

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
Université Abderrahmane Mira - Béjaïa
Faculté des Sciences et des Sciences de l'Ingénieur
Département Génie civil

Mémoire de Magistère

En vue d'obtention du diplôme de Magistère
en Génie Civil
Option Matériaux et Structures

Thème



Modélisation du creusement
d'un tunnel en milieu urbain
cas du métro d'Alger
cas du métro d'Alger



Soutenu par :
Toufik KHEFFACHE

Devant le jury :

Promotion 2007

Table des matières

1	Généralités	11
1.1	Définition	11
1.2	Classification des ouvrages souterrains	11
1.3	Choix de la section	12
1.3.1	Facteurs à prendre en compte	12
1.3.2	Choix du Profil en travers	13
1.3.3	Choix du Profil en long	14
1.4	Tunnel en milieu urbain	14
1.5	Différents modes de construction	15
1.5.1	Le creusement en pleine section	15
1.5.2	Le creusement par demi section supérieure	15
1.5.3	Creusement en sections divisées (plus de 2 phases)	16
1.6	Phénomène de décompression du massif	16
1.7	L'effet de voûte	18
1.8	Comment initialiser les contraintes	19
1.9	Mouvement du sol au tour du tunnel	19
1.9.1	Estimation des tassements	20
1.9.2	Transmission des déplacements vers la surface	21
1.9.3	Relation entre le déplacement en clef de tunnel et le tassement en surface	22
1.9.4	Déplacements horizontaux	22
1.9.5	Volumes de sol en mouvement	24
1.10	Stabilité du front de taille	25
1.10.1	Problèmes d'instabilités	25
1.10.2	facteurs influant sur la déformation et la stabilité du front de taille	25
1.10.3	Etude de stabilité du front de taille	26

2	Comportement des sols	31
2.1	Lois de Comportement Mécanique	31
2.2	Invariants des tenseurs contraintes et déformations	31
2.3	Notion de surface de charge	32
2.4	Rappels sur les critères de plasticité	33
2.4.1	Critères indépendants de la pression moyenne	33
2.4.2	Critères dépendants de la pression moyenne	35
2.5	Elastoplasticité	37
2.5.1	Comportement élastoplastique	37
2.5.2	Notion d'écrouissage	38
2.5.3	Notion d'écoulement	40
2.6	Le fluage	40
2.6.1	comportement du massif	42
3	Méthodologie de construction	45
3.1	Introduction	45
3.2	Présentation de la première ligne du métro d'Alger	45
3.3	Généralités sur les reconnaissances géologiques et géotechniques	46
3.3.1	Suivi géologique et auscultation pendant les travaux	47
3.3.2	Géologie et hydrogéologie du tracé du métro d'Alger	48
3.3.3	Levé géologique régional de la région d'Alger	49
3.3.4	Description générale des caractéristiques géotechniques	51
3.4	Hydrogéologie	52
3.5	Méthodologie d'exécution	53
3.5.1	Méthode de construction NATM	54
3.5.2	Renforcement des terrains par Jet -grouting de surface	54
3.5.3	Les soutènements	56
3.5.4	Phasage du creusement et soutènement du tunnel	60
3.5.5	Chronologie des tâches relatives au soutènement du tunnel	62
3.5.6	Dispositif d'épuisement des eaux en phase de travaux	62
3.5.7	Dispositif relatif à la sécurité	63
4	deplacements meurés	64
4.1	Introduction	64
4.2	Les tassements en surface	65
4.2.1	Exécution des mesures	65
4.2.2	Tassements mesurés au niveau de l'autoroute	69
4.2.3	Déplacement au niveau du puits Hamma	70
4.2.4	Effet de drainage des eaux sur les tassements	71
4.3	Auscultations	71
4.3.1	les buts	71

4.3.2	Moyens d'auscultation	72
4.3.3	Les convergences	72
4.3.4	Présentation et analyse des résultats	72
4.4	Conclusion	74
5	Modélisation par éléments finis	76
5.1	Introduction	76
5.2	Application de la MEF au calcul des ouvrages souterrains	77
5.2.1	Principe de base	77
5.2.2	Etapes de modélisation d'une excavation par éléments finis	78
5.2.3	Simulation des vides dans un massif de sol	79
5.3	Modélisation avec PLAXIS	79
5.3.1	Maillage avec PLAXIS	79
5.3.2	Les modèles de matériaux	80
5.4	Calcul des déplacements dus au creusement du tunnel	81
5.4.1	Caractéristiques géotechniques prises en compte dans les calculs	81
5.4.2	Les Hypothèses de calcul	83
5.4.3	Le maillage	84
5.4.4	Conditions initiales	84
5.4.5	Le modèle pris en compte pour la modélisation du comportement du sol	85
5.4.6	Les étapes de calcul	85
5.5	Résultats et discussions	86
5.5.1	Déplacements totaux	86
5.5.2	Evolution des tassements en fonction de la distance Horizontale	86
5.5.3	Déplacements en fonction de la profondeur à l'aplomb de la clé du tunnel	88
5.6	Influence des caractéristiques mécaniques du sol (étude paramétrique)	89
5.6.1	influence du coefficient de Poisson	89
5.6.2	Influence du module d'élasticité	91
5.6.3	Influence de l'angle de frottement	92
5.6.4	Influence du rabattement de la nappe phréatique	94
5.7	Conclusion	95
6	Calcul des sollicitations pour les différentes phases de creusement	97
6.1	Introduction	97
6.2	Calcul des contraintes et des sollicitations	97
6.3	Les phases de calcul	99
6.3.1	Représentation des sections	99
6.3.2	Résultats et discussions	99
6.3.3	Les contraintes	101

6.3.4 Les sollicitations dans le soutènement	105
6.4 Conclusion	109
Bibliographie	110

Table des figures

1.1	Le creusement par demi section	15
1.2	Creusement en sections divisées (plus de 2 phases)	16
1.3	Formation de trois zones caractéristiques lors du creusement d'un tunnel (Lunardi 1993)	17
1.4	effet de voûte	18
1.5	Notation des paramètres de la cuvette de tassement de Gauss	21
1.6	mécanismes de transmission des déplacements en surface	21
1.7	répartition des déformations au sein du massif(Hudson et al[1977]	23
1.8	répartition des déformations au sein du massif(Pantet[1991]	23
1.9	Configuration étudiée	27
1.10	facteur de charge en fonction de la profondeur(Mair rapportés par schofield [1980])	28
1.11	Schéma de rupture du front de taille en terrain frottant (d'après P. Cham- bon et J.F. Corté	30
1.12	Evolution de l'extrusion du front avec la réduction de la pressurisation du front Chambon [1990]	30
2.1	: Représentation du critère de Tresca dans l'espace des contraintes principales	34
2.2	Représentation du critère de Von Mises : a) dans l'espace des contraintes principales, b) dans le plan de Mohr	35
2.3	Comparaison des critères de Mohr-Coulomb et Tresca dans l'espace des contraintes principales, d'après Itasca (2000)	36
2.4	Représentation du critère de Mohr-Coulomb dans le plan de Mohr	36
2.5	Comparaison des critères de Drucker-Prager et Von Mises dans l'espace des contraintes principales, d'après Itasca (2000)	37
2.6	essai de compression (traction) simple du sol	38
2.7	modèle d'écrouissage isotrope	39

2.8	modèle d'écrouissage cinématique	39
2.9	Interprétation proposée des courbes de fluage	41
2.10	comportement du massif	44
3.1	Tracé du projet du tunnel métro d'Alger 1ère ligne et extensions	46
3.2	les phases du creusement	53
3.3	Profil-type renforcement par jet-Grouting	56
3.4	Echafaudage pour ferrailage de voûte tunnel (Hamma)	56
3.5	Mise en place du béton projeté	59
3.6	Revêtement définitif du tunnel (Hamma)	61
4.1	Configuration des points de mesure.	66
4.2	Tassement en surface en fonction du temps (HAMMA2)	66
4.3	Tassement en surface en fonction du temps (HAMMA1)	67
4.4	Evolution de la cuvette de tassement (HAMMA2)	68
4.5	Evolution de la cuvette de tassement (HAMMA2)	68
4.6	Tassement en surface Autoroute	69
4.7	Tassement en surface puit Hamma (PHAM24 -26)	70
4.8	Convergence Tunnel point P100	73
4.9	Convergence Tunnel point P101	73
4.10	Convergence Tunnel point P102	74
5.1	Schématisation des étapes de modélisation d'une excavation.	78
5.2	Précision des noeuds et des points de contraintes dans les éléments	80
5.3	Localisation de la section étudiés	82
5.4	Coupe longitudinale du massif et le tunnel.	83
5.5	Représentation du massif et de la structure prévue.	84
5.6	Vue générale du maillage	85
5.7	déformation du maillage	86
5.8	Isovaleurs des déplacements totaux	87
5.9	Tassement en surface en fonctions de la distance horizontale.	87
5.10	Déplacements à l'aplomb de la clé du tunnel	88
5.11	Influence du coefficient de poisson sur les tassement en surface.	90
5.12	déplacement à l'aplomb de clé de voute pour les diferentes valeurs de ν	90
5.13	Influence du module d'élasticité sur les tassements en surface	91
5.14	Influence du module d'élasticité sur les dplacement à l'aplomb de la clé du tunnel	92
5.15	Influence de l'angle de frottement sur les tassements en surface	93
5.16	Influence de l'angle de frottement sur les dplacement à l'aplomb de la clé du tunnel	93
5.17	Influence du rabattement de la nappe sur les tassements en surface	94

