

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
Département de Génie Civil

MEMOIRE DE MAGISTER

Présenté par

BENSMAIL MESSAOUDA
Ingénieur de l'Université de Biskra

Pour obtenir le titre de :
MAGISTER en Génie Civil

THEME :

**MODELISATION NUMERIQUE DU CREUSEMENT
SEQUENTIEL SOUTERRAIN**

Soutenu le : 02 OCTOBRE 2002

Président :	M.A.BALI	Professeur E.N.P
Rapporteurs :	M. S. BENMEBAREK	Maître de conférence Univ. BISKRA
	M. M. DEMIDEM	Chargé de cours E.N.P EL-HARACH
Examineurs :	M.S.BELKACEMI	Maître de conférence E.N.P
	M. M.T. BELARBI	Maître de conférence Univ. BISKRA
	M.B.ZEGHLACHE	Chargé de cours E.N.P

M0040/02B

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

REMERCIEMENTS

Je remercie tout d'abord et avant tout Dieu.

Je tiens à exprimer ici mon profond respect et ma reconnaissance à M. Benmebarek Sadok, qui m'a suivi, encouragée et orientée tout au long de mon travail. Je le remercie aussi pour ses conseils, son aide à tous les niveaux ainsi que pour le temps qu'il m'a accordée et les moyens qui ont été mis à ma disposition. Je remercie également M. M. Demidem qui a accepté d'être le co-directeur de mon mémoire de magister.

J'adresse mes vifs remerciements à tous mes enseignants à l'Ecole Nationale Polytechnique, et à l'Université de Biskra.

Mes remerciements s'étendent aussi au membres du jury pour avoir accepté d'examiner mon travail.

Ma reconnaissance à toute ma famille surtout mes parents, qui m'ont supportée durant cette période.

Enfin, je remercie toutes les personnes qui ont de loin ou de pré prêté main forte à l'élaboration de ce travail.

ملخص

تقنية البناء بالطريقة النمساوية الجديدة تسمح للتربة المحيطة بالتجاوب مع تغير الإجهادات الناجمة عن الحفر، وذلك بتخفيض الإجهادات المطبقة على الدعامات. تستعمل هذه الطريقة إمكانية التربة لإسناد نفسها، أي بمعنى مشاركة التربة لتحمل الإجهادات الناتجة.

تحتوي هذه المذكرة على :

دراسة مكتبية حول: الحفر المتسلسل، طريقة حساب الإزاحات الناتجة عن الحفر، عرض لطريقة تقارب تصدي، وكذلك عرض للوسيلة الرقمية المستعملة.
دراستين رقميتين:

* الدراسة الأولى: تعرض مدى تأثير معامل ضغط التربة عند الراحة و كذلك مفعول طريقة تقسيم مساحة النفق على سلوك التربة المجاورة.

* الدراسة الثانية: تهتم بتأثير معدل التصدي، و خطوات الحفر على رد فعل التربة المحيطة بنفق الجزائر العاصمة.

RESUME

La technique de construction par la méthode NATM (Nouvelle Méthode Autrichienne) permet au terrain encaissant de s'adapter aux variations des contraintes induites par le creusement en réduisant les contraintes appliquées au soutènement, cette démarche utilise la faculté du massif à s'auto supporter, c'est à dire la participation du terrain à son propre soutènement.

Ce mémoire est composé de :

- Une étude bibliographique sur : creusement séquentiel, les méthodes d'estimation des déplacements engendrés par le creusement, la méthode de convergence-confinement avec présentation de l'outil de calcul numérique,
- Deux études numériques :
 - La première étude présente l'influence de coefficient de pression des terres au repos K_0 , ainsi que l'effet de la subdivision de la section sur le comportement du terrain encaissant.
 - La deuxième étude traite l'influence du taux de déconfinement et les phasages de creusement sur la réponse du terrain entourant le tunnel du métro d'Alger.

Mots clés : tunnel, séquences du creusement, nouvelle méthode autrichienne, modélisation numérique, différences finies.

ABSTRACT

The technique of construction by method NATM (New Austrian Tunnelling Method) allows the ground around tunnel to adapt to the variations of the stresses induced by the excavation, by reducing the pressures applied to supporting, this method use the faculty of the rock mass to be supported, i.e. the participation of the ground in its own supporting.

This memory is composed of a bibliographical study on:

- Sequential excavation, methods of estimate of the displacements generated by the excavation, method of convergence-confinement and presentation of the numerical tool,
- Two numerical study:
 - The first study presents the influence of coefficient of earth pressure at rest K_0 , as well as the effect of the subdivision of the section on the behaviour of the ground around tunnel.
 - The second study aims the influence of the rate of deconfinement and the different boring phases on the response of the ground surrounding the tunnel of the subway of Algiers.

Keywords: tunnel, sequence excavation, numerical simulation, finite differences, settlements.

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
المكتبة — BIBLIOTHEQUE
Ecole Nationale Polytechnique

SOMMAIRE

TABLE DE MATIERES

NOTATIONS ET ABREVIATIONS.....	6
INTRODUCTION GENERALE.....	9
CHAPITRE 1 BIBLIOGRAPHIE SUR LE CREUSEMENT SOUTERRAIN	
1.1 INTRODUCTION.....	13
1.2 CLASSIFICATION DES OUVRAGES SOUTERRAINS.....	14
1.3 METHODES D'EXCAVATION.....	15
1.3.1 Introduction.....	15
1.3.2 Les méthodes de creusement utilisées.....	16
1.3.2.1 Tunnelier.....	16
1.3.2.1.1 Les différents types de tunnelier.....	16
1.3.2.2 Le prédécoupage.....	17
1.3.2.3 La nouvelle méthode autrichienne.....	18
1.3.2.3.1 Les différentes phases possibles d'excavation.....	19
1.3.2.3.2 Les différents types de renforcement du terrain.....	22
1.3.2.3.2.1 Renforcement par boulonnage.....	22
1.3.2.3.2.2 Renforcement par voûtes parapluies.....	23
1.3.2.3.2.3 Renforcement par jet grouting.....	24
1.4 LES PARAMETRES INFLUANT SUR LA STABILITE DES OUVRAGES SOUTERRAINS	
1.5 COEFFICIENT DE STABILITE.....	27
1.6 CONCLUSION.....	31
CHAPITRE 2 METHODES D'ESTIMATION DES DEPLACEMENTS GENERES PAR LE CREUSEMENT SOUTERRAIN	
2.1 INTRODUCTION.....	34
2.2 METHODE EMPIRIQUE.....	4
2.2.1 Tassement vertical.....	34
2.2.1.1 Estimation de " i_0 ".....	36
2.2.1.2 Estimation de S_{max}	38
2.2.1.2.1 Estimation de S_{max} à partir des caractéristiques géométriques et géotechniques.....	38
2.2.1.2.2 Relation entre S_{max} et le taux de déconfinement.....	39

2.2.1.2.3 Relation entre S_{max} et $S_{clé}$	39
2.2.1.2.4 Relation entre V_s et les autres paramètres de la cuvette de tassement.....	41
2.2.1.3 Estimation de tassement en profondeur.....	43
2.2.2 Déplacement horizontal.....	43
2.2.3 Conclusions	44
2.3 METHODE ANALYTIQUE.....	45
2.3.1 Principales méthodes analytiques.....	46
2.3.1.1 Solutions pour un tunnel circulaire non revêtu à faible profondeur.....	46
2.3.2 Méthode de convergence-confinement.....	47
2.3.3 Conclusions.....	51
2.4 METHODE NUMERIQUE	51
2.4.1 Introduction	51
2.4.2 Méthodes numériques bidimensionnelles.....	51
2.4.2.1 Modèles transversaux d'excavation.....	53
2.4.2.1.1 Modèle de ramollissement progressif.....	53
2.4.2.1.2 Modèle de contrôle en contraintes.....	55
2.4.2.2 Modèle plan en section longitudinale d'excavation.....	55
2.4.2.3 Modèle axisymétrique.....	55
2.4.3 Méthode numérique tridimensionnelle.....	56
2.4.4 Conclusion.....	57
CHAPITRE 3 PRESENTATION DE LA METHODE DE CONVERGENCE – CONFINEMENT	
3.1 INTRODUCTION	59
3.2 LES PRINCIPES GENERAUX DE LA METHODE CONVERGENCE CONFINEMENT	59
3.3 DETERMINATION DE TAUX DE DECONFINEMENT.....	62
3.3.1 En fonction de la distance au front de taille.....	62
3.3.2 En fonction de la distance non soutenue et la rigidité du soutènement.....	64
3.3.2.1 Méthode Bernaud.Rousset.....	65
3.3.2.2 Méthode de Nguyen Minh.Guo.....	65
3.4 CALCUL DE RIGIDITES DU SOUTENEMENTS	66
3.4.1 Calcul de rigidité d'une coque cylindrique.....	66
3.4.2 Calcul de rigidité du soutènement composite.....	67

3.5 CONCLUSION	68
CHAPITRE 4	RESENTATION DE L'OUTIL DE CALCUL
4.1 INTRODUCTION.....	70
4.2 DESCRIPTION DE CODE NUMERIQUE UTILISE.....	70
4.2.1 Généralités.....	70
4.2.2 Comparaison avec d'autres méthodes numériques	73
4.2.3 Méthode de différence finie explicite.....	73
4.2.3.1 Différences finies	73
4.2.3.2 Schéma de résolution explicite.....	74
4.2.4 Chargement et modélisation séquentielle.....	75
4.2.5 Force non équilibrée	76
4.3 MODELES DE COMPORTEMENT DE SOL	76
4.3.1 Introduction	76
4.3.2 Modèle Mohr-Coulomb.....	76
4.3.2.1 Utilisation des modules volumique et de cisaillement.....	76
4.3.2.2 Fonction de charge.....	77
4.3.2.3 Loi d'écoulement et potentiel plastique.....	78
4.3.2.4 Dilatance par cisaillement	79
4.3.2.5 Paramètres du modèle.....	81
4.4 CONCLUSIONS.....	82
CHAPITRE 5 MODELISATION DE L INFLUENCE DU COEFFICIENT K_0 ET LA SUBDIVISION DE LA SECTION SUR LA CONCEPTION DE LARGES TUNNELS	
5.1 INTRODUCTION.....	84
5.2 PRESENTATION DE L'OUVRAGE	85
5.3 METHODE DE CREUSEMENT.....	86
5.4 MODELISATION NUMERIQUE.....	87
5.4.1 Le maillage utilisé et les conditions aux limites.....	88
5.4.2 La méthode utilisée pour la simulation du creusement.....	89
5.4.3 Modélisation des séquences de creusement.....	90
5.5 PRESENTATION DES RESULTATS.....	91
5.5.1 Influence du paramètre K_0	91
5.5.1.1 Introduction.....	91
5.5.1.2 Méthodes conventionnelles pour la détermination de K_0	92
5.5.1.3 Les différentes formules de K_0	92

5.5.1.3 Les différentes formules de K_0	92
5.5.1.3.1 Cas d'une surface horizontale.....	92
5.5.1.3.2 Cas d'une surface inclinée.....	98
5.5.1.4 Influence du paramètre K_0 sur les déplacements.....	99
5.5.1.5 Influence du paramètre K_0 sur les zones plastifiées.....	100
5.5.1.6 Influence du paramètre K_0 sur les efforts dans le soutènement.....	101
5.5.1.7 Influence du paramètre K_0 sur la cuvette de tassement.....	101
5.5.2 Influence de la subdivision de la section de creusement.....	102
5.6 CONCLUSION.....	104
CHAPITRE 6 MODELISATION DU CREUSEMENT SEQUENTIEL-APPLICATION SUR LE METRO D'ALGER	
6.1 INTRODUCTION	107
6.2 CONTEXTE GEOTECHNIQUE	107
6.3 CARACTERISTIQUES RETENUES POUR LES CALCULS	109
6.4 METHODE DE REALISATION.....	109
6.4.1 Choix du mode de creusement.....	109
6.5 CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX DE SOUTÈNEMENT.....	110
6.5.1 Béton.....	110
6.5.2 Acier des cintres	111
6.5.3 Acier de ferrailage	111
6.5.4 Caractéristiques équivalentes de soutènement provisoire.....	111
6.6 COEFFICIENT λ DE CONVERGENCE. CONFINEMENT.....	112
6.6.1 Calcul de λ contact Sable / Marne à 1m au-dessus de la clé.....	112
6.7 PHASAGE DE CONSTRUCTION	114
6.8 MODELISATION NUMERIQUE.....	115
6.8.1 Modélisation des phases de travaux.....	116
6.9 DISCUSSION DES RESULTATS.....	120
6.9.1 Influence de λ sur les tassements.....	120
6.9.2 Cuvette de tassement	122
6.9 CONCLUSION	123
CONCLUSION GENERALE	126
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES.....	130
ANNEXE.....	139

NOTATIONS ET ABBREVIATIONS

NOTATIONS ET ABBREVIATIONS

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
 BIBLIOTHEQUE — المكتبة
 Ecole Nationale Polytechnique

σ_T	pression dans le tunnel
σ_s	pression de surcharge en surface
γ	poids volumique de terrain
C	couverture
D	diamètre du tunnel
C_u	coefficient de cohésion non drainé
φ'	angle de frottement interne
N	coefficient de stabilité
H	la profondeur du tunnel à l'axe
R	rayon du tunnel
$S(x)$	tassement du point x
S_{max}	tassement maximal
x	distance horizontale par rapport au centre dans la direction transversale
i	distance horizontale entre l'axe et le point d'inflexion.
L	demi-largeur de la cuvette de tassement
β	angle d'ouverture de la cuvette de tassement
h	la profondeur du point considéré
λ	taux de déconfinement
$S_{clé}$	tassement de la clé de tunnel
ν	coefficient de Poisson
K_0	coefficient de pression de terre au repos
σ_0	état de contrainte initial
ψ	angle de dilatance
σ_v	contrainte verticale
σ_h	contrainte horizontale
u, v, w	tassements à la surface
K_{sn}	le module de rigidité normale de soutènement
K_{sf}	le module de rigidité en flexion de soutènement
σ_c	résistance en compression simple du terrain
E	module d'Young
K	module volumique
G	module de cisaillement

U_r	déplacement radial
V_s	volume de la cuvette de tassement
V_1	perte de volume au niveau du tunnel
ε_e	déformation élastique
ε_p	déformation plastique
K_p	coefficient de butté des terres
Z	
σ_1	contrainte principale majeur
σ_2	contrainte principale mineur
n	coefficient de ramollissement
d	distance non soutenue
p	pression de soutènement du front
c	cohésion
Δe	incrément de déformation
Δe^e	incrément de déformation élastique
Δe^{pl}	incrément de déformation plastique
Δe^{vp}	incrément de déformation volumique
OCR	le degré de surconsolidation
u_0	pression interstitielle
σ_p	contrainte de préconsolidation

المدسة الوطنفة المتمددة الففنفاف
المكففبفة — BIBLIOTHEQUE
Ecole Nationale Polytechnique

INTRODUCTION GENERALE

INTRODUCTION GENERALE

La forte densification des agglomérations urbaines conduit à une utilisation du sous-sol de plus en plus fréquente. Le développement d'ouvrages souterrains (parking, tunnels routiers, ferroviaires, hydrauliques...) permet de limiter les encombrements et de contribuer fortement à la distribution des flux. Ces ouvrages en site urbain rencontrent souvent des terrains meubles et, pour des raisons économiques et fonctionnelles sont généralement creusés à de faibles profondeurs nécessitant l'emploi de boucliers pressurisés. Cependant, dès que le tracé rencontre des terrains plus durs (roches tendres ou sol indurée) et pour des tracés à faible longueur, l'utilisation d'un bouclier n'est plus économiquement justifiée.

Toutefois en milieu urbain, la forte concentration des structures préexistantes plus au moins sensibles (bâtiments sur fondations profondes ou superficielles, canalisations ...) rend le travail en souterrain plus délicat. Pour le concepteur, il y a lieu de se préoccuper non seulement de la stabilité de l'ouvrage mais aussi par les effets du creusement sur les ouvrages existants et de décider des options à prendre sans nuire à l'environnement.

On peut distinguer deux types principaux de construction des tunnels :

- Ceux qui sont basés sur des opérations d'avancement cyclique : creusement, marinage, soutènement.
- Ceux où les opérations de creusement et de marinage (parfois également soutènement) sont effectuées en quasi-continuité avec l'emploi de machines à attaque globales ou de boucliers.

Chaque chantier est en effet un cas d'espèce qui dépend non seulement des conditions locales, mais également du type de matériel utilisé. Les modes de creusement possibles sont :

- Creusement en pleine section : cette méthode consiste à excaver la totalité de la section en une seule fois. Elle est couramment utilisée pour la plupart des tunnels creusés dans des roches de bonne ou d'assez bonne tenue, et lorsque leur section n'est pas trop importante. Cette méthode facilite l'organisation du chantier, elle est plus rapide.
- Creusement par demi-section supérieure : cette méthode consiste à excaver dans une première phase la demi-section supérieure du tunnel suivant sa forme définitive. Dans une

deuxième phase, on procède à l'excavation de la demi-section inférieure appelée stross. La mise en place du soutènement s'effectue en principe à l'avancement de chaque phase d'excavation. Pour les tunnels de grande dimension un avantage notable de cette solution comparée au creusement en pleine section est sa souplesse d'exécution.

- Creusement en sections divisées : cette méthode regroupe l'ensemble des méthodes de construction où le creusement d'un tunnel est effectué en plus de deux phases distinctes. Son application est longue et coûteuse. Elle ne se justifie que s'il n'est pas possible d'utiliser une autre méthode. Avec ce mode de creusement, chaque phase de travaux comprend l'excavation des terrains sur des sections réduites. Par la même, la stabilité des sections excavées est plus facile à maîtriser et la décompression des terrains sus-jacents est plus limitée. Le creusement en section divisée s'applique ainsi : soit aux grandes excavations souterraines (usine hydroélectrique), soit aux tunnels dans des mauvais terrains lorsque les autres méthodes de construction présentent des risques d'exécution ou conduit à des tassement en surface inadmissibles (tunnel en site urbain sous faible couverture).

Les problèmes majeurs liés à la construction des ouvrages souterrains 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, en particulier lorsque l'ouvrage est construit à faible profondeur ou à proximité d'autres structures (par exemple en site urbain).

Trois catégories de calcul sont habituellement utilisées par les ingénieurs de bureau d'étude pour l'évaluation des mouvements engendrés par le creusement : les méthodes empiriques, les méthodes analytiques et les méthodes numériques (éléments finis, différence finis et élément distincts). L'estimation de ces mouvements se fait encore le plus souvent à l'aide de méthodes empiriques, peu fiable puisqu'elles sont basées sur des observations de cuvettes de tassements approchées par la courbe de Gauss ou à l'aide de méthodes analytiques reposant sur des hypothèses très restrictives ou à l'aide de méthodes numériques où le creusement est représenté globalement par un seul paramètre. Les outils de calcul doivent, d'une manière générale, permettre d'accéder aux quantités suivantes :

- les déformations induites dans le massif ;

- les tassement provoqués en surface, et à la clé du tunnel ;
- les efforts repris par le soutènement.

L'objet de cette thèse est d'analyser les mouvements de sol engendrés par le creusement des ouvrages souterrains à faible profondeur, par la Nouvelle Méthode Autrichienne (NATM), elle est structurée en six chapitres :

Le premier chapitre présente une étude bibliographique sur les différentes méthodes de creusement, les différentes phases d'excavation possible dans le cas de creusement à l'aide de la méthode NATM, et les modes de renforcements du terrain les plus utilisés.

Le deuxième chapitre a pour objet la synthèse des différentes méthodes d'estimation des mouvements induit par le creusement reposant tant sur des considérations empiriques, analytique ou numériques.

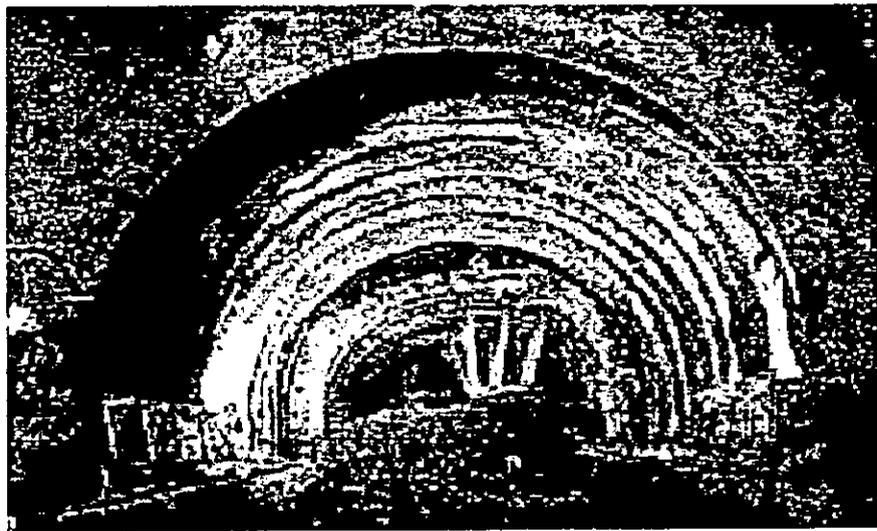
Le troisième chapitre est consacré à la présentation de la méthode convergence-confinement, avec les différentes méthodes de calcul de taux de déconfinement.

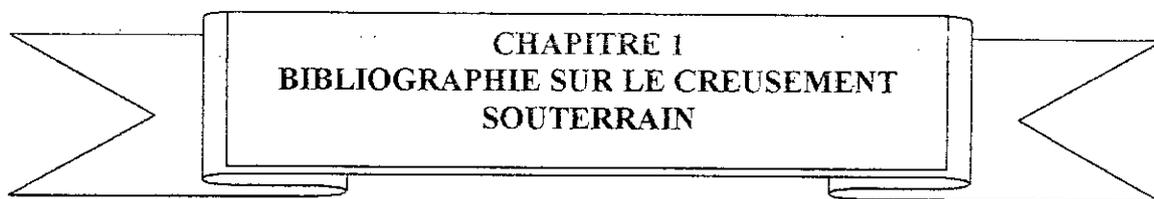
Le quatrième chapitre s'intéresse à la présentation de l'outil numérique que nous avons utilisé pour nos simulations, le code de calcul FLAC (Fast Lagrangian Analysis of Continua). Ce logiciel en différences finies explicite, développé par la société américaine ITASCA, permet de résoudre divers problèmes complexes de grande taille en géotechnique et offre plusieurs modèle de comportement non linéaire ainsi que la possibilité d'introduire des modèles propres de l'utilisateur.

Le cinquième chapitre présente un exemple de creusement d'un tunnel de grande section, pris de manuel de logiciel FLAC (version 3.4, 1998), ce chapitre s'intéresse à l'étude de l'influence de coefficient de pression de terres au repos K_0 à partir d'une étude paramétrique, ainsi que l'influence de la subdivision de la section sur le comportement du terrain encaissons.

Une application sur le métro d'Alger est le but du dernier chapitre (6). Dans ce dernier on présente l'influence du taux de déconfinement et l'effet du phasage de creusement sur les tassements.

CHAPITRE 1
BIBLIOGRAPHIE SUR LE
CREUSEMENT SOUTERRAIN





CHAPITRE I
BIBLIOGRAPHIE SUR LE CREUSEMENT
SOUTERRAIN

1.1 INTRODUCTION

Du point de vue historique on peut dire que les travaux souterrains commencent, d'après la littérature, en 2500 Av.j.c (Megaw et Bertlett 1981) avec le creusement des mines de sels ou bien vers 2000 Av.j.c avec les mines de silex (flints mines) qui se sont développées entre autre en Belgique, dans le Nord de la France et au Portugal.

Le creusement des tunnels est une opération délicate qui coûte relativement cher. Mais malgré tout cela, beaucoup des raisons justifient la construction des tunnels. Depuis le début de l'humanité les besoins de l'homme de ce point de vue n'ont pas changé. En voici quelques-uns par ordre d'apparition historique :

- Approvisionner les villes (surtout les villes fortifiées) en eau potable d'une manière sûre. En tunnel l'eau est protégée de la contamination de surface et de sabotage.
- Des raisons défensives stratégiques.
- Franchir des obstacles naturels pour permettre l'adduction d'eau, par gravité, des montagnes vers les villes en plaine pour l'utilisation domestique ou bien pour l'irrigation.
- Drainage de l'eau de pluie et évacuation des eaux usées.
- Amener l'eau des sources ou des barrages vers les usines hydroélectriques.
- Avec les villes d'un million d'habitants et plus le problème de transport en surface est devenu très difficile, alors on est obligé d'utiliser la 3^{ème} dimension : la profondeur (souterrain), d'où l'apparition des métros dans la plupart des grandes villes du monde à la fin de XIX siècle à Londres, en 1900 à Paris, en 1902 à Berlin, etc.. (Megaw 1981).

- L'augmentation des vitesses de transport terrestre exige des limites sur les caractéristiques géométriques des voies et, par suite, des tunnels routiers et ferroviaires.
- Franchir les obstacles naturels avec un chemin plus court et sûr durant toutes les saisons de l'année.
- Le stockage des carburants et des matériels.
- Des tunnels de petit diamètre pour les câbles (électriques et communications) et pour les collecteurs d'eau.

La méthode de creusement des tunnels et les outils utilisés varient avec la nature du terrain et les conditions spécifiques à chaque tracé de tunnel (position par rapport à la nappe phréatique, les surcharges pour les tunnels à faible profondeur, etc. .). Mais dans n'importe quel terrain creusé, un tunnel signifie au moins deux opérations qui sont l'excavation et l'évacuation des déblais.

L'excavation, c'est la destruction du terrain en place. C'est une tâche délicate dont le mode d'exécution dépend de la nature du terrain. Elle peut se faire soit à l'explosif pour les terrains rocheux, soit avec des dents qui coupe le terrain tendre.

Pour l'évacuation des déblais, au fil de l'histoire, l'homme a utilisé tous les moyens de transport : d'abord à dos d'homme et à dos d'animal, puis sur des wagons et des chariots que tiraient les hommes et les animaux, qui entraînés par un moteur à vapeur électrique ou à pétrole. Actuellement, l'évacuation s'effectue par voie hydraulique et par tapis roulants.

La réalisation des ouvrages souterrains nécessite de nombreuses études de faisabilité à la fois :

- Sociale, pour faire le bilan des besoins;
- Technique, pour établir le plan des travaux et choisir les techniques les mieux adaptées.
- Economique, pour estimer le coût et prévoir les budgets.

1.2 CLASSIFICATION DES OUVRAGES SOUTERRAINS

Plusieurs possibilités se présentent et on a choisi d'en présenter les deux qui suivent :

1- N.Barton, R.Lien et J.Lunde (1975) classent les ouvrages souterrains suivant leur destination, en caractérisant la sécurité requise par ordre croissant :

- Excavation minière à caractère temporaire,
- Puits verticaux,

- Galeries hydrauliques (sauf conduites forcées à haute pression), collecteurs d'assainissement, galeries de reconnaissances et galeries pilotes,
- Cavités de stockage, stations de traitement d'eau, tunnels routiers et ferroviaires sur axes secondaires, chambres d'équilibre et tunnels d'accès.
- Usines souterraines (le plus souvent hydroélectrique), tunnels autoroutiers, tunnels ferroviaires sur axes principaux, galeries du métro, abris de défense civile,
- Centrales nucléaires souterraines, gares souterraines salles ouvertes au public (sport, spectacles...).

2- Une autre classification des ouvrages souterrains concerne les conditions naturelles, dans lesquelles ils sont réalisés :

- Sol meuble ou rocher,
- Faible ou forte couverture,
- Terrain hors nappe ou aquifère,
- Contraintes naturelles normales (poids de la couverture) ou élevées (contraintes résiduelles).

1.3 METHODES D'EXCAVATION

1.3.1 Introduction

En milieu urbain, la forte concentration des structures préexistantes plus au moins sensible (canalisation, bâtiments sur fondations profondes ou superficielles ...) rend le travail en souterrain plus délicat. Pour le concepteur, il y a lieu de se préoccuper par des effets du creusement sur le milieu existant et décider des options à prendre sans nuire à l'environnement.

Depuis une vingtaine d'années, de nouvelles techniques de construction ont été introduites sur le chantier. Elles permettent notamment de réaliser des ouvrages souterrains en site urbain et dans des terrains meubles et aquifères sans occasionner de dégradations importantes à la surface du sol. La connaissance des techniques et de leur mise en œuvre est par conséquent essentielle pour arriver à des modélisations satisfaisantes. Les principales méthodes de creusement sont décrites au paragraphe suivant.

1.3.2 Les méthodes de creusement

1.3.2.1 Tunnelier

Actuellement, pour le creusement en terrains meubles et aquifères des tunnels de diamètre supérieur à 2 m, le procédé le plus utilisé est la méthode de tunnelier, grâce à ce procédé il n'est pratiquement plus nécessaire d'avoir recours à des techniques de renforcement préalable des sols (injection, congélation, tubes poussés). Il assure l'abattage, le soutènement provisoire des parois latérales et du front de taille, le marinage et la pose du revêtement définitif. En fait, un tunnelier est formé de deux parties, la partie avant qui est le bouclier, et la partie arrière qu'on appelle le train suiveur. Ce dernier assure tout l'asservissement du bouclier.

1.3.2.1.1 Les différents types de tunnelier

A partir des éléments fournis par les constructeurs et des constatations faites sur des chantiers réalisés avec cette technique, on peut distinguer les différents types de tunneliers suivants (figure 1.1) :

- tunnelier ouvert non pressurisé
- tunnelier à pression mécanique (aveugle)
- tunnelier à pression de boue (slurry shield)
- tunnelier à pression de terre (earth pressure balanced shield)

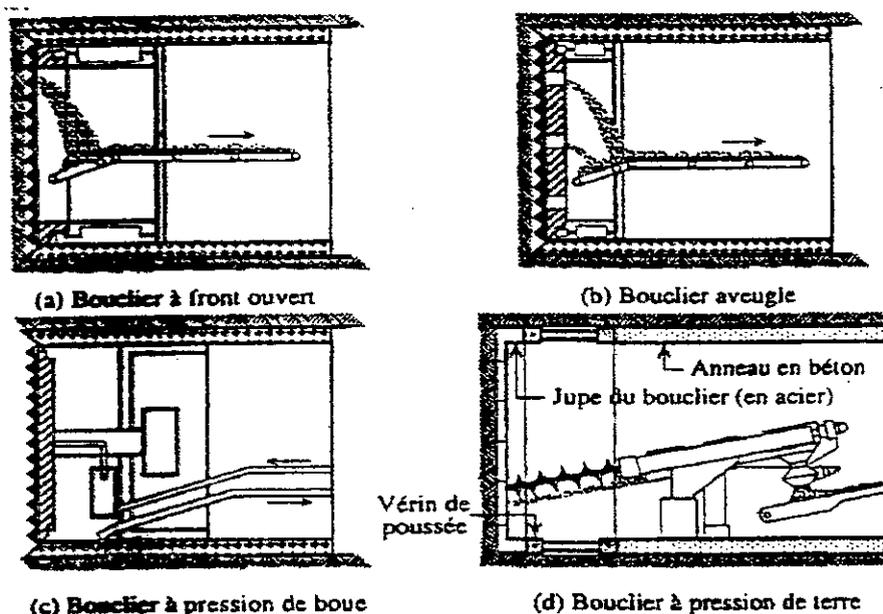


Figure 1.1 Classification des boucliers d'après Chapeau et Schwenzfeier 1988 (modifiée)

1.3.2.2 Le prédécoupage

Lorsqu'on fait un tunnel, on commence généralement par creuser, puis on réalise ensuite le soutènement. Avec cette méthode (figure 1.2), il s'agit de faire le soutènement avant de creuser, ceci consiste à faire en avant de front de taille, à l'aide d'une haveuse mécanique, une saignée qui est immédiatement remplie de béton projeté souvent armé de fibres. La largeur de saignée est de 14 à 20 cm et sa profondeur est généralement de 3 m ; seule la stabilité à court terme de la saignée limite le domaine d'application de cette méthode ; il convient de noter que le découpage et le remplissage de la saignée par le béton peuvent être faits par secteurs limités. Les prévoutes ainsi formées sont légèrement coniques et se chevauchent l'une à l'autre ; l'importance du chevauchement varie suivant la nature du terrain. La technique est également originale, dans le sens où elle n'emploie pas de cintres métalliques. On creuse, et on remplace les matériaux naturels par d'autres matériaux (le béton). Il n'y a pas de pièces métalliques rapportées.

1.3.2.3 La nouvelle méthode autrichienne

La technique de construction par la méthode NATM (Nouvelle Méthode Autrichienne) permet au terrain encaissant de s'adapter aux variations des contraintes induites par le creusement en réduisant les contraintes appliquées au soutènement, cette démarche utilise la faculté du massif à s'auto supporter, c'est à dire la participation du terrain à son propre soutènement.

Parmi les avantages de la nouvelle méthode autrichienne on peut citer :

- Sa souplesse, où elle s'adapte au différent type de sol ;
- Tassement faible (Negro et Eisenstein 1981) ;
- Les équipements de construction utilisés sont de type standard ;
- Le changement rapide du nombre de phases utilisé (suivant la réponse du terrain).

L'excavation de large tunnel nécessite souvent un creusement et un soutènement séquentiels en particulier pour les tunnels à faible profondeur ou en terrain meuble. Le tassement du terrain encaissant est fortement influencé par le choix des séquences de construction et le choix du type de soutènement. Pour cette raison, la réalisation d'un tunnel en terrain meuble à l'aide de la nouvelle méthode autrichienne NATM requiert souvent la mise en place d'un renforcement du terrain encaissant pour assurer la maîtrise des tassements de surface.

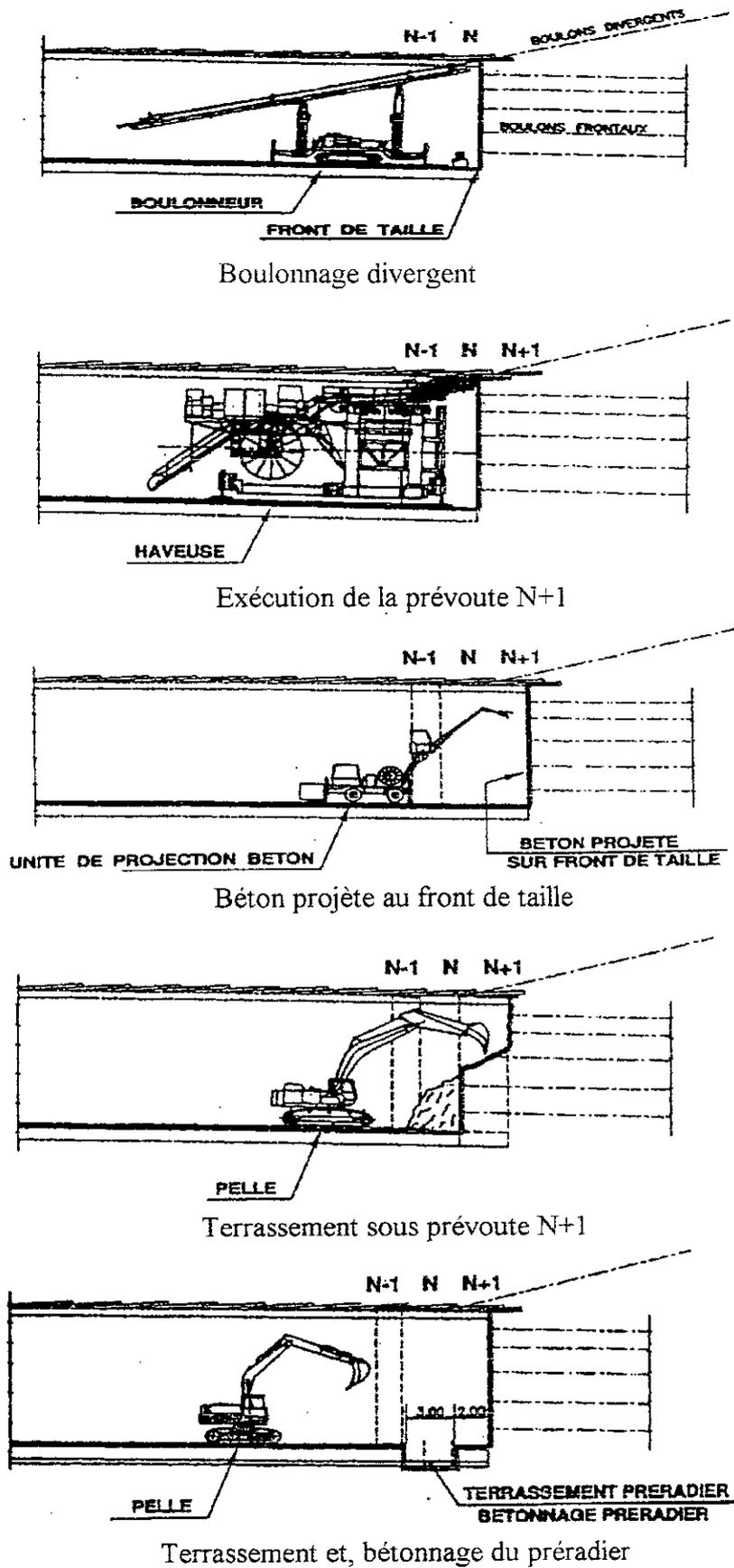


Figure 1.2 Décomposition d'un cycle de creusement par la méthode du prédécoupage

- considérer le terrain comme matériau de construction pour la première fois ;
- présenter l'utilisation des nouvelles technologies de confinement simple de la cavité telle que les boulons de soutènement et le béton projeté ;
- souligner la nécessité systématiquement de mesurer et interpréter la réponse de terrain en déformation.

1.3.2.3.1 Les différentes phases possibles d'excavation

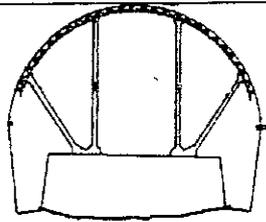
Lorsque la technique de creusement en section pleine n'est pas applicable ou présente des risques d'instabilité, ou lorsque la section de l'ouvrage est très importante, la construction est réalisée en deux ou plusieurs phases d'excavation (creusement en section divisée). Ces modes de construction présentent l'avantage de réduire les dimensions du front de taille et donc d'assurer une meilleure stabilité. Celle-ci peut encore être augmentée en décalant les phases d'excavation dans la direction longitudinale. Toute fois plus le nombre de phases est élevé et plus le coût de l'ouvrage devient conséquent.

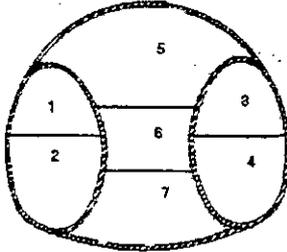
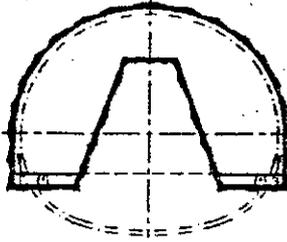
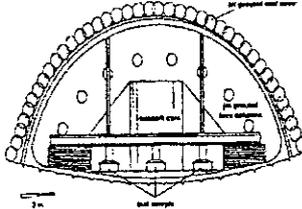
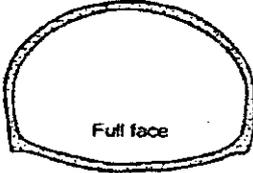
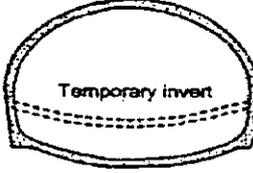
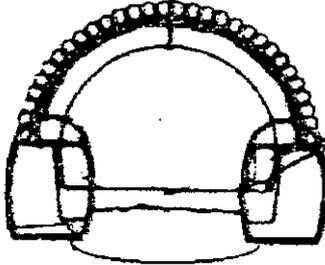
Parmi les modes d'exécution, on peut citer les deux suivant :

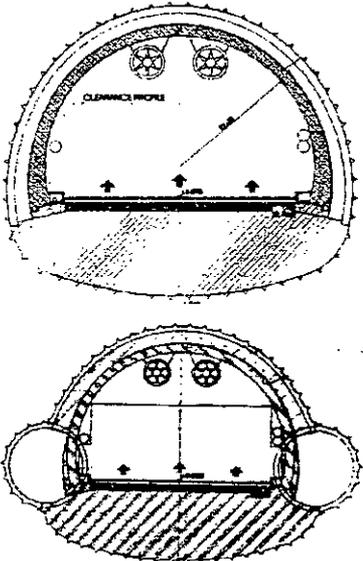
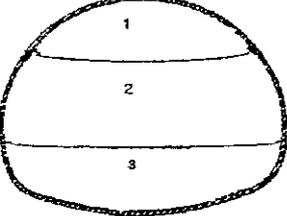
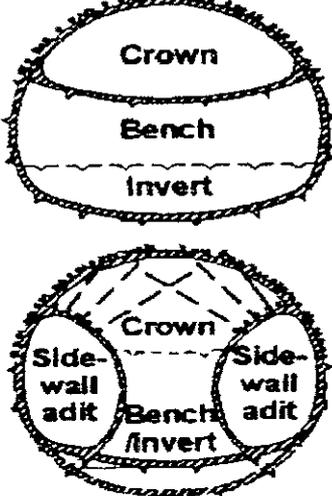
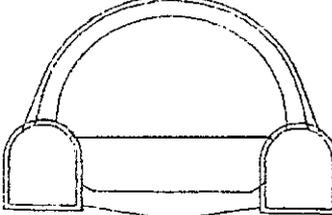
- Un mode de creusement possible consiste à creuser dans une première phase une galerie de faite en clé de voûte, puis à élargir latéralement pour achever la demi-section supérieure. Le terrassement de la demi-section inférieure peut ensuite être réalisé par tranches horizontales.
- Une autre méthode consiste à commencer par deux galeries de base au niveau des piédroits pour constituer les appuis rigides du soutènement et permettre l'abattage ultérieur de l'ensemble de la section.

