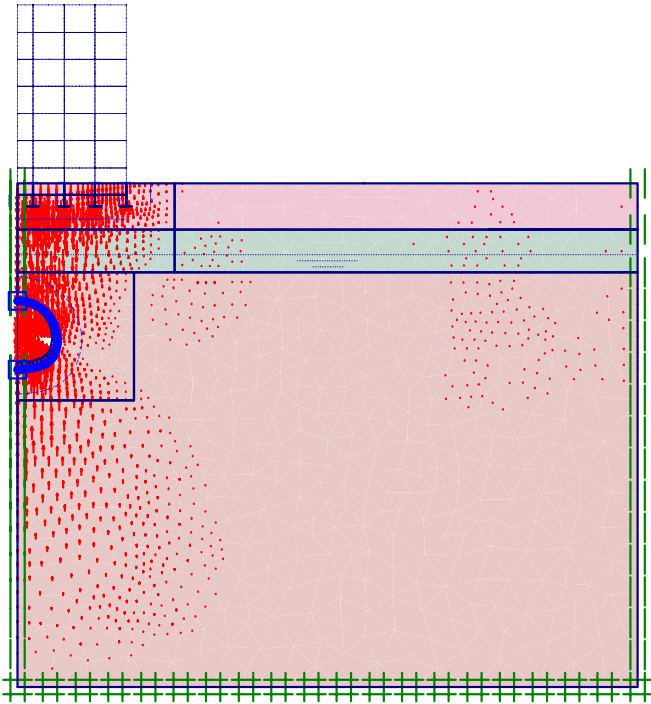


Fig. 4.9 :Déplacements verticaux au terme de la- phase 6-.