5.18 Influence rabatement de la nappe sur les dplacement à l'aplomb de la clé du tunnel	95
6.1 Vue générale du maillage.	98
6.2 Reperage des séctions de calcul des sollicitations dans le soutènement . . .	100
6.3 Convergence Tunnel Point P 107	115
6.4 Convergence Tunnel Point P 106	116
6.5 Convergence Tunnel Point P 105	116
6.6 Définition de la géométrie de l'ouvrage	117
6.7 Coupe transversale et longitudinale d'un tunnel au voisinage du front de taille.	118

Liste des tableaux

1.1	Classification des ouvrages souterrains (Barton & al [1974])	12
1.2	Données expérimentales concernant le volume de sol perdu dans le tunnel .	24
5.1	Caractéristiques géotechniques du massif de sol.	82
6.1	Contraintes calculées en phase 2.	102
6.2	Contraintes calculées en phase 3.	103
6.3	Contraintes calculées en phase 4.	104
6.4	Sollicitations dans le soutènement Phase 2 : pose soutènement demi-sup. Et excavation stross	106
6.5	Sollicitations dans le soutènement Phase 3 : pose soutènement piédroit et excavation radier	107
6.6	Sollicitations dans le soutènement Phase4 : Fermeture du soutènement en radier	108

Introduction Générale

Le développement urbain des villes cause de plus en plus un encombrement de surface, que c'elle ci est souvent utilisée pour des activités ludiques d'où la nécessité de recourir à l'utilisation des sous-sols pour la résolution de certains problèmes (circulation routière, transport, équipement urbain, etc.). Les tunnels offrent la solution la plus commode.

Comparativement aux autres ouvrages de génie civil, les tunnels ont la particularité du fait qu'ils sont construits entièrement dans les sols. D'où la complexité du problème qui peut être résumé dans la prévision du comportement de l'ensemble tunnel- terrain et par fois se rajoute l'interaction avec les structures construites en surface. La spécificité des tunnels urbains, sont souvent des tunnels de surface construits dans des couches d'alluvions récents peu consolidées présentent des caractéristiques mécaniques médiocres qui peuvent générer des phénomènes d'évolution des déformations et de contraintes.

La conception, l'étude puis l'exécution d'un ouvrage souterrain nécessite de la part du constructeur des connaissances étendues dans les domaines de la géologie, de l'hydrogéologie, de la mécanique des matériaux, des différentes méthodes de construction et des aspects économiques qui s'y rattachent. Avant le passage à l'exécution des travaux d'excavation d'un tunnel il est important de faire soigneusement des études géologiques, géotechniques et hydrogéologiques pour toute la région où le tracé du profil en long est prévu. Les résultats de ces études seront à leurs tours utilisés pour avoir une idée sur la constitution du massif à fin de prévoir son comportement et le caractériser le choix de la méthode d'excavation et le type de soutènement à adopter pour assurer le bon déroulement des travaux pendant l'exécution.

Pour la modélisation du creusement d'un tunnel dans un massif de sol, il est nécessaire d'utiliser un modèle qui représente le comportement du matériau de la structure mise en place qui est généralement considéré comme matériau composite, et celui des stratigraphies géomécaniques du massif. A fin de prendre en compte cet aspect dans le calcul, plusieurs modèles de comportement, des modèles simplifiés ainsi que de véritables lois de comportement ont été développées dans le but de simuler le comportement des

géomatériaux. L'objet de ces lois est de caractériser l'évolution mécanique du matériau sous l'effet d'actions extérieures données. Il est donc important de mettre en oeuvre un modèle constitutif simple d'utilisation en représentant correctement le comportement réel possible du matériau étudié.

Lors de la construction d'un tunnel en site urbain, les ingénieurs sont confrontés à un problème très délicat concernant le contrôle des mouvements de terrains induits par le creusement pouvant affecter la stabilité des ouvrages existants. Une bonne estimation de ces mouvements de terrain est donc nécessaire. Pour cela des outils de calcul numériques très puissants ont été développés pour l'estimation et la vérification de l'admissibilité de ces déplacements.

Le présent travail touche deux aspects du problème de creusement de tunnel. Un aspect pratique relatif à l'exécution des travaux et le suivi des travaux et un aspect numérique relatif à la modélisation ayant pour but la prévision du comportement de l'ensemble sol-tunnel.

Ce mémoire est structuré en 3 parties :

La première partie présente une étude bibliographique sur le contexte du problème, elle est consacrée aux aspects généraux sur les constructions souterraines. Dans cette partie on s'intéresse d'abord aux mouvements de sol induits par le creusement d'un tunnel, on présente les différentes méthodes de prédictions des tassements. Ensuite on présente une synthèse des lois de comportement des matériaux et la définition des modèles de comportement des matériaux les plus utilisés.

La deuxième partie est réservée à l'aspect pratique. Dans cette partie, on a représenté la méthodologie de l'exécution des travaux de creusement d'un tunnel qui fait partie de la première phase de la première ligne du métro d'Alger dans la région de Hamma, puis, on a présenté quelques résultats de mesures des déplacements à l'intérieur du tunnel (mesures de convergences) et en surface (tassements) pour quelques sites.

La dernière est consacrée à l'aspect numérique, concerne la modélisation du problème en utilisant un modèle d'élément fini à l'aide du logiciel PLAXIS pour le calcul des déplacements, et un modèle réalisé avec CESAR LCPC pour l'estimation des contraintes dans les soutènements.

1.1 Définition

Un tunnel est défini comme un ouvrage enterré construit par percement dans les terrains vierges, sans déblaiement des masses de terres supérieures. Les galeries et les tunnels sont deux types d'ouvrages enterrés identiques d'aspect et de fonction, différant seulement par leur mode de construction (les galeries sont construites à ciel ouvert après déblaiement des terrains qui les surmontent) [27].

La distinction est primordiale dans le sens de la variable principale qui influe sur les efforts qu'à supporter l'ouvrage en service. Si P est l'effort total vertical supporté par un ouvrage " Galerie" construit à ciel ouvert, le même ouvrage " tunnel " construit par percement, supporterait un effort pouvant varier selon les cas entre 0 et P et qui la plupart du temps serait voisine de 10 à 30% [61].

1.2 Classification des ouvrages souterrains

Les ouvrages souterrains sont de types, d'usages et de dimensions très variés. Un ouvrage souterrain est entièrement construit dans un massif de sol meuble ou rocheux, et donc il existera toujours une part inconnue dans la connaissance des sols et dans la prévision du comportement entre des sols et des structures.

Les ouvrages souterrains peuvent être séparés en deux grandes familles [45], : les ouvrages de section plus ou moins régulière et de grande longueur (tunnels, galeries, buses, tuyaux), et les cavités souterraines et structures enterrées (usines et gares souterraines, parkings, lieux de stockage)[9]. Barton & al (1974) présente la classification de ces ouvrages en tenant compte de la sécurité requise sous la forme consignée dans le tableau.

Classe	Descriptions
A	Excavations minières à caractère temporaire
B	Puits verticaux.
C	Galeries hydrauliques, Collecteurs d'assainissement, Galeries de reconnaissances et galerie pilotes
D	Usines souterraines (plus souvent hydroélectriques), Tunnels autoroutiers, Tunnels ferroviaires sur axes principaux. Galeries du métro
E	Cavité de stockage, Stations de traitement d'eau, Tunnels routiers et ferroviaires sur axes secondaires. Chambre d'équilibre et tunnels d'accès, Abris de défense civile. Centrales nucléaires souterraines Gares souterraines, Salles ouvertes au public (sports, spectacles).

TAB. 1.1 – Classification des ouvrages souterrains (Barton & al [1974])

(Tableau 1) :

D'autres classifications portent sur les conditions naturelles dans lesquelles les ouvrages souterrains sont réalisés (Bouvard & al (1988))[3] : Sol meuble ou roche, faible ou forte couverture, terrain hors nappe ou aquifère, contraintes naturelles normales ou élevées. Les tunnels peuvent être aussi classés selon la forme de leurs sections et on distingue : Circulaire pleine au tronquée; elliptique pleine au tronquée, parabolique plein au tronquée; courbe quelconque à plusieurs centres, rectangulaire, complexe, ...etc. Ou selon la fonction : tunnel routier, tunnel ferroviaire, tunnel mixte, émissaire d'évacuation d'eaux usées, conduite de charge.

1.3 Choix de la section

1.3.1 Facteurs à prendre en compte

Pour ce qui concerne le Génie Civil, l'opération de conception d'un tunnel prend en compte trois types de contraintes qui sont liés respectivement [45] :

- * Au partie fonctionnelle retenue,
- * À l'environnement de l'ouvrage,
- * Au terrain encaissant.

Ces facteurs interviennent en priorité dans la définition du profil en travers de l'ouvrage et dans le choix des procédés de construction. Le tracé et le profil en long de l'ouvrage sont eux-mêmes définis en tenant compte des contraintes liées à l'environnement et au terrain[18].

Partie fonctionnelle : Les conditions d'utilisation du tunnel en service déterminent le volume utile nécessaire :

- À la circulation
- Aux différents équipements assurant l'éclairage et la sécurité,

- À la ventilation,
- Aux conduites transitant par l'ouvrage (caniveaux d'évacuation d'eau, égouts, câbles, etc...).