Le tableau suivant donne les différentes phases généralement utilisées pour le creusement d'un tunnel à l'aide de la Nouvelle Méthode Autrichienne (NATM) :

Tableau 1.1 Illustration des différentes formes d'excavation par NATM

Projet	Méthode d'excavation	schéma	Référence
Tunnel Gaia (Portugal)	<ul style="list-style-type: none"> • Excavation de la partie centrale • Elargissement de l'excavation sur les deux cotés • Excavation des fondations du tunnel • Excavation de la base du tunnel 		J.A.Sousa, A.S.Cardoso et M.Matos Fernandes L.R.Sousa

Projet	Méthode d'excavation	schéma	Référence
Tunnel de Katabiragawa (Japon)	Section divisée en sept phases		N.Kotake, T.Taji et K.Imai (1998)
Méto de Lisbonne (Portugal)	<ul style="list-style-type: none"> • Excavation de la partie supérieure et les deux cotés est faite en lissant un noyau d'appui qui garantie la stabilité de front de taille, • Excavation du noyau d'appui, • Excavation du radier. 		P.Malato et J.Torrado da Silva F.Marques et J.Almeida e Sousa (1998)
Tunnel Frankfurt kreuz (Allemagne)	<ul style="list-style-type: none"> • Excavation du tunnel pilote. (section totale ou divisée en deux parties), • Excavation de banquette, • Excavation du radier. 		H.Quick, Dr.rer.nat.J.Michael R.Katzenbach et U.Arslan. (1999)
Tunnel au Brésil	<p>Deux méthodes sont utilisées :</p> <p>1*section pleine.</p> <p>2*section divisée en deux :</p> <ul style="list-style-type: none"> • Partie supérieure avec radier provisoire, • Partie inférieure. 	 	J.A.R.Ortigo, R.Kochen M.M.Farias et A.P.Assis (1996)
Tunnel Vaumarcus-St.Aubin (Suisse)	<ul style="list-style-type: none"> • Excavation simultanée des deux galeries de pied, • Excavation de la calotte, • Excavation du stross. 		Aldo Bisetti Jacques L'Eplattenier (1999)

Projet	Méthode d'excavation	schéma	Référence
<p>Tunnel Bolu Istanbul-Ankara (Turquie)</p>	<p>Deux méthodes sont utilisées :</p> <p>1*</p> <ul style="list-style-type: none"> • Excavation de la calotte, • Excavation du stross. <p>2* en plus de deux étapes précédentes on a l'excavation des deux tunnels pilotes à la base du tunnel sur les deux cotés.</p>		<p>W.Unterberger, D.Burger et G. Jedltschka (1999)</p>
<p>Tunnel Cidade (Portugal)</p>	<ul style="list-style-type: none"> • Excavation de la calotte, • Excavation de la banquette, • Excavation du radier. 		<p>Desheng Deng Duc Nguyen Minh Andrei Constantinscu Ana Vieira, Louis Ribeiro Esousa</p>
<p>Tunnel Cologne- Rhine/Main (Allemagne)</p>	<p>Deux méthodes sont utilisées :</p> <p>1*</p> <ul style="list-style-type: none"> •Excavation de la calotte •Excavation de la banquette • Excavation du radier <p>2* en plus des étapes de la première méthode il y'a l'excavation de deux reins du tunnel</p>		<p>Walter Wittke (1999)</p>
<p>Tunnel de Milan</p>	<ul style="list-style-type: none"> •Excavation des deux galeries •Excavation de calotte •Excavation de stross 		<p>U.Amagliani, A.Balossi, Restelli, G.Canetta, A.Colombo, R.Nova</p>

1.3.2.3.2 Les différents types de renforcement du terrain

Le choix de type de renforcement constitue l'un des éléments essentiels du projet et de l'exécution des tunnels. Il s'agit là d'un problème particulièrement complexe en raison de l'influence de très nombreux paramètres. Le choix d'un type de renforcement doit donc toujours être à la charge d'un ingénieur expérimenté, que se soit pendant l'étude ou pendant les travaux.

Le choix doit alors prendre en compte les conditions économiques, y compris l'influence des aléas d'exécution et de la sécurité du chantier.

1.3.2.3.2.1 Renforcement par boulonnage

Le boulonnage est une technique de soutènement qui s'est développée d'abord dans le secteur minier puis dans le domaine du génie civil. Cette technique a permis de faire des progrès considérables dans les travaux sous terrains. Les fabricants ont développé différents types de boulons qui peuvent être classés en trois catégories principales, (figure 1.3) :

- a- les boulons à ancrage ponctuel mécanique ;
- b- les boulons à ancrage réparti non mis en tension (boulons scellés au coulis de ciment ou à la résine),
- c- les boulons mis en tension puis injectés ;

Les principaux facteurs du choix de type de boulon sont :

- la nature de l'interaction entre le boulon et le terrain ;
- la facilité de l'installation ;
- la rapidité de l'action de soutènement ;
- la possibilité d'effectuer un contrôle de qualité ;
- la sensibilité aux vibrations dues aux tirs de mine en cas d'abattage à l'explosif ;
- la résistance à la corrosion.

1.3.2.3.2.2 Renforcement par voûtes parapluies

Les méthodes dites des "voûtes parapluies" permettent de soutenir une longueur beaucoup plus importante en avant de front de taille. Les voûtes sont constituées de colonnes horizontales réalisées au moyen de forages faits à partir du front de taille. Les forages ont une inclinaison de 8° à 10° et les voûtes successives s'emboîtent comme des cônes avec un

recouvrement généralement compris entre 1 et 3m. Au fur et à mesure de l'avancement du front de taille, le soutènement est complété par des cintres lourds espacés de 1 à 3m.

Les colonnes horizontales sont souvent réalisées par des tubes injectés dont l'espacement est compris entre 20 et 50 cm. Les colonnes horizontales ne sont pas jointives et le terrain doit avoir une cohésion suffisante pour ne pas s'écouler entre les colonnes comme un sol pulvérulent.

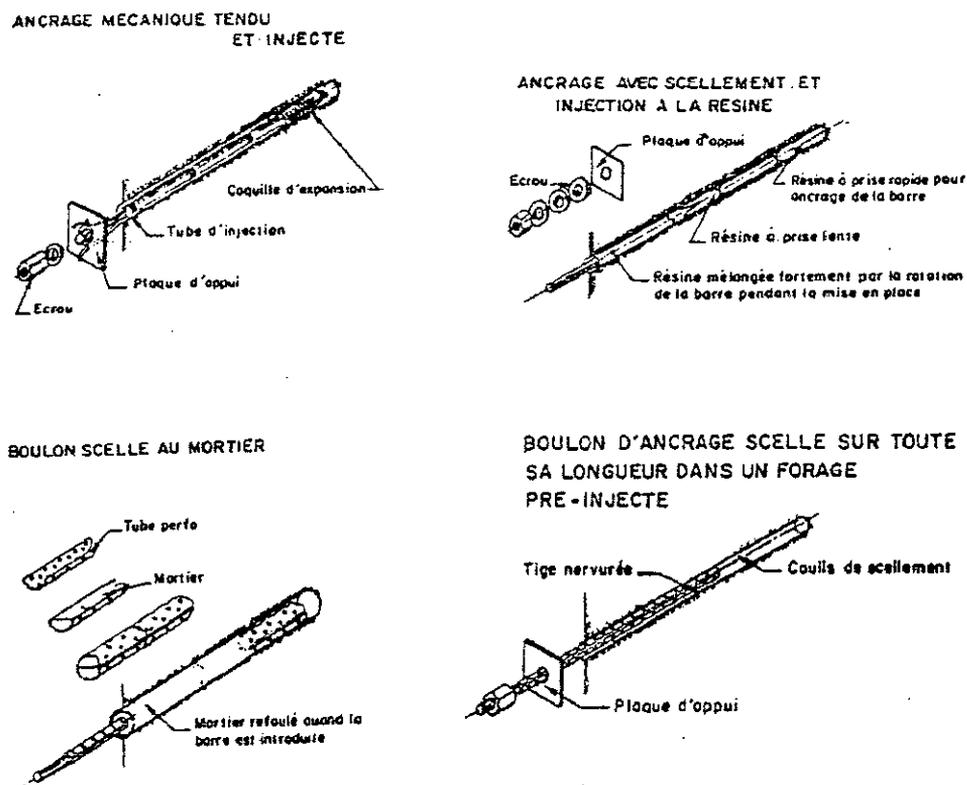


Figure 1.3 Principaux types de boulons (d'après E.Hoek, 1980)

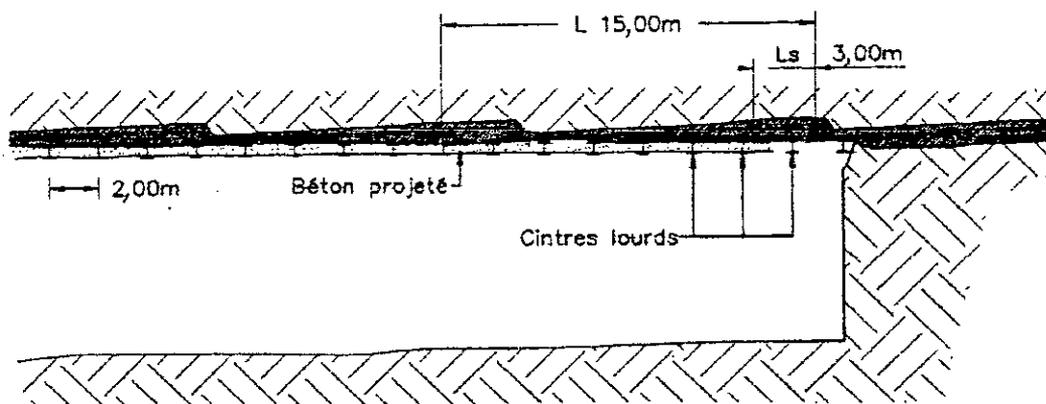


Figure 1.4 Voûtes parapluie

1.3.2.3.2.3 Renforcement par jet grouting

On désigne par "jet grouting" un procédé de renforcement utilisant un jet de fluide à haute énergie cinétique pour déstructurer un terrain et le mélanger avec un coulis liquide. Il ne s'agit donc pas exactement d'une technique d'injection, mais plutôt d'un procédé de mélange hydrodynamique terrain-coulis visant à former un "béton de sol" in situ dans la masse du terrain.

Le jet grouting fait appel séparément ou en combinaison, à trois phénomènes physiques :

- déstructuration du terrain par un jet à très grande vitesse ;
- incorporation d'un liant apporté par le coulis.

Le traitement se déroule généralement ainsi :

- Réalisation d'un forage de petit diamètre (100 à 200 mm) sur la hauteur à traiter ;
- Dans ce forage, mise en vitesse d'un jet de fluide envoyé par une pompe à haute pression (plusieurs dizaines de MPa) à travers une ou plusieurs buses de petit diamètre (1 à 10 mm) placées sur un moniteur au pied d'un train de tiges de diamètre 70 à 100 mm ;
- Remontée lente dans des tiges, avec mise en rotation pour former une colonne de béton de sol avec le coulis envoyé sur la hauteur traitée depuis le pied de train de tiges.

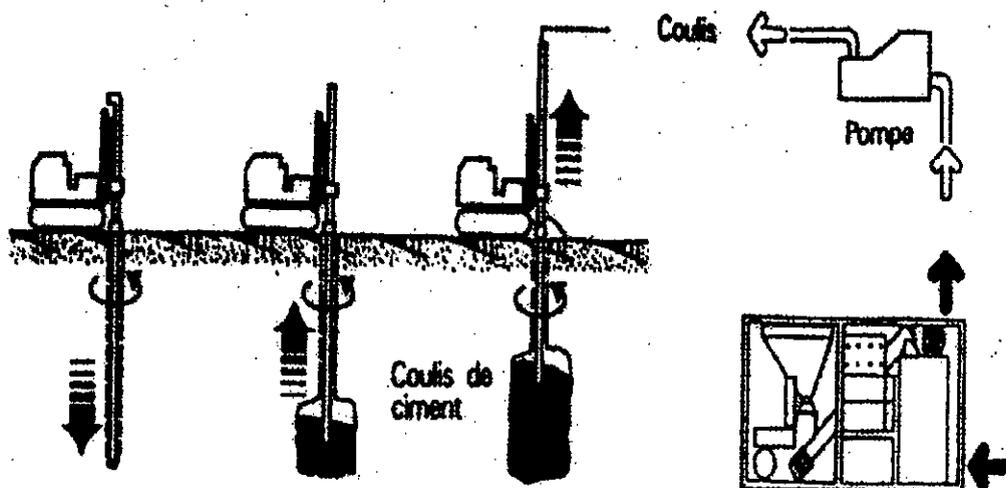


Figure 1.5 Les principes de la méthode de jet grouting

Il existe trois types de jet grouting (figure 1.6) :

- 1- Jet simple : Dans ce procédé, le fluide du jet destructeur est le coulis lui-même, qui assure les trois fonctions, déstructuration, extraction et incorporation.
- 2- Jet double : Le rôle de l'air dans ce procédé, est d'améliorer les possibilités d'extraction du terrain en place par phénomène d'air lift.
- 3- Jet triple : Dans le jet triple, les fonctions déstructuration et extraction du terrain sont obtenues par un jet double d'eau et d'air séparément de la fonction d'incorporation du liant assurée par un jet de coulis envoyé simultanément à basse pression généralement par une buse inférieure.

Domaine d'application du jet grouting :

- 1- Terrains meubles, non ou difficilement injectables tels que les limons et argile, que l'on cherche généralement à consolider, quelquefois à étancher (cas des limons et sables très fins).
- 2- Terrains meubles injectables tels que les sables et graviers.

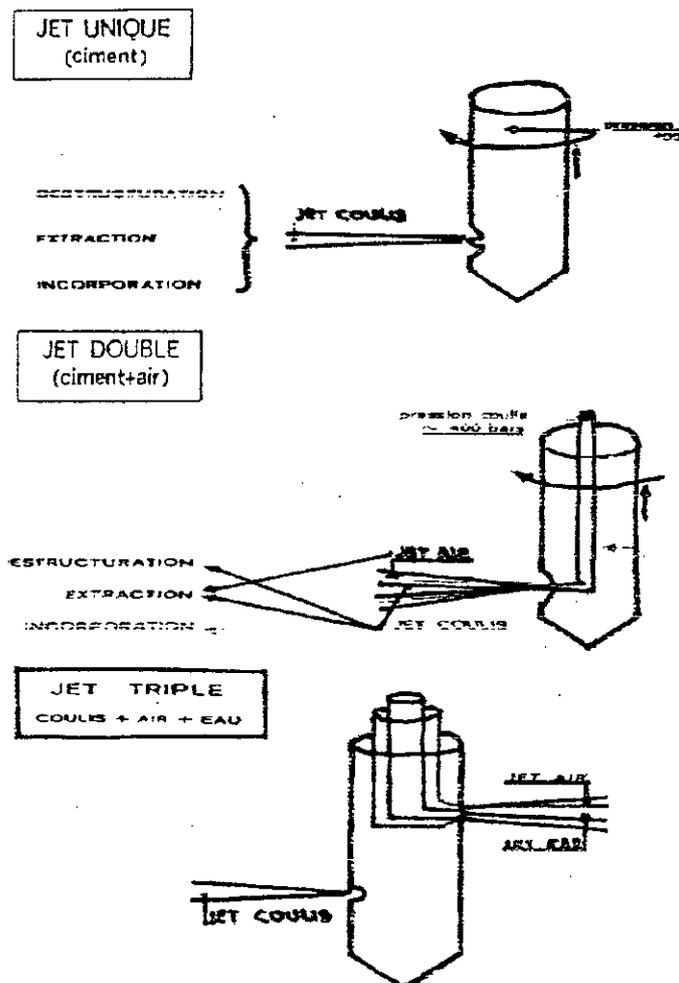


Figure 1.6 Les différents types de jet grouting

1.4 LES PARAMETRES INFLUANT SUR LA STABILITE DES OUVRAGES SOUTERRAINS

D'une manière générale, le problème de stabilité du front de taille d'un tunnel d'axe horizontal, à section circulaire, creusé dans un massif de sol homogène et limité par une surface horizontale, fait intervenir les paramètres suivants (figure 1.7) :

- le diamètre du tunnel, noté D (pour les tunnels non circulaire, c'est la hauteur du front qui joue un rôle prépondérant dans la stabilité du front) ;
- la hauteur de couverture du tunnel notée C ; ou de manière équivalente, la profondeur de l'axe du tunnel, noté H ($H=C+D/2$) ;
- les caractéristiques de résistance du sol (cohésion C_u pour une argile à court terme, angle de frottement φ' et cohésion c' pour un sol cohérent et frottant) ;
- le poids volumique du sol, noté γ ; ou de manière équivalente, la contrainte verticale moyenne au niveau de la galerie, notée σ_v ($\sigma_v = \gamma H$) ;
- la pression de surface, notée σ_s , qui peut représenter un chargement exercé par des structures (fondation superficielles, remblai, etc.).
- la pression du soutènement, notée σ_T , exercée éventuellement à l'intérieur du tunnel pour stabiliser le front de taille.

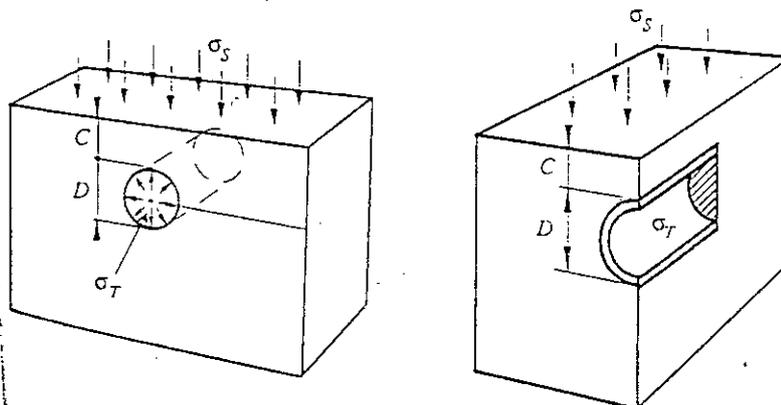


Figure 1.7 Description de la géométrie de l'ouvrage type et de son environnement

1.5 COEFFICIENT DE STABILITE

Pour choisir le mode de creusement d'un tunnel le concepteur peut se baser sur un coefficient, en utilisant les caractéristiques mécaniques (C_u et φ).

Pour l'argile on utilise souvent coefficient de stabilité, initialement défini par Broms et Bennermark (1967). Ils considèrent qu'il y a stabilité naturelle de front tant que N est inférieur à 6 :

$$N = \left[\sigma_s - \sigma_T + \gamma(C + D/2) \right] / Cu \quad (1.1)$$

σ_T : pression dans le tunnel,

σ_s : pression de surcharge en surface,

γ : poids volumique de terrain,

C : couverture,

D : diamètre du tunnel,

Cu : coefficient de cohésion non drainé.

Davis et Al (1980) ont repris cette notion de coefficient de stabilité et ils ont fait apparaître des paramètres indépendants, mais caractéristiques des tunnels. En fonction de ces paramètres, coefficient de stabilité devient :

$$N = \frac{\sigma_s - \sigma_T}{Cu} + \frac{\gamma D}{Cu} \left(\frac{C}{D} + \frac{1}{2} \right) \quad (1.2)$$

Ils ont souligné que le coefficient de stabilité constitue une bonne base pour l'estimation de la pression nécessaire pour la stabilité du front. Mais les résultats du calcul, qu'ils ont entrepris sur la stabilité du tunnel peu profond en utilisant les théorèmes des limites inférieures et supérieures sur l'argile molle, montrent que la valeur critique de N dépend de la profondeur du tunnel surtout dans le cas d'un tunnel non soutenu.

Clough et Schmidt (1981) présentent une classification des tunnels dans les argiles molles (figure 1.8) qui définit quatre zones suivant le coefficient de stabilité dans le plan du coefficient de cohésion non drainé et de la profondeur corrigée de l'axe du tunnel (profondeur corrigée = $Z + q/\gamma$).

Pour la zone I : ($N < 2$) : théoriquement la perte de volume est inférieure à 1% et l'utilisation d'un bouclier n'est pas nécessaire.

Pour la zone II : ($2 < N < 4$) : les pertes de volume peuvent atteindre 10%, et le mouvement du front est négligeable. L'utilisation d'un bouclier peut réduire cette perte jusqu'à une valeur de 2 à 3%.

Pour la zone III : ($4 < N < 6$) : l'utilisation d'un bouclier est nécessaire pour limiter les déplacements radiaux et réduire le mouvement du front. Quand N tend vers 6 l'instabilité de front augmente et un support de front est recommandé.

Pour la zone IV : ($N > 6$) : un soutènement complet du front est nécessaire. Il peut être accompli mécaniquement, avec de l'air comprimé ou bien avec de la boue.

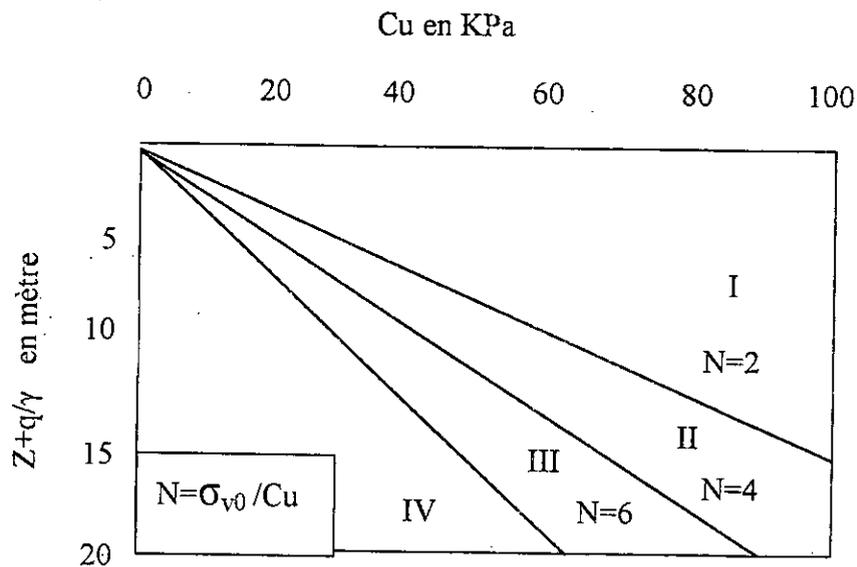


Figure 1.8 Zone de Clough et Schmidt
(Clough et Schmidt, 1981)

Les travaux expérimentaux (Mair (1979), Schofield (1980)) ont montré que la rupture dans un massif de sol cohérent est très rapide et qu'elle se propage en surface. Le mécanisme généralement observé se caractérise par un cratère en surface, de dimensions supérieures à celles du diamètre du tunnel, et par le mouvement d'un volume de sol important (figure 1.9).

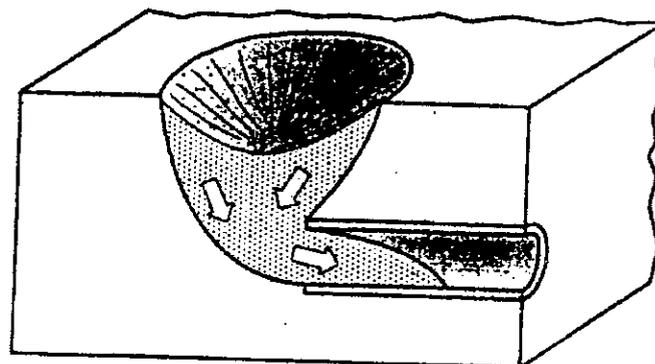


Figure 1.9 Mécanisme de rupture au front de taille dans un massif de sol purement cohérent

Ces recherches ont aussi permis d'établir que le coefficient de stabilité N à la rupture dépend du rapport C/D et que, pour de faibles valeurs de ce rapport, il peut être inférieur à 4.

Par ailleurs, l'influence d'une zone non soutenue de longueur d devant le front de taille a été étudiée sur modèle réduit en centrifugeuse. Une perte de stabilité très significative a été observée entre les valeurs de $d/D = 0$ et $d/D = 1$, tandis que, pour des valeurs très importantes ($d/D > 2$), la réponse du massif s'apparente à celle obtenue dans l'étude d'une section courante d'ouvrage (figure 1.9). Pour des valeurs de C/D supérieure à 3, la valeur de N semble se stabiliser.

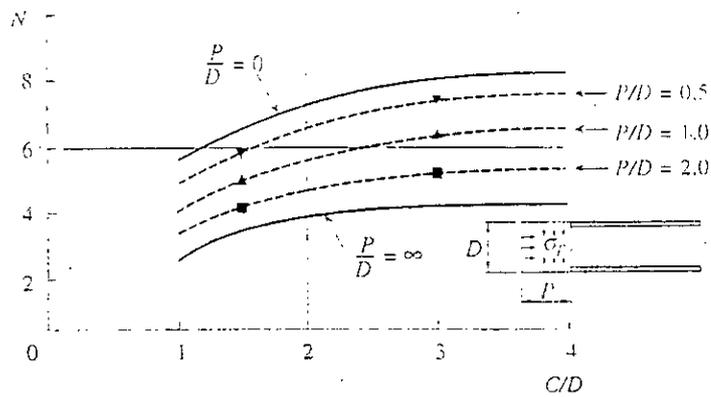


Figure 1.9 Variation du coefficient de stabilité à la rupture en fonction de la distance non soutenue devant le front de taille et du rapport C/D (d'après Kimura et Mair, 1981)

Pour un sol pulvérulent, Atkinson et Potts (1977) ont étudié le problème de stabilité de terrain sans cohésion suivant les théorèmes des limites inférieures, et ont proposé une approche de stabilité du sol qui est directement fonction de l'angle de frottement interne φ :

- Limite inférieure:

$$\frac{\sigma_T}{\gamma D} = \frac{K_P}{K_P^2 - 1} \tag{1.3}$$

avec
$$K_P = \frac{1 + \sin \varphi'}{1 - \sin \varphi'}$$

- Limite supérieure :

$$\frac{\sigma_T}{\gamma D} = \frac{1}{4 \cos \varphi'} \left[\frac{1}{1 \pm \varphi'} + \varphi' - \frac{\pi}{2} \right] \tag{1.4}$$

avec
$$K_P = \frac{1 + \sin \varphi'}{1 - \sin \varphi'}$$

• Limite supérieure :

$$\frac{\sigma_T}{\gamma D} = \frac{1}{4 \cos \varphi'} \left[\frac{1}{\tan \varphi'} + \varphi' - \frac{\pi}{2} \right] \quad (1.4)$$

avec
$$\frac{C}{R} \geq \frac{1}{\sin \varphi'} - 1$$

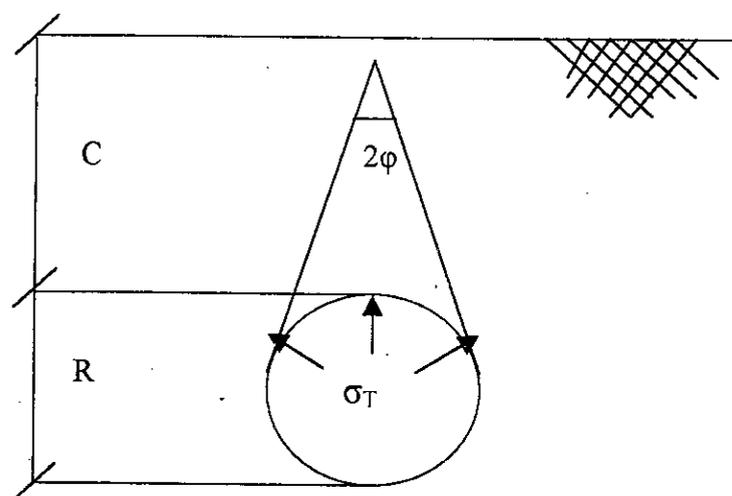


Figure 1.10 Théorème de limite supérieure et inférieure (Atkinson et Potts 1977)

Le problème des tunnels en terrain granulaire n'a été étudié que très récemment. Dans ce cas, les gradients hydrauliques induits par la présence d'une nappe phréatique jouent un rôle prépondérant sur la stabilité de front (Konda 1987). Plusieurs travaux expérimentaux (Bouyat, Morcette et Mohkam 1985 ; Chambon et Corté 1989) et analytiques, à partir de la théorie du calcul à la rupture (Leca et Dormieux 1992) sont consacrés à ce problème. En particulier Leca et Dormieux (1992) ont proposé un critère de stabilité pour un tunnel creusé dans un sable sec, dans ce cas la pression de soutènement σ_T à appliquer au front peut se mettre sous la forme :

$$\sigma_T = \sigma_s \alpha_s + \gamma D \alpha_\gamma \quad (1.5)$$

α_s et α_γ sont des coefficients adimensionnels en fonction de l'angle de frottement du terrain et de rapport C/D. Une généralisation de cette expression a également été établie pour le cas de terrains frottants et cohérents.

Les travaux expérimentaux d'Atkinson et Potts (1977) et de Chambon (1990) ont démontré que la rupture d'un ouvrage dans un massif de sol pulvérulent est brutale et que l'effondrement est localisé à proximité du front de taille. Le mécanisme de rupture se présente sous la forme d'une étroite cheminée, prenant naissance en partie inférieure du front et qui se développe en direction de la surface (figure 1.11). Le volume de sol mis en jeu est relativement faible, par rapport au cas des argiles.

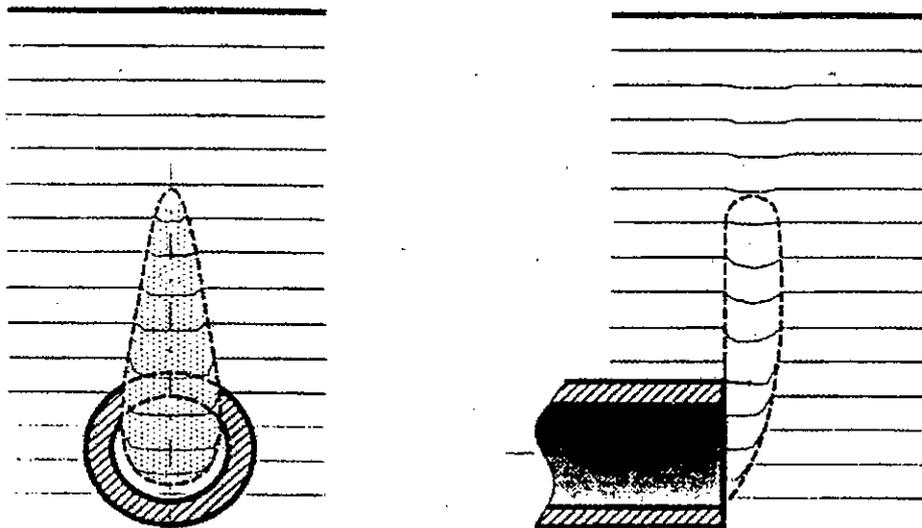


Figure 1.11 Mécanisme de rupture au front de taille dans un massif de sol pulvérulent

1.5 CONCLUSION

Dans ce chapitre nous avons donné un panorama sur :

- les différentes méthodes de creusement avec leur principe d'utilisation ;
- les phases de creusement utilisées par la Nouvelle Méthode Autrichienne ;
- les types de renforcement du terrain possible.

Le choix de phasage de creusement lorsqu'on utilise la méthode NATM dépend de la réponse du terrain. La souplesse de cette méthode permet son adaptation rapide aux

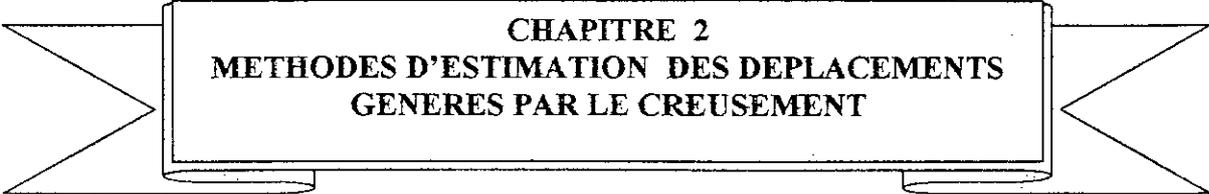
conditions rencontrées sur le site pendant les travaux. Le contrôle continu du comportement de l'ouvrage est une composante essentielle du projet, grâce au appareillages d'auscultation, on peut changer rapidement le mode de creusement si les tassements engendrés par ce mode sont très importants.

Parmi les facteurs qui ont un rôle prépondérant dans la réussite de la méthode NATM on peut citer :

- L'utilisation des simulations numériques dans les études préliminaires du comportement du terrain et des structures voisines ;
- Le choix des méthodes auxiliaires appropriées pour protéger le terrain encaissant ;
- L'utilisation des procédures de control des structures.

CHAPITRE 2
METHODES D'ESTIMATION DES
DEPLACEMENTS GENERES PAR
LE CREUSEMENT





CHAPITRE 2
METHODES D'ESTIMATION DES DEPLACEMENTS
GENERES PAR LE CREUSEMENT

2.1 INTRODUCTION

Le creusement d'un tunnel provoque une modification de l'état de contraintes dans le sol autour de la galerie. Ce changement d'état de contraintes est à l'origine des déplacements, qui affectent le terrain avoisinant et les structures préexistantes, particulièrement sensibles et denses en milieu urbain, le passage d'un équilibre à un autre n'est pas instantané. Les étapes de creusement provoquent une succession d'équilibre intermédiaire, qui influencent l'état d'équilibre final.

Quelle que soit la technique de construction employée, il se produit toujours des déplacements de sol autour de la galerie, qui peuvent se propager dans le massif et atteindre la surface. Les déplacements dépendent des conditions de sol, des conditions géométriques, de la technique de creusement et du savoir-faire de l'entreprise.

C'est pourquoi il est important de localiser et d'estimer les déformations et les déplacements associés au creusement. Ce chapitre s'intéresse à la présentation des méthodes d'estimation des déplacements engendrés par le creusement.

2.2 METHODE EMPIRIQUE

2.2.1 Tassement vertical

Un nombre important de mesures relatives aux tunnels en terrains meubles sont disponibles dans la littérature (Schmidt [1969], Peck [1969], Cording [1975], Attewell [1977], Clough [1981], O'Reilly [1982], Rankin [1988]). Toutes ces mesures confirment que la distribution transversale des tassements en surface de tunnel peut convenablement être représentée par une courbe de Gauss (Figure 1). La formule de type loi de distribution normale fut pour la première fois proposée par Martos [1958] à la suite d'une analyse statistique de mesures in situ effectuées sur des cavités minières. Cette expression a ensuite

été étendue au domaine des tunnels à faible profondeur par Schmidt [1969] et Peck [1969], (l'équation 2.1) :

$$S(x) = S_{\max} \exp\left(-\frac{x^2}{2i_0^2}\right) \quad (2.1)$$

- avec :
- $S(x)$: tassement du point x
 - S_{\max} : tassement maximal
 - x : distance horizontale par rapport au centre dans la direction transversale
 - i_0 : distance horizontale entre l'axe et le point d'inflexion.
 - L : $= 2.5 i_0$ demi-largeur de la cuvette de tassement

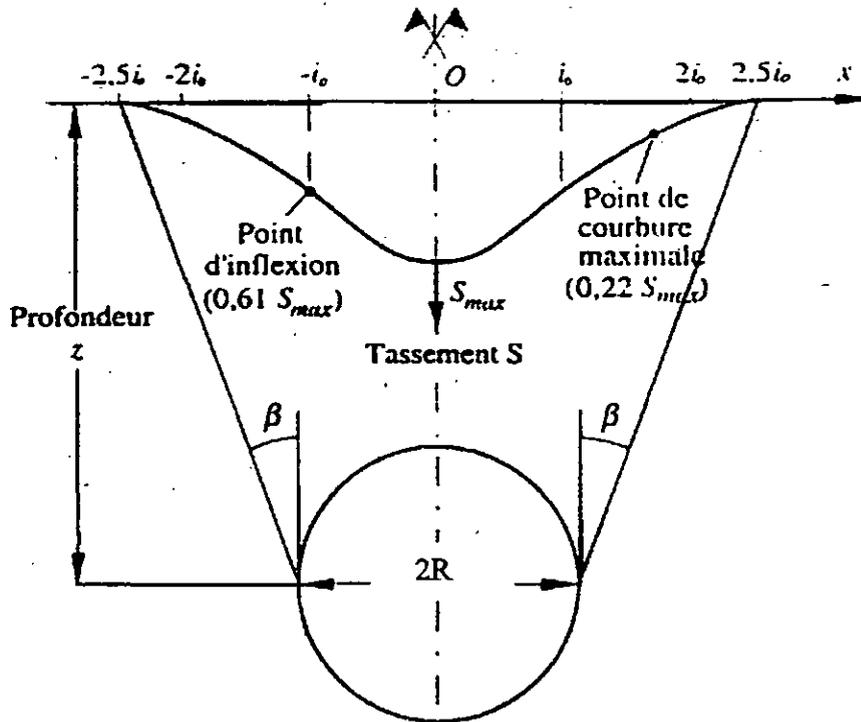


Figure 2.1 Définition des paramètres géométriques de la cuvette de tassement

La cuvette de tassement est caractérisée par son demi-largeur $L = 2.5 i_0$, sa profondeur S_{\max} et son volume total $V_S = 2.5 i_0 S_{\max}$ qui évoluent au fur et à mesure des phases de creusement. β définit l'angle d'ouverture.

Cette formule ne fait intervenir que deux paramètres S_{\max} et i_0 , qui suffisent dans la plupart des cas à recalculer la courbe de Gauss sur les mesures in-situ.

2.2.1.1 Estimation de " i_0 "

La difficulté essentielle réside dans l'estimation des deux paramètres de la courbe gaussienne (S_{\max} et i_0). L'estimation du paramètre i_0 est basée sur des observations faites sur un grand nombre d'ouvrages réels. Les données expérimentales ont permis de déduire des lois empiriques reliant i_0 à des paramètres géométriques (C, D et H) en fonction du type de sol rencontré. O'Reilly et New ont montré que la dimension i_0 est largement indépendante de la méthode de construction du tunnel et ont suggéré que i_0 soit approximativement une fonction linéaire de la profondeur. Le tableau 2.1 résume les différentes formules proposées dans la littérature pour l'estimation de i_0 .

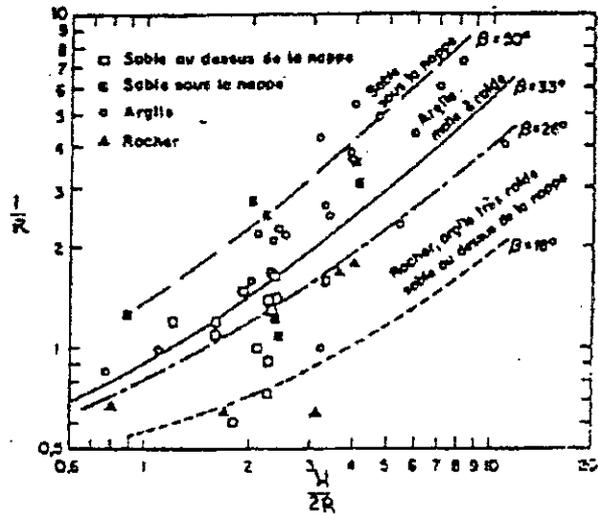
Tableau 2.1 : Relations empiriques permettant l'estimation de i_0

Expression proposée pour " i_0 "	Type de sol	Auteurs
0.5 H	Argile	Attewell (1977)
0.25 (C+D)	Sable lâche sans surcharge	Atkinson et Potts (1977)
0.25 (1.5 C+ D)	Sable dense avec surcharge	
$0.5 H^{0.8} D^{0.2}$	Argile	Clough et Schmidt (1981)
0.2 H ou 0.3 H	Sols granulaires	O'Reilly et New (1982)
0.4 H	Argileux ferme	
0.7 H	Argile meuble ou limon argileux	
0.525 H-0.42 R	Facteur correctif de 0.7 à 1.3 selon la nature du terrain	Oteo et Sagaseta (1982)
0.575 H	Argiles	Sagaseta (1987)
0.5 H	En première approximation	Rankin (1987)
0.45 H	Argile	Chapeau (1991)
0.2 H	Sables	
$0.175 H + 0.325 H (1- h / H)$	Sols argileux	Mair et Tailor (1993)

L'équation de Clough et Schmidt, indique que la profondeur du centre du tunnel (H) est fortement plus dominante que le diamètre (D) sur le paramètre i_0 de largeur de la cuvette.