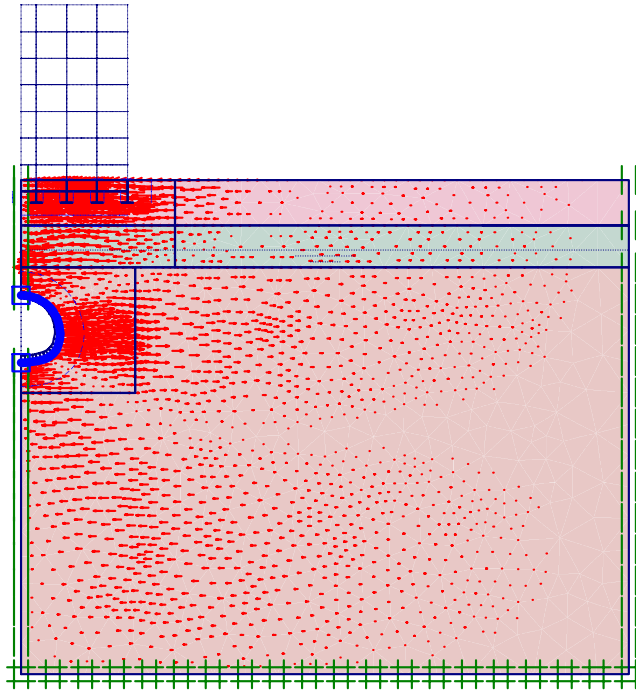


Fig. 4.10 : *Déplacements horizontaux au terme de la -phase6-.*

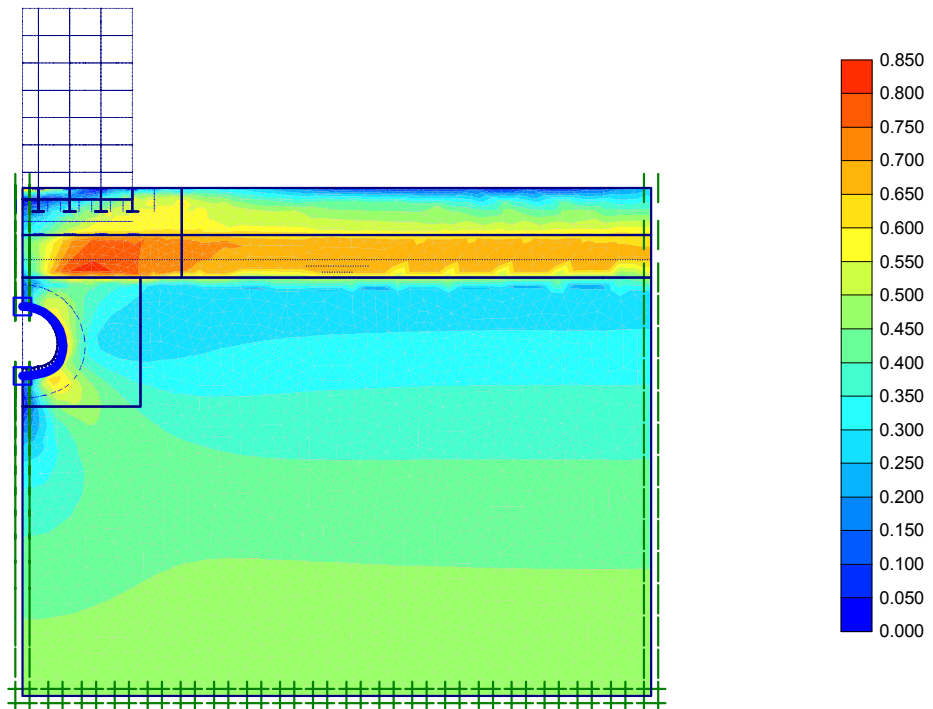
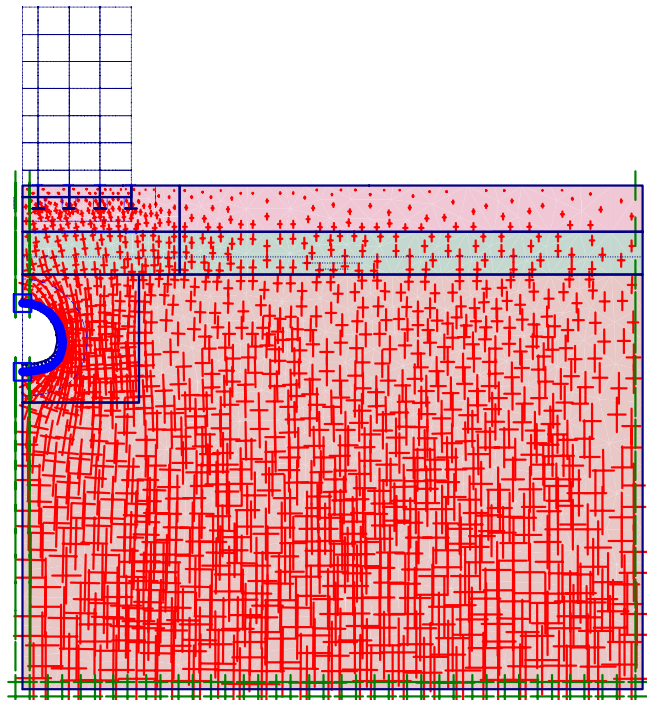