Environnement : Les contraintes liées à l'environnement concernent essentiellement :

- La sensibilité aux déformations et vibrations des ouvrages, constructions, sites naturels à proximité des travaux de creusement ;
- La présence de nappe aquifère (niveau à maintenir et qualité des eaux à conserver).

Terrain : La connaissance de la réaction du terrain au creusement est bien sûr fondamentale. En particulier les problèmes et les solutions sont de nature très différente selon que l'on a affaire à :

- des massifs rocheux globalement stables où le soutènement n'intervient que pour s'opposer à d'éventuelles chutes de blocs,
- des terrains dans lesquels le front de taille est stable mais qui nécessitent un soutènement proche du front,
- des terrains dans lesquels le front de taille est instable ou bien dans lesquels il faut parfaitement maîtriser les mouvements pour respecter les contraintes de tassement en surface.

1.3.2 Choix du Profil en travers

La définition géométrique du profil en travers excavé résulte de la recherche de la forme optimale permettant de satisfaire les exigences relatives[18],[39] :

- * aux dispositions constructives induites par le respect de la partie fonctionnelle ;
- * aux conditions de stabilité imposées par la qualité géomécanique du terrain encaissant ; dans un terrain très déformable ou soumis à des contraintes importantes (faible valeur du module de déformabilité, très importante épaisseur de couverture, terrain gonflant, comportement différé très marqué, charge d'eau importante, etc...) il sera recherché la forme la plus circulaire possible ; alors que dans un terrain où l'excavation au rocher est autostable, il pourra être adopté un profil en travers en voûte surbaissée à plusieurs rayons ;
- * au procédé d'exécution : l'emploi d'un tunnelier implique un profil circulaire alors que dans le cas de tranchées couvertes réalisées depuis la surface, le profil en travers est quasiment toujours rectangulaire.

Les variations longitudinales de lithologie et de qualité mécanique des matériaux encaissants peuvent conduire à des changements de méthode ou de section d'excavation (ou des deux en même temps) au cours de l'avancement[10]. Pour des raisons d'économie et d'esthétique, il convient d'adopter un profil, le plus uniforme possible, tout au long de l'ouvrage ; en particulier, dans les cas où un profil circulaire ne s'impose que sur une longueur assez courte[18]. Il vaudra souvent mieux renforcer très fortement (augmenter l'épaisseur du revêtement, ferrailer le béton, mettre en place un radier contre-voûté...) le

profil courant non circulaire, plutôt que d'appliquer sur toute la longueur de l'ouvrage la forme circulaire[19].

1.3.3 Choix du Profil en long

Le tracé en plan et le profil en long d'un tunnel doivent respecter les conditions imposées par l'utilisation future de l'ouvrage ; mais aussi peut être conditionné par d'autres facteurs a savoir :

- la nature du terrain le long du tracé ;
- la présence d'eau ;
- l'orientation du tunnel par rapport aux principales directions de discontinuités ;
- la présence d'accidents géologiques, influe sur le choix de la méthode d'excavation et de temps en temps cela nécessite des traitements spéciaux surtout lors de la présence d'une faille ;
- la nature et l'épaisseur des terrains de couverture ;
- l'orientation et la valeur des contraintes principales naturelles, la recherche éventuelle d'une contrainte résiduelle tectonique élevée.

1.4 Tunnel en milieu urbain

Il est bien clair qu'un tunnel de métro réalisé en site urbain est générateur de risques plus importants qu'un tunnel réalisé sous une colline campagnarde[18]. Ce sont ces risques, à la fois techniques et financiers, qui sont les particularités du milieu urbain d'autant plus sensible que l'on se trouve sous un bâti dense.

Les projets d'aménagements urbains, souvent liés au transport des personnes et des fluides, nécessitent de plus en plus le choix de solutions techniques enterrées (Le plus souvent en ville, ce sont des travaux pour le transport public ou pour les réseaux d'assainissement). Le transport urbain constituera en effet l'un des enjeux les plus importants des décennies à venir dans le développement économique des cités. Il devrait en découler un fort développement des réseaux de transport public en site propre intégral (métros, tramways). Le site urbain est caractérisé par :

- Un encombrement physique de la surface (constructions, ouvrages) avec une utilisation intensive des aires construites.
- Un encombrement physique du sous-sol jusqu'à une certaine profondeur du fait de la présence de fondations, réseaux, vestiges, remblais,...
- Un environnement sensible, facilement perturbé par des travaux qui sont susceptibles d'engendrer des nuisances (bruits, encombrements, salissures ...), et des mouvements de la surface (voir les tassements).
- Un risque important en cas de défaillance d'une technique de creusement.

Le sous-sol urbain est souvent constitué de terrains meubles et aquifères.

1.5 Différents modes de construction

On peut distinguer deux types principaux de construction de tunnels :

- ★ Ceux qui sont basés sur des opérations d'avancement cyclique : creusement, marinage, soutènement
- ★ ceux où les opérations de creusement et de marinage sont effectués en quasi-continuité avec l'emploi de machines à attaque globale, ou de boucliers le plus souvent le cas en milieu urbain.

Un cycle traditionnel d'avancement se décompose de la façon suivante :

Le creusement exécuté mécaniquement, à l'aide d'une machine à attaque ponctuelle, ou à l'explosif (perforation, chargement des trous à l'explosif puis tir)

Le marinage des déblais est toujours précédé de la purge de la voûte et du front, parfois aussi par la première couche de béton projeté.

Le soutènement assurant la stabilité de l'excavation (boulonnage, béton projeté, cintres), est généralement placé avant de débiter une nouvelle phase d'excavation. Dans les terrains de mauvaise tenue (meubles), la longueur d'une passe est égale à la portée maximum de l'excavation qui peut rester stable d'elle-même (ou par le présoutènement), le temps de placer le soutènement.

1.5.1 Le creusement en pleine section

Rarement utilisé en milieu urbain, car réservé aux tunnels creusés dans les roches de bonne tenue. Cette méthode, très rapide, facilite l'organisation du chantier.

1.5.2 Le creusement par demi section supérieure

Il consiste à excaver dans une première phase la demi section supérieure du tunnel suivant sa forme définitive (la hauteur pouvant atteindre 5 ou 6 m)[2]. 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.

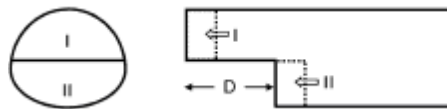


FIG. 1.1 – Le creusement par demi section

Cette technique s'adapte bien aux procédés modernes avec soutènement immédiat ; elle permet de mieux maîtriser les problèmes de stabilité de l'excavation en terrain médiocre et de placer des cintres s'ils sont nécessaires (la dimension du front d'attaque en demi section supérieure est réduite)[61],[54].

1.5.3 Creusement en sections divisées (plus de 2 phases)

Son application est longue et coûteuse. Chaque phase de travaux comprend l'excavation des terrains sur des sections réduites. Ainsi, la stabilité des sections excavées est plus facile à maîtriser et la décompression des terrains sus-jacents est plus limitée. La division de la section à excaver est fonction de la dimension maximale de l'excavation élémentaire qui peut rester stable par elle-même avant la mise en place du soutènement. La position des phases d'excavation peut être très variée ; elles doivent être adaptées à la situation de l'ouvrage, à sa forme et au matériel[20],[61].

Cette méthode s'applique ainsi aux grandes excavations souterraines (gares, usines, stockages), mais surtout aux tunnels dans des mauvais terrains où les autres méthodes de construction, présentent des risques d'exécution ou conduisent à des tassements en surface non admissibles (par exemple tunnels en site urbain sous faible couverture)[61]. On considère 2 modes d'exécution caractéristiques :

- ★ On creuse une galerie de faîte en clé de voûte dans un premier temps puis on l'élargit latéralement pour achever la demi-section supérieure de l'excavation finale. Le terrassement de la demi-section inférieure peut ensuite être réalisé par tranches horizontales à l'abri du soutènement de la voûte.
- ★ On peut aussi commencer à creuser 2 galeries de base au niveau des pénétrations pour constituer les appuis rigides du soutènement et permettre l'abattage ultérieur de l'ensemble de la section.

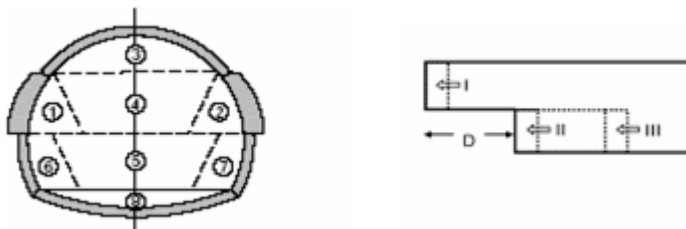


FIG. 1.2 – Creusement en sections divisées (plus de 2 phases)

1.6 Phénomène de décompression du massif

Au fur et à mesure que l'on creuse dans le terrain initialement stable, l'état de contrainte préexistant est modifié. En effet, la contrainte sur le contour de l'excavation s'annule : c'est le phénomène de décompression. Cette modification de l'état de contrainte n'intervient que dans une zone entourant le front de taille : c'est la zone d'influence du front[17]. Elle s'étend sur une longueur à l'avant du front qui est du même ordre de grandeur que le diamètre du tunnel, d'après les mesures de déplacement réalisées sur plusieurs chantiers [45].