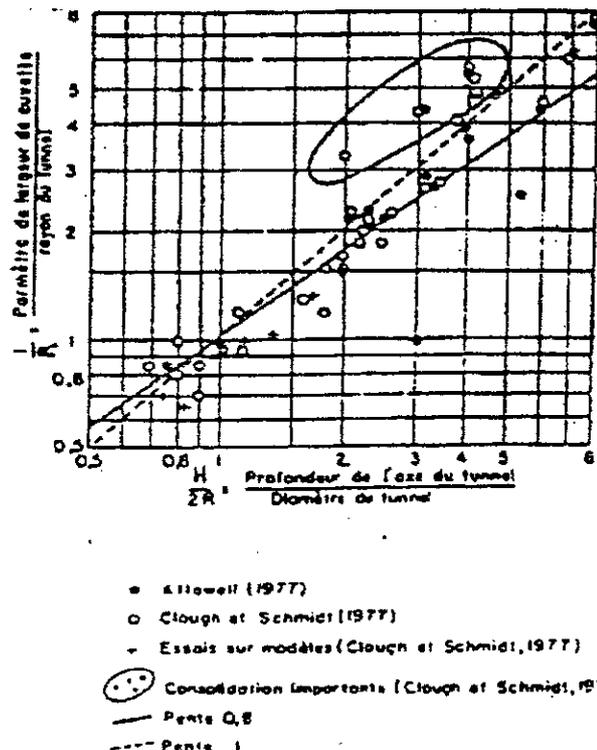
Peck (1969) a publié les premières corrélations donnant la valeur du coefficient adimensionnel « i/R » en fonction de la profondeur relative $z/2R$ et les conditions géologiques (Figure 2.2). Cet abaque permet d'estimer la largeur de la cuvette de tassement par l'intermédiaire de l'abscisse du point d'inflexion.

Figure 2.2 Corrélation entre i/R , $H/2R$ et le type de sol (Peck, 1969)



L'abaque de Peck a été ensuite complété par divers auteurs tels que Attewell, Clough et Smith (Figure 2.3). Cet abaque est à prendre avec précautions car l'angle β est défini pour une cuvette de demi-largeur $3i$ au lieu de $2.5i$ présenté précédemment.

Figure 2.3 : Corrélation entre i/R et $z/2R$ (Attewell, 1977)



La demi-largeur de la cuvette de tassement L peut être déterminée :

- soit à partir de paramètre i et de la relation :

$$L = \sqrt{2 \pi \cdot i} \tag{2.2}$$

- soit à l'aide de l'angle β par l'équation :

$$L = H \tan \beta + \frac{D}{2} \tag{2.3}$$

2.2.1.2 Estimation de S_{max}

2.2.1.2.1 Estimation de S_{max} à partir des caractéristiques géométriques et géotechniques

Le tableau 2.2 résume les différentes formules existant dans la littérature. Pour la formule de Farmer, k est voisin de 10 et n de 2/3. Le tableau 2.3 résume quant à lui les coefficients à prendre en compte suivant le type de terrain rencontré.

Tableau 2.2 Relations empiriques permettant l'estimation de S_{max}

Auteurs	Expression proposée
Sagaseta (1980)	$S_{max} = \frac{\gamma D^2}{E} (0.85 - \nu)$
Farmer (1977)	$S_{max} = \frac{D}{1000} \left(\frac{kD}{H} \right)^{\frac{1}{n}}$
Poupelloz (1984)	$S_{max} = \frac{R}{1000} \left(\frac{AD}{H} \right)^{\frac{1}{n}}$
Descoedres (1983)	sables : $S_{max} = 6.208 \cdot 10^{-3} D \left(\frac{H}{D} - 0.5 \right)^{-0.575}$
	Argiles : $S_{max} = 9.9 \cdot 10^{-3} D \left(\frac{H}{D} - 0.5 \right)^{-0.974}$

Tableau 2.3 Valeurs des coefficients de la formule de Poupelloz

Nature de sol	A	n
Argiles raides plastiques	9.35	0.41
Argile plastique saturée	3.22	0.0779
Sols granuleux	2.325	0.0574

Bernat (1996) propose une comparaison des méthodes de Farmer et Poupelloz avec le chantier de Vaise et constate des différences de l'ordre de 300% avec les mesures expérimentales. Les formules empiriques donnent toujours une valeur supérieure à la valeur mesurée, probablement parce que ces méthodes ne prennent pas en compte la méthode de creusement. Elles datent d'une trentaine d'années, période où les déformations engendrées par le creusement d'un tunnel étaient mal maîtrisées.

2.2.1.2.2 Relation entre S_{\max} et le taux de déconfinement

Le paramètre « taux de déconfinement » noté λ est explicité plus amplement au paragraphe « méthode analytique ». Nous rappelons ici qu'il permet de rendre compte, dans une approche bidimensionnelle en déformation planes du comportement du front de taille, de la position du soutènement par rapport au front de taille et de la méthode d'exécution utilisée.

Le groupe de travail n° 16 de l'AFTES (Leblais, 1995) préconise une relation simple issue de l'élasticité avec deux paramètres k et λ (dans le cas d'un tunnel circulaire creusé dans un massif homogène isotrope).

$$S_{\max} = \frac{k \cdot \lambda \cdot \gamma \cdot R^2}{E} \quad (2.4)$$

avec :

- k paramètre dépendant de l'état de contraintes du massif, de sa nature, de sa configuration et également de l'expérience en première analyse (en générale $k=2$).
- E module d'élasticité du matériau.

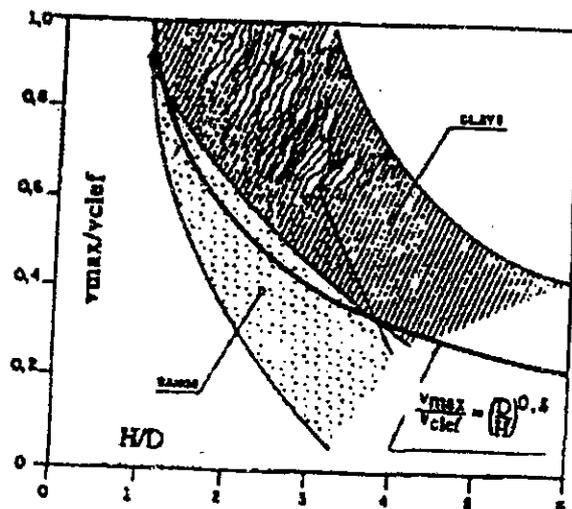
Leblais (1995) précise que cette formule ne prenant pas en compte la profondeur de l'excavation ne peut être retenue pour les tunnels à faible profondeur, mais qu'elle a l'avantage de permettre l'intégration empirique de la méthode de creusement.

2.2.1.2.3 Relation entre S_{\max} et $S_{\text{clé}}$

Le tassement $S_{\text{clé}}$ est en général supérieur à S_{\max} en raison de l'amortissement des déplacements dans le massif entre la clé du tunnel et la surface. De nombreux auteurs ont explicité le rapport d'amortissement $S_{\max} / S_{\text{clé}}$ recalé sur l'expérimentation.

Kanji (1979) propose un abaque (figure 2.4) estimant ce rapport en fonction de H/D et de la nature de sol.

Figure 2.4 $S_{max}/S_{clé}$ en fonction de H/D et de la nature du sol (Kanji, 1979)



Le tableau 2.4 résume les formules empiriques établies par les différents auteurs permettant l'estimation de S_{max} en fonction de $S_{clé}$.

Tableau 2.4 : Relations empiriques permettant l'estimation de $S_{max}/S_{clé}$

Auteurs	Expression proposée	Domaine d'application	Paramètres
Clough et Schmidt (1977)	$\frac{S_{max}}{S_{clé}} = \left(\frac{D}{H}\right)^{0.8}$		
Atkinson (1977)	$\frac{S_{max}}{S_{clé}} = 1 - a \frac{C}{D}$	Sables denses (faible niveaux de contraintes)	$a = 0.57$
		Sables (forts niveaux de contraintes)	$a = 0.4$
		Argiles surconsolidées	$a = 0.13$
Oteo et Sagaseta (1982)	$\frac{S_{max}}{S_{clé}} = \frac{1}{1 + a \frac{C}{D}}$		
Chapeau (CETU) (1993)	$\frac{S_{max}}{S_{clé}} = \frac{1}{1 + a \frac{C}{D}}$	Terrains argileux peu frottants	$a = 0.25 \text{ à } 0.5$
		Terrains maintenus sans rupture apparente	$a = 0.7 \text{ à } 0.80$
		Terrains granulaires frottants	$a = 1 \text{ à } 2$
CETU (1993)	$\frac{S_{max}}{S_{clé}} = A \frac{R}{H}$	$0.1 < R/H < 0.25$	$a = 3$
		$0.33 < R/H < 0.5$	$a = 2$

2.2.1.2.4 Relation entre V_S et les autres paramètres de la cuvette de tassement

En utilisant l'expression de la cuvette de tassement de Peck (1969) l'écriture de V_S devient :

$$V_S = \sqrt{2\pi} \cdot i \cdot S_{\max} \quad (2.5)$$

Attewell (1977) propose d'estimer V_S dans des sables de la manière suivante :

- 1 % du volume du tunnel en cas de sable dilatant (ou dense) ;
- 5 % en cas de sable lâche et en conditions difficiles.

L'évolution des techniques et les données recueillies ont permis d'affiner cette approche. D'après Leca (1987), le volume de la cuvette de surface résulte d'une addition de pertes de volume soit

$$V_S = V_t + V_C + V_{LT} - V_E \quad (2.6)$$

Avec :

- V_t perte de volume au niveau du tunnel qui peut être décomposée en deux parties : perte axiale (extrusion de front de taille) et perte radiale (convergence du soutènement)
- V_C perte de volume due à la compression du sol sur les cotés du tunnel
- V_{LT} perte de volume due à l'effet de consolidation du massif excavé (présente notamment dans les sols argileux)
- V_E perte de volume due au relâchement du sol autour de la clé (dilatance ou décompression)

Certains auteurs simplifient le problème en proposant une corrélation entre V_S et V_t (Tableau 2.5), qui permet plutôt d'estimer V_S que de calculer V_t .

Tableau 2.5 : Relations empiriques permettant l'estimation de V_S/V_t

Auteurs	Expression proposée
Atkinson et Potts (1977)	$\frac{V_S}{V_t} = 2\sqrt{\frac{2}{\pi}} \left(\frac{i_0}{D} \right) \left(\frac{S_{\max}}{S_{clé}} \right)$
Laboratoire de l'EPFL	$\frac{V_S}{V_t} = 0.009 \left(\frac{i_0}{D} \right) \left(\frac{H}{D} - 0.6 \right)$

Cairncross (1973) montre que le volume de la cuvette en surface dans les argiles est approximativement égal à la perte de volume autour du tunnel. Par contre, dans les sols granulaires, des changements de volume appréciables peuvent avoir lieu. Cording (1977) observe aussi en travaillant note un accroissement de volume important dans des graviers moyens à denses.

Ortigao (1996) utilise le rapport de perte de volume relative pour classer les sols dilatants et contractants, tableau 2.6.

Tableau 2.6 Classification de Ortigao (1996)

Domaine de perte de volume relative	Type de sol
$V_S / V_t < 1$	Dilatant
$V_S / V_t > 1$	Contractant

Le tableau 2.7 regroupe quelques données expérimentales concernant le volume de sol perdu dans le tunnel V_t en fonction du volume du tunnel V et du coefficient de charge N calculé au niveau de l'axe du tunnel :

$$N = \frac{\gamma H - \sigma_T}{C_u} \quad (2.7)$$

Tableau 2.7 : Ordre de grandeur du volume de sol perdu dans un tunnel creusé dans l'argile en fonction de coefficient de stabilité N (d'après Clough et Schmidt, 1977)

Indice de stabilité	Volume de sol perdu dans le tunnel V_t	Commentaires
$N \leq 2$	$V_t / V \leq 1\%$	La méthode de creusement n'a pas d'influence. Comportement élastique du massif.
$2 \leq N \leq 4$	$V_t / V \leq 10\%$	L'utilisation d'un bouclier permet de réduire la perte de volume à 2% ou 3%. Comportement essentiellement élastique.
$4 \leq N \leq 6$	-	Le bouclier est nécessaire et suffit à limiter la pénétration du sol par le front de taille. Quand N tend vers 6 l'instabilité du front augmente et un support du front est recommandé.
$N > 6$	-	Un soutènement complet du front est nécessaire. Il peut être accompli mécaniquement avec de l'air comprimé ou bien avec de la boue.

Glossop et Farmer (1979) expriment ainsi le volume de la cuvette en surface ramené au volume du tunnel par la relation

$$\frac{V_s}{V} = 1.14 + 1.33 N \quad (2.8)$$

2.2.1.3 Estimation de tassement en profondeur

Le besoin de prédiction des tassements en profondeur, en particulier dans le cas où le désordre des structures serait considéré, a mené à des extrapolations des tassements en profondeur à partir du tassement en surface, telle que la formule empirique suivante :

$$S(x) = \left(\frac{z_c}{z_0 - z_c} \right)^{0.8} S_{\max} \exp\left(-\frac{x^2}{2i_0^2} \right) \quad (2.9)$$

Mair et al. (1993) ont présenté des résultats de mesures qui suggéraient que l'extrapolation ne convient pas et ont montré que :

- les tassements en profondeur dans les argiles sont considérablement supérieurs à ceux prédits par cette méthode ;
- la courbe de distribution de Gauss donne encore une description raisonnable des tassements en profondeur ;
- ils ont montré aussi que le paramètre de largeur de la cuvette de tassement en surface est raisonnablement constant pour les tunnels à différentes profondeurs dans des terrains de géologie similaire. Au contraire ce paramètre tend à augmenter avec la profondeur dans les argiles.

2.2.2 Déplacement horizontal

Le désordre et le dysfonctionnement des constructions peuvent être causés par les déplacements horizontaux induits par le creusement, leur prédiction est indispensable pour la conception des ouvrages, mais peu de travaux traitent du calcul de ces déplacements par des méthodes semi-empiriques. Citons Glossop (1977) qui adopte également une courbe de Gauss pour le calcul de S_h et Leblais (1995) présente une vue globale des déplacements (verticaux et horizontaux) et qui propose de retenir les formules suivantes pour les déplacements et la déformation horizontale.

$$S_h(x) = \frac{k}{H} x S_v(x) \quad (2.10)$$

$$\varepsilon_h(x) = \frac{k}{H} S_v(x) \left[\left(\frac{x}{i_0} \right)^2 - 1 \right] \quad (2.11)$$

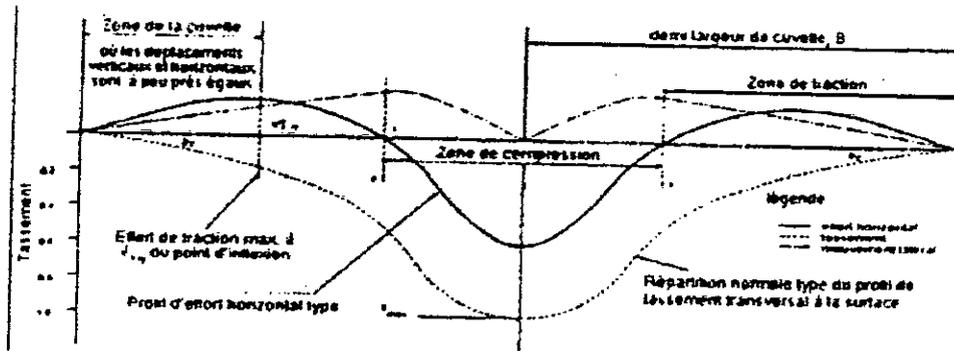


Figure 2.5 Déformations et déplacements verticaux et horizontaux (Leblais, 1995)

2.2.3 Conclusions

Il ressort de cette étude que les mouvements provoqués par le creusement dépendent de nombreux paramètres, et se propagent du tunnel vers l'extérieur, en s'amortissant plus au moins suivant les conditions rencontrées. Leurs effets en surface ne sont pas négligeables surtout en milieu urbain. Les mouvements sont dominés par les déplacements verticaux, néanmoins il ne faut pas négliger l'importance des mouvements horizontaux principalement en surface. L'ampleur des mouvements et leur propagation varie suivant la densité initiale du matériau, la géométrie du projet notamment le rapport \$C/D\$ et les conditions d'exécutions.

Les formules empiriques susmentionnées font souvent appel à des paramètres difficile à quantifier (\$V_S\$, \$V_t\$ et \$i_0\$). Elles négligent aussi des paramètres importants tels que la technique d'exécution, l'hétérogénéité des couches ou encore le coefficient des terres au repos. Bernat (1996) propose une comparaison des méthodes de Farmer et Poupelloz avec le chantier de Vaise et constate des différences de l'ordre de 300% avec les mesures expérimentales. Les formules empiriques donnent toujours une valeur supérieure à la valeur mesurée, probablement parce que ces méthodes ne prennent pas en compte la méthode de creusement. Elles datent d'une trentaine d'années, période où les déformations engendrées par le creusement d'un tunnel étaient mal maîtrisées.

De plus ces expressions ayant été généralement développées sur un nombre limité d'observation, il convient donc de les utiliser avec précaution pour des extrapolations à d'autres chantiers de creusement de tunnels, notamment à faible profondeur.

2.3 METHODE ANALYTIQUE

Afin de s'affranchir des difficultés rencontrées dans l'emploi des méthodes empiriques, des travaux ont été effectués en utilisant des formulations analytiques basées sur des équations de la mécanique.

Depuis une trentaine d'années, les méthodes d'estimation des déplacements engendrés par le creusement d'un tunnel ont beaucoup progressé, et au-delà des méthodes empiriques certains auteurs se sont intéressés à l'expression du champ de déplacements dans le massif autour du tunnel. Le calcul analytique est d'autant plus utile qu'il permet d'obtenir des ordres de grandeur et de réaliser des études paramétriques.

On trouve dans la littérature de nombreuses formules analytiques, basées sur des hypothèses simples visant à simplifier la modélisation du problème rencontré (figure 2.6). Ces simplifications portent essentiellement sur les paramètres suivants :

- la géométrie : le tunnel est supposé à section circulaire et avec axe horizontal ;
- la stratigraphie : on ne prend en compte qu'une seule couche de terrain supposée homogène ;
- la loi de comportement de sol : supposée élastique linéaire ou élastoplastique (type Tresca ou, Mohr-Coulomb) ;
- l'état initial de contraintes est supposé homogène ;
- les conditions aux limites : le tunnel est supposé être creusé à grande profondeur ($H/R > 10$ afin que la variation de contrainte sur la hauteur de galerie soit supposée négligeable), le sol est considéré comme non pesant (hypothèse nécessaire afin d'utiliser la symétrie cylindrique). Les formules sont exprimées dans le plan et dans le cadre de petites déformations.

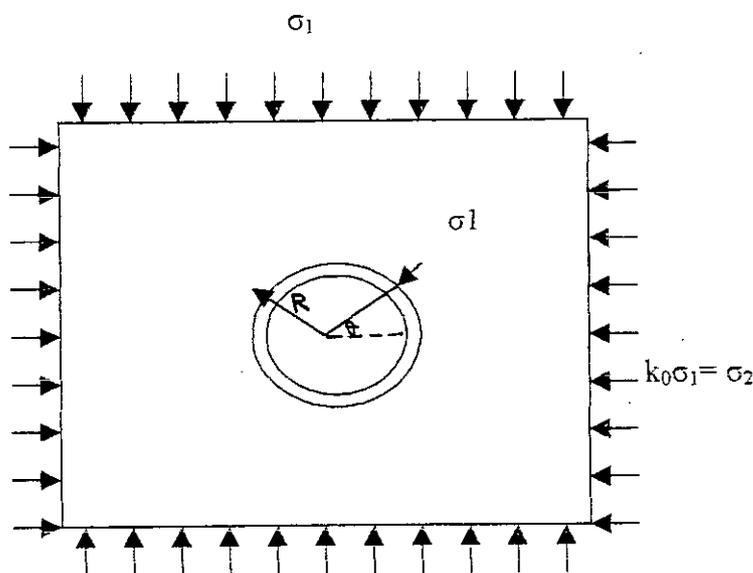


Figure 2.6 Configuration d'étude

De plus la résolution d'un problème de creusement de tunnel en symétrie cylindrique nécessite également que les phases de réalisation de l'ouvrage obéissent à cette symétrie, ce qui limite d'autant plus le domaine d'application de ces méthodes analytiques.

2.3.1 Principales méthodes analytiques

2.3.1.2 Solutions pour un tunnel circulaire non revêtu à faible profondeur

Le problème du creusement d'une cavité dans un massif semi-infini, homogène et isotrope, à comportement élastique linéaire a été étudié par plusieurs auteurs. Quelques résultats intéressants ont été obtenus pour la distribution des déplacements générés en surface [Sagaseta (1987, 1988) ; Uriel et Sagaseta (1989)]. Dans le cas d'un massif incompressible, les déplacements à la surface (u, v, w), causés par le creusement, sont donnés par les relations suivantes (d'après Sagaseta, 1987) :

$$\frac{u}{\delta_0} = -\frac{x D}{2(x^2 + H^2)} \left(1 + \frac{y}{\sqrt{x^2 + y^2 + H^2}} \right) \tag{2.12}$$

$$\frac{w}{\delta_0} = \frac{H D}{2(x^2 + H^2)} \left(1 + \frac{y}{\sqrt{x^2 + y^2 + H^2}} \right) \tag{2.13}$$

$$\frac{v}{\delta_0} = \frac{D}{2\sqrt{x^2 + y^2 + H^2}} \tag{2.14}$$

δ_0 est la convergence radiale moyenne de la cavité.

Autres auteurs ayant également proposé une expression du champ de déplacement radial autour de la galerie creusée, sont donnés au tableau 2.8.

Tableau 2.8 Hypothèses retenues par différents auteurs.

Auteurs	Massif	Etat de contrainte initial	Configuration
Panet (1973, 1976)	Elastique linéaire	Isotrope	2D
Poulos (1974)	Elastique linéaire	Anisotrope	2D
Panet (1973, 1976)	Elastique non linéaire	Isotrope	2D
Panet (1973, 1976)	Elastoplastique parfait	Isotrope	2D
Detournay (1983, 1987)	Elastoplastique parfait	Anisotrope	2D
Sagaseta (1987, 1988)	Elastique semi-infini incompressible	Isotrope	3D
Sagaseta (1987)	Elastique semi-infini incompressible	Isotrope	2D
Sagaseta (1987)	Elastique semi-infini incompressible	Anisotrope	2D
Sagaseta (1987)	Elastique semi-infini compressible	Isotrope	2D

2.3.2 Méthode de convergence confinement

La méthode de calcul dite « convergence confinement » s'est développée parallèlement à l'utilisation des modes de soutènement qui assurent la participation effective du terrain à son poids propre stabilisé (béton projeté, boulonnage, cintres légers) depuis une vingtaine d'année environ.

Cette méthode est basée sur l'analyse des contraintes et des déformations autour d'une cavité en prenant en considération l'interaction terrain – soutènement, progression de creusement et son aspect tridimensionnel.

Elle postule que le but de soutènement ne consiste généralement pas à s'opposer à la déformation du terrain autour de la cavité ni même à la formation d'une zone pseudo – plastique, dans laquelle les critères de rupture sont dépassés, mais à limiter la déformation des parois et l'extension de la zone en déformation pseudo – plastique pour aboutir à un équilibre qui satisfasse si possible à la fois les conditions suivantes :

- limitation de la convergence des parois à des valeurs acceptables en fonction des conditions d'exécution et de la destination de l'ouvrage.

- limitation consécutive du phénomène de décompression du terrain.
- optimisation des caractéristiques et du coût du soutènement.

Le creusement d'un tunnel ou d'une excavation souterraine induit dans le massif encaissant une modification de champ des contraintes initiales, déchargement de la contrainte verticale initiale à la clef du tunnel et chargement de la contrainte verticale aux reins. Cette modification du champ de contrainte s'accompagne d'un champ de déplacement tridimensionnel au voisinage du front de taille. Toutefois il est bidimensionnel à long terme. Dans cette méthode le caractère tridimensionnel est ramené à un problème de déformation plane, en étudiant dans une section transversale type, l'influence d'une décroissance continue de la contrainte radiale σ_r qui s'exerce sur les parois de l'ouvrage de la valeur initiale σ_0 de la contrainte jusqu'à zéro.

Cette méthode (Panet et Guellec 1979) s'appuie sur la constatation que le champ de déformation obtenu à partir d'un calcul axisymétrique, dans une section perpendiculaire à l'axe du tunnel, est analogue à celui donné par un calcul plan, dans lequel la paroi du tunnel soutenue par une pression radiale fictive :

$$\sigma_r = (1 - \lambda) \sigma_0 \quad (2.15)$$

σ_0 : représentant la valeur de la contrainte initiale en place, supposée uniforme,

λ : un coefficient compris entre 0 et 1.

Ce résultat est valable à condition de se placer à une distance suffisante (de l'ordre de $D/4$) du front de taille. Partant de cette constatation, Panet et Guellec (1979) ont suggéré de prendre compte, en géométrie plane, l'effet tridimensionnel stabilisant lié à la proximité du front de taille, en appliquant une pression de soutènement fictive égale à $(1 - \lambda)\sigma_0$ sur la périphérie du tunnel (figure 2.7). L'état initial en avant du front est à une distance suffisante pour négliger son influence correspondant à $\lambda = 0$. Au fur et mesure que le creusement se rapproche de la section considérée puis la passe et s'éloigne, λ croît progressivement de 0 à 1 et le sol se converge jusqu'à stabilisation.

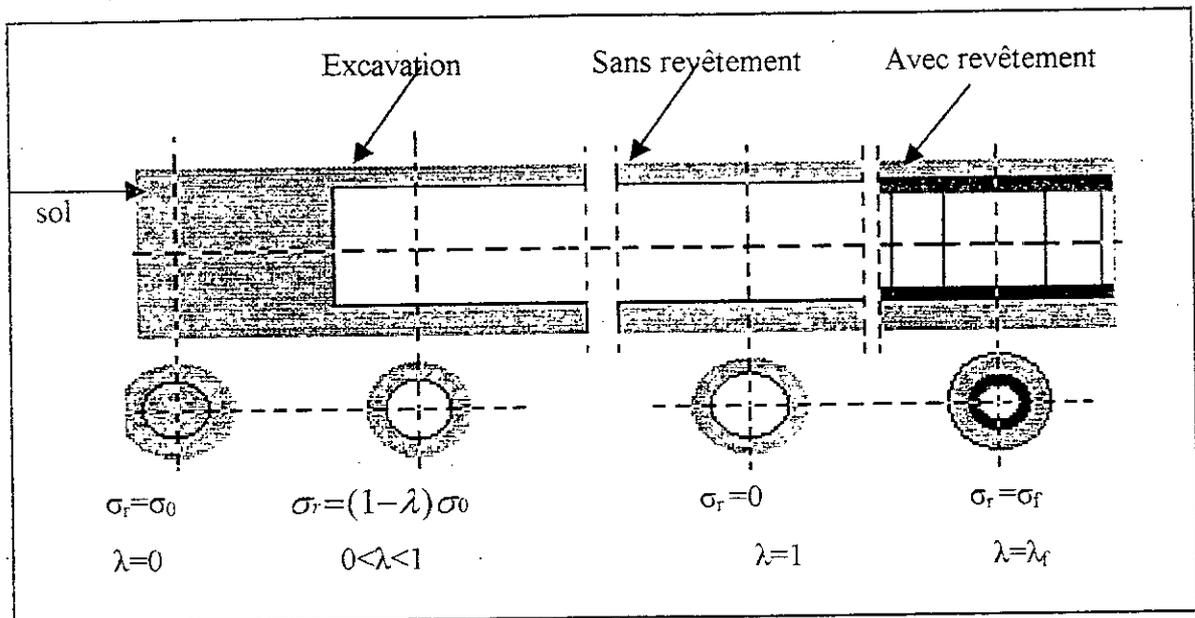


Figure 2.7 Principe de la méthode convergence confinement

Le comportement de l'ensemble terrain-soutènement (figure 2.8) est alors analysé dans un diagramme (σ, U_r) où U_r est le déplacement radial. La courbe qui lie σ et U_r est dite courbe caractéristique du terrain, ou courbe de convergence. Son allure dépend de la loi de comportement du terrain, de la forme de la section du tunnel et de l'état initial des contraintes.

Sur la courbe caractéristique on distingue plusieurs points remarquables :

- le point « F » représente l'état de déformation de la section lorsque le front d'attaque la traverse.
- le point « S » représente l'état de déformation de la section lorsque le soutènement est mis en place. Ce point correspond à une valeur λ_d de paramètre λ .

La courbe (a), dite de confinement représente la pression de confinement que le soutènement exerce en fonction du déplacement radial qu'il subit.

L'allure de la courbe dépend des caractéristiques mécaniques et géométriques des structures constituant le soutènement. Le tracé de cette courbe suppose que l'on sache la part de convergence « Ura » qui s'est produite dans la section considérée au moment où le soutènement commence à se mettre en charge.

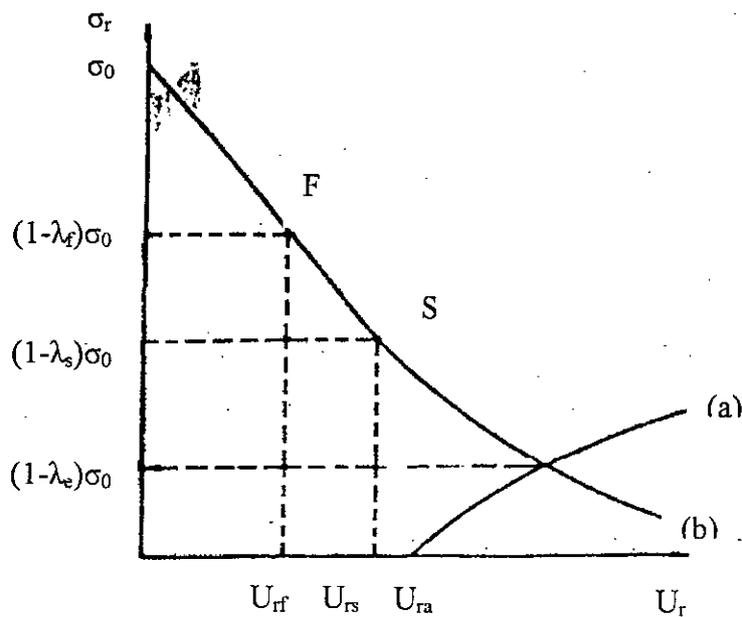


Figure 2.8 (a) courbe de confinement, (b) courbe de convergence

L'intersection des deux courbes caractéristiques (a) et (b) ainsi définies donne les paramètres de l'équilibre final à une distance suffisante du front parce que son influence sera nulle.

Le tracé de la courbe caractéristique du terrain nécessite les hypothèses suivantes :

- tunnel à section circulaire,
- massif homogène non pesant,
- tunnel suffisamment profond.

Ces hypothèses malgré leur caractère restrictif sont acceptables dans de nombreux cas pratiques et permettent lors de l'avant projet le choix des caractéristiques du soutènement et l'estimation de la convergence probable.

Cette méthode est mise en œuvre au début d'une manière analytique pour le cas idéal de creusement d'un tunnel circulaire dans un massif non pesant à comportement élastique linéaire (Panet et Guellec 1979), puis plusieurs auteurs ont contribué à l'amélioration de cette méthode, tels que l'introduction du comportement du massif élastique parfaitement plastique, élasto-plastique à rupture brutale, l'introduction de la pesanteur et les cas des contraintes initiales anisotropes (Panet 1986).

2.3.2 Conclusions

Toutefois les difficultés persistent, principalement du fait de degrés de simplification nécessités par une résolution purement analytique du problème. En particulier ces méthodes ne permettent d'étudier des tunnels de géométrie quelconque, ni de tenir compte de la stratification des terrains, ni de l'influence des séquences de creusement. Pour ces raisons, le recours à des moyens de calcul plus performants (différences finis, élément finis et équations intégrales) s'avère en général nécessaire.

2.4 METHODE NUMERIQUE

2.4.1 Introduction

L'utilisation des méthodes numériques (principalement la méthode des éléments finis, la méthode des différences finis et éléments distincts) permet une meilleure représentation de la réalité, en élargissant la gamme des hypothèses retenues dans le cas de l'utilisation d'une résolution empirique ou analytique.

Les progrès réalisés au cours des dernières décennies, en matière de moyen de calcul, rendent possible des analyses tridimensionnelles relativement complexes, mais la complexité de maillage nécessaire pour tenir compte des particularités de construction, le temps nécessaire de calcul et d'exploitation des résultats et les coûts qui en résultent restent importants. Pour ces raisons, les modèles tridimensionnels sont encore peu employés dans la pratique, si ce n'est à des fins de recherche ou pour étudier des points particuliers. Dans la plus part des cas on effectue plutôt des calculs bidimensionnels.

Les modèles numériques permettent également, par le biais d'études paramétriques, d'analyser la sensibilité des résultats à certains paramètres tels que les caractéristiques du terrain et de revêtement, la pression au front de taille, et par conséquent de choisir la technique de creusement.

2.4.2 Méthodes numériques bidimensionnelles

trois types de modèle bidimensionnel, représentés sur la figure (2.9), sont très attractifs et largement utilisés :

- modèles transversaux ;
- modèle longitudinal ;
- modèle axisymétrique.

Pour les tunnels à faibles profondeurs, le plus fréquent est le modèle transversal, basé sur l'hypothèse de déformation plane. Ce modèle est justifié par le comportement final bidimensionnel. Bien évidemment, il ne traduit pas le caractère tridimensionnel de l'avancement du front de taille. Les méthodes numériques proposées, le plus souvent en association avec des méthodes de calcul plus traditionnelles, ne suivent pas exactement l'évolution des déformations et des contraintes durant le processus réel de construction, mais utilisent des astuces de calcul pour prendre en compte cet aspect, tels que le paramètre λ : taux de déconfinement de la méthode de convergence-confinement et le paramètre n : coefficient de ramollissement de la méthode de ramollissement.

Les deux autres modèles constituent des approches grossières de l'étude en trois dimensions du front de taille. Le modèle longitudinal est utilisé pour étudier la stabilité du front, où le tunnel est considéré comme une excavation de longueur infinie, alors que le modèle axisymétrique est limité aux tunnels considérés profonds, et l'axe de tunnel est supposé comme un axe de symétrie de révolution du modèle.

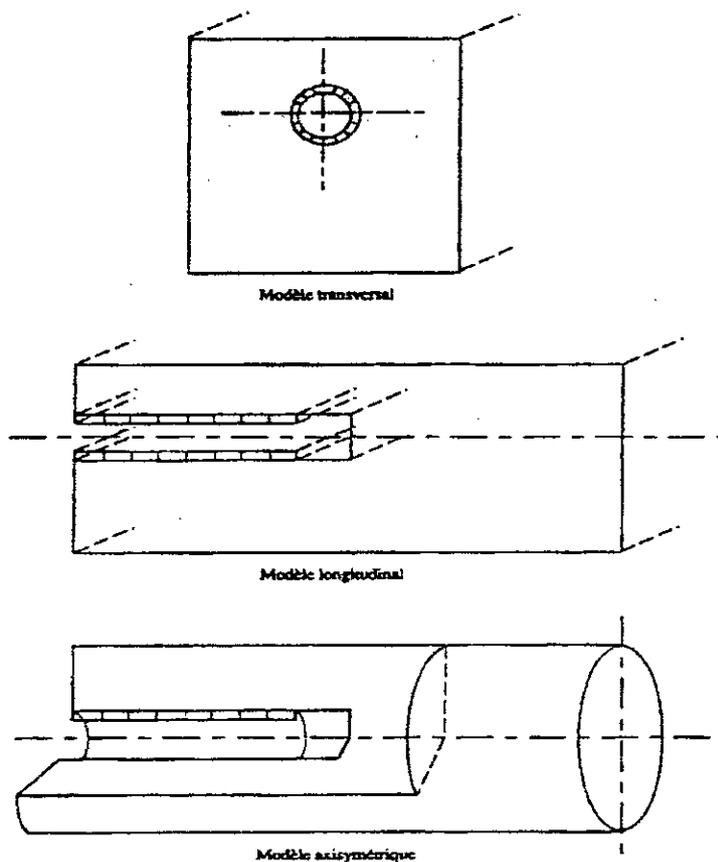


Figure 2.9 Modèles de calcul bidimensionnels
(Clough et Leca, 1989)

2.4.2.1 Modèles transversaux d'excavation

La représentativité des calculs bidimensionnels d'une section transversale dépend de leur capacité à prendre en compte les effets tridimensionnels liés au passage du front de taille dans un calcul en déformation planes. Plusieurs techniques ont été proposées pour simuler les effets tridimensionnels dans un calcul bidimensionnel telles que la méthode convergence-confinement et la méthode de ramollissement. Dans ce modèle le tunnel est supposé infiniment long dans la direction de son axe.

La plupart des approches numériques proposées dans ce domaine peuvent être classées en deux concepts de modélisation du processus d'excavation (figure 2.10).

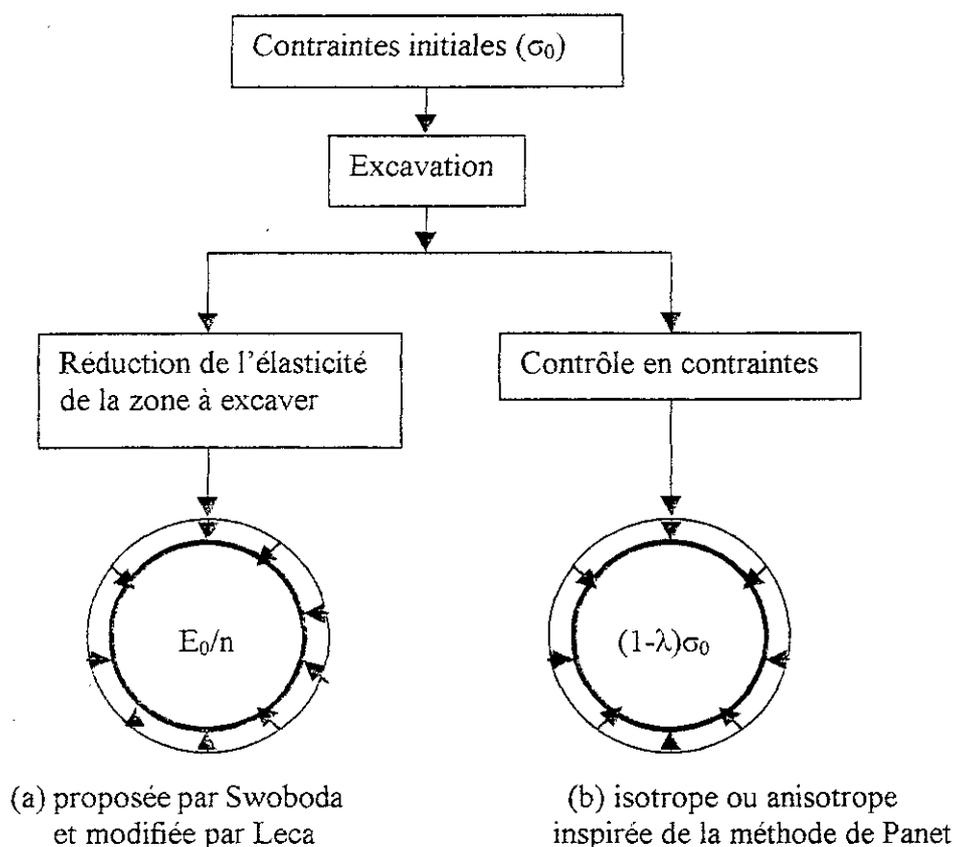


Figure 2.10 Différents modèles transversaux d'excavation

2.4.2.1.1 Modèle de ramollissement progressif

Cette méthode a été développée, à l'origine, pour les ouvrages creusés à l'aide de la Nouvelle Méthode Autrichienne (Swoboda, 1979). La pré-déformation du terrain en avant du front de taille est simulée par une diminution progressive du module d'élasticité du terrain

dans la zone à excaver. Cette technique est illustrée sur la figure 2.11 pour le cas de creusement en section totale.