Fig. 4.11: *Contraintes tangentielles relatives au terme de la -phase6-.*



Effective stresses
 Extreme effective principal stress -936,21 kN/m²

Fig. 4.12 : *Contraintes effectives au terme de la- phase6-.*

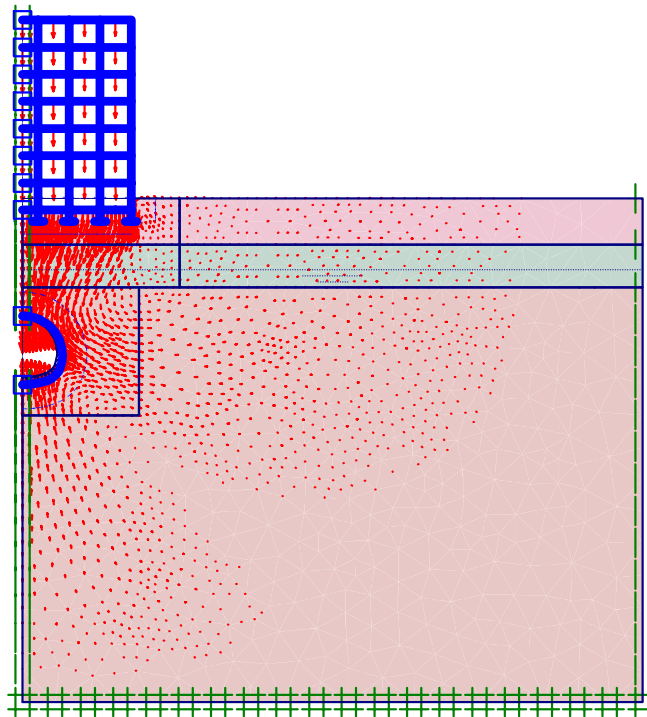


Fig .4.13 : *Déplacements totaux au terme de la- phase13-.*

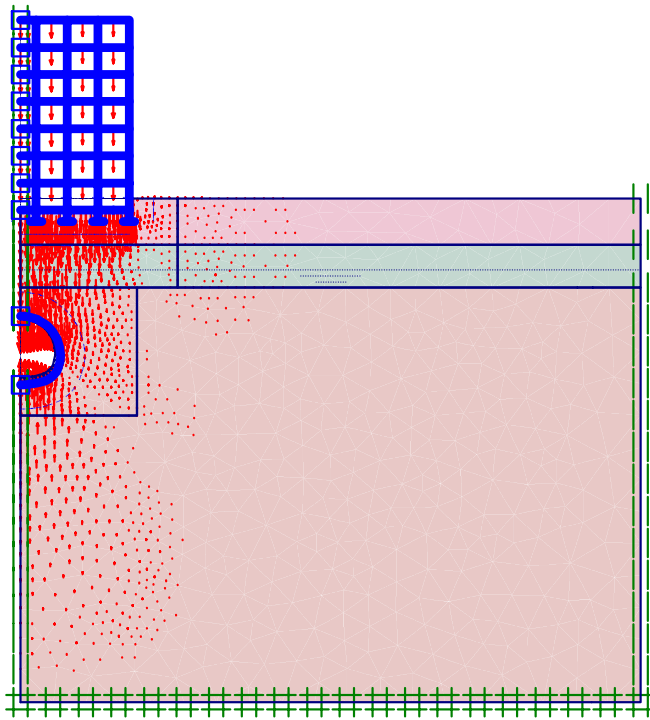