Au cours de l'avancement, trois zones caractéristiques distinctes se forment dans le massif[38]. Elles diffèrent par leur état de contrainte :

- * une zone non perturbée par l'excavation, loin devant le front, où le massif est soumis au champ de contrainte initial ;
- * une zone perturbée (ou zone du front de taille), en avant du front et à proximité de celui-ci, limitée par le rayon d'influence du front, où le champ de contrainte est tridimensionnel ;
- * une zone de stabilisation, loin derrière le front, où celui-ci n'a plus d'influence et où le champ de contrainte devient plan.

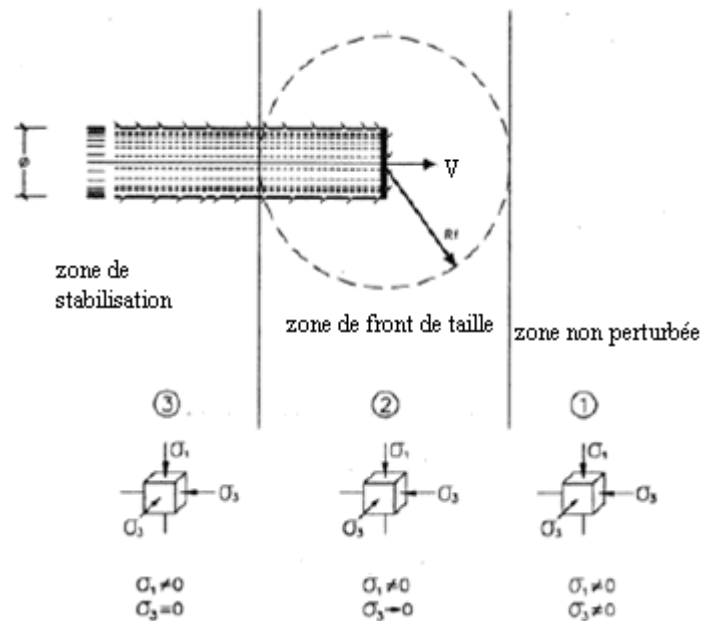


FIG. 1.3 – Formation de trois zones caractéristiques lors du creusement d'un tunnel (Lunardi 1993)

Les perturbations dues à la zone d'influence du front se manifestent par des déformations horizontales (extrusion) à l'avant du front et verticales (convergence) à l'arrière du front. On définit le noyau d'avancement comme le prisme de terrain en amont du front de taille. Il s'étend sur une longueur correspondant au rayon d'influence du front soit environ le diamètre du tunnel[16]. L'arrivée du front de taille modifie le champ de contrainte autour de ce noyau d'avancement en supprimant la contrainte sur le front même[4][45].

Les déformations créées par l'annulation des contraintes au front peuvent être de différents ordres :

- o en domaine élastique, le front se maintient stable avec des déformations limitées et quasiment négligeables ;
- o en domaine élasto-plastique, l'extrusion du front devient importante et ceci donne lieu à une situation de stabilité à court terme. En l'absence d'intervention, il s'amorce alors un phénomène de plastification qui se propage longitudinalement et radialement sur le contour d'excavation.
- o en domaine proche de la rupture, le noyau, devant le front, devient instable et c'est

une situation évidemment inacceptable.

1.7 L'effet de voûte

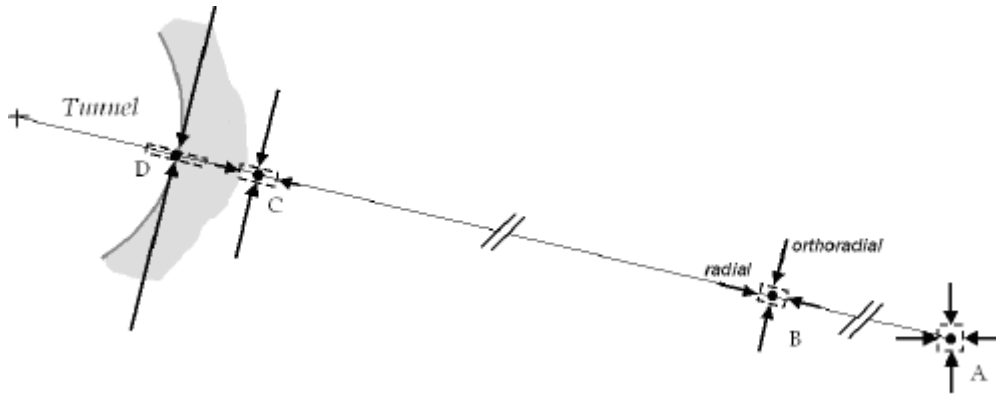


FIG. 1.4 – effet de voûte

La stabilité d'une excavation souterraine, quelle que soit, est liée à un phénomène naturel de réarrangement des contraintes nommé effet de voûte [39].

Les Romains le connaissaient bien, puisque c'est le même principe mécanique qui permet aux aqueducs et aux ponts maçonnés en général de tenir.

Pour bien comprendre l'effet de voûte, il convient de se replacer en situation et d'examiner l'état de contrainte en des points situés à des distances différentes de la galerie (Fig. 1.4) *Point A* : situé "à l'infini" par rapport au tunnel, l'état de contrainte ici supposé isotrope n'est pas modifié. Les deux axes représentent les contraintes principales majeure et mineure (ici identiques) dans le plan ;

Point B : à environ 4 diamètres de la paroi du tunnel, on considère que les effets de l'excavation se font ressentir de façon notable. Le repère des contraintes principales s'oriente selon les axes du repère en coordonnées cylindriques. On a deux contraintes principales : radiale et orthoradiale ;

Point C : près de la paroi, l'évolution est la suivante : la contrainte radiale de compression diminue, tandis que la composante orthoradiale augmente ;

Point D : à la paroi, la contrainte radiale est nulle (conditions aux limites dans le cas où il n'y a pas de soutènement). En contrepartie, la contrainte orthoradiale est maximum : C'est l'effet de voûte. Le terrain se "bloque" naturellement comme une arche de pont autostable.

De *A* à *D*, le déviateur des contraintes ne fait qu'augmenter ; il est nul dans la configuration initiale. Ce déviateur est borné, il ne peut pas être aussi grand qu'on le souhaite : c'est la notion de critère de plasticité [17], [61]. S'il dépasse une valeur seuil, il y aura instabilité puis effondrement. S'il reste dans une certaine plage de valeurs, le terrain se tiendra tout seul et ne nécessitera pas, a priori, de soutènement.

On comprend ainsi que pour bénéficier au maximum de ce mécanisme, il faut se rapprocher, le plus possible d'une section circulaire qui est la section "idéale"[17]. Enfin, le déplacement vers l'intérieur du tunnel des éléments de volume initialement carrés a tendance à leur donner la forme rectangulaire . Ceci est vrai si l'on considère que la sollicitation modifie le terrain à volume constant[39].

1.8 Comment initialiser les contraintes

L'état des contraintes dans un terrain est principalement lié à son histoire géologique et son degré de consolidation. Le creusement d'un tunnel réduit la contrainte horizontale dans la direction de l'axe du tunnel. Lors du creusement d'un tunnel dans le terrain ainsi que la mise en place du revêtement, l'état des contraintes initiales est perturbé, phénomène accentué par un déplacement du terrain dans le vide annulaire[10]. Néanmoins, il est nécessaire d'obtenir une bonne approximation de l'état des contraintes en vue de déterminer :

- ★ l'état d'équilibre du front
- ★ le cheminement des contraintes depuis l'état initial pour calculer le revêtement,

Les contraintes naturelles seront calculées à partir du poids d'une colonne de terrain au dessus du point considéré et du coefficient des terres au repos K_0 , qui est souvent estimé à partir de considérations géologiques associées à des paramètres de cisaillement et de surconsolidation[29],[61]. Sa mesure n'est possible in situ que dans des cas particuliers (fracturation hydraulique dans l'argile, pressiomètre auto-foreur pour les terrains fins et tendres). K_0 est une relation entre contraintes effectives.

Les contraintes in situ sont généralement représentées par un tenseur d'ordre 2 dont les directions principales correspondent à la verticale et à l'horizontale. La contrainte verticale est généralement égale au poids des différentes formations situées au-dessus du point considéré et la contrainte horizontale est proportionnelle à la contrainte verticale [10].

1.9 Mouvement du sol au tour du tunnel

La construction du tunnel est un procédé complexe générant de nombreux événements dans le sol. Au fur et à mesure de l'avancement du tunnel, la mise en place d'une structure rigide permet de limiter les mouvements dans le massif et en surface. Ces mouvements peuvent être très importants si le front de taille n'est pas suffisamment stable ou si le tunnel a une forte interaction avec des ouvrages existants surtout dans le cas des milieux urbains. Tous ces procédés demandent une analyse très profonde et plus précise. Trois méthodes de prévision du champ de contraintes et de déformations ont été proposées par Hudson [17] :

Méthodes empiriques qui nécessitent de nombreuses caractéristiques et des mesures dé-

taillées sur le site urbain.

Méthodes analytiques et numériques, basées sur les trois approches :

- ★ Approche élastique ;
- ★ Solution basée sur des éléments finis ;
- ★ Approche stochastique, basée sur une distribution des tassements en surface.

Méthodes expérimentales qui permettent de réaliser des essais en vraie grandeur ou bien sur modèle réduit de tunnel.