La première étape de calcul consiste à déterminer l'état de contraintes initiales, le module E_0 est le même dans tout le massif, y compris dans le noyau à excaver. La deuxième étape de calcul consiste à diviser le module d'élasticité E_0 du terrain à excaver par un coefficient de ramollissement $n > 1$ et à appliquer simultanément des efforts de "ramollissement" sur la périphérie du noyau à excaver. Dans la méthode initialement mise au point pour la Nouvelle Méthode Autrichienne, les efforts de ramollissement étaient pris égaux à :

$$F_r = (1 - 1/n) F_e \quad (2.16)$$

F_e : représente les efforts d'excavation déduits des valeurs des contraintes sur le bord de la zone à excaver et n représente le coefficient de ramollissement.

Un nouvel état d'équilibre est alors déterminé. Cet état reflète un certain niveau de déformation et de redistribution des contraintes dans le sol, consécutif à l'arrivée du front de taille. La troisième étape consiste à excaver le noyau de terrain situé au front de taille et à activer les éléments de revêtement disposés sur la périphérie du tunnel, tout en appliquant des efforts d'excavation F_e , déduits de l'équilibre déterminé à la deuxième étape.

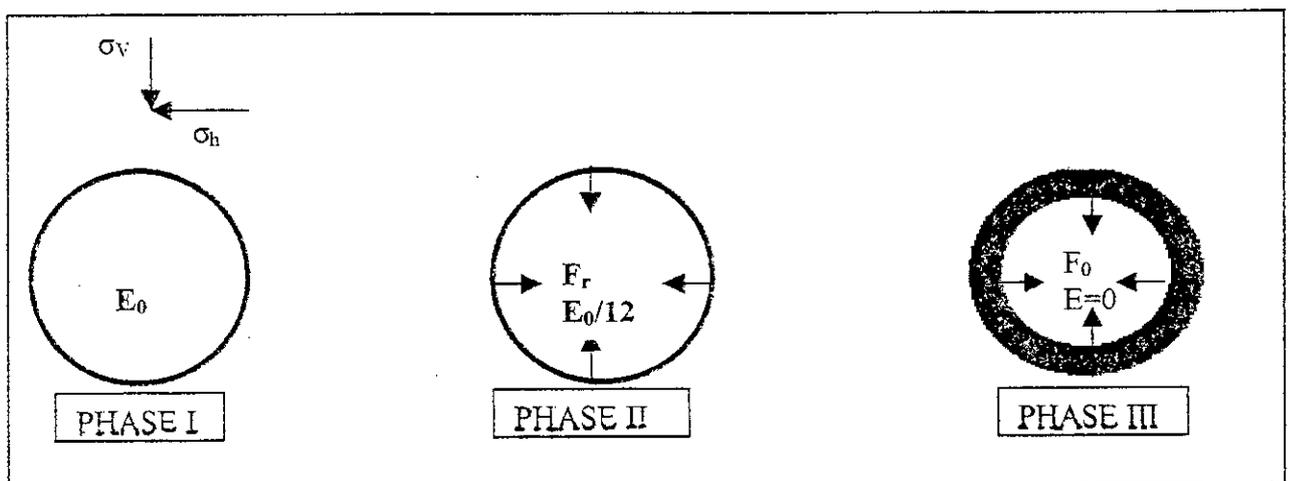


Figure 2.11 Phases de calcul considérées dans l'application de la méthode ramollissement

Des modifications ont été apportées à cette méthode (Leca, 1989), dans le but de mieux tenir compte de la déformation du terrain le long de l'axe de la galerie, au niveau du front de taille. L'état d'équilibre final est contrôlé par le coefficient de ramollissement n . Dans la pratique, ce coefficient est déterminé de manière empirique.

2.4.2.1.2 Modèle de contrôle en contraintes

Ce modèle est inspiré de méthode convergence-confinement (Panet et Guellec 1979). Elle est couramment utilisée pour représenter dans un calcul numérique bidimensionnel l'effet tridimensionnel lié à la présence du front de taille. Après le calcul de l'état de contraintes initiales, l'excavation est simulée par désactivation des éléments situés à l'intérieur de la périphérie du tunnel et l'application des contraintes (ou forces nodales) équivalentes. Cet état correspond à un état de contrainte loin de l'influence du front de taille. L'approche et le passage du front sont simulés par une réduction progressive des contraintes initiales σ_0 à la périphérie de l'excavation jusqu'à $(1 - \lambda)\sigma_0$ en variant le taux de déconfinement de 0 jusqu'à λ_f qui correspond à l'état final du tunnel revêtu. L'évaluation de λ_f est basée sur l'expérience acquise de projets similaires antérieurs, ce qui est la principale difficulté de l'utilisation de cette méthode dans la conception de tels projets.

2.4.2.2 Modèle plan en section longitudinale d'excavation

Le modèle plan en section longitudinale ne permet pas de rendre compte effectivement des redistributions tridimensionnelles de contraintes liées à la présence du front. Des comparaisons avec des calculs tridimensionnels vrais (Chaffois 1985) montrent que d'une manière générale, les calculs plans en section longitudinale surestiment par un facteur 3 les déplacements engendrés par le creusement du tunnel. Par conséquent, l'emploi de ce modèle reste limité, ce type d'analyse peut permettre d'estimer le taux de déformation des terrains en avant du front de taille et de l'introduire dans un calcul plan en section transversale.

2.4.2.3 Modèle axisymétrique

Le modèle axisymétrique offre l'avantage de représenter le front de taille, en ce sens, il peut être considéré comme un modèle 3D. Toutefois, il ne peut s'appliquer, en toute rigueur, qu'à des problèmes présentant une symétrie de révolution autour de l'axe de l'ouvrage, tant

sur le plan géométrique, que sur le plan des chargements appliqués. Pour cette raison, ce type de modèle reste limité à des ouvrages circulaires profonds, creusés dans des terrains homogènes et isotropes. En particulier, il ne permet pas de tenir compte de l'augmentation de contrainte avec la profondeur ni de l'influence du coefficient des terres au repos K_0 .

2.4.3 Méthode numérique tridimensionnelle

C'est le seul type de modélisation qui permet théoriquement de traiter le problème réel par la prise en compte partielle de la technologie de creusement, de la géométrie 3-D du problème et de l'ensemble de phénomène mis en jeu.

Plusieurs travaux de modélisation 3-D ont été consacrés au creusement à l'aide de la Nouvelle Méthode Autrichienne (NATM) publiés par Gartung et al. (1979), Wittke et Gell (1980), Katzentbach et Breth (1981) et Pierau (1982). Un exemple d'une telle application, issue des travaux de Wittke et Gell (1980) est représenté sur la figure 2.12.

Le maillage reproduit sur cette figure permet de tenir compte à la fois de la géométrie du problème et des particularités du processus de construction : creusement en section devisée, mise en place du béton projeté. Cependant, cette modélisation 3-D nécessite la réalisation d'un maillage très complexe si l'on prend en compte les différentes couches de sol et le phasage des travaux.

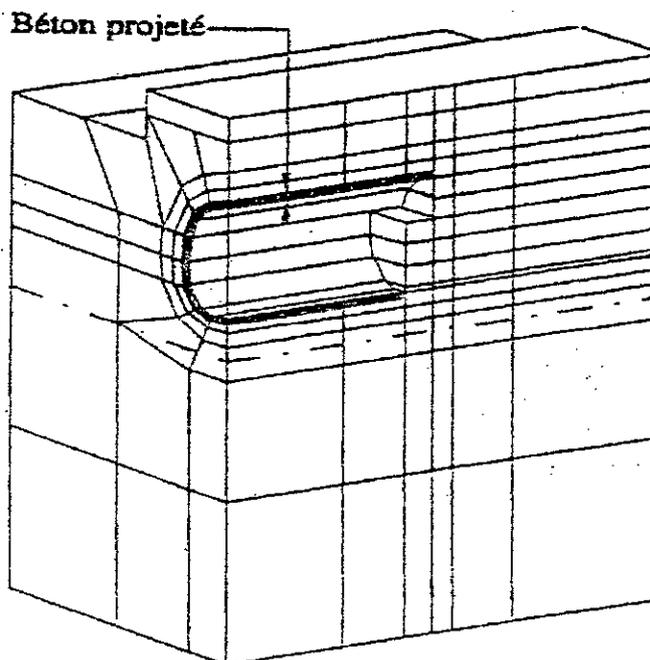


Figure 2.12 Maillage tridimensionnel (Clough et Leca, 1989)

Compte tenu de sa lourdeur et des problèmes numériques qui peuvent surgir (Brost et al, 1996), ce type d'approche est donc encore peu utilisé, sauf dans le domaine de recherche ou encore pour le calage sur des approches plus simple. On peut citer les analyses de Kasali (1982), Chaffois (1985), Brost et al (1996), et Mroueh (1997).

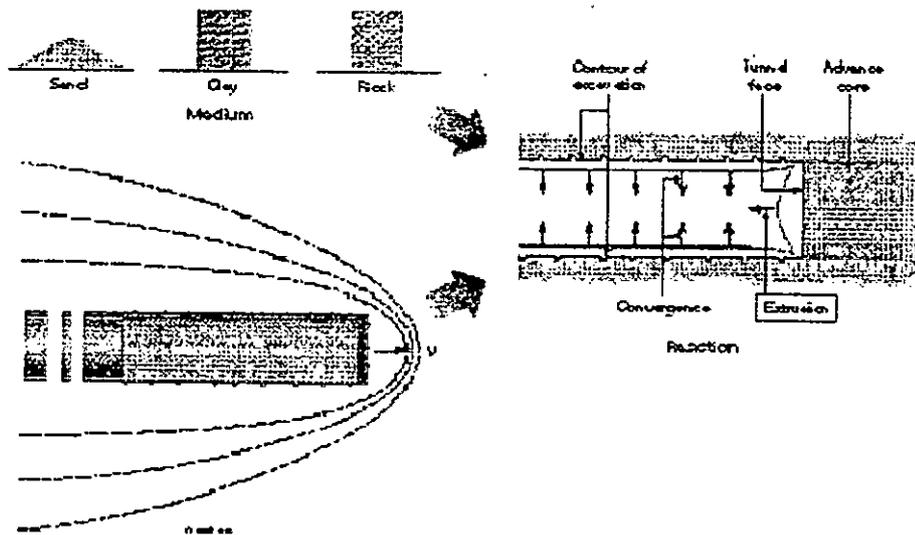
2.4.4 Conclusion

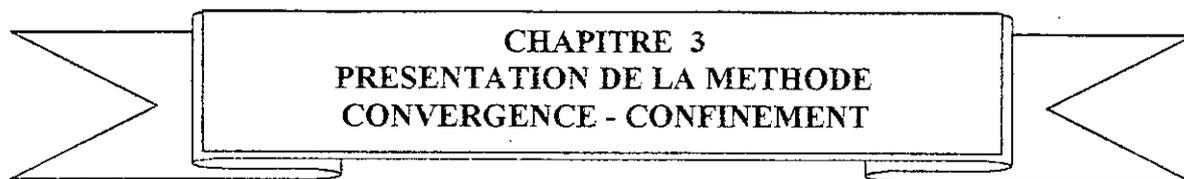
Les méthodes empiriques et analytiques permettent d'obtenir rapidement une estimation des tassements. Toutefois, leur domaine d'application directe est limité, en raison, d'une part, des hypothèses de calcul très restrictives sur lesquelles elles reposent, et d'autre part l'évolution de la technologie de creusement ;

L'emploi des méthodes numériques permet la prise en compte de la géométrie de l'ouvrage, des lois de comportement des différents matériaux et du phasage des travaux, afin d'estimer le champ de déplacement en tout point du massif encaissant. Le modèle le plus fréquent en creusement à faible profondeur est le modèle bidimensionnel transversal, justifié par l'état plan de déformation du terrain encaissant en phase finale. Ce modèle nécessite des paramètres de correction pour tenir compte de l'effet tridimensionnel lié à l'avancement du front de taille. La modélisation numérique tridimensionnelle permet théoriquement de tenir compte de la géométrie et du chargement 3-D, et permet de représenter dans sa complexité le massif de sol, le tunnel et les différentes phases de creusement et de soutènement mises en ouvre lors de sa construction. Cependant ce type de modélisation nécessite la réalisation d'un maillage très complexe. Compte tenu de sa lourdeur et des problèmes numériques qui peuvent surgir, ce type d'approche est donc encore peu utilisé, si ce n'est à des fins de recherche ou pour étudier des points particuliers. Dans la plus part des cas on effectue plutôt des calculs bidimensionnels.

CHAPITRE 3

PRESENTATION DE LA METHODE CONVERGENCE – CONFINEMENT





CHAPITRE 3
PRESENTATION DE LA METHODE
CONVERGENCE - CONFINEMENT

3.1 INTRODUCTION

Interaction entre le massif et le soutènement ne peut être approchée que par des simulations numériques. La croissance de la puissance des ordinateurs permet de traiter des problèmes tridimensionnels avec un temps de calcul et un coût acceptable pour des ouvrages souterrains simple. Cependant, d'autres facteurs doivent pris en considération, tels que la connaissance d'une loi de comportement du massif non linéaire suivant un chemin de contrainte véritablement triaxial simulant la variation des contraintes au cours de l'excavation (c'est à dire avec les trois contraintes principales différentes et une rotation des directions principales), la complexité de la modélisation des méthodes de construction, la tache souvent insurmontable de l'exploitation des résultats de modèles tridimensionnels. Aussi en l'état actuel, les ingénieurs préfèrent mettre en œuvre des modélisations bidimensionnels qui prennent en compte de manière approchée la nature tridimensionnelle du problème. Tel est l'objet de la méthode convergence confinement.

3.2 LES PRINCIPES GENERAUX DE LA METHODE CONVERGENCE CONFINEMENT

Ainsi dans la méthode de convergence confinement, on substitue au problème tridimensionnel un problème de déformation plane dans lequel on applique à la surface d'intrados du tunnel une contrainte σ tel que :

$$\sigma = (1 - \lambda) \sigma_0 \quad (3.1)$$

σ_0 : représente la contrainte initiale s'exerçant sur la surface d'intrados du tunnel.

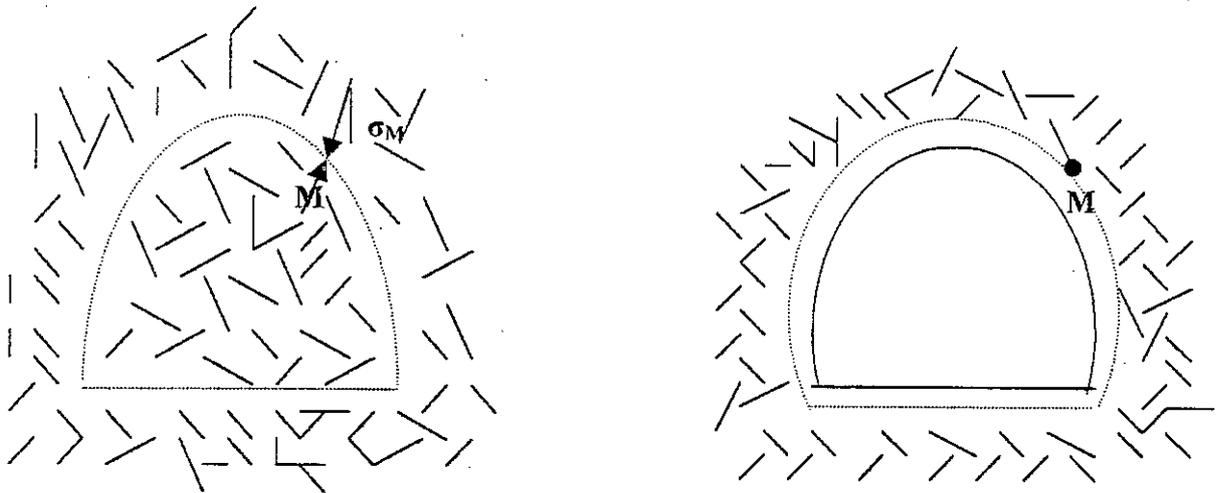
λ : coefficient appelé taux de déconfinement est égale à 0 dans l'état initial et croît jusqu'à 1 lorsque le tunnel n'est pas soutenu.

Ce déconfinement s'accompagne d'un déplacement « u » des points situés à l'intrados ; la relation :

$$f_m(\sigma, u) = 0 \tag{3.2}$$

représente la loi de convergence du massif (figure 3.1). Le soutènement est une structure dont le comportement mécanique peut également être décrit par une relation entre la contrainte s'exerçant à l'intrados et le déplacement correspondant :

$$f_s(\sigma, u) = 0 \tag{3.3}$$

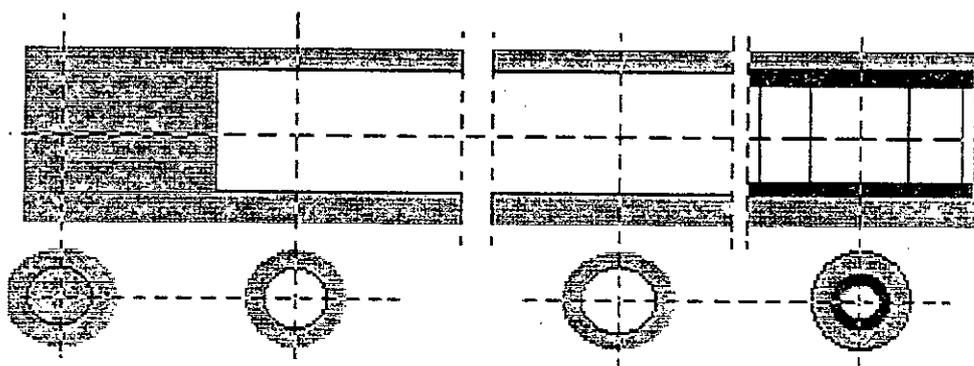


Etat initial
 $\sigma(M) = \sigma_0$
 $u_M = 0$
 $\lambda = 0$

Etat intermédiaire
 $\sigma(M) = (1 - \lambda)\sigma_0$
 $u_M = u(\lambda)$
 $0 < \lambda < 1$

Etat final
 $\sigma(M) = 0$
 $u_M = u$
 $\lambda = 1$

(a)



$\sigma_r = \sigma_0$
 $\lambda = 0$

$\sigma_r = (1 - \lambda)\sigma_0$
 $0 < \lambda < 1$

$\sigma_r = 0$
 $\lambda = 1$

$\sigma_r = \sigma_f$
 $\lambda = \lambda_f$

(b)

Figure 3.1 Principe de détermination de la loi de convergence du massif
 (a) Coupe transversale ; (b) Coupe longitudinale

Mais le soutènement ne peut être mis en place qu'à une certaine distance « d » du front de taille, c'est à dire lorsqu'un déplacement $u(d)$ s'est déjà produit ; la relation précédente peut donc s'écrire :

$$f_s[(\sigma, u - u(d))] = 0 \quad (3.4)$$

Cette relation caractérise le mode de soutènement.

L'équilibre final qui résulte de l'interaction entre le massif et le soutènement, est donné par la solution du système constitué par les deux relations ci-dessus ; dans les cas que l'on considère généralement, on peut admettre l'unicité de la solution. Dans le cas simple, où toutes les conditions satisfont une symétrie de révolution autour de l'axe du tunnel, la contrainte σ et le déplacement u peuvent être considérés comme des scalaires ; on a alors une représentation graphique simple de la méthode : convergence confinement ; l'équilibre final est donné par l'intersection de la courbe caractéristique du terrain ou courbe de convergence (b), et de la courbe du soutènement ou courbe de confinement (a), figure 3.2.

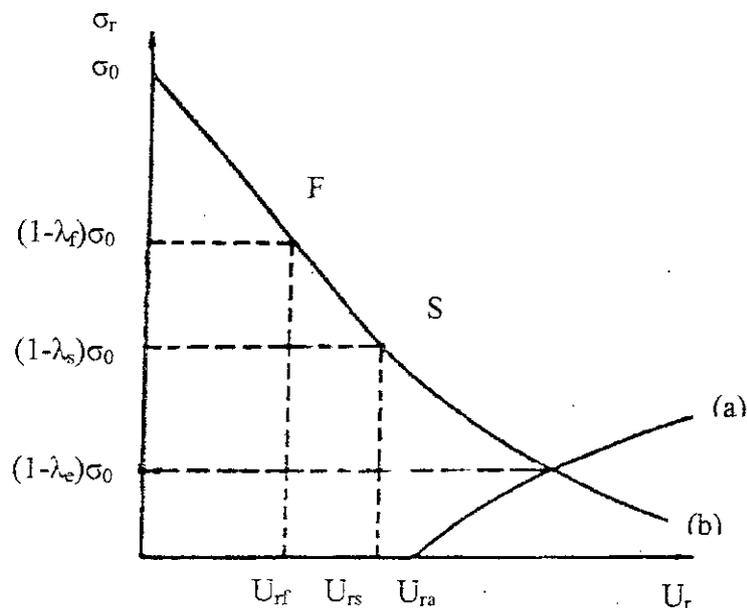


Figure 3.2 Courbe caractéristique de terrain et de soutènement

3.3 DETERMINATION DE TAUX DE DECONFINEMENT

3.3.1 En fonction de la distance au front de taille

La détermination de la convergence en fonction de la distance au front de taille permet de définir la position relative des courbes caractéristiques du soutènement et du terrain dont dépendra l'équilibre final. Négliger la part de convergence déjà acquise au moment de la pose de soutènement conduit non seulement à surestimer l'effort de soutènement mais aussi à trahir le comportement du massif et son équilibre final.

La convergence des tunnels en fonction de la distance au front de taille peut être obtenue à partir d'un calcul tridimensionnel. On s'intéresse aux résultats analytiques obtenus dans un milieu à comportement élastique, ce qui est suffisant dans beaucoup de cas. En effet on peut souvent considérer que le soutènement est mis en place à une distance du front de taille telle qu'aucune plasticité ne s'y est encore formée de façon significative.

Bien que le phénomène tridimensionnel soit plus complexe, on peut assimiler l'influence de la proximité du front de taille à une pression radiale fictive de soutènement.

La convergence et la pression fictive de soutènement en fonction de la distance au front de taille se déduisent de la figure 3.3, (d'après M.Panet 1976). Ce graphique indique la valeur du taux de déconfinement λ en fonction de la distance au front de taille ou encore la pression de soutènement du front qui vaut :

$$p = (1 - \lambda) \sigma_0 \quad (3.5)$$

La courbe caractéristique du terrain permet de connaître la valeur correspondante du déplacement à la paroi U.

On relève notamment sur cette figure qu'au droit du front de taille le taux de déconfinement est égal à 0.265. On retient souvent la valeur voisine de 0.3 ou de 1/3 lorsque le soutènement est mis en place à proximité du front de taille.

On retient également que la valeur de λ pour une section à un diamètre de front de taille vaut $\lambda=90\%$.

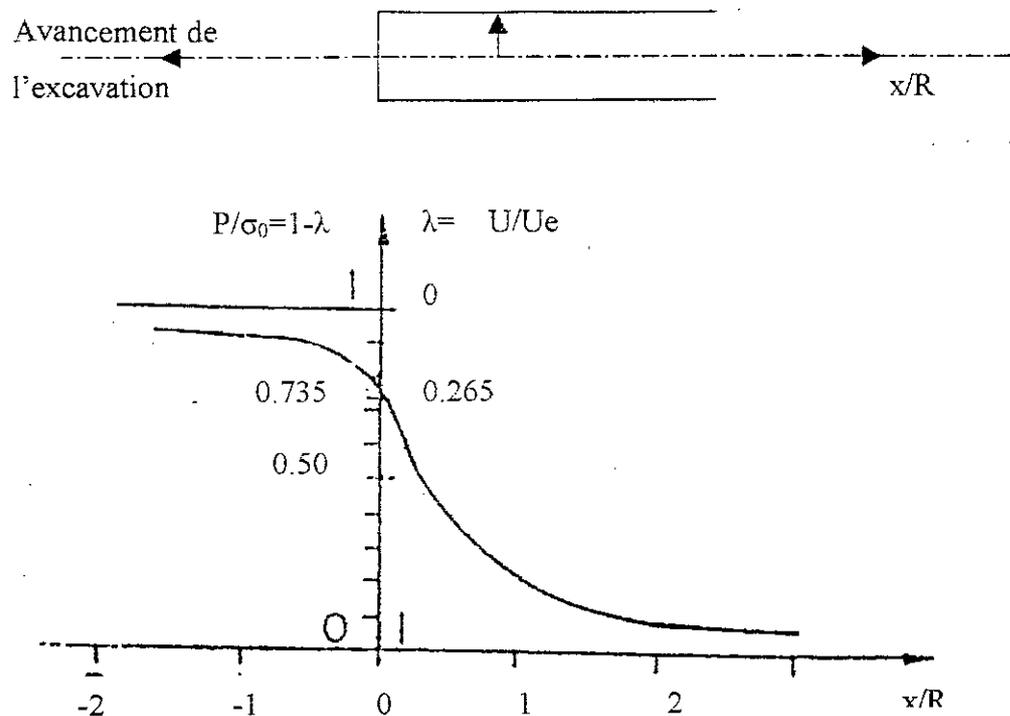


Figure 3.3 Variation de taux de déconfinement λ en fonction de la distance X du front (cas de comportement élastique)

Une étude effectuée par Panet et Guenot (1982) a fourni des courbes présentant les variations de la pression fictive de soutènement en fonction de x , pour différentes conditions de plastification d'un milieu purement cohérent (figure 3.4). Le paramètre N_S indiqué sur ces courbes est le coefficient de stabilité, défini par :

$$N_S = \sigma_0 / C_U \quad (3.6)$$

avec :

σ_0 : contrainte initiale

C_U : cohésion non drainée du matériau.

A chaque valeur du coefficient de stabilité correspond une courbe. Le taux de déconfinement au droit du front varie avec proportion très importante suivant la valeur de N_S , de 0.25 lorsque $N_S = 1$ à 0.60 lorsque $N_S = 3$.

Si l'on se place à une distance X en deçà du front égale au moins au rayon de la section, le fuseau des courbes de déconfinement est beaucoup plus resserré et le taux de déconfinement dépend beaucoup moins de N_s .

Pour : $x/R = 1$ $0.81 < \lambda < 0.90$

$x/R = 2$ $0.90 < \lambda < 0.95$

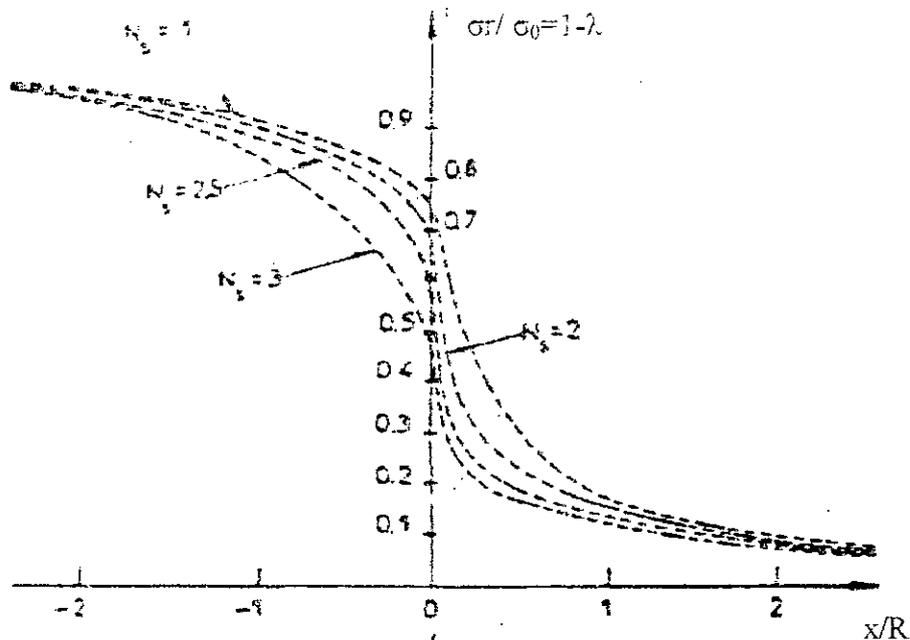


Figure 3.4 Variation du taux de déconfinement λ en fonction de la distance au front (comportement élastoplastique d'un milieu purement cohérent)

3.3.2 En fonction de la distance non soutenue et la rigidité du soutènement

La détermination de la convergence du massif au moment où le soutènement devient efficace, c'est à dire au moment où il commence à exercer une pression de soutènement pour s'opposer à la convergence, est une démarche essentielle de la méthode de convergence-confinement. Cette convergence est directement liée à la distance non soutenue et elle est définie par le déplacement u_d et un taux de déconfinement λ_d à partir de la loi de convergence du massif :

$$f_M[(1-\lambda_d)\sigma_0, u_d] = 0 \quad (3.7)$$

La détermination de u_d et le choix de la valeur correspondante de λ_d constituent une des difficultés de l'application de la méthode de convergence-confinement. Une valeur trop forte

de λ_d conduit à une sous estimation de la pression de soutènement à l'équilibre et une surestimation du déplacement radial correspondant.

3.3.2.1 Méthode Bernaud-Rousset

Pour un massif à comportement élastique le paramètre λ_d ne dépend que du coefficient de rigidité du soutènement par rapport au massif K_{sn} .

Le tableau 3.1 donne les valeurs de λ_d pour $K_{sn} < 40$ et d compris entre $0.25R$ et $2R$. Il montre que pour $d > 1.5R$, on fait une erreur inférieure à 2% en prenant la valeur de λ_d correspondant au cas non soutenu ($K_{sn}=0$)

Tableau 3.1 Valeur de taux de déconfinement en fonction de la distance du front de taille et de la rigidité relative du soutènement pour un massif élastique (Méthode Bernaud-Rousset 1992)

$K_{sn} \backslash d/R$	0.25	0.5	0.75	1	1.25	1.50	2
0	0.57	0.71	0.80	0.85	0.88	0.90	0.93
0.25	0.55	0.70	0.78	0.84	0.87	0.90	0.93
0.50	0.53	0.68	0.77	0.83	0.87	0.90	0.93
1	0.52	0.67	0.76	0.82	0.86	0.89	0.93
2	0.50	0.65	0.75	0.82	0.86	0.89	0.93
5	0.48	0.64	0.75	0.82	0.86	0.89	0.93
10	0.46	0.64	0.75	0.82	0.86	0.89	0.93
20	0.44	0.62	0.74	0.82	0.86	0.89	0.93
40	0.43	0.62	0.74	0.82	0.86	0.89	0.93

Pour un massif à comportement élastoplastique des modélisations numériques tridimensionnelles, ont permis à Bernaud et Rousset (1992) de déterminer des règles pour déterminer le paramètre λ et le déplacement radial au front de taille u_0 .

3.3.2.2 Méthode de Nguyen Minh-Guo

La méthode implicite étudiée par Nguyen Minh et Guo (1993) consiste à comparer la variation du déplacement radial dans le cas du tunnel soutenu et dans le cas du tunnel non soutenu, ils ont donné les valeurs de λ_d en fonction de la distance au front de taille et de rigidité relative du soutènement avec une précision de l'ordre de 0.05, dans le tableau 3.2.

La comparaison des tableaux 3.1 et 3.2 montre que, dans le cas d'un massif élastique, les valeurs de taux de déconfinement données par les méthodes Bernaud-Rousset et Nguyen Minh-Guo sont très voisines et diffèrent au maximum de 0.03, cette différence étant plus forte pour des valeurs élevées de la rigidité relative du soutènement.

Dans le cas d'un comportement non linéaire, il n'y a pas de solution explicite, et il faut avoir recours à une méthode par approximations successives.

Tableau 3.2 Valeurs de taux de déconfinement en fonction de la distance du front de taille et de la rigidité relative du soutènement pour un massif élastique.
(Méthode Nguyen Minh-Guo)

K_{sn} \ d/R	0.25	0.50	0.75	1	1.25	1.50	2
0	0.58	0.73	0.81	0.86	0.89	0.91	0.94
0.25	0.56	0.71	0.79	0.85	0.88	0.90	0.93
0.50	0.54	0.70	0.78	0.84	0.87	0.90	0.93
1	0.51	0.67	0.77	0.83	0.86	0.89	0.92
2	0.48	0.65	0.75	0.81	0.85	0.88	0.91
5	0.44	0.62	0.72	0.79	0.84	0.86	0.91
10	0.48	0.60	0.70	0.78	0.83	0.86	0.91
∞	0.40	0.59	0.69	0.77	0.82	0.85	0.90

3.4 CALCUL DE RIGIDITES DU SOUTENEMENTS

3.4.1 Calcul de rigidité d'une coque cylindrique

Dans le domaine du comportement élastique du soutènement, la rigidité du soutènement peut être caractérisée par un seul module K_s reliant la pression de soutènement P_s s'exerçant à l'extrados, de rayon R , au déplacement radial u :

$$P_s = K_s \frac{u}{R} \quad (3.8)$$

Dans de nombreux cas (soutènement par béton projeté, par cintres métalliques, par boulons ou même composite), on est conduit à assimiler le soutènement à une coque cylindrique d'épaisseur e . On admettra que l'épaisseur de la coque est relativement mince.

La rigidité de la coque cylindrique est alors caractérisée par deux modules de rigidité K_{sn} K_{sf} où :

K_{sn} est le module de rigidité normale ; il est donné par l'expression :

$$K_{sn} = \frac{E e}{1-\nu^2 R} \quad (3.9)$$

K_{sf} est le module de rigidité en flexion ; il est donné par l'expression :

$$K_{sf} = \frac{E I}{1-\nu^2 R^3} \quad (3.10)$$

où : $I = \frac{e^3}{12}$

Il convient de remarquer que :

$$\frac{K_{sn}}{K_{sf}} = 12 \left(\frac{R}{e} \right)^2 \quad (3.11)$$

Par conséquent, le module de rigidité en flexion est beaucoup plus faible que le module de rigidité normale ; ainsi :

Si :

$$\frac{R}{e} = 10$$

alors : $K_{sn} = 1200 K_{sf}$ (3.12)

Lorsque l'hypothèse d'une coque mince n'est plus satisfaite ($R/e < 10$), on peut avoir recours aux équations du tube épais ; le module de rigidité normale est alors donné par l'expression :

$$K_{sn} = \frac{E \left[R^2 - (R-e)^2 \right]}{(1+\nu) \left[(1-2\nu)R^2 + (R-e)^2 \right]} \quad (3.13)$$

3.4.2 Calcul de rigidité du soutènement composite

Dans de très nombreux cas, un soutènement composite, comprenant par exemple un boulonnage associé à du béton projeté ou des cintres noyés dans du béton projeté est mis en oeuvre.

Le plus souvent, on fait l'hypothèse que les composants du soutènement sont mis en oeuvre simultanément. Alors la rigidité du soutènement composite est égale à la somme des rigidités des composants, puisque les composants sont soumis au même champ de déplacement :

$$K_S = K_{S1} + K_{S2} \quad (3.14)$$

Cette règle n'est évidemment valable que si les sollicitations dans chacun des composants demeurent admissibles.

3.5 CONCLUSION

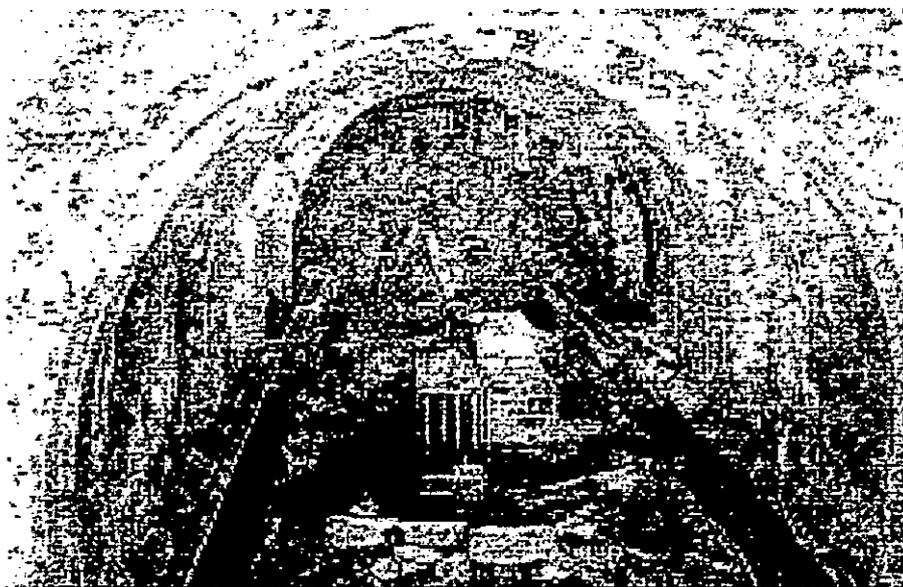
On obtient ainsi par la méthode convergence-confinement, dans les mesures où les caractéristiques du terrain sont relativement homogènes et suffisamment connues, un ensemble des informations qui orientent le choix du mode de soutènement et serviront de base au contrôle du comportement à effectuer pendant les travaux. Il ne peut s'agir toutefois que de fixer des ordres de grandeur compte tenu de l'incertitude de la plupart des paramètres.

Cette méthode est mise en œuvre au début d'une manière analytique pour le cas idéal de creusement d'un tunnel circulaire dans un massif non pesant à comportement élastique linéaire (Panet et Guellec 1979), puis plusieurs auteurs ont contribué à l'amélioration de cette méthode, tels que l'introduction du comportement du massif élastique parfaitement plastique, élasto-plastique à rupture brutale, l'introduction de la pesanteur et les cas des contraintes initiales anisotropes (Panet 1986).

La méthode convergence-confinement souffre dans le cas général, de l'indétermination de la valeur du paramètre de déconfinement λ au moment de la pose du soutènement.

Des progrès restent à faire pour rendre toujours plus sûre l'utilisation de la méthode convergence-confinement, seules la multiplication des mesures et un effort accru pour leur interprétation permettront ces progrès.

CHAPITRE 4
PRESENTATION DE L'OUTIL DE
CALCUL





CHAPITRE 4 PRESENTATION DE L'OUTIL DE CALCUL

4.1 INTRODUCTION

Dans le cas de creusement d'un tunnel en terrain meuble, on cherche à prévoir le comportement du sol creusé afin de s'assurer que les déformations induites en surface et en profondeur restent admissibles pour les constructions et les réseaux divers (électricité, gaz, assainissement)

La simulation numérique du creusement de tunnels est un problème complexe, où elle nécessite un outil numérique bien adapté, et des méthodes plus performantes et plus réalistes des mouvements induits par le creusement d'un tunnel. En particulier en site urbain avec des caractéristiques médiocres ou lorsque la couverture au-dessus de la clé du tunnel est très faible.

Ce chapitre est consacré à la présentation du code numérique FLAC version 3.4 (1998) et les modèles de comportement utilisés pour la qualification d'une procédure de simulation du creusement.

4.2 DESCRIPTION DE CODE NUMERIQUE UTILISE

4.2.1 Généralités

FLAC (Fast Lagrangian Analysis of Continua) version 3.4 (1998) est un code bidimensionnel en différences finis développé par la société américaine ITASCA Consulting Group (Itasca 1998). Il simule le comportement des structures en sols, en roches ou autres matériaux qui se plastifient quand leur surface de charge est atteinte. Les matériaux sont représentés par des éléments ou des zones qui forment le maillage ajusté par l'utilisateur pour avoir la forme de l'objet à modéliser. Chaque élément se comporte selon sa description par une loi contrainte/déformation linéaire ou non linéaire aux chargements appliqués ou aux conditions aux limites imposées. Le matériau peut se plastifier et s'écouler, et le maillage peut se déformer (en mode grande déformation) et se déplacer avec le matériau qu'il représente.