Fig. 4.14 : *Déplacements verticaux au terme de la phase- 13-.*

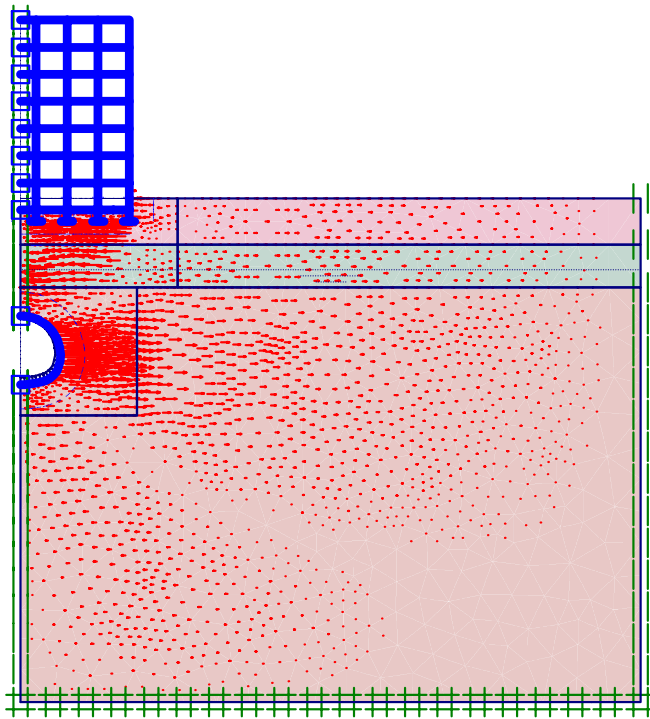


Fig .4.15 : *Déplacements horizontaux au terme de la- phase13-.*

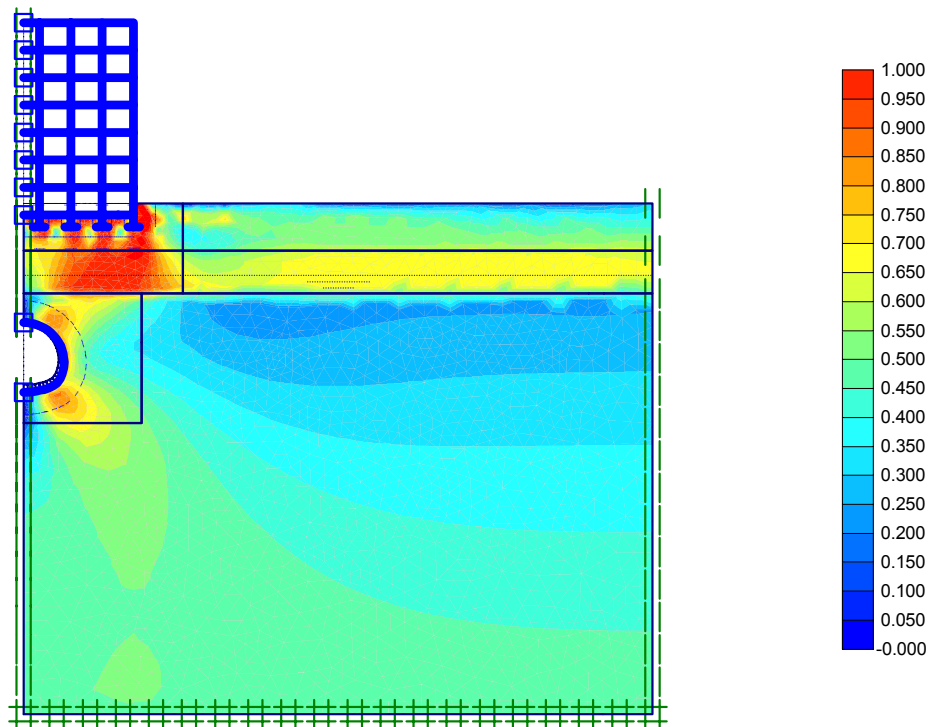


Fig.4.16 : *Contraintes tangentielles relatives au terme de la-phase13-.*

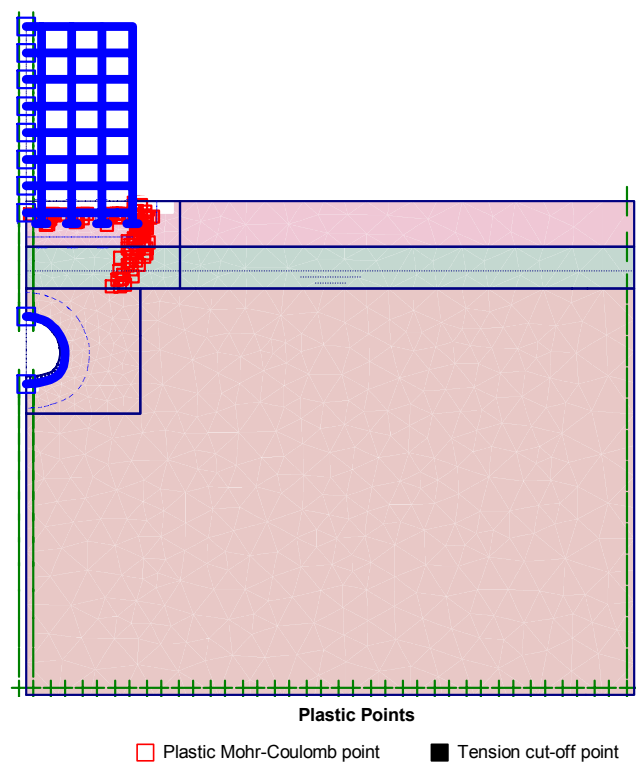


Fig.4.17: *Points plastiques au terme de la- phase13-.*