1.9.1 Estimation des tassements

A la surface du sol, les tassements provoqués par le creusement d'un tunnel sont, en générale, symétriques par rapport à l'axe du tunnel et distribués transversalement selon une loi approximativement normale en section courante [17],[45]. Le tassement en un point M, situé à une distance x de l'axe du tunnel, est donné par l'expression de PECK 1969 [17], [54],[31] :

$$S(x) = S_{max} \exp\left(-\frac{x^2}{2i^2}\right) \quad (1.1)$$

Où :

i = distance du point d'inflexion au centre de la cuvette ;

S_{max} = tassement maximal.

Les paramètres i et S_{max} sont déterminés à partir des observations effectuées sur sites, plusieurs relations empiriques ont été proposées par plusieurs auteurs qui donnent une estimation de ces paramètres [17].

Les coefficients intervenant dans les formules dépendent à la fois de la nature du sol et de la technique de construction, de sorte qu'ils varient d'un site à un autre [17],[45]. La demi-largeur de la cuvette de tassement L peut être déterminée par [17],[56] soit :

- A partir du paramètre i de la relation : $L = \sqrt{2\pi}i$ provenant de l'intégration du tassement $S(x)$. Ce qui permet d'exprimer le volume de la cuvette en fonction de sa largeur et du tassement maximal au centre V_c :

$$V_c = \sqrt{2\pi}S_{max}i \cong S_{max}L_c \quad (1.2)$$

- à l'aide de l'angle β définie sur la figure (1.5) et l'équation :

$$L = H \tan \beta + \frac{D}{2} \quad (1.3)$$

Un encadrement de l'angle β a été proposé par AFTES 1991 à partir des observations in situ sur des ouvrages [6] :

- 0.4 \leq $\tan \beta$ \leq 0.6 pour les sables,
- 0.5 \leq $\tan \beta$ \leq 1.0 pour les argiles,

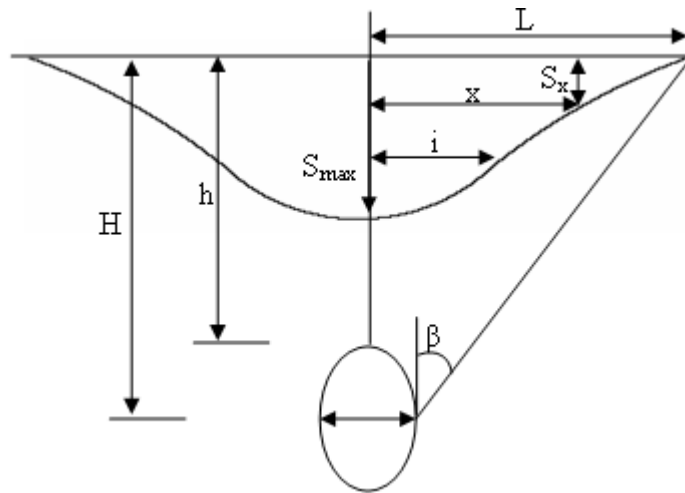


FIG. 1.5 – Notation des paramètres de la cuvette de tassement de Gauss

1.9.2 Transmission des déplacements vers la surface

La transmission des déplacements vers la surface s'effectue avec une amplitude et un décalage dans le temps qui dépend des critères géotechniques, géologiques et géométriques du projet. En se basant sur les observations in situ, Pantet [1991] a mis en évidence deux mécanismes de transmission des déplacements en surface à savoir [16] :

Le mécanisme primaire (Fig.1.6) se présente en forme d'une zone en déformation juste au-dessus de l'excavation. Cette zone a une hauteur de l'ordre de $1D$ à $1.5D$ et une largeur qui est égale à un diamètre [23]. En revanche, si la profondeur est assez grande ($C/D > 2.5$) on note la réduction de la transmission du tassement en surface.

Le mécanisme secondaire (Fig.1.6) peut avoir lieu juste après le mécanisme primaire si la hauteur de couverture n'est pas très profonde ($C/D < 2.5$) une des conséquences consiste en l'apparition d'un bloc rigide, limité par deux bandes de cisaillement [2].

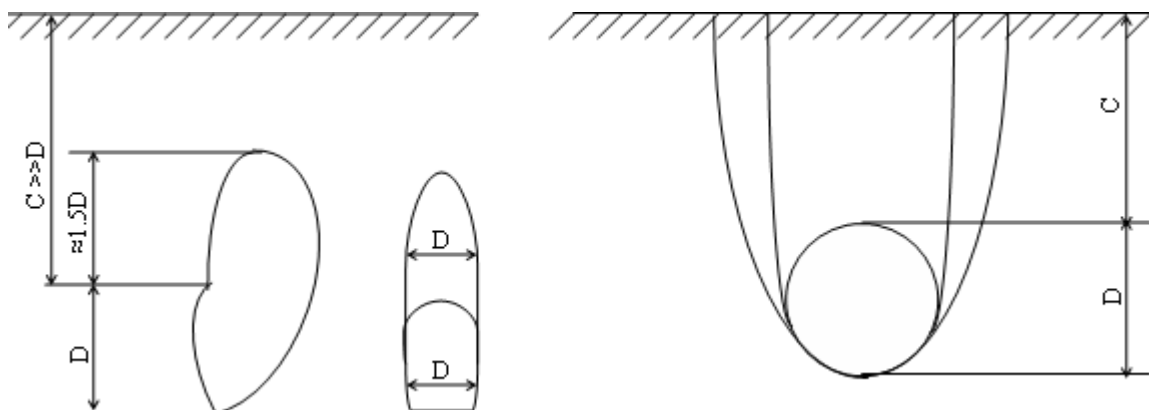


FIG. 1.6 – mécanismes de transmission des déplacements en surface

1.9.3 Relation entre le déplacement en clef de tunnel et le tassement en surface

Le tassement maximum S_{max} à la surface du sol est plus petit que celui au point supérieur du tunnel appelé S_{cle} . On constate donc un amortissement du déplacement entre la clef du tunnel et la surface du sol qui s'exprime par le rapport d'amortissement S_{max}/S_{cle} [17],[45]. Le C.E.TU, propose une formulation linéaire suivante[10] :

$$\frac{S_{max}}{S_{cle}} = k \left(\frac{R}{H} \right) \quad (1.4)$$

Où :

R, H rayon initial et profondeur du tunnel.

k est la constante d'amortissement :

$$0.1 < R/H < 0.25 \quad k = 3$$

$$0.33 < R/H < 0.5 \quad k = 2$$

Plusieurs auteurs proposent des relations très simples :

$$\frac{S_{max}}{S_{cle}} = \beta \left(\frac{H}{R} \right)^\alpha \quad (1.5)$$

Les coefficients α et β sont respectivement égaux à 0.8 et à 1 pour les terrains argileux [17]. Ward et Pender (1981) font varier le coefficient α entre 0.13 et 0.4 en fonction de la nature des sols [45].

La formule hyperbolique traduit très correctement les résultats expérimentaux réalisés sur les rouleaux de Schneebeli avec : $a = 0.2$, et $b = 0.8$:

$$\frac{S_{max}}{S_{cle}} = \frac{\frac{R}{H}}{a - b\frac{R}{H}} \quad (1.6)$$

Une formule a été proposée en fonction de la hauteur de couverture du sol et de diamètre du tunnel [45],[62] :

$$\frac{S_{max}}{S_{cle}} = 1 - k \frac{C}{D} \quad (1.7)$$

Avec :

$k = 0.57$ pour les sables denses ;

$k = 0.13$ pour l'argile. surconsolidée.

1.9.4 Déplacements horizontaux

Pendant le creusement du tunnel, des déplacements horizontaux se produisent dans le massif de sol. Ils peuvent être mesurés à l'aide d'un inclinomètre. Les mesures peuvent être dans deux directions longitudinale et transversale.

Il a été constaté que le déplacement avant le passage du front de taille est très faible. Cependant il a été remarqué une petite déformation latérale de l'ordre d'un millimètre

vers l'extérieur du tunnel or que le déplacement du terrain en dessous du tunnel est quasi nulle [16]. Après le passage du front il a été remarqué que le mouvement du sol vers l'extérieur dans la coupe transversale correspond à quelques millimètres de déplacement au niveau du tunnel et à moitié de ce dernier dans la coupe longitudinale vers l'avant [16]. Ce phénomène est lié au bétonnage du tunnel [45].

Les déplacements horizontaux du sol sont asymétriques, on constate que les mouvements dans le sol sont toujours du type compression [45] alors que le mouvement vertical final est du type décompression (tassement)[7].

Le mouvement dans une section transversale autour du tunnel se propage vers la surface en choisissant l'un des deux mécanismes : primaire ou secondaire. La Figure (1.8) montre les lignes d'isovaleurs de déplacements du chantier de métro de Washington D.C [17]. On observe les déplacements maximaux au niveau de la clef et ils commencent à diminuer vers la surface. Le sol au-dessous du tunnel n'est pratiquement pas perturbé. Des résultats similaires ont été obtenus sur le chantier du métro de Villejust en France [51], où un bouclier à pression de boue a été utilisé.