Quoique FLAC soit originalement développé pour les ouvrages en géotechnique et les constructions des mines (mining engineers), il offre une large gamme de possibilités de résoudre des problèmes complexes en mécanique. Plusieurs modèles sont disponibles permettant la simulation de forte non-linéarité et de réponse irréversible. En plus FLAC est enrichi par (figure 4.1) :

- Des éléments d'interface permettant la simulation des surfaces pour lesquelles un glissement et/ou un décollement peut se produire.
- Déformation plane, contrainte plane et axisymétrie géométrique.
- Des modèles d'écoulement souterrain et de consolidation (couplés ou non)
- Des modèles des éléments de structures pour la simulation des supports de structures : le revêtement des tunnels, les clous de terre ou de roche et les tirants.
- Option pour les analyses en dynamiques.
- Option de modèles de fluage.
- Option thermique (couplage thermique-contrainte mécanique-pression interstitielle)

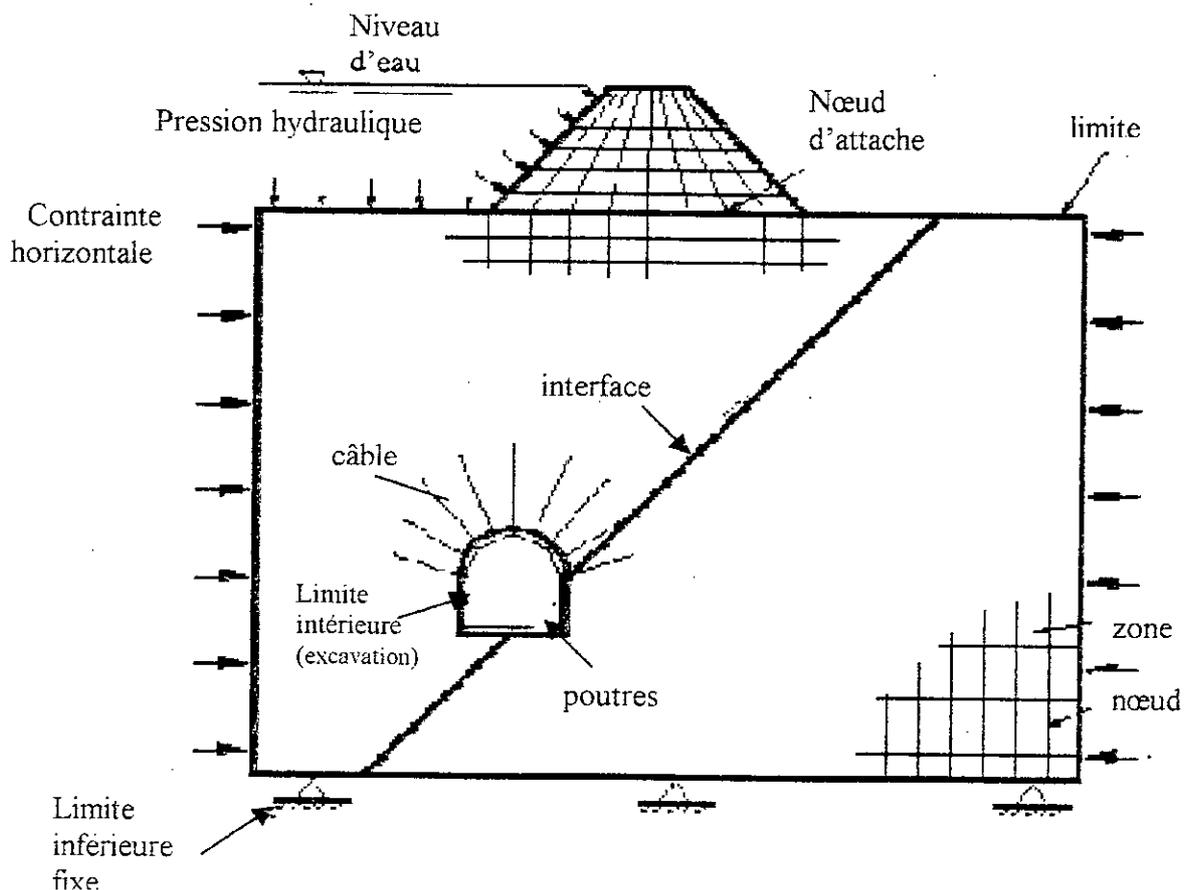


Figure 4.1 Exemple d'illustration de la terminologie de FLAC

L'utilisation de FLAC peut se faire soit de façon interactive pour les petits problèmes, soit à partir d'un fichier texte permettant la résolution des problèmes et des séquences plus complexes. Il est conçu pour fonctionner sur un micro-ordinateur (386, 486, Pentium recommandé).

FLAC n'est pas une boîte noire qui donne une solution aux données introduites, il permet l'interprétation du comportement du système numérique et offre la possibilité à l'utilisateur de tester ses idées, de créer ses propres modèles de comportement, en utilisant le langage de programmation FISH. Le nouveau modèle de comportement devient exactement comme un modèle incorporé, mais prend plus de temps de calcul. Plusieurs modèles incorporés (élasticité, Mohr-Coulomb, ubiquitous joint, écrouissage positif/négatif, Cam-Clay modifié) sont réécrits en langage FISH à fin de servir à l'utilisateur comme exemple de programmation. FLAC peut être utilisé soit directement dans la conception si les données sont complètes, soit comme un outil d'expérimentation numérique s'il y a un manque de données (géologie compliquée, zone inaccessible, pas de budget d'expérimentation).

Starfield et Cundall (1988), (fondateur de code FLAC), ont insisté que la méthodologie des modélisations numériques en géomécanique doit être différente de celle de l'ingénierie de structure. Ils ont signalé qu'il est impossible d'obtenir des données complètes sur les sols ou les roches du site; par exemple: l'état des contraintes initiales, les propriétés et les discontinuités ne peuvent être que partiellement bien connues. Cette situation est incompatible avec la conception suivie dans les logiciels populaires utilisés pour la conception (boîte noire qui accepte uniquement d'un côté l'introduction des données et d'autre côté donne les résultats de prédiction du comportement). Au contraire, les logiciels en géomécanique doivent être conçus et utilisés pour découvrir les mécanismes en absence des données nécessaires pour la prédiction. Quand le comportement du système est défini, il est approprié d'utiliser des calculs simples de la conception du processus.

D'une autre manière, les logiciels en géomécanique ne doivent pas être utilisés uniquement dans la conception, mais aussi comme un outil d'expérimentation numérique qui aide et donne au concepteur un aperçu sur les mécanismes possibles.

4.2.2 Comparaison avec d'autres méthodes numériques :

La méthode des différences finis et la méthode des éléments finis donnent des équations différentielles sous forme d'équations matricielles pour chaque élément, reliant les forces nodales aux déplacements nodaux.

Bien que les équations de FLAC soient dérivées de la méthode de différences finis, les matrices élémentaires résultant pour un matériau élastique sont identiques à ceux de la méthode des éléments finis (M.E.F) (pour un triangle à déformation constante).

Le code FLAC, souffre de deux inconvénients :

- le calcul de simulation linéaire est plus long avec FLAC qu'avec les codes numériques en E.F. ; FLAC est efficace pour les problèmes non-linéaires ou en grande-déformation ou à des situations dans lesquelles l'instabilité physique peut se produire ;
- le pas de calcul de FLAC est déterminé par le rapport entre la plus grande période et la plus petite période propre du système. Avec un pas de temps de calcul imposé très petit, il est nécessaire d'effectuer un grand nombre de pas avant d'arriver à la solution statique.

De ces faits, ce code n'est pas compétitif pour la résolution des problèmes statiques linéaire en petites déformations surtout avec la méthode des Eléments Finis, par contre il l'est pour les systèmes complexes présentant une forte non-linéarité, de grandes déformations ou des instabilités physiques.

4.2.3 Méthode de différence finie explicite

4.2.3.1 Différences finies

La méthode des différences finies est peut être la plus ancienne technique numérique utilisée pour résoudre des systèmes d'équations différentielles (Desai et Christian, 1977). Dans cette méthode tout dérivé présente dans le système d'équations est remplacée directement par une expression algébrique écrite en terme des variables du champ (contrainte ou déplacement) aux points discrets de l'espace.

Les programmes en différences finies ne construisent pas de matrice de rigidité globale, car ils peuvent de manière relativement efficace reformuler les équations à chaque pas, la mémoire dans ce cas est minimale.

Au contraire, la M.E.F. exige que le champ de variable (contrainte, déplacement) varie sur chaque élément de la manière prescrite, en utilisant des fonctions spécifiques contrôlées par des paramètres. La formulation consiste à ajuster ces paramètres pour minimiser l'erreur.

Ces deux méthodes forment des équations algébriques. Bien que ces équations soient dérivées de manière totalement différente, il est facile de montrer, dans des cas spécifiques, que les résultats des équations sont identiques pour les deux méthodes. Chaque méthode présente des avantages par rapport à l'autre. Le choix dépend de la destination de code.

4.2.3.2 Schéma de résolution explicite

Les séquences de calcul général dans FLAC sont illustrées sur la figure 4.2. Les équations de mouvement sont appelées pour calculer les nouvelles vitesses et donc de nouveaux déplacements à partir des contraintes et les forces mises en jeu. En suite le taux de tenseur de déformation est déduit des vitesses aux nœuds et en fin de cette boucle, la loi de comportement est utilisée pour déduire un nouveau tenseur de contrainte de ce taux de tenseur de déformation. Le processus est répété jusqu'à satisfaction d'un critère de convergence : la force maximale nette non équilibrée sur l'ensemble des nœuds doit être inférieure à une valeur fixée par l'utilisateur.

Le principe fondamental de la résolution explicite est que chacune boîte de la figure 4.2 actualise toutes les variables qu'elle doit traiter à partir de valeurs connues et qui restent figées durant les calculs dans la boîte.

Cette hypothèse est justifiée si le pas de temps est assez petit pour que l'information ne puisse passer d'un élément à l'autre au cours de cet intervalle de temps. Le blocage des vitesses est alors justifié car les éléments voisins ne peuvent pas s'influencer pendant une période de calcul. Bien entendu, les perturbations peuvent se propager dans le modèle en plusieurs cycles de calcul, à la vitesse que met l'information à se propager physiquement.

L'idée de base est que la vitesse de "l'onde de calcul" est toujours supérieure à celle des "ondes physiques" de façon que les équations opèrent toujours sur des valeurs connues et figées pour la durée des calculs dans la boîte.

Dans les cas des méthodes implicites (M.E.F.), chaque élément communique avec tous les éléments durant une étape de solution, beaucoup d'itérations sont nécessaires avant d'avoir la compatibilité et l'équilibre. On peut voir que le désavantage des méthodes explicites est la condition sur le pas de temps, avec un pas de temps imposé très petit, il peut être nécessaire d'effectuer un grand nombre de pas avant d'arriver à la solution statique. De ce fait la méthode explicite est bonne pour le comportement des systèmes non-linéaire, les

grandes déformations et les instabilités physique, elle est mauvaise pour les problèmes de modélisation linéaire et de petites déformations.

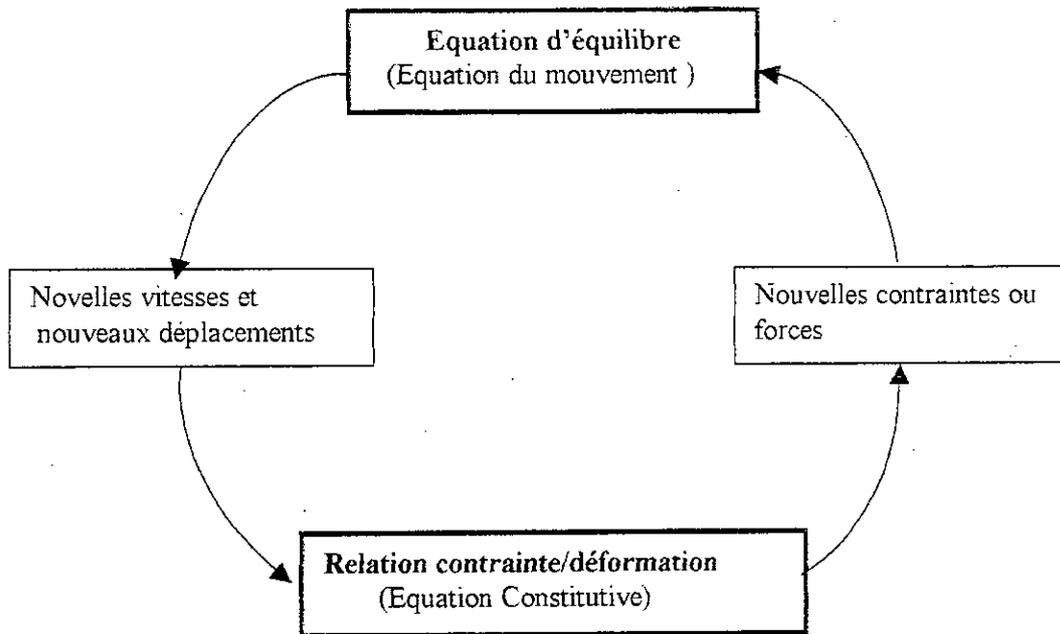


Figure 4.2 Séquences de calcul général

4.2.4 Chargement et modélisation séquentielle

En appliquant différents cas de condition de chargement à différentes étapes d'analyse, il est possible de simuler le changement physique du chargement, telles que les séquences d'excavation et de construction (tunnel, paroi moulée, grande excavation...). Les changements du chargement peuvent être spécifiés par plusieurs façons :

- par application de nouvelles contraintes ou de nouveaux déplacements aux limites ;
- par le changement du modèle de comportement du matériau des zones de maillage au modèle nul pour les excavations ou à un autre modèle ;
- par changement de propriétés des matériaux.

Il est important de reconnaître que la modélisation séquentielle doit suivre les étapes des travaux de construction. Elle ne tient pas compte du temps physique comme un paramètre. Le manuel de FLAC donne des consignes à suivre pour la performance du changement de charge ou de définition des étapes dans une analyse séquentielle.

4.2.5 Force non équilibrée (Unbalanced force)

FLAC dans sa formulation utilise les équations de mouvement dynamique amorti. L'équilibre (statique ou écoulement) est atteint lorsque l'accélération est nulle. Durant les pas de calcul d'une étape d'analyse, la force maximale non équilibrée est déterminée pour l'ensemble des mailles. L'évolution de cette force peut être affichée sur l'écran ou visualisée comme un graphe. Cette force est importante pour l'indication de l'équilibre du modèle ; sa magnitude doit être comparée avec la magnitude d'une force d'inertie typique agissant sur le maillage. Une force nodale interne représentative peut être déterminée par la multiplication de la contrainte par la distance perpendiculaire à cette force dans un endroit sensible du maillage. Notons R le rapport en pourcentage de force non équilibrée maximale sur la force interne représentative. Une valeur de R de 1% à 0.1% peut être acceptable pour l'indication de l'équilibre en fonction de degré de précision voulu : R=1% peut être considéré suffisante pour une étape intermédiaire dans une séquence d'opération, tandis que R=0.1% peut être utilisée pour un état final. On doit noter qu'une valeur faible de R indique seulement que les forces sont équilibrées sur tous les nœuds, un écoulement peut se produire sans accélération, sa détection se fait par d'autres indices.

4.3 MODELES DE COMPORTEMENT DE SOL

4.3.1 Introduction.

FLAC contient neuf modèles de comportement des sols incorporés : le modèle nul qui présente une cavité ou une excavation dans un maillage, le modèle élastique isotrope, le modèle élastique transversalement isotrope, et six modèles de plasticité (Drucker-Prager, Mohr-Coulomb, Mohr-Coulomb avec la présence des joints, (ubiquitous joint), écrouissage positif/négatif, double surface d'écoulement et Cam-Clay modifié)

4.3.2 Modèle Mohr-Coulomb

4.3.2.1 Utilisation des modules volumique et de cisaillement

Dans le code FLAC, il est préférable, pour les propriétés élastiques des géomatériaux, d'utiliser les modules volumiques K et de cisaillement G que le module de Young E et le coefficient de Poisson ν .

$$K = \frac{E}{3(1-2\nu)} \quad (4.1)$$

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad (4.2)$$

Le couple (K, G) donne un sens physique pour tous les matériaux élastiques qui ne violent pas les principes de la thermodynamique. Par contre le couple (E, ν) ne donne pas un sens pour un certain matériau admissible : à l'un des extrêmes du comportement, le matériau résiste au chargement volumique mais non au cisaillement, à l'autre extrême le matériau résiste au cisaillement mais non au chargement volumique.

Le premier type de matériau correspond à une valeur finie de K et une valeur nulle de G, le second type correspond à une valeur nulle de K et une valeur finie de G. Cependant avec le couple (E, ν) il n'est pas possible de caractériser les deux extrêmes du comportement.

4.3.2.2 Fonction de charge

Coulomb proposa en 1773 le premier modèle de plasticité en mécanique des sols. Il est maintenant encore couramment utilisé pour les matériaux qui s'écoulent par cisaillement, la fonction de charge est donnée par :

$$f = \sigma_1 - \sigma_3 N_\phi - 2c\sqrt{N_\phi} \quad (4.3)$$

où :
$$N_\phi = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi}$$

$$\sigma_1 = \sigma_{\max}$$

$$\sigma_3 = \sigma_{\min}$$

ϕ : angle de frottement interne

c : cohésion

Dans l'espace des contraintes principales, la surface définie par la fonction de charge est une pyramide à base hexagonale dont l'axe est la contrainte moyenne, figure 4.4.

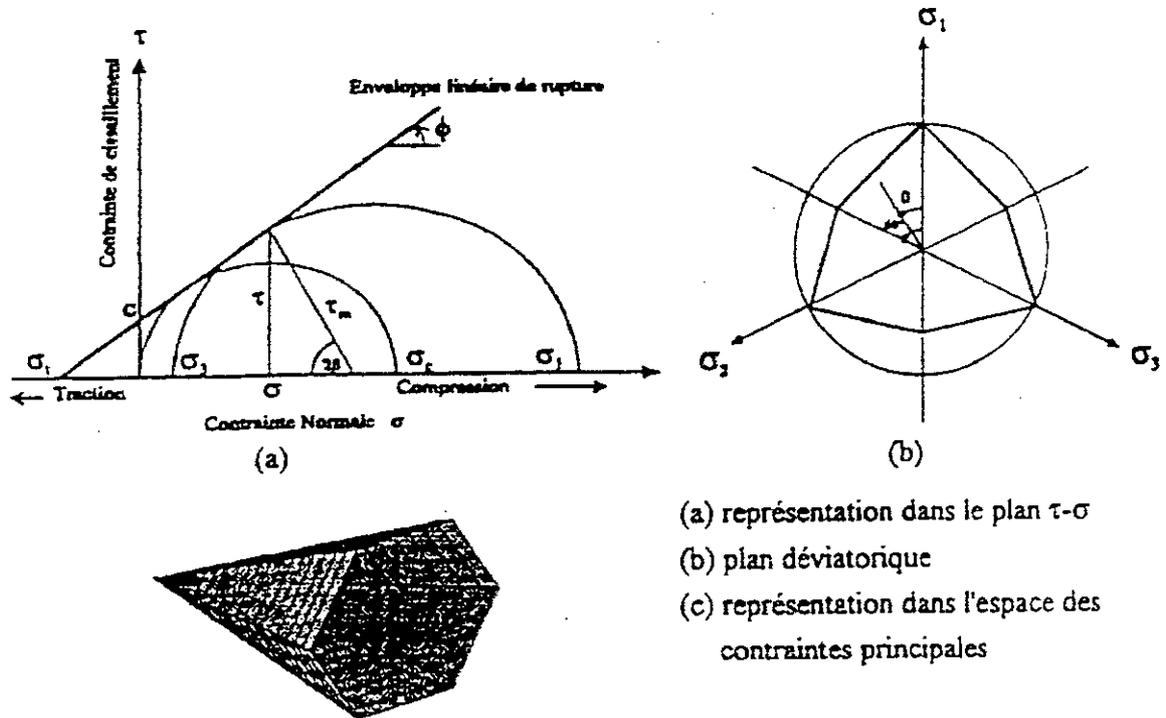


Figure 4.3 Surface de charge de Mohr-Coulomb

4.3.2.3 Loi d'écoulement et potentiel plastique

En élasto-plasticité, l'incrément total de déformation peut être divisé en une partie élastique et une partie plastique. Les axes principaux pour les incréments de déformation élastique et plastique sont pris coaxiaux avec les axes principaux de contraintes (valable uniquement si les déformations élastiques de cisaillement sont petites devant les déformations plastique), l'incrément de déformation total est exprimé par :

$$\Delta e_i = \Delta e_i^e + \Delta e_i^{ps} \tag{4.4}$$

avec $i=1,3$, indice de direction

la loi d'écoulement par cisaillement nous donne :

$$\Delta e_i^{ps} = \lambda_s \frac{\partial g}{\partial \sigma_i} \tag{4.5}$$

Avec $\lambda_s \geq 0$ est le multiplicateur de plasticité, qui caractérise l'amplitude de la déformation plastique.

La loi d'écoulement par cisaillement est non associée si $g \neq f$ avec g le potentiel plastique, en pratique il a la même forme que la fonction de charge f , mais l'angle de frottement interne φ est remplacé par ψ , avec ψ : angle de dilatance.

$$g = \sigma_1 - \sigma_3 N_\psi \quad (4.6)$$

avec
$$N_\psi = (1 + \sin \psi) / (1 - \sin \psi)$$

En dérivant ce potentiel g par l'application de l'équation (4.8) et en remplaçant dans l'équation (4.7), on obtient :

$$\Delta e_1 = \Delta e_1^e + \lambda_s \quad (4.7)$$

$$\Delta e_2 = \Delta e_2^e \quad (4.8)$$

$$\Delta e_3 = \Delta e_3^e - \lambda_s N_\psi \quad (4.9)$$

Dans le cas d'axisymétrie, ces expressions deviennent :

$$\Delta e_1 = \Delta e_1^e + 2 \lambda_s \quad (4.10)$$

$$\Delta e_2 = \Delta e_3 = -\lambda_s N_\psi \quad (4.11)$$

4.3.2.4 Dilatance par cisaillement

La dilatance est un changement de volume qui accompagne la distorsion d'un matériau par cisaillement. Elle est caractérisée par l'angle ψ qui représente le rapport $\Delta e^{pv} / \Delta e^{ps}$. L'angle de dilatance peut être déterminé à partir des essais triaxiaux ou à la boîte de cisaillement, par exemple, l'idéalisation de la relation de la dilatance, basée sur le critère de Mohr-Coulomb est représentée en figure 4.5, pour un test triaxial. L'angle de dilatance est déterminé à partir de la représentation graphique de la variation de la déformation volumique en fonction de la déformation axiale.

a) Domaine élastique :

$$\Delta e^v = \Delta e_1^e + 2 \Delta e_2^e \quad (4.12)$$

On dérive par rapport à la déformation élastique axiale :

$$\frac{\Delta e^v}{\Delta e_1} = 1 + 2 \cdot \frac{\Delta e_2}{\Delta e_1} = 1 - 2\nu \tag{4.13}$$

b) Domaine plastique :

$$\Delta e^{vp} = \Delta e_1^{ps} + 2\Delta e_2^{ps} \tag{4.14}$$

On dérive par rapport à la déformation plastique axiale :

$$\frac{\Delta e^{vp}}{\Delta e_1^{ps}} = 1 + 2 \cdot \frac{\Delta e_2^{ps}}{\Delta e_1^{ps}} = 1 - \frac{2\lambda_s N_\Psi}{2\lambda_s} = 1 - N_\Psi = \frac{2 \sin \Psi}{1 - \sin \Psi} \tag{4.15}$$

Pour les matériaux à frottement interne dont le critère de plasticité est de type de Mohr-Coulomb, une loi d'écoulement associée conduit généralement à surévaluer le gonflement qui accompagne la plastification par cisaillement.

La mauvaise concordance entre l'expérience et les calculs explique l'introduction des lois d'écoulement non associées, dont les déformations plastiques dérivent d'un potentiel plastique même forme mathématique que la fonction de charge mais l'angle de frottement est remplacé par l'angle de dilatance Ψ avec $\Psi < \phi$.

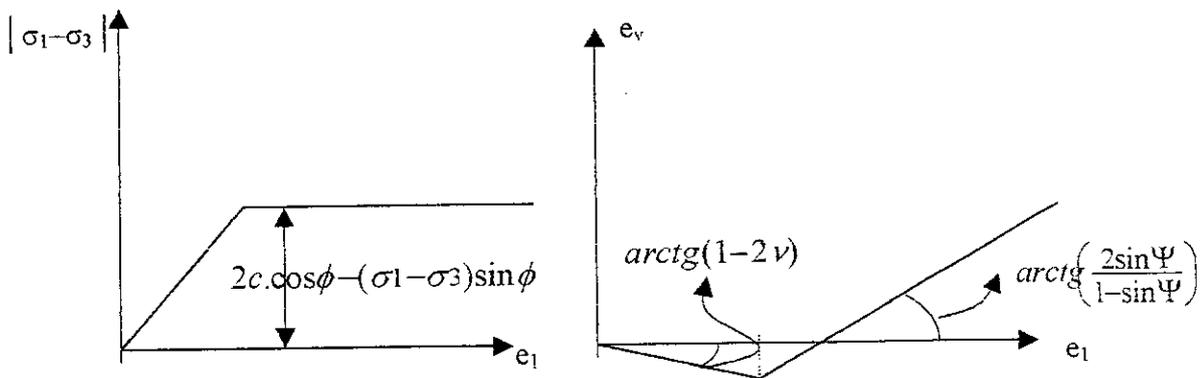


Figure 4.5 Idéalisation de la relation de ψ à partir des résultats de test triaxial (Vermeer et Bors, 1984)

En théorie de plasticité, dans un critère standard ($g = f$), l'incrément de la déformation plastique est perpendiculaire à la surface de charge f . Dans le cas du critère Mohr - Coulomb

cette surface est représentée en plan par une droite de pente φ . Par contre le cas des matériaux non standard c'est à dire que $g \neq f$, l'incrément de déformation plastique est perpendiculaire à la surface du potentiel plastique, dans le cas de ce critère le potentiel est représenté par une droite de pente Ψ (figure 4.6).

On remarque bien que le choix d'un critère non standard diminue la composante de la déformation volumique Δe^{pv} .

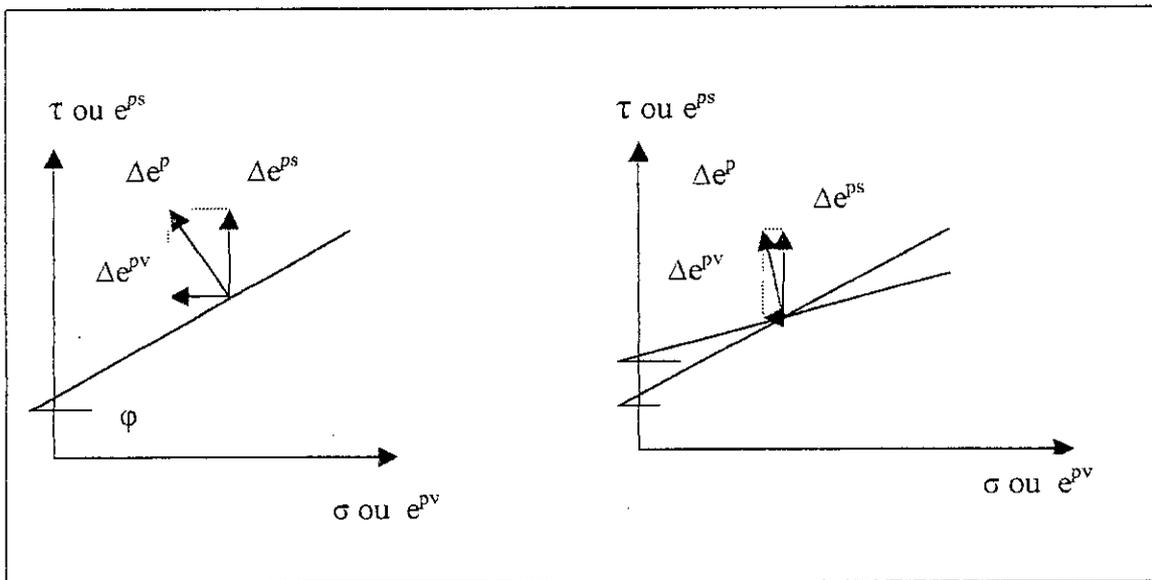


Figure 4.6 Différence entre critère standard et non standard (Mohr-Coulomb)

4.3.2.5 Paramètres du modèle

Ce modèle est appelé par la commande **Mod M**, les paramètres sont donnés par la commande **prop** comme suit :

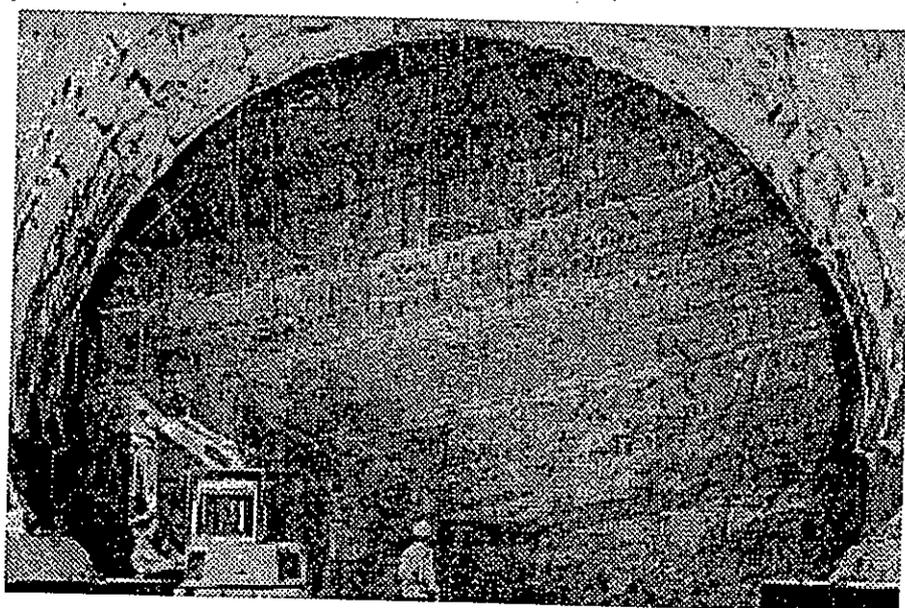
- | | |
|--------------|-----------------------------------------|
| 1. density | densité du sol |
| 2. bulk | le module élastique, K ; |
| 3. shear | module de cisaillement, G ; |
| 4. cohesion | cohésion du sol ; |
| 5. friction | angle de frottement interne φ ; |
| 6. dilatance | angle de dilatance, ψ ; |
| 7. tension | contrainte limite de traction. |

4.4 CONCLUSIONS

En géotechnique, il est impossible d'obtenir toujours des données complètes sur les sols ou les roches du site ; par exemple : l'état de contraintes initiales, les propriétés et les discontinuités ne peuvent être que partiellement bien connues. En conséquence l'outil de simulation numérique ne doit pas être une boîte noire qui offre uniquement une solution aux données introduites. Mais plutôt, il doit permettre aussi des expérimentations numériques "Numerical Laboratory". Le code FLAC choisi, pour la qualification d'une procédure de modélisation du creusement en terrain meuble et aquifère par des rétro-analyses respecte cette particularité en offrant la possibilité à l'utilisateur de tester ses idées, d'introduire ses propres modèles de comportement et de modéliser les séquences de construction. Ce code utilise la méthode des différences finies avec la même souplesse de la méthode des éléments finis. Il n'est pas efficace pour la résolution des problèmes statiques linéaires en petites déformations surtout avec la Méthode des Eléments Finis, par contre il l'est pour les systèmes physiques complexes présentant une forte non-linéarité, de grandes déformations ou des instabilités physiques.

La richesse du code en modèles incorporés de comportement des sols et des roches, en changement des charges, en commandes (permettant de fabriquer des procédures de modélisation adaptées aux problèmes en géotechnique), en élément d'interface et en éléments de structure (poutre, tirant) le rend un outil de simulation indispensable et très compétitif dans le creusement souterrain.

CHAPITRE 5
MODELISATION DE LINFLUENCE
DU COEFFICIENT K_0 ET DE LA
SUBDIVISION DE LA SECTION SUR
LA CONCEPTION DE LARGES
TUNNELS



CHAPITRE 5

MODELISATION DE L'INFLUENCE DU COEFFICIENT K_0 ET DE LA SUBDIVISION DE LA SECTION SUR LA CONCEPTION DE LARGES TUNNELS

5.1 INTRODUCTION

Les ouvrages souterrains constituent un domaine important et en plein développement de la géotechnique. En effet, l'extension des voies de communication impose souvent des franchissements difficiles, qui conduisent généralement à la construction de larges tunnels. De même, l'encombrement de la surface du sol des villes rend nécessaire la construction en souterrain des nouvelles voies de circulation. Ces derniers sont en général construits à faible profondeur.

L'interaction sol-tunnel est très complexe elle dépend de plusieurs paramètres tel que :

- Caractéristiques du terrain encaissons ;
- Phasage de creusement ;
- Type de soutènement.

En site urbain, la conception des tunnels à faible profondeur s'intéresse non seulement à la stabilité du tunnel et à la résistance du revêtement mais aussi aux tassements en surface et en profondeur. Le creusement des tunnels génère des contraintes et des déformations dans le terrain encaissant qui peuvent être la source de désordres des structures existantes.

La minimisation des tassements nécessite souvent un creusement en plusieurs phases (creusement en section divisée) ou en section pleine avec renforcement du sol ou, bien combinaison entre les deux.

Contrairement aux ouvrages d'art construits en surface, un ouvrage souterrain est contenu dans un massif de sol ou de roche son dimensionnement nécessite donc des reconnaissances géotechniques précises. Parmi les paramètres influant fortement l'interaction sol-tunnel pendant et après l'excavation est le coefficient de terre au repos K_0 , c'est un paramètre géotechnique important, il permet de caractériser l'état de contrainte naturel dans

un sol en place en représentant le rapport des contraintes inter-granulaires horizontales (σ_h) et verticales (σ_v) à l'intérieur d'un massif dont la surface est horizontale ($K_0 = \sigma_h / \sigma_v$).

Pour la détermination de K_0 , plusieurs formules sont proposées par différents auteurs à partir des différentes méthodes expérimentales : essai triaxial, essai oedométrique et essai in situ.

On présente dans ce chapitre une comparaison de réponse du terrain au creusement de tunnel à section divisée en 2 et en quatre parties ainsi que l'influence du coefficient de pression des terres au repos K_0 à partir d'une étude paramétrique.

5.2 PRESENTATION DE L'OUVRAGE

Dans ce chapitre on présente un exemple de tunnel de grande section à faible profondeur, pris du manuel du logiciel FLAC (figure 5.1). Le tableau 5.1 fournit les caractéristiques du terrain, soutènement, renforcement.

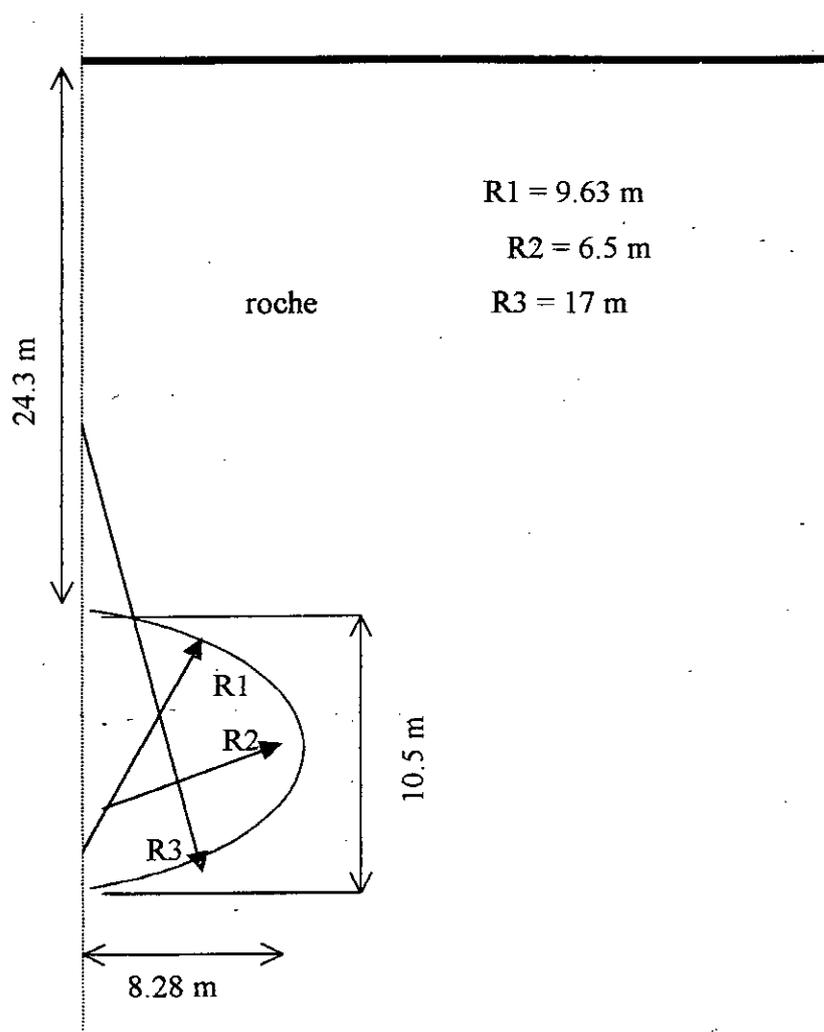


Figure 5.1 Coupe transversale de la section du tunnel

Tableau 5.1 Caractéristiques du terrain, du soutènement et du renforcement

	Poids volumique γ (KN/m ³)	Module élastique (MPa)	Cohésion (kPa)	Angle de frottement ϕ (°)	Diamètre D (mm)	Kbond MPa	Sbond KN/m
Roche	27	200	10	33	-	-	-
B. projeté	-	5.56*10 ³	-	-	-	-	-
Renforcement	-	205*10 ³	-	-	25	1.5*10 ⁴	8*10 ²

$$K_{bond} = \frac{2\pi G}{\ln(1+2t/D)}$$

$$S_{bond} = \pi(D+2t)\tau_{peak}$$

τ_{peak} : la résistance maximale au cisaillement

t : épaisseur du coulis

5.3 METHODE DE CREUSEMENT

La technique de creusement utilisée est basée sur la méthode NATM (Nouvelle Méthode Autrichienne) qui permet au terrain encaissant de s'adapter aux variations de contraintes induites par le creusement en réduisant les contraintes appliquées au soutènement. Cette démarche utilise la faculté du massif à s'auto-supporter.

La construction est faite en trois phases d'excavation : excavation des deux reins du tunnel, excavation de la partie supérieure et excavation de la partie inférieure. Chaque phase est construite en trois étapes : excavation du terrain, renforcement du terrain par des rockbolts et installation du revêtement en béton projeté (figure 5.2).

En conséquence, les charges agissant sur la frontière du tunnel seront changées lorsque le soutènement est installé et elles sont données comme une fonction de l'avancement du front du tunnel. Le problème de conception du soutènement est à la détermination de la quantité de changement des charges agissantes sur le tunnel durant l'avancement et avant l'installation du soutènement. S'il n'y a aucune relaxation du terrain, la charge appliquée sur le soutènement est surestimée. Si le terrain est totalement relax, le déconfinement est complet sur la périphérie du tunnel et la charge appliquée sur le soutènement est nulle. En réalité certaine relaxation a lieu. Il est difficile d'estimer la quantité de relaxation avec un programme 2D parce que cela dépend de la distance arrière le front de taille où le soutènement est installé.

Une méthode de modélisation du déconfinement est de diminuer le module élastique du tunnel (méthode de ramollissement), le problème est l'estimation de coefficient de réduction de ce module.

Une approche alternative pour modéliser la relaxation est basée sur la relation qui lie le taux de confinement a la distance au front de taille PANET(1979). Le taux de confinement peut être relié aussi aux forces de traction agissant sur la périphérie du tunnel par la courbe de réaction du terrain. Pour la simulation du déconfinement, les forces de réaction sont appliquées sur la périphérie pour fournir une condition d'équilibre correspond à une relaxation nulle. Après, ces forces sont diminuées jusqu'à une valeur du taux de confinement liée à la distance indiquée au front de taille où le soutènement est alors installé.

Dans cet exemple les câbles sont installés à une valeur de 50% de déconfinement, tandis que le béton projeté est installé à 75%, ces valeurs sont des valeurs arbitraires mais proche de la réalité, cela est illustré sur la figure 5.2.