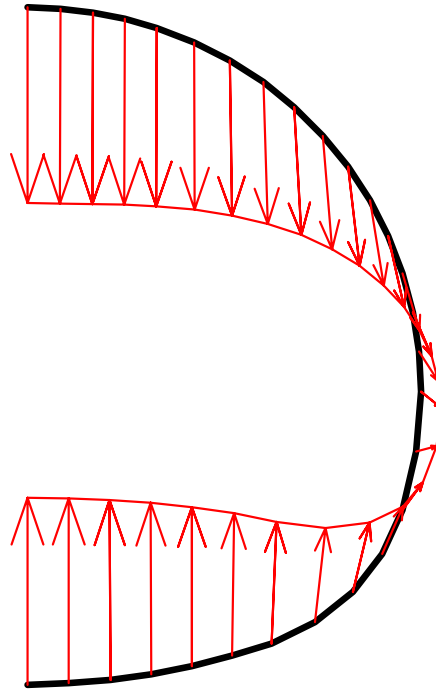


Fig. 4.18: *Déplacements totaux dans le revêtement au terme de la- phase6-.*

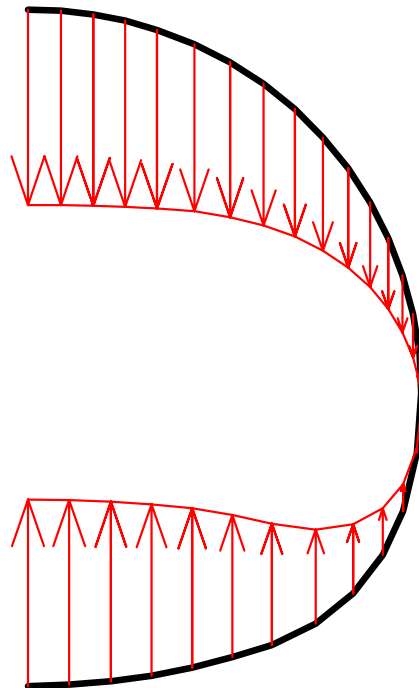


Fig. 4.19 : *Déplacements verticaux dan le revêtement au terme de la- phase6-.*

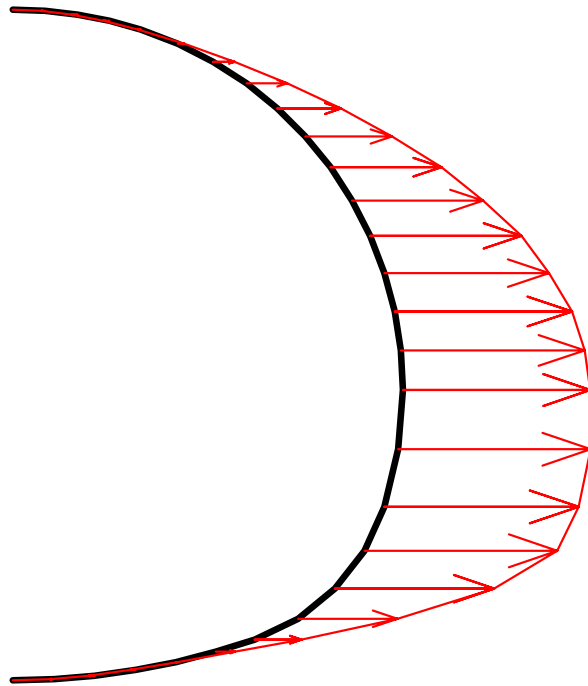


Fig. 4.20 : *Déplacements horizontaux dans le revêtement au terme de la- phase 6-.*