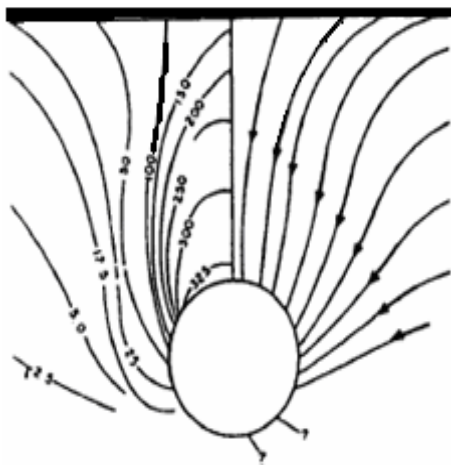


FIG. 1.7 – répartition des déformations au sein du massif(Hudson et al[1977]

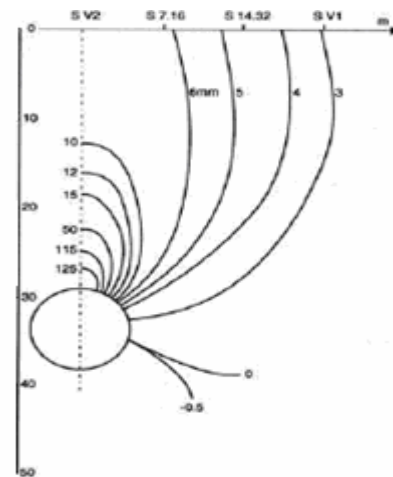


FIG. 1.8 – répartition des déformations au sein du massif(Pantet[1991]

La distribution des déformations dans un massif de sol dépend de la hauteur de couverture du sol. Al Abram (1999) et Adachi (1985) ont travaillé sur des sols analogiques et constatent que plus la couverture du sol est grande, la valeur maximale du déplacement observée en surface est moins importante. Ces résultats ont été confirmés par les essais obtenus sur des modèles réduits dans des sols différents. Mair (1981) a effectué des essais en centrifugeuse dans les milieux argileux et a constaté des mouvements radiaux autour du tunnel[17].

1.9.5 Volumes de sol en mouvement

Après l'excavation, les parois de la cavité se déforment et génèrent des mouvements de sol qui ont tendance de se déplacer vers le tunnel, de sorte que celui-ci tend à se refermer [31]. La perte de volume ou V_t représente la différence entre le volume initial et le volume de sol après déformation. La perte de volume dépend de plusieurs paramètres : type de sol, présence d'eau, méthode de construction, rythme d'avancement du tunnel, diamètre et profondeur de la cavité [45], [17]. En considérant un cas simple avec les déplacements symétriques par rapport à l'axe du tunnel, le déplacement en surface a deux composantes : verticale (tassements) et horizontale. Les tassements dans le plan transversal définissent le volume, noté V_s , ce volume comprend l'aire entre la surface du massif dans l'état initial et la surface déformée. En connaissant les paramètres "i" et S_{max} le volume de la cuvette de tassement peut être déterminé par la formule de Peck [1969] [45], [17], [6] :

$$V_s = \sqrt{2\pi} \cdot i \cdot S_{max} \cong 2,5 \cdot i \cdot S_{max} \quad (1.8)$$

Le Tableau (1.2) regroupe des données expérimentales concernant le volume de sol perdu dans le tunnel V_t en fonction du volume du tunnel V et de l'indice de stabilité N :

$$N = \frac{\gamma H - \sigma_t}{C_u} \quad (1.9)$$

Indice de stabilité	Volume de sol perdu dans le tunnel	Remarques
$N \leq 2$	$\frac{V_s}{V_t} < 1\%$	La méthode de creusement n'a pas d'influence Comportement élastique du massif
$2 \leq N \leq 4$	$\frac{V_s}{V_t} < 10\%$	L'utilisation d'un bouclier permet de réduire le volume de 2 ou 3% ; Comportement élastique du massif
$4 \leq N \leq 5$	————	Un bouclier est nécessaire et suffit à limiter la pénétration du sol par le front de taille
$N \simeq 6$	————	Les déplacements sont importants. Il convient d'appliquer une pression au front de taille.
$N \simeq 7$	————	Le bouclier peut devenir instable

TAB. 1.2 – Données expérimentales concernant le volume de sol perdu dans le tunnel

Pour les sols cohérents à court terme, les volumes V_t et V_s sont égaux puisque les déformations se produisent à volume constant ; pour les sols non cohérents et/ou non saturés, le volume V_s peut être plus faible ou plus grand que V_t suivant les propriétés du sol [45].

L'amplitude des déformations dépend de la nature du sol et des conditions de creusement. Il est vraiment difficile d'estimer la perte de volume en ne se basant que sur l'approche empirique puisqu'ils ne tiennent pas compte directement des propriétés physiques et mécaniques des sols [37], [45].

1.10 Stabilité du front de taille

1.10.1 Problèmes d'instabilités

Les méthodes usuelles de calcul de la stabilité du front de taille d'un tunnel résultent de travaux expérimentaux (essais d'extrusion en laboratoire, essais en centrifugeuse), semi-empiriques et théoriques (notamment approche par le calcul à la rupture) ainsi que de l'observation in situ. Les études de stabilité sont très importantes, surtout pour les travaux en sites urbains ou les ouvrages sont réalisés à des profondeurs relativement faibles. Le plus fréquemment, c'est la période allant de l'excavation à la pose du revêtement que peuvent se produire des problèmes de stabilité.[36]. Les différentes approches mettent en évidence la forte incidence de la prise en compte de la géométrie tridimensionnelle de l'ouvrage et l'influence prépondérante de la cohésion du terrain, qu'il faut préserver.

Les études théoriques ont été essentiellement menées avec la théorie du calcul à la rupture, qui permet d'encadrer le domaine des sollicitations supportables dans l'espace des paramètres de chargement [16].cet encadrement est obtenu par deux approches [10] :

Approche par l'intérieur, ou approche statique, qui consiste à rechercher un champ de contraintes statiquement admissible vérifiant le critère de rupture du matériau. Cette approche est effectuée dans le sens de la sécurité et conduit à estimer des bornes inférieures du chargement limite.

L'approche par l'extérieur ou approche cinématique, qui consiste à imaginer des mécanismes de rupture et à écrire l'instabilité se traduit par une puissance des efforts extérieurs supérieur ou égal à la puissance résistante maximale correspondante. celle ci donne des bornes supérieures du chargement limite.

Les éléments donnés ci-après s'appliquent aux tunnels creusés à faible profondeur dans les sols ou dans des roches déformables à faible résistance. Les instabilités pouvant survenir dans les roches compétentes à grande profondeur sont exclues de cette analyse.

1.10.2 facteurs influant sur la déformation et la stabilité du front de taille

La stabilité du front de taille d'un tunnel dépend d'un certain nombre de paramètres qu'il faut prendre en considération lors de l'étude de stabilité.ces derniers peuvent être résumés comme suit[38],[61] :

- caractéristiques du terrain (déformabilité, résistance, hétérogénéité, singularités fractures,...)

- taille et forme de la section excavée : à ce sujet, on doit signaler que le recours au creusement en demi-section pour limiter la hauteur du front de taille n'est pas forcément bénéfique pour ce qui est de la limitation globale des déplacements, la reprise du terrassement dans un terrain ayant commencé à se déformer, peut s'avérer délicate ; on peut avoir intérêt à préférer un creusement en pleine section avec renforcement du front,
- Profondeur du tunnel, état de contrainte,
- Présence d'eau : effet du gradient hydraulique, aggravation d'instabilités dues à des singularités, dégradation du terrain, gêne au bon déroulement des travaux
 - Méthode d'excavation, longueur sans soutènement, confinement ou renforcement du front.

Généralement les paramètres intervenants dans le calcul de stabilité sont [54],[10] :

- le diamètre du tunnel D , pour les tunnels non circulaires, c'est la hauteur du front qui joue le rôle prépondérant dans la stabilité du front.
- la hauteur de la couverture du tunnel, C , ou de manière équivalente la profondeur de l'axe du tunnel H .
- les caractéristiques de résistance du sol à savoir : la cohésion C_u , l'angle de frottement φ et la cohésion c pour un sol cohérent frottant.
- le poids volumique du sol γ , ou de manière équivalente, la contrainte verticale moyenne au niveau de la galerie, σ_v ($\sigma_v = \gamma H$).
- la pression de surface σ_s , qui peut représenter un chargement exercé par de structures ou pare une autre charge située au dessus de la cote H ;
- la pression du soutènement exercées à l'intérieur du tunnel pour stabiliser le front de taille.

1.10.3 Etude de stabilité du front de taille

La stabilité devient le critère essentiel lorsque les mouvements de terrain ont des conséquences inacceptables : c'est le cas par exemple des tunnels profonds ou des tunnels construits en zone urbanisée. Dans ce cas, on est amené à considérer la possibilité de creusement avec ou sans renforcement du massif suivant que le front est stable ou non.

La quantification de la stabilité est assez simple lorsque le milieu à excaver est purement cohérent, et devient relativement difficile à exprimer si le terrain a des propriétés de cohésion et de frottement. Ceci nous amène à dégager deux situations distinctes :

- ★ Les terrains argileux définis par une cohésion non drainée à court terme C_u .
- ★ Les terrains granulaires caractérisés par une cohésion C' et un angle de frottement φ' .

De nombreux auteurs se sont penchés sur l'étude de la stabilité du front de taille dans un terrain tant du point de vue expérimentale, analytique que numérique. Dans la plupart des cas, les études ont été réalisées en considérant un tunnel circulaire de rayon R (Fig.1.9), soutenu jusqu'au front de taille [16],[10]. Le chargement de la structure peut être défini

par trois paramètres : γ (poids du terrain environnant), σ_s (surcharge) , et σ_T (pression appliquée au front de taille).