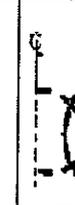
	etat initial	excavation de rein			excavation de la partie supérieure			excavation de la partie inférieure		
% de taux déconfiné		50%	75%	100%	50%	75%	100%	50%	75%	100%
etape	0	I a	I b	I c	II a	II b	II c	III a	III b	III c
etat de construction										

Figure 5.2 Séquences d'excavation et de construction pour une section divisée en quatre phases

5.4 MODELISATION NUMERIQUE

La simulation numérique des ouvrages souterrains pose des problèmes au niveau :

- du choix du modèle de comportement du sol adapté ;
- de l'identification des paramètres géotechniques à introduire dans le calcul. En effet les échantillons prélevés en forage sont remaniés par les opérations de carottage et soumis à des conditions différentes par rapport à leur état avant prélèvement

- de difficultés de tenir compte numériquement du processus de creusement, mise en place du soutènement, du renforcement.
- de l'insuffisance des résultats expérimentaux à l'échelle réelle et leur adaptation à une simulation numérique, afin de servir à définir les origines des mouvements.

Les simulations présentées dans ce chapitre sont réalisées à l'aide du code FLAC (Fast Lagrangian Analysis of Continua) version 3.4, avec l'utilisation du modèle simple élasto-plastique de Mohr-Coulomb, présent dans le code.

5.4.1 Le maillage utilisé et les conditions aux limites

Le code FLAC utilise des éléments quadrilatère subdivisés en éléments triangulaires pour la modélisation du terrain. Le maillage est généré automatiquement par la commande GEN en définissant le nombre de mailles horizontales de la gauche vers la droite et le nombre de mailles verticales du bas vers le haut avec la possibilité d'utiliser un rapport d'agrandissement ou de réduction de la taille des mailles progressivement. La commande GEN permet aussi de générer des lignes, des arcs, des cercles permettant de discrétiser des pentes, tunnels, stratigraphie inclinées, zone, etc....

Le renforcement du terrain est modélisé par des éléments barres (câbles), ce sont des éléments unidimensionnels travaillent à la traction-compression, le soutènement (béton projeté) est modélisé par des éléments poutres qui sont des éléments bidimensionnels travaillent à la flexion.

Le maillage utilisé (figure 5.3) est constitué de deux blocs attachés et finement maillés au voisinage de l'excavation. Vu la symétrie géométrique et chargement, seulement la moitié du tunnel est modélisée. Les conditions aux limites sont la nullité des déplacements horizontaux aux frontières latérales et la nullité des déplacements verticaux et horizontaux à la base du modèle. La distribution des contraintes initiales est déterminée en considérant un état de contrainte géostatique avec un coefficient de poussée des terres au repos K_0 .

Dans les simulations numériques par la méthode des éléments finis ou la méthode des différences finis, le maillage doit être affiné dans les zones soumises à un fort gradient de contrainte ou de déformation ou dans les zones où on veut une précision meilleure. La précision des calculs augmente lorsque le rapport de cotés de maille tend vers l'unité. Cependant, la finesse du maillage augmente le nombre de nœuds et nécessitant ainsi plus de mémoire RAM et ralentit la vitesse de calcul.

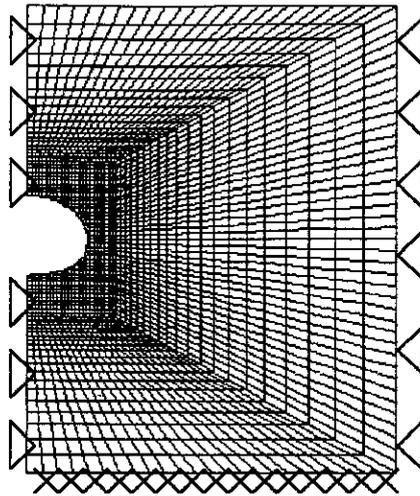


Figure 5.3 Présentation de maillage et les conditions aux limites

5.4.2 La méthode utilisée pour la simulation du creusement

Pour la simulation l'effet tridimensionnel est représenté par le taux de déconfinement isotrope de la méthode convergence confinement présentée précédemment. Dans cette méthode on diminue progressivement les contraintes ou les forces initiales (F_0) de la périphérie du tunnel jusqu'à λ_f qui correspond au pose de renforcement, ($0 < \lambda_f < 1$) ainsi :

- on fixe les nœuds de la périphérie de la cavité et on annule en même temps les éléments du maillage de la zone à excaver en utilisant le modèle Nul du code qui désactive ces éléments en leur affectant des caractéristiques très faible (figure 5.4-b) ;
- on récupère les forces nodales F_0 de la circonférence de l'excavation en faisant un pas de calcul ;
- on libère les nœuds de la périphérie fixés précédemment et on applique en même temps des forces nodales égales à $(-F_0)$ (figure 5.4-c). Cet état correspond à une situation loin de l'influence du front de taille ;
- on réalise le déconfinement par l'application des taux de déconfinement progressif (λ_i) sur les forces nodales $(-F_0)$ à la périphérie de l'excavation (figure 5.4-d).

$$F_i = -F_0(1 - \lambda_i)$$

avec :

$$\lambda_i = \lambda_{i-1} + \Delta\lambda ; \lambda_0 = 0$$

$\Delta\lambda$: l'incrément du taux de déconfinement

A chaque incrément de déconfinement on exécute le calcul jusqu'à l'équilibre. Par défaut, l'équilibre dans le code FLAC est obtenu lorsque la force nodale maximale non équilibrée du modèle est inférieure à 100 N. Pour avoir plus de précision on peut limiter cette force à 10 N.

- lorsque $\lambda_i = \lambda_f$ on arrête le calcul et on sauvegarde les résultats dans un fichier.

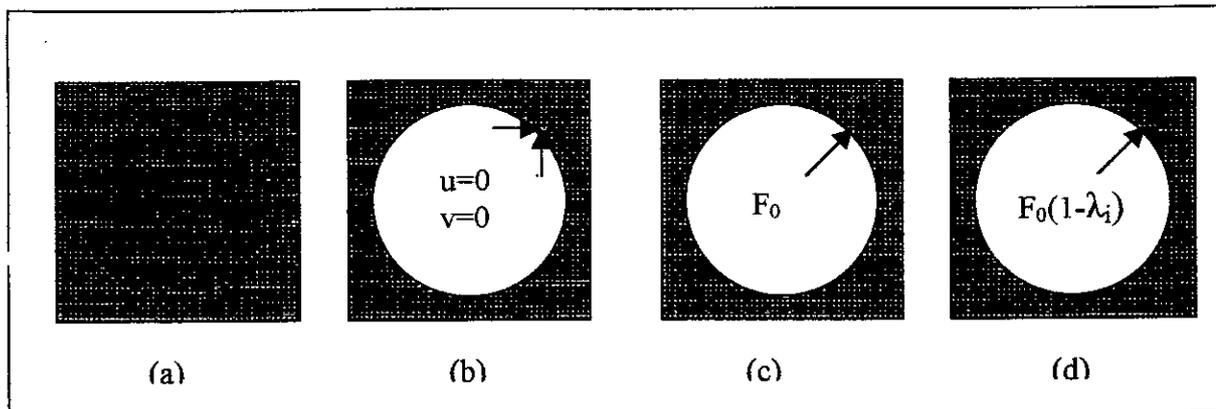


Figure 5.4 Principe de la méthode de déconfinement

5.4.3 Modélisation des séquences de creusement

PHASE 0 : L'état initial :

Il s'agit de l'état de contrainte du sol en place avant travaux. Il est obtenu par un chargement géostatique. La contrainte verticale est égale à $\sigma_v = \gamma h$ et la contrainte horizontale est égale à $\sigma_h = K_0 \sigma_v$ (avec K_0 coefficient des terres au repos). La valeur de K_0 dépend de : la loi de comportement du terrain, l'état de consolidation, et la nature de terrain.

La recherche de l'équilibre initial consiste à initialiser les contraintes à des valeurs proches de l'équilibre à l'aide de la commande INI du FLAC et on applique la gravité. Si les contraintes sont bien initialisées, l'équilibre est alors obtenu seulement avec quelques pas de calcul. Après l'obtention de l'équilibre, on annule les déplacements par la même commande, car on s'intéresse uniquement aux mouvements engendrés par le creusement.

PHASE 1 : Excavation simultanée des deux reins:

Cette phase est modélisée par une désactivation des éléments correspondants, et un déconfinement progressif jusqu'à un taux de déconfinement $\lambda = 50\%$.

PHASE 2 : Mise en place du soutènement des deux reins:

- Installation du renforcement (rocbolts) avec un taux du confinement $\lambda = 75\%$;
- Installation du revêtement (béton projeté) avec un taux du confinement $\lambda = 100\%$.

PHASE 3 : Excavation de la partie supérieure:

On applique un déconfinement progressif sur la périphérie de la partie supérieure, jusqu'à un taux de déconfinement $\lambda = 0.5$.

PHASE 4 : Mise en place du soutènement de la partie supérieure:

- Installation du renforcement (rocbolts) avec un taux du confinement $\lambda = 75\%$;
- Installation du revêtement (béton projeté) avec un taux du confinement $\lambda = 100\%$.

PHASE 5 : Excavation de la partie inférieure:

On applique un déconfinement progressif à la périphérie de l'excavation jusqu'à un taux de déconfinement $\lambda = 0.5$.

PHASE 6 : Mise en place du soutènement de la partie inférieure:

Pas de renforcement, le béton projeté est installé à $\lambda = 100\%$.

5.5 PRESENTATION DES RESULTATS**5.5.1 Influence du paramètre K_0** **5.5.1.1 Introduction**

Le coefficient de pression de terre au repos, généralement appelé K_0 est un paramètre géotechnique important. Il permet de caractériser l'état de contrainte effective dans un sol en place en représentant le rapport des contraintes intergranulaires horizontales et verticales à l'intérieur d'un massif dont la surface libre est horizontale :

$$K_0 = \frac{\sigma'_h}{\sigma'_v} \quad (5.1)$$

où σ'_v et σ'_h sont les contraintes effectives verticales et horizontales.

Le paramètre K_0 joue un rôle prépondérant sur le comportement du tunnel pendant et après l'excavation. Pour cette raison l'ingénieur ne doit jamais négliger son effet pour le choix de la méthode convenable pour la conception des ouvrages souterrains.

5.5.1.2 Méthodes conventionnelles pour la détermination de K_0

Le coefficient de pression de terre au repos K_0 peut être évalué à partir des approches suivantes :

- 1- Les relations théoriques : leur domaine d'application est limité pour les sols normalement consolidés (K_{0NC}), exemple : formule de Jaky (1944).
- 2- Les essais au laboratoire : la détermination de coefficient de pression de terre au repos au laboratoire nécessite : des échantillons non remaniés, de très bonne qualité et des appareillages sophistiqués (essai oedométrique avec mesure de pressions latérales, essai triaxial avec control de déformations latérales). Différentes procédures de mesure de K_0 au laboratoire ont été proposées telles que : Bishop (1958), Mesri et Castro (1987).
- 3- Corrélations empiriques : ces corrélations donnent une combinaison entre la formule de K_{0NC} donnée par Jaky (1944) et le degré de surconsolidation (OCR), exemple Schmidt (1967), Mayne et Kulhawy (1982). Une discussion bien détaillée sur l'utilisation de ces corrélations empiriques est donnée par Hayat (1992).
- 4- Essais in-situ : d'après Robertson (1986), ces méthodes sont divisées en deux catégories :
 - a) Les essais directs : ces essais engendrent des faibles perturbations dans le sol causées par l'installation d'un instrument dans ce dernier, exemple essai au pressiomètre autoforeur.
 - b) Les essais semi-directs : l'installation d'un instrument conduit à un changement réel des contraintes géostatiques, exemple : fracturation hydraulique, dilatomètre plat de Marrchetti. L'évaluation de K_0 par ces méthodes exige une interprétation précise.

5.5.1.3 Les différentes formules de coefficient K_0

5.5.1.3.1 Cas d'une surface horizontale

La définition de coefficient de pression de terre au repos K_0 a été donnée la première fois par Terzaghi (1920), où il définit K_0 comme le rapport de contrainte horizontale effective à la contrainte verticale effective, avec la condition que les déformations latérales doivent être nulles :

$$K_0 = \frac{\sigma'_{h0}}{\sigma'_{v0}} = \frac{\sigma_{h0} - u_0}{\sigma_{v0} - u_0} \quad (5.2)$$

Terzaghi (1920) présente un travail significatif, où il donne à K_0 la valeur 0.42 pour un sable grossier. Kjellman (1936) montre que les valeurs de K_0 varient entre 0.5 et 1.5 pour un sable, et elles sont en fonction de l'histoire de contrainte.

L'hypothèse d'un sol élastique linéaire isotrope de coefficient de Poisson ν conduit à la formule suivante de K_0 :

$$K_0 = \frac{\nu}{1 - \nu} \quad (5.3)$$

Plusieurs formules théoriques et empiriques sont données pour l'estimation de K_0 pour un sol normalement consolidé. Généralement l'expression la plus utilisée est celle donnée par Jaky (1948), qui tient compte de l'angle de frottement de sol, cette expression est :

$$K_0 = 1 - \sin \phi' \quad (5.4)$$

Cette expression est largement utilisée à cause de ses significations pratique et sa simplicité, mais elle est limitée pour les sols normalement consolidés.

Fraser (1957) propose une légère modification de la formule de Jaky d'où :

$$K_0 = 0.9 (1 - \sin \phi') \quad (5.5)$$

ϕ' : l'angle de frottement interne de sol.

Pour un sol élastique anisotrope non chargé on a :

$$\frac{P_k}{\sigma_{v0}} = \frac{1 + 2K_0}{3} - \frac{J}{3G^*} (1 - K_0) \quad (5.6)$$

P_k : contrainte effective dans l'échantillon après déchargement

J : représente le couplage entre la contrainte moyenne et la déformation au cisaillement, ainsi que le couplage entre la contrainte déviatorique et la déformation volumique.

G^* : module de cisaillement en cas d'anisotropie.

A_S : paramètre de Skempton.

L'équation équivalente pour un cas isotrope élastique est :

$$\frac{P'_k}{\sigma'_{v0}} = \frac{1 + 2K_0}{3} \quad (5.7)$$

L'équation proposée par Skempton (1961) peut être écrite sous la forme :

$$\frac{P'_k}{\sigma'_{v0}} = K_0 - A_S(K_0 - 1) \quad (5.8)$$

Pour un cas typique d'une argile surconsolidé où $J / 3 G^* = -0.25$ et $A_S = 0.3$ (valeurs données par Skempton 1961), les équations précédentes s'écrivent comme suivant :

- cas élastique anisotrope

$$\frac{P'_k}{\sigma'_{v0}} = 0.58 + 0.42K_0 \quad (5.9)$$

- cas élastique isotrope

$$\frac{P'_k}{\sigma'_{v0}} = 0.33 + 0.67K_0 \quad (5.10)$$

d'après le modèle de Skempton

$$\frac{P'_k}{\sigma'_{v0}} = 0.3 + 0.7K_0 \quad (5.11)$$

Brooker et Irland (1965) donnent une fonction qui lie K_0 à ϕ :

$$K_0 = 0.95 - \sin \phi \quad (5.12)$$

Pour les sols surconsolidés la première proposition entre K_0 et OCR (degré de surconsolidation) a été faite par Brooker et Irland (1965), ils ont montré que K_0 dépend de l'histoire de contrainte, et que les valeurs élevées de OCR donnent la formule qui lie K_0 et OCR par :

$$K_{0OC} = K_{0NC} (OCR)^b \quad (5.13)$$

K_{0OC} et K_{0NC} : sont les valeurs de K_0 pour un sol surconsolidé et normalement consolidé respectivement.

b : paramètre empirique qui présente l'inclinaison de la courbe $\log K_0 - \log OCR$.

b : paramètre empirique qui présente l'inclinaison de la courbe $\log K_0$ - $\log OCR$.

Brooker et Ireland (1965), Schmidt (1966), Mayne et Kulhawy (1982) montrent que $b = \sin \phi$, où b varié de 0.4 à 0.5 (Alpan (1967), Schmertmann (1975)). Pour un sable dense b est supérieurs à 0.6 (Al Hussaini et Townsend, 1975), Ladd et al (1977) confirment que ce paramètre varie avec OCR.

Schmidt (1967) ; pour un sol surconsolidé propose

$$K_0 = 1 - \sin(1.2\phi') \cdot (OCR)^{1 - \sin(1.2\phi')} \quad (5.14)$$

Lowe, Jonas et Obrician (1969) développent un essai qui contrôle le gradient de consolidation (cellule de consolidation), où parmi ses résultats on trouve une corrélation entre K_0 et indice des vides, pour le kaolin où :

- si le coefficient de corrélation = 0.90

$$K_0 = -0.22 e + 0.9 \quad (5.15)$$

- si le coefficient de corrélation = 0.95

$$K_0 = -0.25 e + 0.87 \quad (5.16)$$

Wroth (1975) assure la validité de la relation de Jaky (1948), et dérive une formule de K_0 pour un sol légèrement surconsolidé :

$$K_{0OC} = K_{0NC} \cdot OCR - \left[\frac{\nu}{1-\nu} \right] [OCR - 1] \quad (5.17)$$

ν : coefficient de Poisson

Meyerhof (1976) propose une formule semi-empirique pour estimer K_0 pour un sol surconsolidé :

$$K_{0OC} = (1 - \sin \phi') \sqrt{OCR} \quad (5.18)$$

Rowe et Abdelhamid et Krizek (1976) proposent l'équation suivante :

$$K_0 = \tan^2 \left[45^\circ - \frac{1.15(\phi' - 9^\circ)}{2} \right] \quad (5.19)$$

En 1982, Mayne et Kulhawy proposent la relation qui lie K_0 , ϕ , OCR et OCR_{max} où :

$$K_{0OC} = (1 - \sin \phi') \left[\frac{OCR}{OCR_{\max}^{1 - \sin \phi'}} + \frac{3}{4} \left(1 - \frac{OCR}{OCR_{\max}} \right) \right] \quad (5.20)$$

avec : $OCR = \sigma_p / \sigma_v$, $OCR_{\max} = \sigma_{v\max} / \sigma_{v\min}$

Cette approche nécessite la connaissance de OCR , OCR_{\max} et ϕ' . Mayne et Kulhawy indiquent qu'il n'y a pas une technique pour la détermination de OCR_{\max} .

Schmidt (1983) affirme que la pression horizontale diminue avec le temps, et propose une simple formule proche à celle de Mayne et Kulhawy (1982) :

$$K_0 = \left[\frac{OCR}{OCR_{\max} - 1} \right] \left[OCR_{\max} - OCR + (OCR - 1) OCR_{\max}^{\alpha} \right] \quad (5.21)$$

A partir d'un essai sismique effectué dans une chambre de calibrage ; on trouve une relation entre K_0 et la vitesse d'onde transversale (Roesler, 1979, Stokoe et al, 1985), où :

$$K_0 = \left[\frac{V_S(HH)}{V_S(HV)} \cdot \frac{C_S(HV)}{C_S(HH)} \right]^{\frac{1}{n}} \quad (5.22)$$

V_S : vitesse d'onde au cisaillement, le premier paramètre indique la direction de propagation d'onde, et le deuxième indique la direction de mouvement de particule.

n : exposant des contraintes.

D'après un essai triaxiale, utilisant la loi de Cam Clay (origine et la modifiée) on a :

$$K_0 = \frac{3 - \eta}{3 + 2 \eta} \quad (5.23)$$

avec : $\eta = q/p$

Pour un milieu élastique idéal :

$$K_0 = \frac{1 - \sin \phi'}{1 + \sin \phi'} = Ka \quad (5.24)$$

Pour un milieu plastique idéal :

$$K_0 = \frac{9-2M}{4M}, M = \frac{6 \sin \phi'}{3 - \sin \phi'} \quad (5.25)$$

D'après Feda (1984), pour un sol granulaire et loess :

$$K_0 = \frac{\operatorname{tg} \phi' - \sqrt{2} - \frac{1-2\beta}{2\sqrt{2}(1+\beta)}}{\frac{1-2\beta}{\sqrt{2}(1+\beta)} - 2 \operatorname{tg} \phi' - \sqrt{2}} \quad (5.26)$$

avec :

$$\beta = \frac{d \varepsilon_{ae}}{d \varepsilon_{ap}}$$

Durant la consolidation secondaire, Mesri et Castro (1987), proposent la relation :

$$K_0 = (1 - \sin \phi') \left[\frac{t}{t_p} \right]^{\left[\frac{C_{ae}/C_c}{1 - C_r/C_c} \right] \sin \phi'} \quad (5.27)$$

t_p : le temps à la fin de la consolidation secondaire.

$C_{ae} = \Delta e / \Delta \log t$ indice de consolidation secondaire.

C_c : indice de compression.

C_r : indice de recompression.

Récemment Mesri et al, (1990) et Mesri et Hayat, (1993) proposent une relation qui donne des valeurs élevées de K_0 où :

$$K_0 = K_{0NC} \left[\frac{t}{t_p} \right]^{C_{ae}/C_c} \quad (5.28)$$

En 1990, Mayne et Kulhawy présentent une valeur de K_0 obtenue d'un essai avec un pressiomètre autoforeur in situ, qui s'écrit comme suivant :

$$K_0 = 0.515 [OCR]^b \quad (5.29)$$

Lefebvre et al, (1991) ont réalisé une série d'essais de fracturation hydraulique, où les résultats montre que $b = 0.95$ au lieu de 0.508 dans l'équation précédente.

Un essai avec un dilatomètre plat donne la relation suivante de K_0 :

$$K_0 = \left[\frac{K_D}{\beta_k} \right]^{0.47} - 0.6 \quad (5.30)$$

K_D : indice des contraintes horizontales (contraintes latérales normalisée dans le dilatomètre),

avec : $K_D = P_0 - U_0 / \sigma_{V0}$

P_0 : pression de sol nette sur la membrane avant son extension dans le sol.

β_k : paramètre qui dépend de type et de la géologie de terrain, Marchetti (1980) propose pour β_k la valeur 1.5, Kulhawy et Mayne (1990) confirme que $\beta_k = 2$ pour une argile sensible.

Pour une argile surconsolidé, Shoket (1995) propose la relation empirique suivante :

$$K_{0OC} = K_{0NC} - 0.5 \left[\frac{(S_u / \sigma_v)_{oc} - 1}{(S_u / \sigma_v)_{nc}} \right] \quad (5.31)$$

avec S_u : résistance au cisaillement pour un sol normalement consolidé.

$[S_u / \sigma_{V0}]_{nc} = 0.11 + 0.0037 IP$ D'après Skempton

$[S_u / \sigma_{V0}]_{oc}$ calculée à partir des valeurs données pour S_u et σ_{V0} .

5.5.1.3.2 Cas d'une surface inclinée.

Dans le cas d'un massif de sol à surface inclinée d'un angle β par rapport l'horizontal ($\beta \leq \theta$) on a :

$$K_{0\beta} = K_0 (1 + \sin \beta) \quad (5.32)$$

avec K_0 correspond à un massif horizontal ayant les même caractéristiques.

Afin de montrer l'influence du coefficient de pression des terres au repos K_0 , nous présentons une comparaison du comportement du terrain pour trois valeurs de K_0 qui couvrent à notre avis la fourchette des valeurs possibles.

5.5.1.4 Influence du paramètre K_0 sur les déplacements

Les résultats de cette étude de sensibilité montrent que pour les tassements, l'augmentation de K_0 diminue les tassements de surface et la clé, par contre, le soulèvement du radier augmente de manière remarquable (Tableau 5.2).

Tableau 5.2 Influence de K_0 sur les déplacements

		$K_0 = 0.5$	$K_0 = 1.0$	$K_0 = 1.5$
Section divisée en deux	Surface (cm)	7.86	3.2	1.98
	Clé (cm)	10.81	5.8	5.06
	Radier (cm)	- 6.82	- 9.8	-17.08

- pour $K_0 = 0.5$ les déplacements sont importants, et le tassement de surface atteint 7.86 cm.
- pour $K_0 = 1.0$ les tassements sont moins importants par rapport au cas précédent. Le tassement de surface est inférieur à 4 cm, mais on observe un soulèvement du radier.
- pour $K_0 = 1.5$ les tassements sont faibles. Le tassement de surface ne dépasse pas 2 cm, avec la même remarque pour les déplacements du radier.

Cette étude montre qu'il se produit dans la masse de sol un léger amortissement entre la surface et la profondeur.

Nos résultats au niveau de l'influence de paramètre K_0 sur les déplacements se correspondent bien avec les résultats obtenus par A. Guilloux et al (1998), et celle de Guedes.

La figure 5.5 montre une comparaison du champ des vecteurs de déplacement au voisinage du tunnel. On observe que pour $K_0 = 0.5$ un refoulement latéral, alors que pour $K_0 = 1$ une convergence des déplacements latéraux, et pour $K_0 = 1.5$ on remarque une convergence avec un soulèvement important du radier.

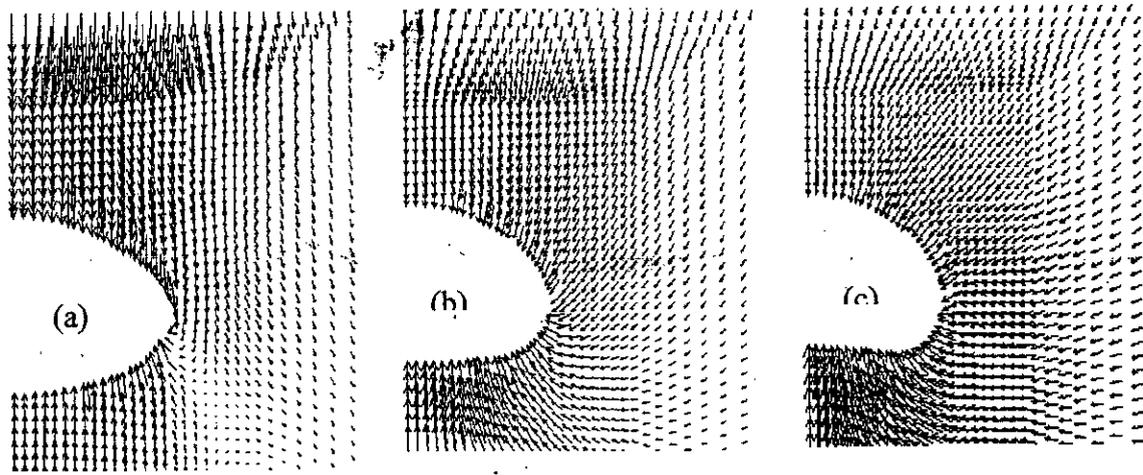


Figure 5.5 Comparaison du champ des vecteurs de déplacements au voisinage du tunnel : (a) : $K_0=0.5$, (b) : $K_0=1$ et (c) : $K_0=1.5$

5.5.1.5 Influence du paramètre K_0 sur les zones plastifiées

La figure 5.6 montre les zones plastifiées pour $K_0= 0.5, 1.0$ et 1.5 On constate que :

- Pour un $K_0 =0.5$ les zones plastifiées sont développées sur le coté latéral, au-dessous du radier, et au-dessus de la clé, on remarque l'extension de ces zones jusqu'à la surface.
- Pour $K_0=1.0$ les zones plastifiées sont développées seulement autour de tunnel.
- Pour $K_0 =1.5$ on remarque la meme propagation de ces zones avec le cas précédent, avec une légère extension au-dessus et au-dessous du tunnel.

On peut dire que l'augmentation de K_0 élargie les zones plastifiées, au-dessus et au-dessous du tunnel.

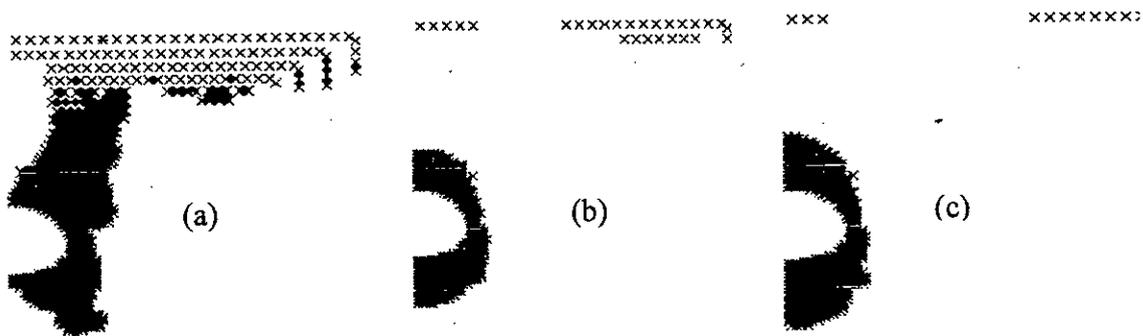


Figure 5.6 Comparaison des zones plastifiées :
Section divisée en 2 : (a) $K_0 = 0.5$; (b) $K_0 = 1$ et (c) $K_0 = 1.5$

Les résultats montrent l'influence prépondérante du paramètre K_0 , et donc de l'état initial de contraintes sur le comportement de tunnel, les mêmes observations ont été obtenues par A. Guilloux et al (1998).

5.5.1.6 Influence du paramètre K_0 sur les efforts dans le soutènement

La figure 5.7 présente les efforts normaux N dans le soutènement (béton projeté et les câbles), les valeurs de N augmentent lorsque K_0 augmente, particulièrement au niveau de la clé, son effet est plus faible sur les reins. La valeur de N est multipliée par un coefficient de 1.55 lorsque K_0 varie de 0.5 à 1.0, et par un facteur de proche de 2.5 lorsqu'il atteint 1.5.

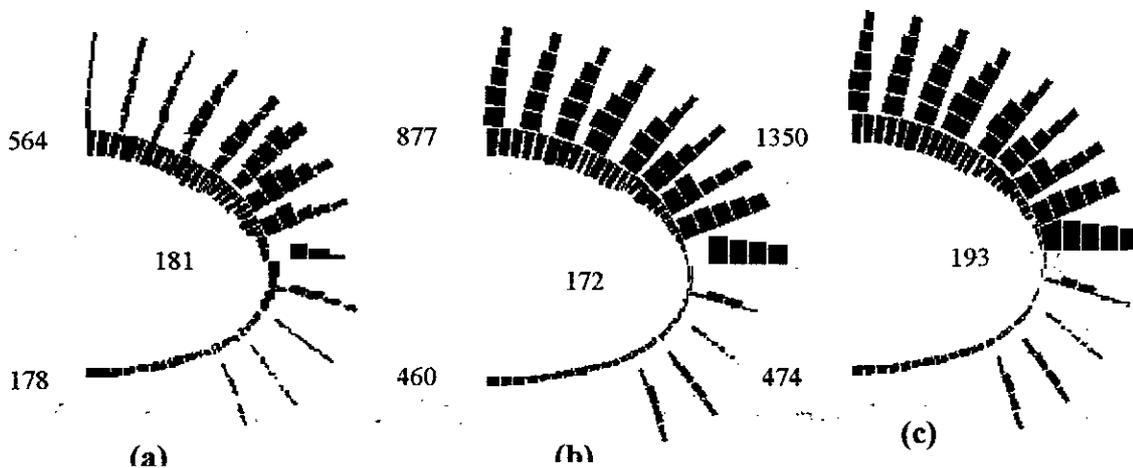


Figure 5.7 Les efforts normaux (KN) dans le béton projeté et les câbles en phase finale
(a) $K_0 = 0.5$; (b) $K_0 = 1.0$ et (c) $K_0 = 1.5$

Ces résultats s'expliquent par le fait qu'avec les valeurs élevées de K_0 , les contraintes latérales horizontales exercent un confinement plus grand sur la clé et la base, cela donne un effort normal plus important à ces deux niveaux.

Les mêmes résultats au niveau de l'influence de paramètre K_0 sur les efforts normaux sont obtenus par A. Guilloux et al (1998), et celle de Guedes.

5.5.1.7 Influence du paramètre K_0 sur la cuvette de tassement

La figure 5.8 montre la superposition des cuvettes de tassements pour $K_0 = 0.5, 1.0$ et 1.5 . On constate que l'augmentation de K_0 élargi la cuvette de tassement. Tandis que la diminution de ce paramètre donne des courbes plus profondes. On peut noter aussi que la courbe de tassement en surface obtenue par la simulation a l'allure de la courbe de gauss. Cela indique que l'utilisation des méthodes numériques (éléments finis et différences finies) avec

un déconfinement isotrope pour la simulation du creusement en terrain homogène est en bonne concordance avec la méthode empirique proposée par Peck (1969).

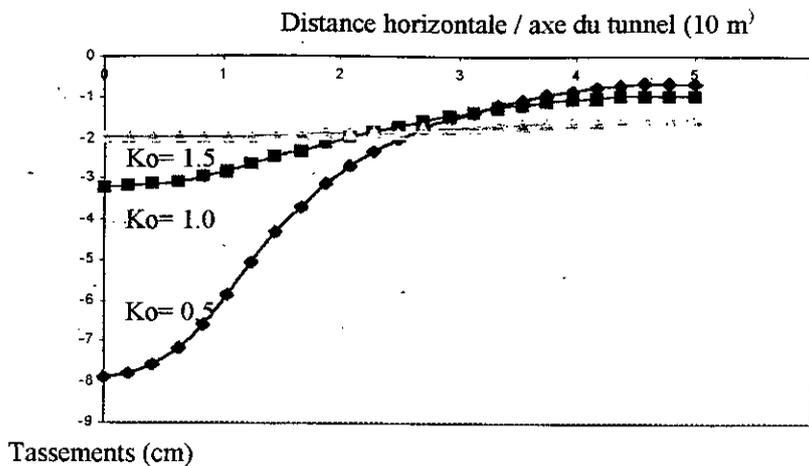


Figure 5.8 Comparaison des cuvettes de tassement

5.5.2 Influence de la subdivision de la section de creusement

Pour voir l'influence de la subdivision de la section de creusement, nous présentons une comparaison des résultats du comportement du terrain pour le creusement du même tunnel avec section de creusement divisée en deux (demi-section et demi-section inférieure, figure 5.9) et en quatre (rein gauche, rein adroite, section supérieure et stross).

	etat initial	excavation de la partie supérieure			excavation de la partie inférieure		
% de taux déconfiné		50%	75%	100%	50%	75%	100%
etape	0	I a	I b	I c	II a	II b	II c
etat de construction							

Figure 5.9 Séquences d'excavation et de construction pour une section divisée en deux phases

La comparaison des résultats de simulation du creusement du tunnel en section divisée en deux et en quatre avec $K_0 = 0.5$ montre une différence d'environ 2 cm au niveau de la surface et de la clé, et de quelque millimètre au niveau du radier (Tableau 5.3).

Tableau 5.3 Comparaison des déplacements

	Surface (cm)	Clé (cm)	Radier (cm)
Section divisée en quatre	5.8	8.93	6.37
Section divisée en deux	7.86	10.81	6.82

A partir de ces résultats, on peut dire que le mode de creusement en section divisée présente l'avantage de réduire les tassements, et donc d'assurer une meilleure stabilité.

La figure 5.10 montre les zones plastifiées, on observe la même propagation de ces zones jusqu'à la surface de terrain pour les deux cas, donc pas d'influence notable de la subdivision de section sur les zones plastifiées.



Figure 5.10 Comparaison des zones plastifiées :
(a) Section divisée en 4 ; (b) Section divisée en 2

La figure 5.11 présente les efforts normaux pour les deux cas en phase finale, on remarque que le creusement avec une section divisée en quatre phases donne des valeurs plus faibles par rapport au cas du creusement avec section divisée en deux phases, particulièrement au niveau de la clé et la base par contre, il donne des valeurs élevées au niveau des reins du tunnel. Cela est dû principalement à la méthode du creusement.

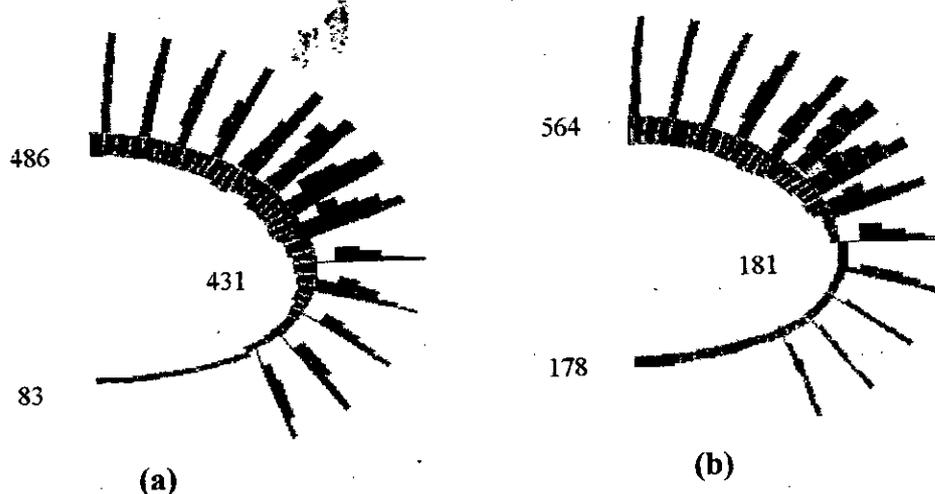


Figure 5.11 Les efforts normaux (KN) dans le béton projeté et les câbles en phase finale
(a) Section divisée en 4 ; (b) Section divisée en 2

5.6 CONCLUSION

L'étude paramétrique montre que pour simuler correctement les déformations engendrées par le creusement, il faut une bonne connaissance de l'état initial. Une telle étude serait importante pour le concepteur, car elle permettrait de le guider, dans la conception des ouvrages souterrains. La détermination du paramètre K_0 s'avère donc une donnée importante pour l'estimation des déplacements.

L'analyse et la confrontation des résultats de simulation permettent les conclusions suivantes :

- Le creusement de tunnel en section divisée permet de minimiser légèrement les tassements, et les efforts normaux ;
- La comparaison de l'effet de subdivision de la section de creusement et l'effet de variation du coefficient de pression des terres au repos K_0 , pratiquement difficile à estimer, sur les mouvements de terrain montre que l'effet de K_0 est plus important. Ainsi le choix de K_0 doit être fait avec précaution pour les simulations numériques ;
- Pour un tunnel à faible profondeur les valeurs élevées de K_0 diminuent de façon remarquable les tassements, cela est dû principalement à la localisation des déformations

plastiques, et la réorientation de contrainte provoquée par le déchargement. Les contraintes latérales sont cheminées vers la clé et le radier ;

- Les efforts normaux augmentent avec les valeurs de K_0 , en particulier au niveau de la clé et du radier.

A partir de ces conclusions, on remarque qu'on ne peut pas négliger l'effet de coefficient de pression de terre au repos dans la conception des ouvrages souterrains.

CHAPITRE 6
MODELISATION DU CREUSEMENT
SEQUENTIEL- APPLICATION
SUR LE METRO D'ALGER



CHAPITRE 6 MODELISATION DU CREUSEMENT SEQUENTIEL- APPLICATION SUR LE METRO D'ALGER

6.1 INTRODUCTION

Dans un environnement géologique et géotechnique parfois médiocre, à proximité immédiate d'un bâti souvent ancien et sensible, le concepteur doit non seulement s'assurer de la stabilité propre de l'ouvrage, mais également évaluer l'incidence des choix de tracé et des techniques de réalisation sur l'existant. Dans ce contexte, il paraît nécessaire de disposer de méthodes efficaces de prévision de tassement et des déformations du massif environnant.

Le projet des tunnels de métro d'Alger est constitué de 3 lignes. Le tunnel à réaliser sous l'hôpital Mustapha sur la ligne 1, objet de ce chapitre, où le creusement souterrain entièrement dans la marne présente de sérieuses difficultés liées principalement à la présence des bâtiments en surface, la résistance de la marnes et à son épaisseur au-dessus de la voûte de la galerie. Le long du tracé, cette épaisseur peut être inférieure à un mètre, voire nulle.

Les conditions défavorables et la maîtrise indispensable des tassements de surface ont requis une analyse détaillée ainsi qu'un phasage bien défini des étapes d'excavation et de soutènement. En vue de la complexité du problème, il a été décidé de recourir à des outils numériques spécialisés.

Ce chapitre présente les résultats de prévision numérique, à l'aide du logiciel FLAC-2D, de l'influence des séquences de creusement, soutènement et les valeurs de taux de déconfinement λ sur les tassements.

6.2 CONTEXTE GEOTECHNIQUE

L'exécution de 15 sondages carottés Φ 110 mm, à l'emplacement du tunnel sous le CHU Mustapha, montre une structure géologique assez homogène. Il existe trois couches de sol :

- une couche superficielle de remblai dite Quaternaire ;
- une couche intermédiaire de sable dite de l'Astien ;

- une couche de fondation en marnes Plaisanciennes.

L'entreprise de Métro d'Alger (EMA) a établi le profil en long géologique suivant l'axe du tunnel. Ce profil positionne également la ligne d'intrados de la voûte du tunnel à réaliser. Sur la figure A6.1 (voire annexe), ce profil est repris en indiquant la ligne d'excavation de la voûte du tunnel. Pour cela Coyne et Bellier (Bureau d'étude) supposent que l'épaisseur du revêtement bétonné était de 55 cm et que l'épaisseur du soutènement provisoire était de 20 cm. Dans ces conditions la ligne d'excavation est représentée à 75 cm de l'intrados du revêtement.