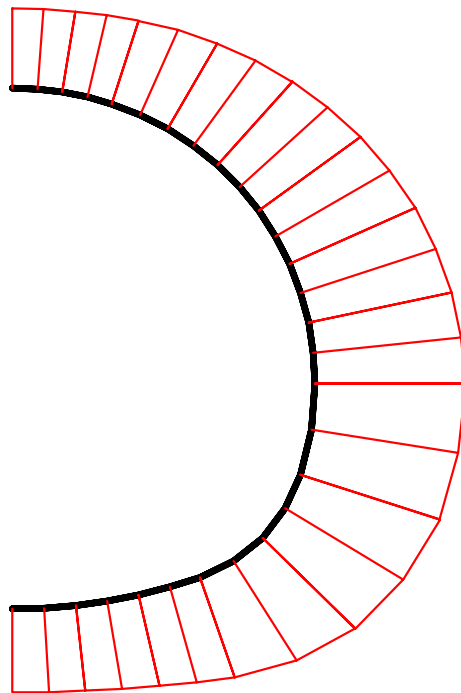


Fig .4.21: *Effort normal dans le revêtement au terme de la- phase 6-.*

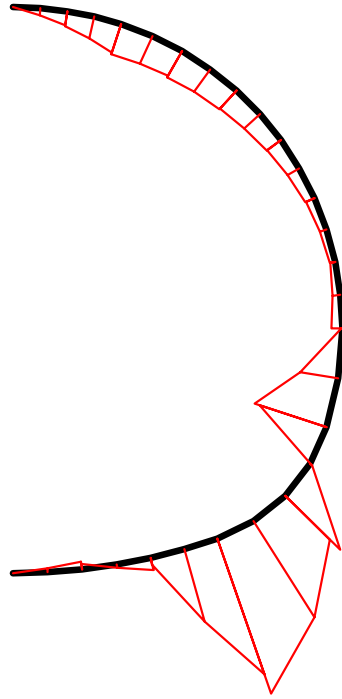


Fig. 4.22: *Effort tranchant dans le revêtement au terme de la- phase 6-.*

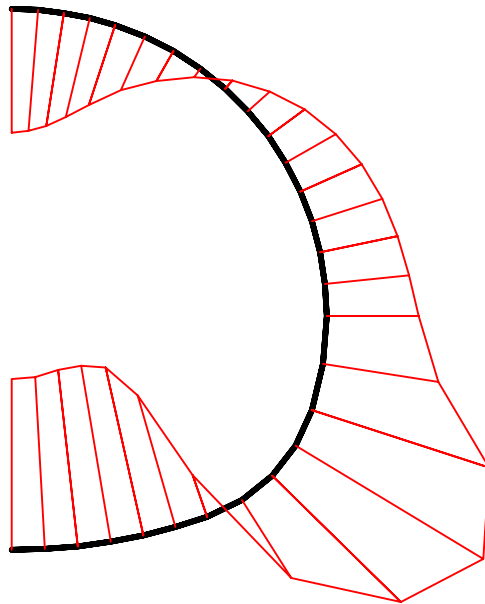


Fig. 4.23: *Moment fléchissant dans le revêtement au terme de la- phase 6-.*

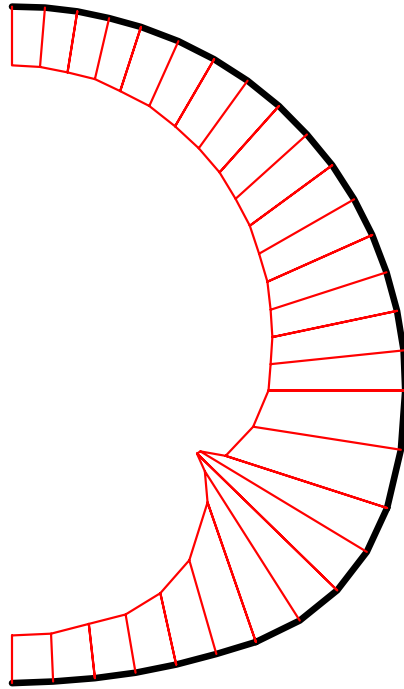


Fig. 4.24 : *Contraintes normales sur l'interface sol-revêtement au terme de la –phase6–.*