D'autres paramètres peuvent être pris en compte, comme

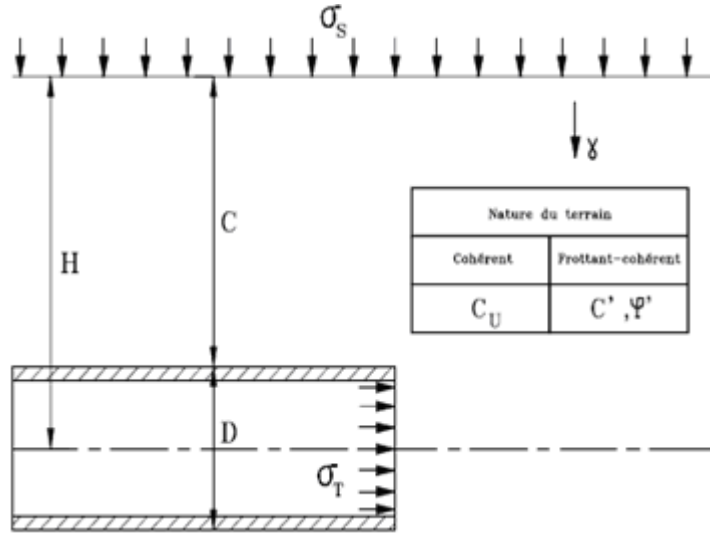


FIG. 1.9 – Configuration étudiée

une longueur de tunnel non soutenue à l'arrière du front de taille (notée P).

Cas des sols cohérents

Dans le cas des sols cohérents le facteur de charge N est alors facilement déterminé et il peut être directement lié à un niveau de déformation, étant donné qu'il n'y a qu'un paramètre définissant la rupture du sol[45].

$$N = \frac{\sigma_s + \gamma H - \sigma_T}{C_u} \tag{1.10}$$

Où $\sigma_s, \gamma, H, \sigma_T$ et C_u sont définis sur la figure(1.9). On peut ainsi avoir très simplement une idée de la déformation globale au sein du massif selon la valeur du facteur de charge N . D'autres paramètres adimensionnels peuvent également jouer un rôle dans l'appréciation de la stabilité du front. On peut citer notamment la profondeur relative du tunnel définie par C/D , la stabilité locale du front de taille définie par le facteur $\gamma D/C_u$, de même que la longueur de tunnel non soutenue en arrière du front définie par le rapport P/D . Divers auteurs ont mené des expériences de laboratoire afin de définir la limite de stabilité du front dans les terrains cohérents.

Des essais d'extrusion effectués par Broms & Bennermark (1967) sur de l'argile dans une cellule triaxiale. Cette étude a montré que la stabilité est maintenue aussi longtemps que :

$$N = \frac{\sigma_s - \sigma_T}{C_u} \leq 6 - 7 \tag{1.11}$$

Des essais en centrifugeuse sur de l'argile reconsolidée été effectués par Kimura & Mair (1981) [16]; ils ont obtenu une valeur de N comprise entre 5 et 10. Ils se sont également intéressés à l'influence de la profondeur du creusement.

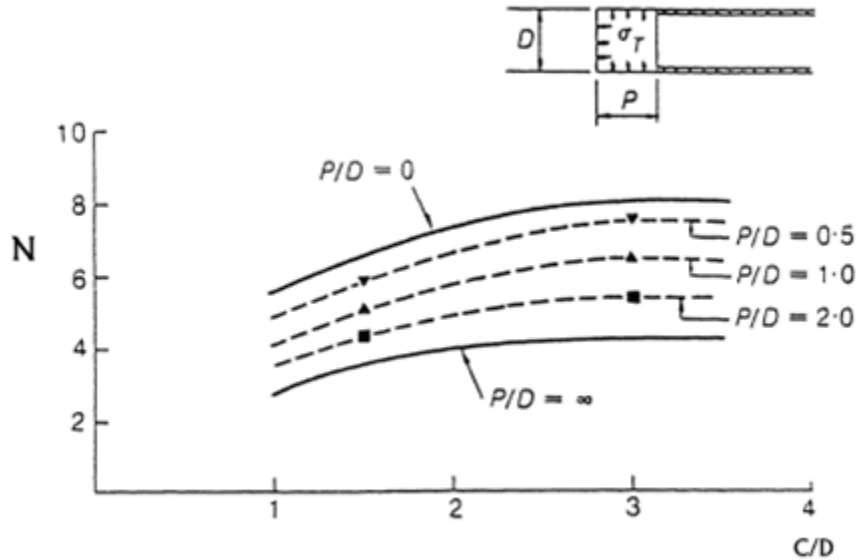


FIG. 1.10 – facteur de charge en fonction de la profondeur (Mair rapportés par schofield [1980])

D'autres auteurs ont repris ces travaux, soit sur centrifugeuse soit en se basant sur des observations in situ aboutissent à des conclusions voisines, c'est à dire une valeur de N comprise entre 5 et 7 [16] .

Des travaux effectués sur modèle réduit, en utilisant des matériaux argileux, ont mis en évidence le fait que la longueur non soutenue à l'arrière du front est un facteur non négligeable, qui modifie sensiblement le mécanisme d'extrusion [29].

Approches analytiques

Les travaux expérimentaux ont été complétés par des approches semi-empiriques et théoriques qui, en simplifiant la complexité géométrique et en prenant en compte des mécanismes d'extrusion plus ou moins complexes, permettent d'effectuer un calcul analytique de la stabilité de l'ensemble.

Pour l'évaluation de la stabilité du front de taille d'un tunnel, deux approches sont principalement appliquées :

- l'analyse de type équilibre limite.
- le calcul à la rupture avec les approches statiques et cinématiques.

Les méthodes basées sur l'équilibre limite de blocs en glissement tiennent compte de la résistance du terrain au niveau de la surface de rupture et imposent la détermination de la surcharge imposée sur la face supérieure du bloc en glissement [23]. Les deux approches du calcul à la rupture permettent d'encadrer le domaine des chargements potentiellement

supportables, en accord avec les conditions d'équilibre et de résistance du massif. La première de ces méthodes, dite statique ou " par l'intérieur ", consiste à définir un champ de contraintes compatible avec ces conditions. La seconde, dite cinématique ou " par l'extérieur ", est basée sur des mécanismes de rupture virtuels. Ces approches sont rigoureuses et permettent un encadrement de la solution.

Tunnels en terrain frottant

Les essais en centrifugeuse ont montré que la zone mise en rupture est plus restreinte que pour les terrains cohérents (figure(1.9)[18],[16], [45]. La présence d'eau peut bien sûr aggraver considérablement les instabilités. S'il y a lieu, on doit introduire l'effet d'un gradient hydraulique dans les calculs de stabilité, en tenant compte de l'amélioration que peut apporter un drainage éventuel.

On ne dispose pas d'approche très simplifiée, du type de celle décrite ci-dessus pour les terrains cohérents. Certains terrains granulaires peuvent présenter à court terme des conditions de stabilité satisfaisantes si le déroulement des travaux est bien maîtrisé : avancement régulier, protection rapide du front, mise en place du soutènement près du front. Il faut toutefois prendre garde aux aléas dans le déroulement des travaux et aux hétérogénéités possibles du terrain [18].

Les matériaux obéissant au critère de Coulomb sont caractérisés par un angle de frottement φ et une cohésion C . Les études sont réalisées dans le cadre de la configuration de la (Fig.1.9). Dans ce cas, la stabilité du front de taille dépend de la présence de chargements hydrauliques dans le massif et d'autres paramètres tels que l'angle de frottement du terrain et des rapports adimensionnels.

$$\frac{\gamma D}{\sigma_C}, \frac{\sigma_D}{\sigma_C}, \frac{\sigma_S}{\sigma_C}, \frac{C}{D} \text{ et } \frac{P}{D} \quad (1.12)$$

Avec σ_C résistance en compression simple du massif.

Les travaux réalisés en centrifugeuse sur des matériaux granulaires ont notamment permis de visualiser la forme de la zone en rupture (Fig.??) et d'obtenir la courbe pression appliquée- déplacement du front de taille [16]. Chambon (1990) et Chambon & Corté (1994) caractérisent le comportement du front en termes de pression critique (P_c) et de pression à la rupture (P_r)[17]. Ces essais montrent que les pressions P_r et P_c (Fig.1.12) augmentent avec le diamètre du tunnel. Les auteurs en déduisent que le processus qui mène à l'effondrement d'un tunnel peut être décomposé en quatre étapes.

- Pour $\sigma_T > P_c$ Pas de mouvements du front observés
- Pour $P_c > \sigma_T > P_r$ Faibles déplacements du front annonçant une rupture prochaine (quelques *cm*), accompagnés de désordres en surface.
- Pour $\sigma_T = P_r$ Rupture soudaine mais localisée du massif.
- Pour $\sigma_T < P_r$ Ecoulement du front dans le tunnel.