La figure A6.1 ainsi établie, montre que l'épaisseur minimum de marnes en voûte est de 25 cm au droit du sondage SH5. Dans la réalité, cette épaisseur pourra même être inférieure à 25 cm. En effet, certains points bas des sables peuvent être situés en dehors des zones reconnues par sondages. L'épaisseur maximum des marnes est 4.5 m a été mesurée au droit du sondage SH9.

Pour définir les méthodes de soutènement du tunnel du métro sous l'hôpital Mustapha, Coyne et Bellier proposent de retenir la coupe stratigraphique indiquée sur la figure 6.1. Elle correspond au sondage SH5.

Sur cette coupe type :

- la hauteur de couverture au-dessus de la ligne d'excavation est de 18.25 m ;
- la nappe phréatique se situe 6.25 m au-dessus du tunnel.

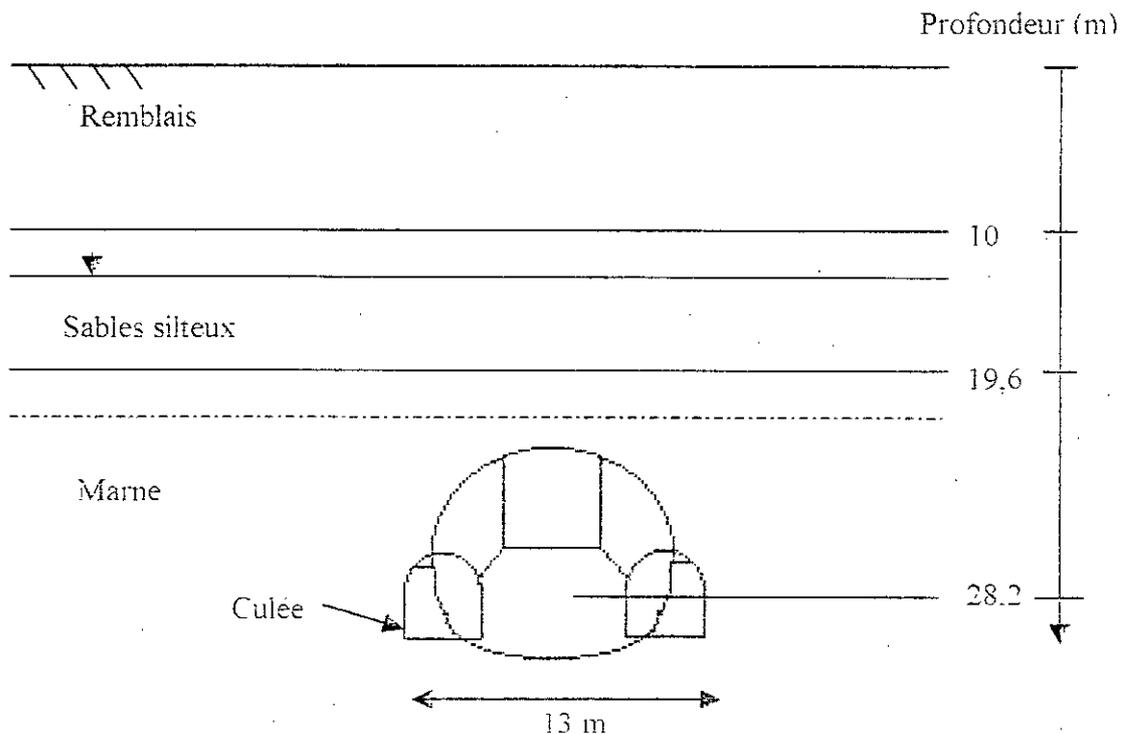


Figure 6.1 Coupe géotechnique de la section du tunnel

6.3 CARACTERISTIQUES RETENUES POUR LES CALCULS

Les caractéristiques des couches à prendre en compte dans les calculs tableau 6.1 sont données dans la « note de synthèse géologique et géotechnique » et dans la « note de présentation du mode d'exécution retenu » établies par Coyne et Bellier approuvées et commentées par SGTE (prise en compte de diminutions de caractéristiques proposées par SGTE).

Ces caractéristiques sont données à partir d'une série des essais, qui sont :

- essai de cisaillement UU à court terme ;
- essai de compression simple ;
- essai triaxial CU + U ;
- essai oedométrique.

Tableau 6.1 Les caractéristiques retenues pour les calculs

	Masse volumique KN/ m ³	Module d'Young MPa	Coefficient de Poisson	Cohésion KPa	Phi °
Marn (Plaisancien)	20.7	55			
Court terme			0.48	220	0
Long terme			0.30	20	20
Sable (Astien)	20	50	0.35	0	30
Remblai (Quaternaire)	20	20	0.42	0	20

6.4 METHODE DE REALISATION

6.4.1 Choix du mode de creusement

Il existe deux méthodes de réalisation :

Réalisation de tunnels par tranchées couvertes « cut and cover » : Cette méthode consiste à creuser une tranchée à ciel ouvert depuis la surface du sol, à construire le tunnel dans cette tranchée en fouille ouverte (après soutènement des parois latérales) et remblayer une fois l'ouvrage achevé. On peut l'appliquer dans tous les types de terrain, y compris les terrains aquifères où on s'isole de l'eau à l'aide de rideaux de palplanches ou de parois moulées, d'un radier étanche et d'un système de pompage pour les fuites résiduelles.

Réalisation de tunnels en souterrains : Dans ces méthodes, le creusement du tunnel se fait en souterrain, à partir d'un puits d'entrée en surface. En effet ces méthodes apportent moins nuisance face aux difficultés de circulation, évitent le déplacement de réseaux existants, répondent mieux à la demande de protection de l'environnement. Actuellement, on distingue deux grandes classes de méthodes :

- 1- Les méthodes dites traditionnelles, dans lesquelles toutes les opérations de réalisation se font les unes après les autres de manière indépendante et discontinue ;
- 2- Les méthodes utilisant des machines appelées « tunnelier », dans lesquelles le cycle d'opération est réalisé quasiment de façon continue par la même machine.

A cause de la faible longueur du tronçon du tunnel (métro d'Alger) sous l'hôpital Mustapha une méthodes d'excavation et de soutènement traditionnel a été retenue. La méthode d'exécution utilisée est la Nouvelle Méthode Autrichienne (NATM : New Austrian Tunnelling Method), basée sur le concept de la participation du terrain à son propre soutènement. La faible couverture et la qualité médiocre des terrains ont conduit à subdiviser la section afin de réduire le tassement du terrain par la réduction des surfaces d'excavation et la mise en œuvre rapide des soutènements.

L'épaisseur de la marne au-dessus de la voûte de la galerie présente de sérieuses difficultés. Le long du tracé, cette épaisseur peut être inférieure à un mètre, voire nulle. Dans ce cas lors de l'excavation, le risque à la fois de venue des sables saturés ou de l'eau, associé ou non à une rupture de la marne est très grand. Le renforcement du sol par injection ou par une voûte parapluie réalisée par le jet grouting horizontal s'avère indispensable.

6.5 CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX DE SOUTENEMENT

6.5.1 Béton

Les ouvrages provisoires et le revêtement définitif du tunnel sont exécutés en béton.

Les ouvrages provisoires sont :

- le béton projeté des galeries latérales ;
- le radier des galeries latérales ;
- les piédroits coulés dans les galeries et servant de fondation aux cintres de la galerie principale ;
- le béton projeté entre les cintres de la galerie principale

- le béton de propreté sous le radier du tunnel.

Les ouvrages définitifs sont :

- le revêtement du tunnel.

Le béton projeté, le béton du radier et des piédroits des galeries latérales, et le béton de propreté sont des B25 de caractéristiques :

- $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$
- module d'Young instantané $E_i = 32000 \text{ MPa}$ et différé $E_d = E_i / 3 = 10700 \text{ MPa}$
- masse volumique $\rho = 25 \text{ KN/m}^3$ coefficient de Poisson $\nu = 0.2$.

Le béton du revêtement définitif du tunnel est un B30 de caractéristiques :

- $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$
- module d'Young instantané $E_i = 34000 \text{ MPa}$ et différé $E_d = E_i / 3 = 11300 \text{ MPa}$
- masse volumique $\rho = 25 \text{ KN/m}^3$ coefficient de Poisson $\nu = 0.2$.

6.5.2 Acier des cintres

Le soutènement de la galerie principale est fait de HEB 180 en acier E36 de caractéristiques :

- $f_e = 355 \text{ MPa}$
- module d'Young $E = 210000 \text{ MPa}$
- masse volumique $\rho = 78.5 \text{ KN/m}^3$

6.5.3 Acier de ferrailage

Le ferrailage introduit dans les ouvrages en béton armé (provisoires ou définitifs) est en acier F_eE 500 de caractéristiques $f_e = 500 \text{ MPa}$.

6.5.4 Caractéristiques équivalentes de soutènement provisoire

Le soutènement provisoire du tunnel est représenté dans le calcul par un matériau homogène de 0.2 m d'épaisseur. Dans la réalité, il s'agit de cintres plus au moins espacés renforcés par le béton projeté. On calcule le module d'Young équivalent pour un espacement entre deux cintres consécutifs de 1.20 m quand le contact sable/marnes est à plus de 2 m au-dessus de la clef d'excavation.

Un HEB180 seul a les caractéristiques géométriques suivantes :

$$\text{Section} = 65.3 \text{ cm}^2 = 65.3 \text{ e}^{-4} \text{ m}^2$$

$$\text{Inertie} = 3831 \text{ cm}^4 = 3.831 \text{ e}^{-5} \text{ m}^4$$

1) La première configuration : la rigidité de béton projeté entre les cintres est négligée (on tient compte de son poids). Cette configuration est utilisée dans l'excavation des galeries.

- module de Young équivalent :

$$\text{Rigidité axiale : } ES = E \cdot 0.20 = 65.3 \text{ e}^{-4} / 0.6 \cdot 210000$$

$$\text{d'où } E = 11400 \text{ MPa}$$

$$\text{Rigidité de flexion : } EI = E \cdot 0.2^3 / 12 = 3.831 \text{ e}^{-5} / 0.6 \cdot 210000$$

$$\text{d'où } E = 20100 \text{ MPa}$$

On prend $E = 15750 \text{ MPa}$

- Poids volumique équivalent

$$\rho \cdot 0.2 = 25 \cdot 0.15 \cdot 0.4 / 0.6 + 78.5 \cdot 65.3 \text{ e}^{-4} / 0.6$$

$$\text{d'où } \rho = 17 \text{ KN/m}^3$$

2) La seconde configuration : on considère que le béton projeté participe à la rigidité du soutènement. Cette configuration est utilisée dans l'excavation de la partie supérieure.

- module d'Young équivalent

$$\text{Rigidité axiale : } ES = E \cdot 0.20 = 65.3 \text{ e}^{-4} / 1.2 \cdot 210000 + 0.15 \cdot 0.82 / 1.2 \cdot 32000$$

$$\text{d'où } E = 22000 \text{ MPa}$$

$$\text{Rigidité de flexion : } EI = E \cdot 0.2^3 / 12 = 3.831 \text{ e}^{-5} / 1.2 + 0.82 \cdot 0.15^3 / 12 / 1.2 \cdot 32000$$

$$\text{d'où } E = 19300 \text{ MPa}$$

On prend $E = 20700 \text{ MPa}$

- Poids volumique équivalent :

$$\rho \cdot 0.2 = 25 \cdot 0.15 \cdot 1.0 / 1.2 + 78.5 \cdot 65.3 \text{ e}^{-4} / 1.2$$

$$\text{d'où } \rho = 17 \text{ KN/m}^3$$

6.6 COEFFICIENT λ DE CONVERGENCE -CONFINEMENT

6.6.1 Calcul de λ contact sable / marne à 1m au-dessus de la clé

Dans le cas où le contact sables-marnes est à 1m au-dessus de la clé de l'excavation, le soutènement provisoire est constitué de cintre HEB180 espacé de 1.20 m et de béton projeté entre les cintres. Le tableau 3.2 (chapitre 3) donne λ en fonction de la rigidité relative du soutènement par rapport au terrain et la distance au front de taille.

La rigidité normale d'un soutènement par béton projeté appliqué à une excavation circulaire est donnée par la formule :

$$K_{sn1} = \frac{E_s \times e}{(1-\nu^2) \times R}$$

Avec	E_s : module d'Young du béton projeté	$E_s = 32000 \text{ MPa}$
	ν : coefficient de Poisson	$\nu = 0.2$
	e : épaisseur du béton projeté	$e = 0.15 \times 0.82 / 1.2 = 0.1 \text{ m}$
	R : rayon de l'excavation	$R = 5.35 \text{ m}$

Donc $K_{sn1} = 623 \text{ MN/m}^3$

La rigidité normale d'un soutènement par profilé HEB180 est donnée par la formule suivante :

$$K_{sn2} = \frac{E_a \times A}{p \times R}$$

Avec	E_a : module d'Young de l'acier	$E_a = 210000 \text{ MPa}$
	A : section du cintre	$A = 65.3 \text{ cm}^2$
	p : espacement entre les cintres	$p = 1.20 \text{ m}$
	R : rayon du cintre	$R = 5.25 \text{ m}$

Donc $K_{sn2} = 218 \text{ MN/m}^3$

D'où $K_{sn} = K_{sn1} + K_{sn2} = 841 \text{ MN/m}^3$

La rigidité relative du soutènement pour un massif élastique :

$$k_{sn} = \frac{K_{sn}}{2G}$$

G : module de cisaillement du terrain

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} = \frac{55}{2(1+0.5)} = 18 \approx 20 \text{ MPa}$$

d'où la rigidité relative :

$$k_{sn} = 841/40 = 20$$

La distance au front de taille est $d=1.5 \text{ m}$ pour un rayon d'excavation $R=5.35 \text{ m}$ soit $d/R=0.28$ d'où, d'après le tableau 2 (chapitre 3), $\lambda_{cs}=45\%$. (λ_{cs} : le taux de déconfinement calculé pour la partie supérieure).

Pour les galeries l'espacement entre les cintres est de $d=1$ m, avec un rayon de $r=1.5$ m, donc $d/r=0.66$ d'où d'après le même tableau (chapitre 3), $\lambda_{cg}=70\%$ (λ_{cg} : le taux de déconfinement calculé pour l'excavation de galerie).

Trois calculs sont effectués, avec : λ_{cs} et λ_{cg} , $\lambda_{cs}-5\%$ et $\lambda_{cg}-5\%$ et avec $\lambda_{cs}+5\%$ et $\lambda_{cg}+5\%$ dans le but de tenir compte des écarts entre la théorie et la réalité. Donc les calculs seront faits successivement avec : ($\lambda_g = 65\%$, $\lambda_s = 40\%$), ($\lambda_g = 70\%$, $\lambda_s = 45\%$) et ($\lambda_g=75\%$, $\lambda_s=50\%$).

6.7 PHASAGE DE CONSTRUCTION

Le phasage de construction proposé par Coyne et Belier est le suivant :

- a) à partir des extrémités du tronçon étudié, deux galeries latérales sont excavées,
- b) leur soutènement est constitué de béton projeté et des cintres.
- c) des forages de reconnaissance et surtout de drainage de la nappe de l'Astien sont faits tous les 10m depuis les galeries latérales,
- d) les culées destinées aux cintres de soutènement de l'excavation principale sont coulées dans chaque galerie (elles sont appelées aussi piédroits),
- e) l'excavation principale est réalisée par étapes :
 - excavation de la partie centrale de la demi-section supérieure et soutènement par un élément de cintre(HEB180) posé sur deux étais verticaux et béton projeté entre le cintre et le précédent,
 - abattage des cotés en remplissant la partie libre des galeries latérales (remblai non compacté) et pose des éléments de cintre appuyés sur les piédroits,
 - dépose des étais verticaux,
- f) excavation du stross et bétonnage du béton de propreté du radier,
- g) bétonnage du revêtement définitif du tunnel.

Sur le chantier la phase e) est réalisée par une seule étape (excavation totale de la partie supérieure)

Suivant les zones, des procédés de soutènement complémentaires doivent être envisagés ou adaptés :

- espacement des cintres de l'excavation principale à adapter suivant l'épaisseur résiduelle des marnes au-dessus de la clef de l'excavation,
- blindage du front (lors des arrêts de chantier essentiellement),
- renforcement en voûte : injections.

6.8 MODELISATION NUMERIQUE

Les simulations de ce projet ont été réalisées par le logiciel FLAC-2D version 3.4 (1998) 'Fast Lagrangian Analysis of Continua' en différences finies bidimensionnel spécialisé en géotechnique (ITASCA, 1998). Ce logiciel est très convenable à la modélisation des problèmes de creusement séquentiel et de construction.

La modélisation est bidimensionnelle, l'effet tridimensionnel est pris en compte en utilisant la méthode dite convergence-confinement (Panet, 1979 et 1995). Pour chaque phase de creusement ou de construction un taux de déconfinement est lui affecté et qui tient compte de la distance de pose de revêtement. Le comportement du sol est modélisé par le modèle de Mohr-Coulomb non associé.

Dans l'hypothèse d'une géométrie et chargement symétriques la modélisation est faite uniquement pour la moitié permettant une économie substantielle d'éléments. Le modèle utilisé (figure 6.2) est constitué de deux blocs attachés et finement maillés au voisinage de l'excavation. La figure 6.3 montre le découpage du maillage en plusieurs régions correspondant aux séquences de creusement choisies dans ce projet. Une étude préliminaire avec différentes dimensions du modèle et tailles des mailles a montré qu'un étendu latéral de 70 m et un étendu vertical de 50 m donnent des résultats satisfaisants. Les conditions aux limites sont la nullité des déplacements horizontaux aux frontières verticales et la nullité des déplacements horizontaux et verticaux à la base du modèle.

Le soutènement des galeries de pied et la galerie principale est composé de cintres et de béton projeté. Il est modélisé ainsi que le revêtement définitif par des éléments poutres.

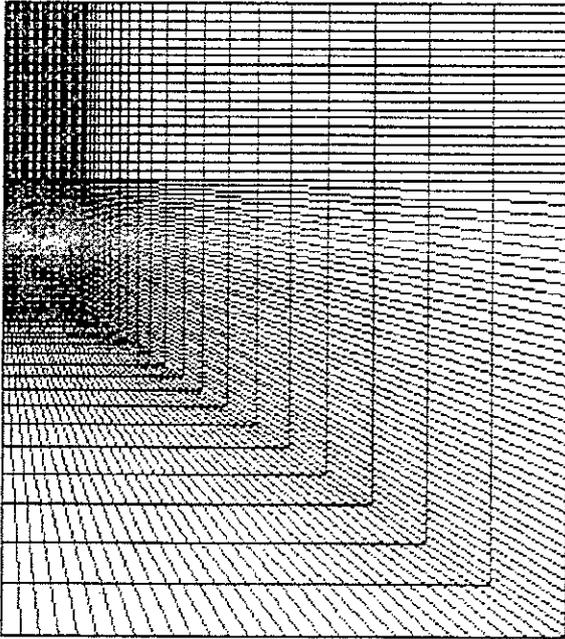


Figure 6.2 Maillage bidimensionnel utilisé

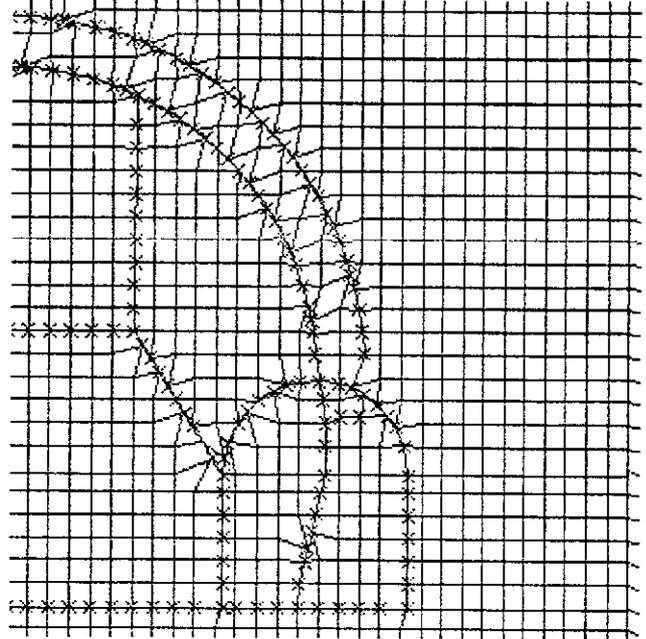


Figure 6.3 Découpage de la zone d'excavation

6.8.1 Modélisation des phases de travaux

PHASE 0 : L'état initial :

Il s'agit de l'état de contrainte du sol en place avant travaux. Il est obtenu par un chargement géostatique. La contrainte verticale est égale à $\sigma_v = \gamma h$ et la contrainte horizontale est égale à $\sigma_h = K_0 \sigma_v$ (avec K_0 coefficient des terres au repos). La valeur de K_0 dépend de : la loi de comportement du terrain, l'état de consolidation, et la nature de terrain.

La recherche de l'équilibre initial consiste à initialiser les contraintes à des valeurs proches de l'équilibre à l'aide de la commande INI du FLAC et on applique la gravité. Si les contraintes sont bien initialisées, l'équilibre est alors obtenu seulement avec quelques pas de calcul. Après l'obtention de l'équilibre, on applique une surcharge surfacique qui est estimée à partir des charges des bâtiments en surface à 20KPa, et on annule les déplacements par la même commande, car on s'intéresse uniquement aux mouvements engendrés par le creusement.

PHASE 1 : Excavation simultanée des deux galeries de pied:

Cette phase est modélisée par un déconfinement progressif jusqu'à un taux de déconfinement $\lambda_{cg} = 70\%$. L'excavation des galeries de pied revient à désactiver les éléments correspondants.

PHASE 2 : Mise en place du soutènement des deux galeries de pied:

A l'instant où $\lambda_{cg} = 70\%$, le soutènement par cintre est installé. Il est modélisé par des éléments poutres adhérents à la périphérie de l'excavation. On déconfinne totalement le terrain ($\lambda = 100\%$).

PHASE 3 : bétonnage des piédroits:

Les piédroits destinés à supporter les cintres de la galerie principale sont coulés en cette phase. Les éléments de la région des piédroits sont activés avec les caractéristiques du béton. On affecte pour la marne des caractéristiques à long terme.

PHASE 4 : Excavation de la demi-section supérieure:

Après désactivation des éléments de la région considérée, on affecte pour la marne des caractéristiques à court terme et on applique un déconfinement progressif à la périphérie de l'excavation jusqu'à un taux de déconfinement $\lambda_{cs} = 45\%$ qui correspond à la pose du soutènement provisoire.

PHASE 5 : Mise en place du soutènement de la demi-section supérieure :

Le soutènement de la demi-section supérieure réalisé par cintres et béton projeté reposant sur les piédroits à l'avancement est modélisé par des éléments poutres installés à la périphérie de l'excavation. On déconfinne totalement le terrain ($\lambda = 100\%$). Les caractéristiques de la marne sont les mêmes de la phase précédente.

PHASE 6 : Excavation du stross:

L'excavation du stross et le butonnage des piédroits à la base par le béton de propreté du radier sont simulés par désactivation des éléments de la zone du stross avec un déconfinement total et le blocage du déplacement horizontal des piédroits. Les caractéristiques de la marne restent à court terme.

PHASE 7 : Mise en place du revêtement après achèvement des travaux d'excavation.

La mise en place du revêtement est simulée par l'installation des éléments poutres au radier avec des caractéristiques du revêtement, et le changement des caractéristiques du soutènement par les caractéristiques du revêtement. Ce dernier est modélisé par des éléments poutres adhérents à la section totale du tunnel. Dans cette phase on affecte des caractéristiques à long terme pour les marnes.

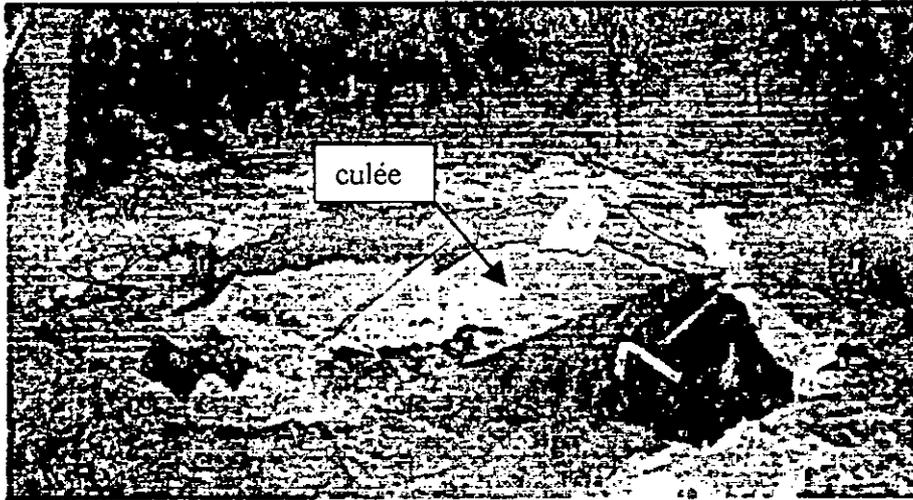


Figure 6.4 Excavation de la partie supérieure

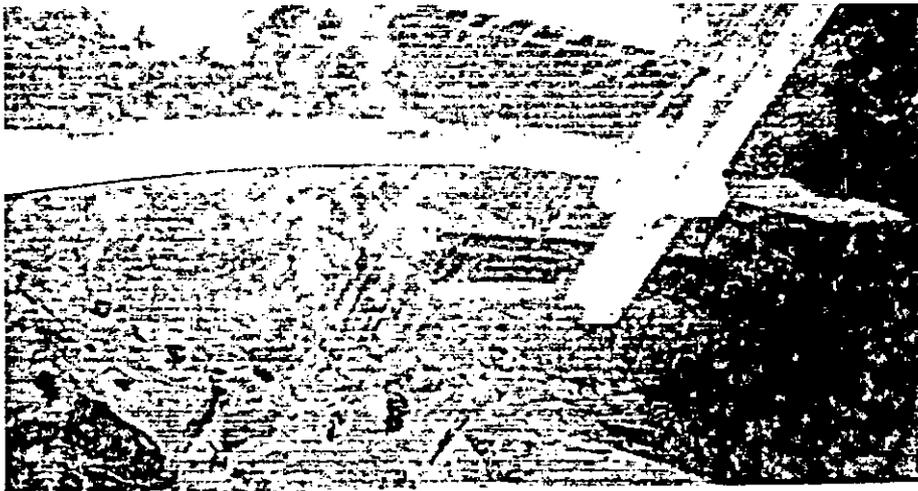


Figure 6.5 Mise en place des cintres

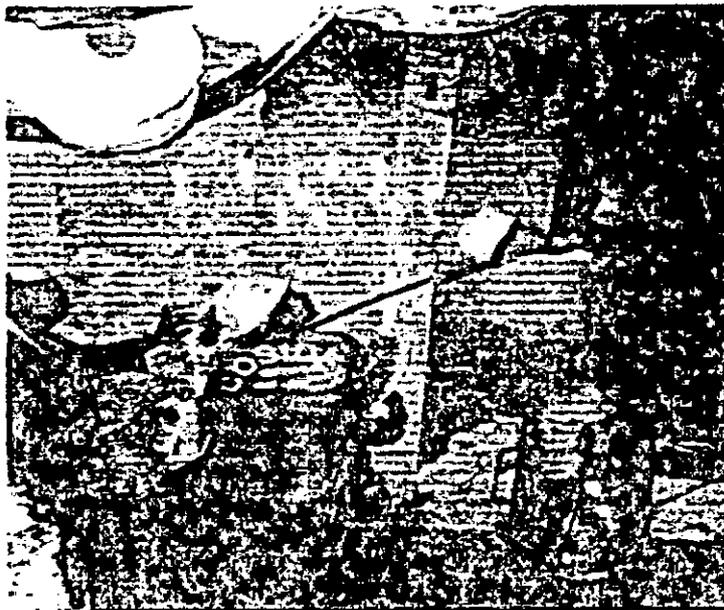
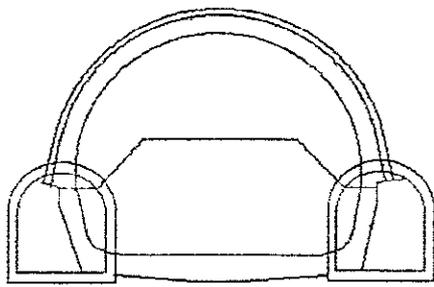
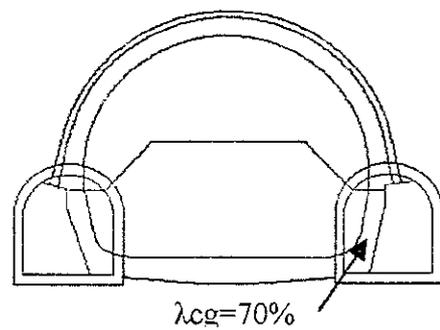


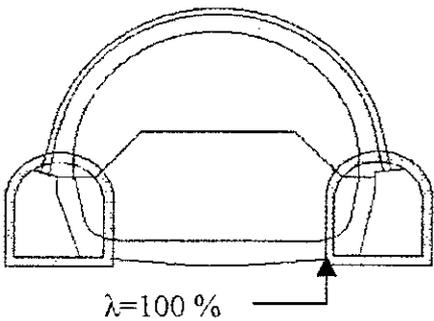
Figure 6.6 Mise en place du béton projeté



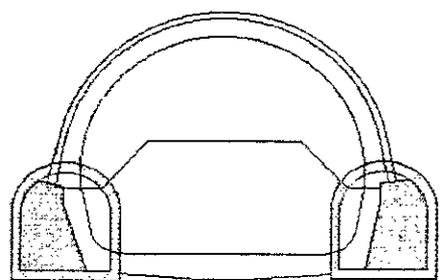
Phase 0 : Etat initial



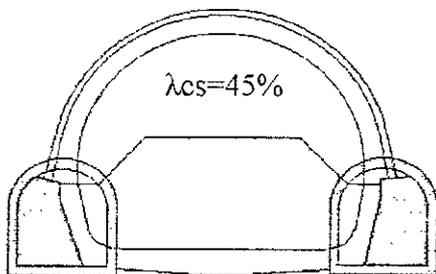
Phase 1 : Excavation simultanée des deux galeries de pied



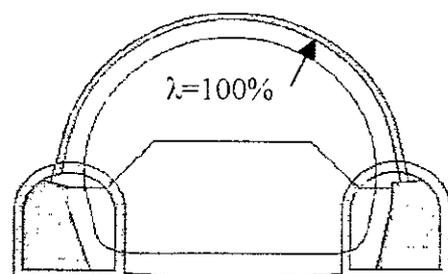
Phase 2 : Mise en place du soutènement Des deux galeries de pied à l'avancement



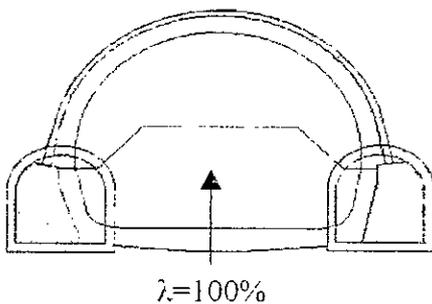
Phase 3 : Bétonnage des piédroits



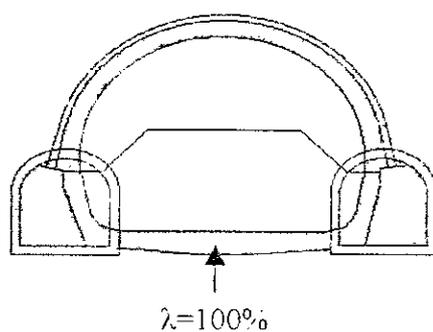
Phase 4 : Excavation de la demi-section supérieure



Phase 5 : Mise en place du soutènement de la demi-section supérieure



Phase 6 : Excavation du stress



Phase 7 : Mise en place du revêtement après achèvement des travaux d'excavation

Figure 6.7 Phasage d'exécution

6.9 DISCUSSION DES RESULTATS

6.9.1 Influence de λ sur les tassements

Les tableaux 6.2 et 6.3 donnent les valeurs de tassements du surface, clé et radier pour les phases intermédiaires et les phases finales, d'après ce tableau on conclue que les valeurs élevées de taux de déconfinement λ , donnent des tassements très importants au niveau de la clé et la surface, et une diminution au niveau de la clé surtout dans la phase finale.

Tableau 6.2 Les valeurs de tassement en fonction de λ pour les phases intermédiaires

	Exc. de galerie			Exc. de la partie sup		
	$\lambda_g = 65\%$	$\lambda_g = 70\%$	$\lambda_g = 75\%$	$\lambda_s = 40\%$	$\lambda_s = 45\%$	$\lambda_s = 50\%$
Surface (cm)	1.21	1.52	1.89	3.41	3.85	4.35
Clé (cm)	2.87	3.38	3.96	6.54	7.28	8.07

Tableau 6.3 Les valeurs de tassement en fonction de λ pour les phases finales

	$\lambda_g = 65\%$ $\lambda_s = 40\%$	$\lambda_g = 70\%$ $\lambda_s = 45\%$	$\lambda_g = 75\%$ $\lambda_s = 50\%$
Surface (cm)	4.11	4.55	5.04
Clé (cm)	7.22	7.89	8.62
Radier (cm)	- 6.97	- 6.85	- 6.78

La figure 6.9 montre le champ de déplacements pour les trois phases de creusement, pour les trois valeurs de λ , on remarque une convergence du massif à l'intérieure de cavité et, que les valeurs élevées de λ présentent un soulèvement remarquable du radier par rapport aux valeurs plus bases, on peut dire que l'excavation de la partie supérieure est la cause principale dans le tassement.

La figure 6.10 présente les zones plastifiées, on remarque la même extension de ces zones au-dessous et au-dessus du tunnel jusqu'à la surface pour les trois cas, seulement au niveau de la clé du tunnel, où on observe une légère extension de ces zones au-dessus du tunnel lorsque λ augmente, donc les valeurs de λ n'ont pas d'influence notable sur ces zones.

La figure 6.11 présente l'influence de taux de déconfinement λ sur les efforts normaux dans le soutènement, on observe que les valeurs élevées de λ donnent une diminution de ces efforts au niveau de la clé et les cotés, et une augmentation au niveau du radier

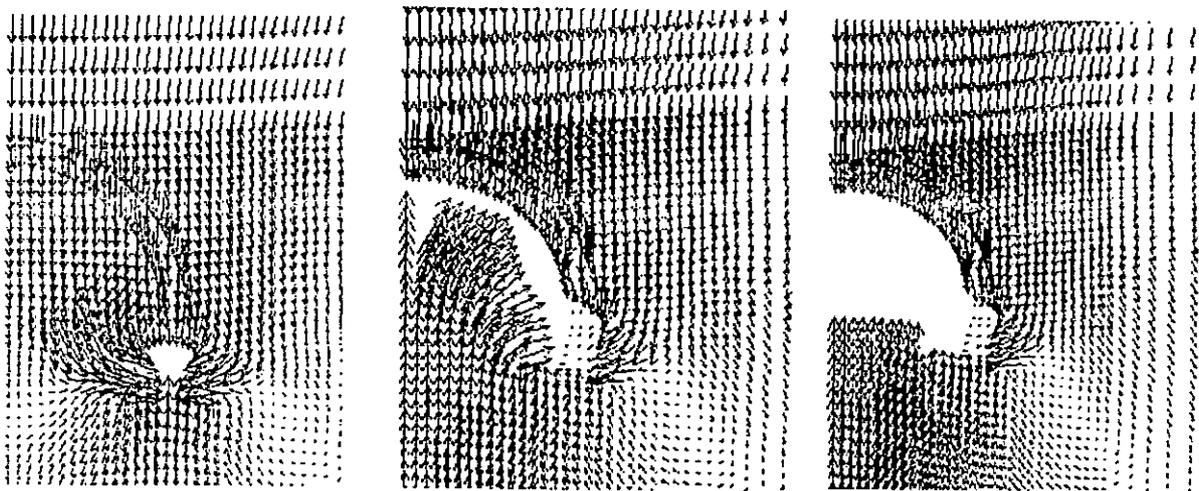


Figure 6.9 Champ de déplacements : $\lambda_g = 70\%$ et $\lambda_s = 40\%$

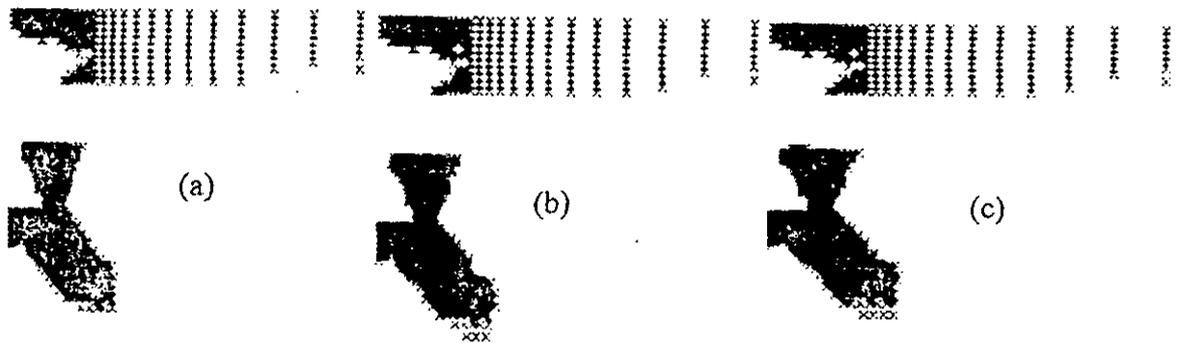


Figure 6.10 Evolution des zones plastifiées :
 (a) $\lambda_g = 65\%$ et $\lambda_s = 40\%$; (b) $\lambda_g = 70\%$ et $\lambda_s = 45\%$; (c) $\lambda_g = 75\%$

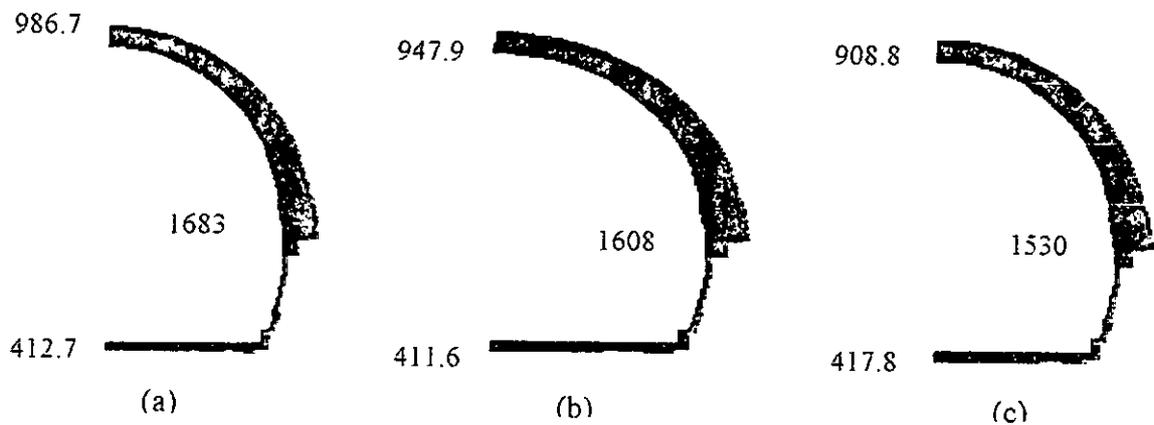


Figure 6.11 Les efforts normaux (KN) dans le revêtement en phase finale. $\lambda = 100\%$:
 (a) $\lambda_g = 65\%$ et $\lambda_s = 40\%$; (b) $\lambda_g = 70\%$ et $\lambda_s = 45\%$; (c) $\lambda_g = 75\%$

6. 9.2 Cuvette de tassement

Pour affiner l'analyse, il a également été nécessaire de tracer les courbes de cuvettes du tassement pour les différentes valeurs de λ . Les figure 6.12, 6.13 et 6.14 montrent les résultats de prévision de l'évolution de la cuvette de tassement en fonction des phases de creusement et le taux de déconfinement λ , on remarque que les valeurs élevées de ce coefficient donnent une cuvette plus profonde. L'effet des phases de creusement, surtout de la galerie est visualisé sur ces figures.