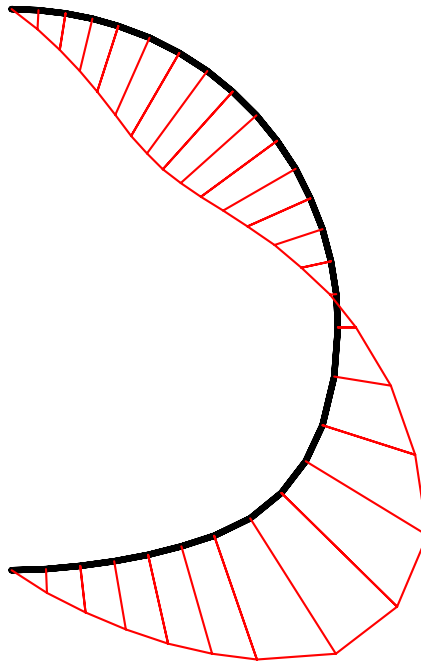


Fig. 4.25 : *Contraintes tangentielles sur l'interface sol-revêtement au terme de la –phase6–.*

Références bibliographiques

- AFTES,(1998), *Dossier pilote des tunnels genie civil*, centre d'etude des tunnels,Paris.
- Boulon.M, Flavigny.E, Malecot.Y,Simon.B,Babin.C,Bernhard,(2004) . *La pratique éclairée des elements finis en geotechnique*, tome 1et2,Paris.
- Bouvard.a,Lecoanet.,Colombet.G,Estuelle.F.(1992).*Ouvrages souterrains*, presses de l'E.N.P.C,Paris.
- Brinkgreve, R.B.J. , P.A. Vermeer (2002), *PLAXIS : Finite Element Code for Soil and Rock Analyses*, Version 8. Balkema.
- Cordary.A ,1994, *Mecanique des sols*, lavoisier tec&doc,Paris.
- Dreux.G, Festa.J,(1998), *Nouveau guide du beton et de ses constituants* , eyrolles, Paris.
- Etudes géotechnique et géologique, (2003), EMA(Entreprise Métro d'Alger).
- Fine. J,1998, *Le soutènement des galeries minières*,cours de l'école des mines de Paris.
- Gesta.P,(2004), *Travaux souterrains techniques de l'ingénieur* , T.O.S ,Paris.
- Habib.P,(1997), *Genie geotechnique*, éllipse, Paris.
- Martin.F , Saittia.A ,(2006), *Mécanique des roches et travaux souterrains* ,centre d'etude des tunnels , Paris.
- Panet.M,(1995), *Le calcul des tunnels par la methode convergence-confinement* , presse de l'E.N.P.C, Paris.
- Prat.M , Bisch.E, Millard.A, Mestat.P, Cabot.G.P, (1995), *La modelisation des ouvrages*, hérmes ,Paris.
- Prat. M, Mestat.P ,1999,*Ouvrages en interaction* hérmes,Paris.
- Robitaille.V, Tremblay.D,(1997), *Mécanique des sols,theorie et pratique*, modulo, Canada.

Résumé: En site urbain, le creusement des tunnels à faible profondeur peut induire des mouvements de terrain qui sont susceptibles de provoquer des déformations et dans des cas extrêmes des dégâts importants aux structures en surface. Ce mémoire traite une analyse numérique, avec paramétrage géotechnique, de l'effet du creusement d'un tunnel à faible profondeur sur une structure à étage multiple centrée au dessus de l'axe d'un tunnel. L'étude est effectuée à l'aide du code de calcul Plaxis 7.2 qui est basé sur la méthode des éléments finis en déformation plane. L'analyse s'applique à un cas réel en l'occurrence le métro d'Alger, l'excavation a été réalisée selon la NMA (Nouvelle Méthode Autrichienne) en tenant compte du déconfinement. Les résultats sont présentés en terme de déplacements et efforts internes et ont mis en évidence une influence manifeste de l'écoulement, et à un degré moindre le rabattement de la nappe et le module d'Young.

Mots clé: Tunnel, Plaxis, Méthode des éléments finis, NMA, Ecoulement, Rabattement de la nappe, Module d'Young, Déformation plane.