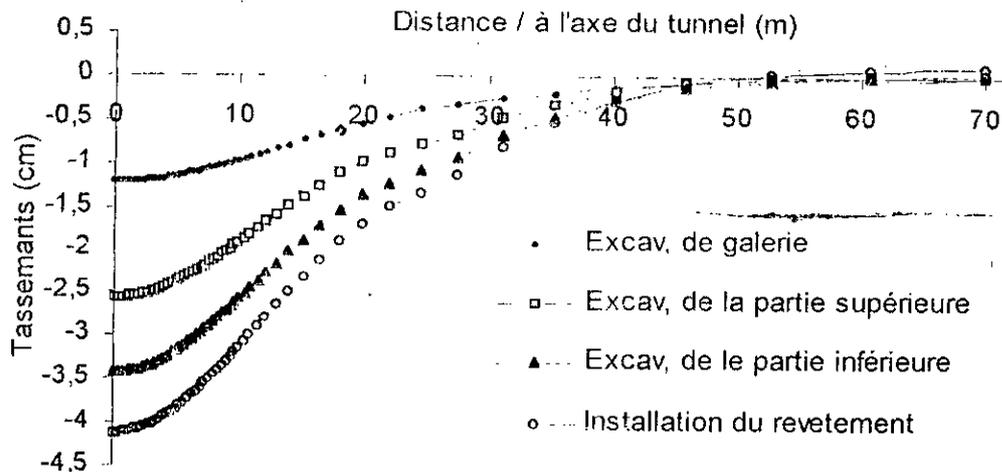


Figure 6.12 Cuvette de tassements pour : $\lambda_g=65\%$ et $\lambda_s=40\%$

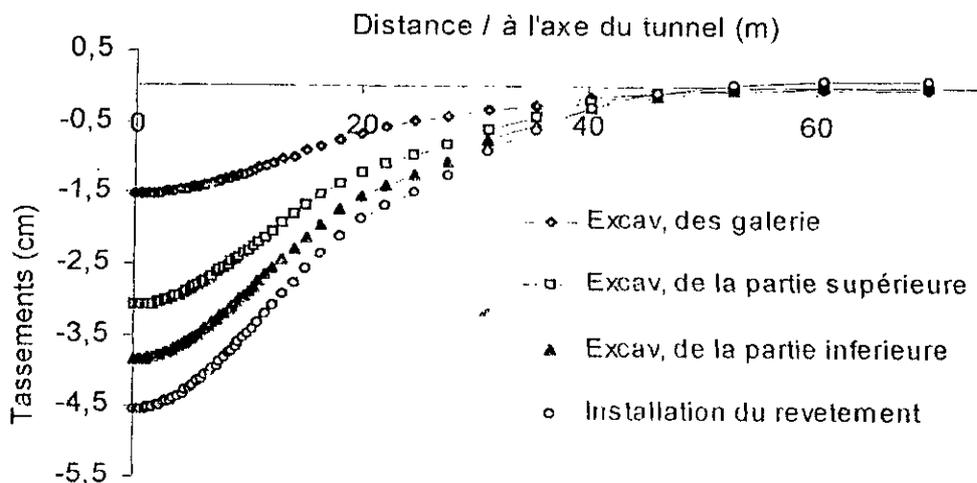


Figure 6.13 Cuvette de tassements pour : $\lambda_g=70\%$ et $\lambda_s=45\%$

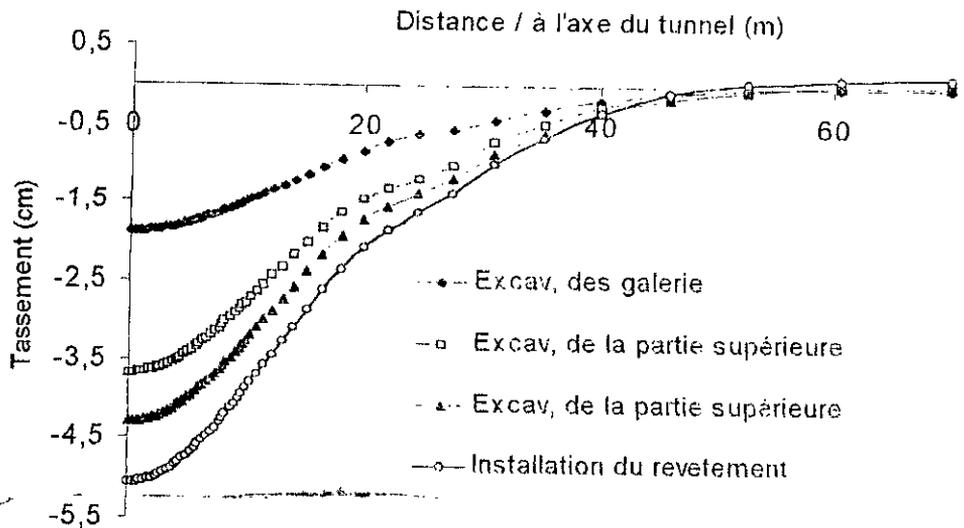


Figure 6.14 Cuvette de tassements pour : $\lambda_g=75\%$ et $\lambda_s=50\%$

6.10 CONCLUSION

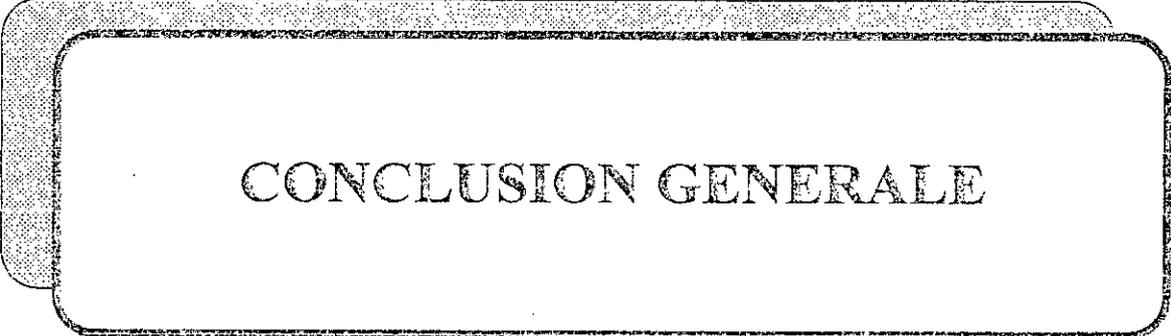
Les modèles numériques permettent également, par le biais d'études paramétriques, d'analyser la sensibilité des résultats à certains paramètres tels que le taux de déconfinement, et par conséquent de choisir la technique de creusement.

Dans la réalité, il est impossible d'avoir des données complètes du site. En conséquence l'outil de simulation ne doit pas être une boîte noire, il doit permettre des expérimentations numériques "Numerical laboratory".

A partir de cette étude on peut conclure :

- La méthode convergence-confinement est une méthode de calcul simple, mais largement suffisante dans plusieurs cas.
- L'implantation de cette méthode dans les calculs numérique est simple, et très efficace.
- La prévision des tassements dans le cas de creusement séquentiel est confrontée aux difficultés du choix des taux de déconfinement de chaque phase;
- Les valeurs élevées de taux de déconfinement λ donnent des tassements plus importants, particulièrement au niveau de clé et la surface où on observe un tassement remarquable.
- La phase de creusement de la demi-section supérieure est la source principale de tassement ;

- Les efforts normaux diminuent au niveau de la clé et les reins lorsque les valeurs de λ augmentent,
- La cuvette de tassement s'approfondit au fur et à mesure que les valeurs du taux de déconfinement augmentent.
- Les modélisations effectuées confirment l'efficacité du choix de la subdivision de la section de creusement et les étapes de construction à limiter les tassements.



CONCLUSION GENERALE

CONCLUSION GENERALE

Pour la conception des ouvrages souterrains, les ingénieurs doivent se préoccuper de la réalisation du projet en toute sécurité à la fois pour les personnes internes ou externes du chantier, et les biens immobiliers, en cours de construction et à long terme.

Contrairement à un ouvrage superficiel (bâtiments, routes ...), l'emprise des travaux d'un ouvrage souterrain ne se réduit pas à un domaine bien délimité, relativement facile à protéger. En effet, de nombreuses réalisations souterraines, principalement en milieu urbanisé, se font sans détournement de la circulation à la surface, c'est d'ailleurs un avantage de la technique en souterrain. Seuls quelques puits d'accès et des aires de stockage sont en surface et peuvent être protégés sans difficultés.

Dans le cas des sols cohérents, le coefficient de stabilité est un indicateur du niveau de stabilité à court terme. Il constitue une bonne base pour choisir le mode de creusement d'un tunnel et par conséquent l'estimation de la pression nécessaire pour la stabilité du front.

Depuis une vingtaine d'années, de nouvelles techniques de construction ont été introduites sur le chantier. Elles permettent notamment de réaliser des ouvrages souterrains en site urbain et dans des terrains meubles et aquifères sans occasionner des dégradations importantes à la surface du sol. La connaissance des techniques et de leur mise en œuvre est par conséquent essentielle pour arriver à des modélisations satisfaisantes.

Lorsque la technique de creusement en section pleine n'est pas applicable ou présente des risques de stabilité, ou lorsque la section de l'ouvrage est très importante, la construction est réalisée en deux ou plusieurs phases d'excavation (creusement en section divisée). Ces modes de construction présentent l'avantage de réduire les dimensions du front de taille et donc d'assurer une meilleure stabilité. Celle-ci peut encore être augmentée en décalant les phases d'excavation dans la direction longitudinale. Toutefois plus le nombre de phases est élevé et plus le coût de l'ouvrage devient conséquent.

Parmi ces modes de construction, on trouve la méthode NATM (Nouvelle Méthode Autrichienne), cette méthode permet au terrain encaissant de s'adapter aux variations des

contraintes induites par le creusement en réduisant les contraintes appliquées au soutènement, cette démarche utilise la faculté du massif à s'auto supporter, c'est à dire la participation du terrain à son propre soutènement.

La souplesse de la méthode NATM permet son adaptation rapide aux conditions rencontrées sur le site pendant les travaux. Le contrôle continu du comportement de l'ouvrage est une composante essentielle du projet. Cette méthode présente l'utilisation des nouvelles technologies de confinement simple de la cavité telle que les boulons de soutènement et le béton projeté.

L'estimation des déplacements au sein du massif et en surface, est encore un problème difficile, à cause des données incomplètes sur le comportement des sois et de la représentation des phases de travaux.

Les méthodes d'évaluation empiriques des tassements s'avèrent insuffisantes pour appréhender avec précision les phénomènes engendrés au sein du massif encaissant, il apparaît donc nécessaire de disposer d'outil de simulation plus rigoureux permettant d'évaluer le mouvement de sol en fonction des choix technologiques retenus et de la complexité géologique des terrains en place. Seule l'approche numérique tridimensionnelle permet de représenter avec fidélité les mouvements du terrain lors de l'excavation sans effectuer des simplifications du problème tridimensionnel ; que constitue le creusement d'un tunnel, et ne nécessite pas de faire des hypothèses sur le processus de déconfinement. Vu la complexité, le coût, et le temps nécessaire pour les calculs, les modèles tridimensionnels sont encore peu employés dans la pratique, si ce n'est à des fins de recherche ou pour étudier des points particuliers. Dans la plupart des cas on effectue plutôt des calculs bidimensionnels justifiés par le comportement final des tunnels.

Toutefois les ingénieurs préfèrent mettre en œuvre des modélisations bidimensionnelles qui prennent en compte de manière approchée la nature tridimensionnelle du problème. Tel est l'objet de la méthode convergence confinement, cette méthode permet d'analyser l'interaction entre le massif et le soutènement du tunnel en prenant en compte l'avancement du front de taille. Le caractère tridimensionnel du front de taille et l'effet de temps sont prises en compte par l'intermédiaire du paramètre λ (le taux de déconfinement), donc le problème de cette méthode est la détermination d'un seul paramètre qui est λ . Cette représentation tridimensionnelle, avec la prise en compte du taux de déconfinement n'est qu'une astuce de calcul. En plus de cet avantage on a sa facilité d'implantation dans les codes numériques.

La simulation numérique du creusement des tunnels est un problème complexe, en particulier en site urbain où le creusement est à faible profondeur et dans des terrains meubles, donc elle nécessite un outil numérique bien adapté, et des méthodes plus performantes et plus réalistes pour l'estimation des mouvements induits par le creusement d'un tunnel.

Pour nos études nous avons retenu le code de calcul FLAC bidimensionnel en différences finies explicite, FLAC n'est pas une boîte noire qui donne une solution aux données introduites, il permet l'interprétation du comportement du système numérique et offre la possibilité à l'utilisateur de tester ses idées, de créer ses propres modèles de comportement et de choisir la procédure de simulation.

Notre étude numérique est faite sur deux projets :

- Le premier est un exemple pris de manuel du logiciel FLAC, dans ce projet on visualise l'influence de coefficient de pression des terres au repos (K_0) sur le comportement du terrain encaissant. C'est un paramètre géotechnique important, il permet de caractériser l'état de contrainte naturel dans un sol en place en représentant le rapport des contraintes intergranulaires horizontales et verticales à l'intérieur d'un massif dont la surface est horizontale.

Pour la détermination de K_0 , plusieurs formules sont proposées par différents auteurs à partir : des relations théoriques, des corrélations empiriques, et des différentes méthodes expérimentales : essai triaxial, essai oedométrique et essai in situ, où elle nécessite : des échantillons non remaniés, avec très bonne qualité et des appareillages sophistiqués (essai oedométrique avec mesure de pressions latérales, essai triaxial avec control de déformations latérales).

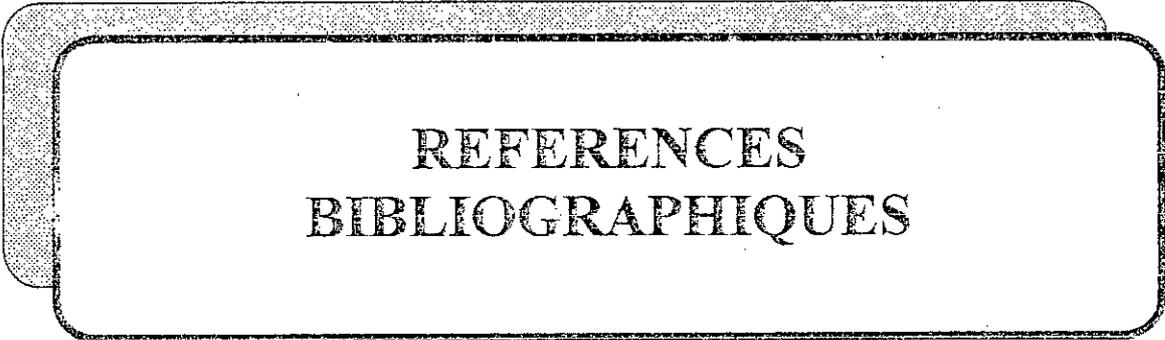
Le deuxième but de cette analyse est l'effet de la subdivision de la section sur les mouvements du terrain où nous avons fait une comparaison entre deux méthodes de creusement sur le même tunnel : section divisée en deux et section divisée en quatre. A partir de cette étude on peut faire les conclusions suivantes :

- En particulier, les déplacements de la surface sont plus faibles à ceux déterminés à la clé du tunnel ;

- Le choix de la valeur de K_0 a une grande importance sur le développement du champ de déplacements ;
 - Pour un tunnel à faible profondeur les valeurs élevées de K_0 diminuent de façon remarquable les tassements, cela est dû principalement à la localisation des déformations plastiques, et la réorientation des contraintes provoquées par le creusement. Les contraintes latérales sont cheminées vers le radier et la clé ;
 - Les efforts normaux augmentent avec l'augmentation de la valeur de K_0 , en particulier au niveau de la clé et du radier. Ces résultats s'expliquent par le fait qu'avec K_0 élevé, les contraintes latérales horizontales exercent un confinement plus grand au niveau de la clé et du radier, donc un effort plus élevé à ces niveaux ;
 - Lorsque K_0 augmente les zones plastifiées se localise seulement autour du tunnel ;
 - L'étalement de la cuvette de tassement avec l'augmentation de K_0 ;
 - Le creusement de tunnel en section divisée permet de minimiser légèrement les tassements, et les efforts normaux maximaux ;
- Le deuxième projet, est l'étude du tronçon du métro d'Alger en cours de réalisation sous l'hôpital Mustapha, sur la ligne 1, où le creusement souterrain entièrement dans la marne présente de sérieuses difficultés liées principalement à la présence des bâtiments sensibles en surface, la résistance insuffisante de la marne et à son épaisseur au-dessus de la voûte de la galerie. Le long du tracé, cette épaisseur peut être inférieure à un mètre, voire nulle.

L'étude de ce projet présente l'influence du taux de déconfinement, ainsi que l'effet de phasage de creusement sur les tassements. Cette étude a montré les points suivants :

- Il est difficile d'avoir toutes les données mises en jeu, à savoir les caractéristiques géotechniques et l'état initial des contraintes. En conséquence l'outil de simulation ne doit pas être une « boîte noire », il doit permettre des expérimentations numériques « Numerical laboratory » ;
- La méthode dite convergence-confinement est une approche commode; mais elle néglige l'effet de temps qui est un paramètre très important;
- La prévision des tassements dans le cas de creusement séquentiel est confrontée aux difficultés du choix des taux de déconfinement de chaque phase ;



REFERENCES
BIBLIOGRAPHIQUES

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

Abdelhamid M. S., Rowe & Krizek R. J. "At-rest lateral earth pressure of a consolidating clay", J. Geotech. Engng Div. Am. Soc. Civ. Engrs 102, GT7, 721-738, 1976.

Al Hussaini M. M. & Townsend F. C. "Stress Deformation of Sand Under K_0 Conditions", Proceedings, Fifth Pan-American Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. 1, Buenos Aires Argentina, pp. 129-136, 1975.

Alpan I. "The Empirical Evaluation of the Coefficient K_0 and K_{OR} ", Journal of Soils and Foundations, Tokyo, Japan, Vol. 7, N° 1, pp. 31-40, 1967.

Amagliani U., Balossi Restelli A., Canetta G., Colombo A. & Nova R., "Settlement of a Tall Building Induced by a Tunnel Excavation".

Atkinson J.H. & Potts, D.M. "Stability of a shallow circular tunnel in cohesionless soil", Geotechnique, June, Vol. 27, N°2, p. 203-215, 1977.

Atkinson J.H. & Potts D.M. "Subsidence above shallow tunnels in soft ground", Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE GT4, pp. 307-325, 1977.

Attewell, P.B. "Ground movement caused by tunneling in soil", Proc. Of the large ground movements and structures conference, pp. 812-848, Cardiff, 1977.

Barton N, Lien R. & Lunde J. "Estimations of Support Requirements for Underground Excavations", 16th Symposium on Rock Mechanics, Minneapolis, pp. 99-113, 1975.

Benmebarek S. "Modélisation des opérations de creusement à l'aide d'un tunnelier en terrain meuble-qualification sur chantier expérimental", thèse de doctorat de l'Université de Constantine, Algérie, 1998.

Bernat S. "Modélisation du creusement d'un tunnel en terrain meuble qualification sur chantier expérimental, thèse de doctorat, Ecole Centrale de Lyon, 1996.

Bernaud D. Rousset G. "La nouvelle méthode implicite pour l'étude de dimensionnement des tunnels" Revue française de Géotechnique 60, pp. 5-26, 1992.

Bisetti A. & L'Eplattenier J. "Excavation d'un Tunnel Ferroviaire en Terrain Meuble, Modélisation d'une Voûte Parapluie, Calcul et Mesure des Tassements", AFTES-Journées d'études internationales de Paris, 25-28 octobre 1999.

Bishop A.W. "Test requirements for measuring the coefficient of earth pressure at rest", Proceedings of conference on earth pressure problems, Brussels, 1, 2-14, 1958.

Borst R., Broek W.L.A.H. & Groen A. E. "Two-and three-dimensional numerical modelling of a guided pipe-jacking in soft soil", Geotechnical aspects of underground construction in soft ground, London, pp. 31-46, 1996.

Bouvard-Lecoanet A. & Colombet G. & Esteulle F., " Conception, Réalisation, Entretien ", Ouvrages souterrains, Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, 1988.

Bouyat C. Morcette J.P. & Mohkam M. "Le Soutènement Liquide : une Recherche Appliquée Pour Bouclier à Pression de Boue du Métro de Lyon", Revue Française de Géotechnique, N°30, pp. 31-46, 1985.

Broms B.B. & Bennermark H. "Stability of Clay at Vertical Openings", Journal of Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, SMI, pp.37—49, Janvier 1967.

Brooker E. W. & Irland H. O. "Earth pressure at rest related to stress history", Canadian Geotechnical Journal, 2 : 1-15, 1965.

Cairncross A.M. "Deformation around Model Tunnels in Stiff Clay", Ph.D. Thesis, University of Cambridge, Cambridge, UK, 1973.

Centre des Etudes des Tunnels (CETU), "Etudes des déformations autour d'un tunnel sur un modèle réduit bidimensionnel", Bron : C.E.TU, 14 p., Action de recherche G203T, 1993.

Chaffois S. "Modélisation du Comportement du Front de Taille d'un Tunnel creusé en bouclier en Terrain Pulvérulent", CETU-INSA, Rapport N°2-621, Lyon, France, 1985.

Chambon P. & Cortè J.F. "Stabilité du Front de Taille d'un Tunnel Faiblement Enterré : Modélisation en centrifugeuse", Conférence Internationale « Tunnels et Micro-Tunnels en Terrains Meubles du Chantier à la Théorie », Paris, février Presse des Ponts et Chaussées, pp. 307-315, 1989.

Chambon P. "Etude sur Modèles Réduits Centrifugés : Application aux tunnels à faible profondeur en terrain meuble et pulvérulent", Thèse de doctorat, ENSM, Univ. de Nante, 154p, 1990.

Chapeau C. & Schwenzfeier A. "Reconnaissance du sous-sol et creusement au bouclier-Spécificité des terrains meubles en site urbain. In Collectivités territoriales et utilisation du sous-sol", Bordeaux, 21-23 octobre 1987. Edited by M.Legrand. Rotterdam: Balkema, pp. 191-200, 1988.

Chapeau C. "Auscultation du sol pendant le creusement", Tunnels et ouvrages souterrains, N°107, pp. 235-245, septembre/octobre, 1991.

Chapeau C., "Calcul des tassements associés au creusement d'un tunnel ou d'une galerie ", document interne au CETU, 1993.

Clough G.W. & Schmidt B. "Design and Performance of Excavations and Tunnels in Soft Clay : state of the art report", Int. Symp. on soft clay, Bangkok, pp.980-1032, 1977.

Clough G.W. & Schmidt B. "Design and performance of excavations and tunnels in soft clay", SOFT Clay engineering, Edited by E.W. Brand, R.P. Brenner, Amsterdam: Elsevier Scientific Publishing, pp.569-634, 1981.

Clough G.W & Leca E. "Whit Focus Use Finite Element Methods for Soft Ground Tunneling", Conférence Internationale 'Tunnels et Micro-Tunnels en Terrain Meubles – Du Chantier à la théorie', Paris, Presse des Pont et Chaussées, pp. 531-573, février 1989.

Cording E.J. & Hansmire W.H. "Displacements around soft ground tunnels", Proc. Of the 5th Panamerican conf. On soil mechanics and foundation engineering, Buenos aires, vol. 4, pp. 571-633, 1975.

Cording E.J. & Hansmire W.H., "Les déplacements autour des tunnels en terrain tendre", tunnels et ouvrages souterrains, N°23, pp. 221-225, septembre/octobre, 1977.

Coyne & Bellier, "Synthèse Géologique et Géotechnique sur le métro d'Alger", 1994.

Daniel D. "Renforcement du front de taille des tunnels par boulonnage, Etude numérique et application à un cas réel en site urbain", thèse de doctorat INSA, Lyon, France, 1998.

Davis E.H., Gunn M.J., Mair R.J. & Senevirarne H.N. "The Stability of Shallow Tunnels and Underground Opening in Cohesive Material", Géotechnique 30, N°4, pp 397-416, 1980.

Desai C. G. & Christian J. T. "Numerical Method in Geomechanics", New York : McGraw-Hill, 1977.

Descocudres F. "Mécanique des roches II", Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne, 1983.

Deng D., Nguyen Minh D., Constantinescu A., Vieira A. & Ribeiro Esousa L. "Back Analysis Method for Loading Parameters in CV-CF Tunnel Calculation –Application to a Case History", AFTES-Journal d'études internationales de Paris, 25-28 octobre 1999.

Detournay E. "Two Dimensional Elastoplastic Analysis of a Long Cylindrical Cavity under non Hydrostatic Loading", Ph. D. Thesis University of Minnesota, 1983.

Detournay E. & Fairhurst C. "A Two Dimensional Elastoplastic Analysis of Deep Cylindrical Tunnel under non Hydrostatic Loading", Int. J. Rock Mech. Mining Sci., Vol. 24, pp. 197-211, 1987.

Farmer I.W. "Case histories of settlement above tunnels in clay", Proc. Of conf. "large groundmovements and structure", Cardiff, pp.357-371, 1977.

Feda J. " K_0 –coefficient of sand in triaxial apparatus", Journal of Geot. Eng. ASCE, Vol. 110, N° 4, pp. 519-524, 1984.

Fraser A. M. "The influence of stress ratio on compressibility and pore pressure coefficient in compacted soils", PhD thesis, University of London, 1957.

Gartung E., Bauernfeind P. & Bianchini J.C. "Three dimensional finit elements method study of a subway tunnel at Nuremberg", Proceedings rapid excavation and tunneling conference, pp. 639-647, 1979.

Glossop N.H. "Soil Deformations caused by Soft Ground Tunnelling", Ph. D. Thesis, Univ. of Durham, 1977.

Glossop N.H. & Farmer I.W., " Settlement associated with removal of compressed air pressure during tunneling in aluvial clay", *Geotechnique*, 20, N°1, pp.67-72, 1979.

Guedes de Melo P.F.M., "The Role of the Soil K_0 Value in Numerical Analysis of Shallow Tunnels", *Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground*, An International Symposium held at Tokyo International Exhibition Centre, Tokyo, Japan, 19-21 July 1999.

Guilloux A., H. Bissonais H. Robert J. & Bernardet A. "Influence of the K_0 coefficient on the design of tunnels in hard soils", *Proc. of the World Tunnel Congress 98 on Tunnels and Metropolises*, Sao Paulo, Brazil, : 387-392 Rotterdam, Balkema, 25-30 April, 1998.

Hayat T. M. "The coefficient of earth pressure at rest", PHD thesis, University of Illinois at Urbana, Champaign, 1992.

Hoek E., Brown E.T. "Underground Excavation in Rock". Institution of Mining and Metallurgy – Londres 1980.

Itasca Consulting Group, Inc. *FLAC User Manual Version 3.4.*, Minneapolis, Minnesota, 1998.

Jaky J. "The coefficient of earth pressure at rest", *Journal for Society of Hungarian Architects and Engineers*, 78(22) : 335-358, 1944.

Jaky J. "Pressure in soils", *Proc 2nd Int. Conf. Soil Mech*, Rotterdam 1 : 103-107, 1948.

Kasali G. "Three Dimensional Finite Element Analysis of Shallow Soil Tunneling " , Thèse de Doctorat présentée à l'Université de Stanford, , Stanford, CA, USA, 1982.

Kanji M.A. "Surface displacements as a consequence of excavation activities", pp. 345-368, Suisse, 1979.

Katzentbach R. & Breth H. "Nonlinear 3-D Analysis for NATM in Frankfurt Clay", *Proceeding 10th International Conference Soil Mechanics Foundation Engineering*, Stockholm, Session II, Vol. 1, pp. 315-318, 1981.

Kimura T. & Mair R.J. "Centrifugal Testing of Model Tunnels in Soft Clay", *Proc.10th Int. Conference of Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Stockholm, Rotterdam : Balkema, Vol. 1 pp-319-322, 1981.

Kjellman W. "Repport on an Apparatus for the Determination of the Coefficient of Lateral Earth Pressure at Rest", *Proceedings, First International Conference on Soil Mechanics and Fondation Engineering*, Harvard Printing Office, Combridge, MA, Vol. 2, pp. 16-20, 1936.

Konda T. "Tunnelling and Excavation in Soils", *Proceedings 8th Asian Regional Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, pp. 151-180, Kyoto, Juillet 1987.

Kotake N. , Taji T. & Imai K. " Neighboring Construction of Portal part in Large Cross-sectional Diversion Tunnel by NATM", *Tunnels and Metropolises*, Negro Jr et Ferreira (eds), Balkema, Rotterdam, ISBN 905410936 X, 1998.

- Ladd C.C. Foott R. Ishihara K. Schlosser F. & Poulos H.G.** "Stress-Deformation and Strength Characteristics", Proceedings Ninth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Tokyo, Japan, Vol. 2, pp. 421-494, 1977.
- Leblais Y., Andre D., Chapeau C. & al.** "Tassements liés au creusement des ouvrages en souterrain", Tunnels et ouvrages souterrains, N°132, pp. 379-386, novembre/décembre 1995.
- Leca E.**, "Mouvements occasionnés par le creusement d'un tunnel", Noisy : Cent. d'Ens. Et de Rech. en Mec. des Sols, p.20, 1987.
- Leca E.** "Analysis of NATM and shield Tunneling in Soft Ground", Thèse de Doctorat présentée à Virginia Polytechnic Institute and State University, Blacksburg, Virginia, USA, 1989.
- Leca E. & Dormieux L.** "Contribution à l'étude de la Stabilité du Front de Taille d'un Tunnel en milieu Cohérent", Revue française de Géotechnique, N°61, pp. 5-16, 1992.
- Lefebvre G., Bozozuk M. Philibert A. & Hornych P.** "Evaluating K_0 in Champlain clays with hydraulic fracture tests", Canadian Geotechnical Journal, 28 (3): 365-377, 1991.
- Lowe J. Jonas E. Obrician V.** "Controlled gradient consolidation test", J. Soil Mech Engng Div Am. Soc. Civ. Engrs 95, SM1, 77-97, 1969.
- Mair R. J.** "Centrifugal Modelling of Tunnel Construction in Soft Clay", Ph. D. Thesis Cambridge University, 1979.
- Mair R.J. Taylor R.N. & Bracegirdle A.** "Subsurface settlement profiles above tunnels in clays", Géotechnique, vol.43, N°2, pp. 315-320, 1993.
- Malato P., Torrado da Silva J., Marques F. & Almeida e Sousa J.**, "Lisbon Metro-Behaviour of a Shallow Tunnel in Stiff Clays", Tunnels and Metropolises, Negro Jr et Ferreira (eds), Balkema, Rotterdam, ISBN 905410936 X, 1998.
- Marrchetti S.** "In situ tests by flat dilatometer", ASCE Journal of Geotechnical Engineering Division, 106 : 299-321, 1980.
- Martos F.** "Concerning an approximated equation of subsidence trough and its time factor", Int. strata control eng, Leipzig, Germany, 1958.
- Mayne P. W. & Kulhawy F. H.** " K_0 -OCR Relationships in Soil", Journal of Geotechnical Engineering Division, Vol. 108 (GT6), ASCE, pp. 851-872, New York, 1982.
- Mayne P.W. & Kulhawy F.H.** "Direct and indirect determination of in-situ K_0 in clays", Transportation Research Record 1278, pp. 141-149, 1990.
- Megaw T.W., & Bartlett J.V.** "Tunnels: Planning Design, Construction", Chichester : Ellis Horwood Limited. volume 1. 284 p, 1981.
- Mesri G. & Castro A.** " C_α C_c concept and K_0 during secondary compression", Journal of Geotechnical Engineering, 113: 230-247, 1987.

Mesri G., Feng T.W. & Benak J.M. "Postdensification penetration resistance of clean sands, Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 116(7) : 1095-1115, 1990.

Mesri G. & Hayat T. M. "The coefficient of earth pressure at rest", Canadian Geotechnical Journal, 30(4): 647-666, 1993.

Meyerhof G. G. "Bearing capacity and settlement of pile foundations. 11th Terzaghi Lecture. Proc. ASCE. J. Geotech. Engng Div. 102. GT3, 197-228, 1976.

Mroueh H. "Analyse 3D du creusement d'un tunnel", Thèse de Doctorat de l'Ecole Centrale de Lille, France; 1997.

Negro, A., & Eisenstein, Z. "Ground control techniques in three Brazilian water tunnels". Parts 1,2 and 3. Tunnels and Tunnelling, 1981.

Nguyen Minh D. & Guo C. "Sur un principe d'interaction massif-soutènement des tunnels en avancement stationnaire", Eurock 93. Ribeiro, Sousa et Grossmann (Edits.), Rotterdam, Belkema, 1993.

O'Reilly M.P. & New B.M. "Settlements above tunnels in the United Kingdom-their magnitude and prediction", Tunneling, IMM, pp. 173-181, London, 1982.

Ortigao J.A.R., Kochen R., Farias M.M. & Assis A.P., "Tunnelling in Brasilia porous clay", Canadian Geotechnical Journal, Vol. 33, N°4, pp. 565-573, 1996.

Oteo C.S. & Sagaseta C. "Prediction of settlements due to underground openings", Int. Symp. On numerical models in geomechanics, Zurich, pp. 653-659, 1982.

Panet M. "La Stabilité des Ouvrages Souterrains : soutènement et revêtement"; laboratoire des Ponts et Chaussées, rapport de recherche no 28, 1973.

Panet M. "La Mécanique des Roches Appliquée aux Ouvrages de Génie Civil", Presses de l'Ecole National des Ponts et Chaussées, 235 p, 1976.

Panet M. "Les Déformations Différées dans les Ouvrages Souterrains", 4^{ème} congrès Ste Int. Méca. des Roches, Montreux, vol. 3, p 291-300, 1979.

Panet M. & Guellec P. "Contribution à l'étude du soutènement du tunnel à l'arrière du front de taille", Proc. 3rd International Conference Rock Mechanics, pp. 1163-1168, 1979.

Panet M. Guenot A. "Analysis of Convergence Behind the Face of a Tunnel", Symposium international de Brighton, 1982.

Panet M. "Calcul du soutènement des tunnels à section circulaire par la méthode Convergence-Confinement avec un champ de contraintes initiales anisotropes", Tunnels et Ouvrages Souterrains, N°77, pp. 228-232, septembre/octobre 1986.

Panet M. "Le calcul des tunnels par la méthode convergence-confinement", Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, 1995.

- Pantet A.** "Creusement des galeries à faible profondeur à l'aide d'un tunnelier à pression de boue, mesures in-situ et étude théorique du champ de déplacements", thèse de doctorat INSA, Lyon, France, 1991.
- Peck R.P.** "Deep excavation and tunnelling in soft ground. Proceedings", 7th I.C.S.M.F.E. , Mexico City, pp. 225-290, 1969.
- Philippe M. & Michel P.** "Ouvrages en interaction",- Paris : Hermès Science Publication, ISBN 2-7462-0048-1, 1991.
- Pierau B.** "Tunnel Design with Respect to the Three-Dimensional State of Stress and Displacements Around the Temporary Face", Proceedings of International Conference on Numerical Methods in Geomechanics, Edmonton, pp. 1221-1231, 1982.
- Poulos H.G.** "Elastic Solutions for Soil and Rock Mechanics", John Wiley et Sons Inc., New York, 1974.
- Poupelloz B.** "Tassements engendrés par le creusement des galeries de petites sections à faible profondeur- exemples en région parisienne", Rapport du laboratoire régional de l'est Parisien, 1984.
- Quick H. , Michael J. , Katzenbach R. & Arslan U.**, "Tunnels in Soft Ground for German High Speed Railway Ligne Cologne-Frankfurt", Germany, 1999.
- Rankin W.J.** "Ground movements resulting from urban tunnelling : prediction and effect", Geological society engineering geology special publications, N°5, pp.79-92, 1987.
- Rankin W.J.** "Ground movements resulting from urban tunnelling", Proc. Conf. Engineering geol. Underground movements, Nottingham, London : Geological society, pp. 79-92, 1988.
- Reda A.** "Contribution à l'étude des problèmes du creusement avec bouclier à pression e terre: confinement, marinage et remplissage du vide annulaire", INSA, 1994.
- Robertson P. K.** "In-situ testing and its application to foundation engineering", Can. Geotech. J. 23, N° 4, 573-594, 1986.
- Roesler S. K.** "Anisotropic Shear Modulus due to Stress Anisotropy", J. Geotech. Engng Div. ASCE 105. no. GT7, pp. 871-880, 1979.
- Sagaseta C. & Moya J.F.** "Estimation of ground subsidence over urban tunnels", 2nd int. conf. "ground movements and structure", Cardiff, pp. 331-345, 1980.
- Sagaseta C.** "Evaluation of surface movements above tunnels, a new approach", Colloque interaction sol/structure, Paris, Presses ENPC, pp. 445-452, 1987.
- Sagaseta C.** Discussion on Sagaseta C., "Analysis of undrained soil deformation due to ground loss", Author reply to B.Schmidt, Geotechnique, N°4, pp.647-649, 1988.
- Schmertmann J.H.** "Measurment of in situ shear strength", Proceedigs, ASCE Specialty Conference on In situ Measurment of Soil Properties, Vol. II, Raleigh, NC, pp. 57-138, 1975.

- Schmidt B.** "Earth pressure at rest", Canadian Geotechnical Journal, 3 : 239-242, 1966.
- Schmidt B.** "lateral stresses in uniaxial strain", Dan. Geotech. Inst. Bull. 23, 5-1, 1967.
- Schmidt, B** "Settlements and ground movements associated with tunnelling in soil", Ph. D Thesis, University of Illinois. 1969.
- Schmidt B.** "Discussion of K_0 -OCR Relationship in Soils", by P.W. Mayne & F.K. Kulhawy", Journal of Geotechnical Engineering Division, ACSE, Vol. 109, pp. 866-867, 1983.
- Schofield A.N.** "Cambridge Geotechnical Centrifuge Operations", Geotechnique, 30 no3, pp. 227-268, 1980.
- S.E.E.E. Bureau d'études.** " Note de calculs aux éléments finis", 1998.
- Shoket D. C.** "Prediction of in-situ horizontal stresses in clay soils from the measurement of undrained shear strength, plasticity index and vertical effective stress", Proc. Inst. Civ. Engrs. Geotech Engng 113 : 206-214, 1995.
- Skempton A. W.** "Horizontal stresses in an overconsolidated Eocene clay", Proceedings, 5th International Conference of Soil Mechanics and Foundation Engineering, Paris, Vol. 1 pp. 351-358, 1961.
- Sousa Almeida J.A., Cardoso A.S., Matos Fernandes M. & Sousa L.R.,** "Tunnel Peu Profond dans un Massif Granitique Fortement Météorisé : Déplacements Observés et Calculés F.E."
- Starfield A. M. & Cundall P. A.** "Towards a Methodology for Rock Mechanics Modelling", Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.; 25(3), pp.99-106, 1988.
- Stokoe K. H., Lee S. H. H., & Knox D. P.** "Shear Moduli under True Triaxial Stresses", Advances in the art of testing soils under cyclic conditions, ASCE convention, Detroit, 1985.
- Swoboda G.** " Finite Element Analysis of the New Austrian Tunneling Method (NATM) ", Third International Conference on Numerical Methods in Geotechnics, Aachen, Vol. 2, pp. 581-586, 1979.
- Terzaghi K.** "Old earth pressure theories and new test results", Engrng, News Record 85: 632-637, 1920.
- Unterberger W., Burger D. & Jedltschka G.** "Design of the Bolu Tunnels-Numerical Analysis of Tunnels in Highly Squeezing Ground", Numerical Models in Geomechanics- NUMOG VII, Pande, Pietruszczak & Schweiger (eds), Balkema, Rotterdam, ISBN 90 5809 0957, 1999.
- Uriel A.O. & Sagaseta C.,** "Selection of design parameters for underground construction", General report, Session IX, Proc. 12th Int. Conf. On soil mech. And found. Engineering, vol. 5, Rotterdam : Balkema, pp. 2521-2551, 1989.

Vermeer P. A. & Borst R. "Non-Associated Plasticity for Soils, Concrete and Rock", *Heron*, 29(3), pp. 3-64, 1984.

Wittke W. "The Tunnels of the Highspeed Railway Line from Cologne to Frankfurt ", *Geotechnical Engineering for Transportation Infrastructure*, Barends et al. (eds), Balkema, Rotterdam, ISBN 90 5809 047 7, 1999.

Wittke J. & Gell K. "Three Dimensional Stability Analysis for a shallow Tunnel Section of the Subway of the City Bochum", *Construction Lot B3, Geotechnic*, N°32, pp. 111-119, 1980.

Wroth C. P. "In Situ Measurements on Initial Stresses and Deformation Characteristics ", In *Situ Measurements of Soil Properties*, Vol. 2, ASCE, New York, NY, pp. 181-230, 1975.

ANNEXE