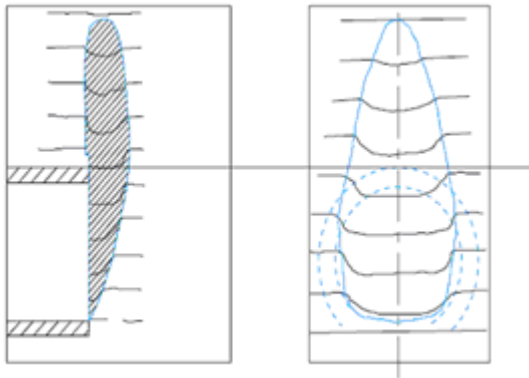


FIG. 1.11 – Schéma de rupture du front de taille en terrain frottant (d'après P. Chambon et J.F. Corté)

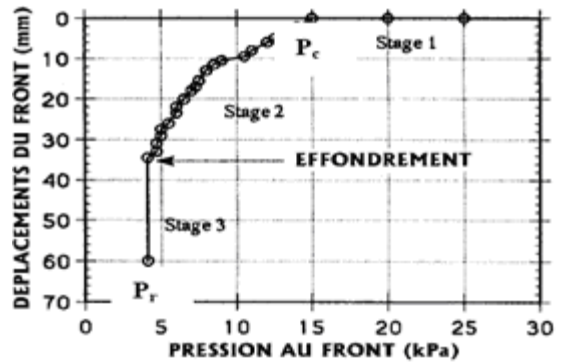


FIG. 1.12 – Evolution de l'extrusion du front avec la réduction de la pressurisation du front Chambon [1990]

Renforcement du front de taille

Les déformations engendrées par le creusement d'un tunnel prennent naissance en avant du front de taille. L'amélioration des caractéristiques de résistance et de déformabilité du noyau d'avancement est destinée à éviter l'extrusion prématurée du front et à limiter l'apparition de zones en déformations plastiques et leurs propagations à l'arrière du front par le phénomène de convergence[61]. Les techniques de renforcement du front ont d'abord été mises en IJuvre pour permettre le franchissement d'accidents géologiques localisés et que les études préliminaires n'avaient pas prévues. Ces techniques se sont beaucoup améliorées et généralisées et concurrencent désormais les techniques de creusement utilisant un tunnelier, même dans les terrains de mauvaise tenue [61],[17]. Différentes méthodes de pré-confinement du massif à l'avant du front existent. Elles se divisent en trois groupes[51] :

- * les interventions de conservation directe qui consistent à réaliser un pré-soutènement afin de protéger le contour du noyau, tels que le jet-grouting horizontal, le prédécoupage mécanique ou encore la réalisation d'un arc cellulaire ;
- * les interventions de conservation indirecte qui consistent à améliorer les caractéristiques du noyau par exemple par congélation ou par mise en place d'inclusions en fibre de verre au noyau ;
- * les interventions de conservation mixte qui réunissent à la fois une intervention directe de protection et une intervention indirecte de renforcement du noyau, comme par exemple le prédécoupage mécanique et le pré-renforcement simultané du noyau par des inclusions en fibre de verre.

2.1 Lois de Comportement Mécanique

De nombreux travaux ont portés ces dernières années sur le comportement mécanique des sols, tant du point de vue expérimentale que du point de vue théorique. Nous résumons ci-dessous les aspects les plus fondamentaux.

2.2 Invariants des tenseurs contraintes et déformations

L'utilisation des invariants des tenseurs contraintes rend plus commode la formulation de nombre de relations par la suite. Si le repère MXYZ est le repère principal.

Soit $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$, ces contraintes principales ordonnées dans l'ordre décroissant $\sigma_1 > \sigma_2 > \sigma_3$. Alors ces invariants s'écrivent :

$$I_1 = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 \quad (2.1)$$

$$I_2 = \sigma_1\sigma_2 + \sigma_2\sigma_3 + \sigma_1\sigma_3 \quad (2.2)$$

$$I_3 = \sigma_1\sigma_2\sigma_3 \quad (2.3)$$

Pour le tenseur contrainte déviatorique défini dans un repère orthonormé Mxyz les invariants sont comme précédemment avec les notations ' S_{ij} ' au lieu de ' σ_{ij} '. Le tenseur

s'écrit dans un repère Mxyz et ses invariants sont :

$$J_1 = S_{ii} = S_x + S_y + S_z$$

$$J_2 = \frac{1}{2}S_{ij}S_{ji} = \frac{1}{2}(S_x^2 + S_y^2 + S_z^2 + S_{xy}^2 + S_{yz}^2 + S_{xz}^2)$$

$$J_3 = \frac{1}{3}S_{ij}S_{jk}S_{ki}$$

Dans le repère principal précédent MXYZ, les contraintes principales du tenseur déviatorique sont S_1, S_2, S_3 avec :

$$S_i = \frac{2\sigma_i - \sigma_j - \sigma_k}{3} \quad i \neq j \neq k, \sigma_i \text{ étant la contrainte principale.}$$

i, j, k prennent les valeurs 1,2,3.

2.3 Notion de surface de charge

La surface de charge définit les limites du domaine d'élasticité du matériau. Son choix est basé sur les observations expérimentales [54],[7],[40]. La surface de charge divise l'espace des contraintes en deux parties[7] :

- L'intérieur de la surface de charge correspond à un état de déformations élastiques réversibles .
- La surface de charge en elle même correspond à un état de déformations pouvant se décomposer de la manière suivante : une partie réversible comme précédemment et une partie de déformations irréversibles (plastique).

La frontière entre ces deux domaines est caractérisée par une fonction scalaire f appelée fonction de charge :

$$f(\sigma_{ij}, \lambda, A_i) = 0 \tag{2.4}$$

Avec :

σ_{ij} : tenseur des contraintes.

λ : paramètre d'écouissage isotrope en général fonction des déformations plastiques.

A_i : paramètre d'écouissage cinématique.

Trois cas de figure se présentent :

- $f < 0$ Intérieur de la surface, ce domaine est élastique.
- $f = 0$ Les déformations élastiques peuvent être éventuellement accompagnées de déformations plastiques.
- $f > 0$ Etat de contraintes physiquement impossible en élastoplasticité.

Lorsque le point représentatif de l'état des contraintes atteint la surface de charge $f = 0$, deux cas de comportement élastoplastiques sont possibles[41],[54] :

1. La surface de charge n'évolue pas et l'expression de la surface de charge ne contient donc pas de paramètre d'écouissage.

2. La surface de charge évolue au cours du chargement (modèle élastoplastique avec écrouissage).

2.4 Rappels sur les critères de plasticité

Les lois élastoplastiques sont définies à partir de la donnée d'un critère de rupture, caractérisant les propriétés de résistance de pic ou résiduelle. Dans ce paragraphe, seront présentés les principaux critères de plasticité parfaite, en distinguant ceux qui dépendent de la pression moyenne, P , de ceux qui n'en dépendent pas, avec :

$$P = \frac{1}{3} (\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3) = \frac{1}{3} tr\sigma \quad (2.5)$$

Où $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ sont les contraintes principales.

2.4.1 Critères indépendants de la pression moyenne

Critère de Tresca

Historiquement le premier critère proposé pour un métal est celui de Tresca en 1864. Ce critère exprime que la contrainte tangentielle maximale $\tau_{max} = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}$ ne peut excéder une valeur limite k .

Ce critère est donc indépendant du tenseur sphérique. Ce critère s'écrit sous la forme suivante :

$$f(\rho, \theta) = \sqrt{2\rho} \sin\left(\theta + \frac{1}{3}\pi\right) - 2k \quad (2.6)$$

Où : K est la constante de Tresca, qui dans le cas des sols et des roches, correspond à la cohésion, c .

$$0 \leq \theta \leq \frac{\pi}{3}$$

$$\rho = \sqrt{2J_2}$$

Une autre expression peut être obtenue à partir des invariants :

$$f(J_2, \theta) = 2\sqrt{J_2} \sin\left(\theta + \frac{1}{3}\pi\right) - 2k \quad (2.7)$$

Dans le repère des contraintes principales, le critère s'exprime par :

$$f(\sigma_{ij}) = Max(|\sigma_1 - \sigma_2|, |\sigma_2 - \sigma_3|, |\sigma_3 - \sigma_1|) - 2k = 0 \quad (2.8)$$

Dans l'espace des contraintes principales, la surface de charge est un prisme parallèle à la trisectrice, δ . Sa section dans le plan deviatorique, π , (normal à la trisectrice de l'espace des contraintes principales) est un hexagone régulier. La Figure(2.1) représente cette surface dans l'espace des contraintes principales.

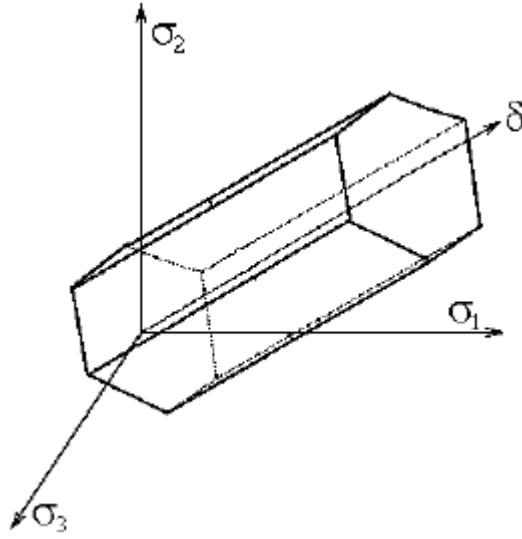


FIG. 2.1 – : Représentation du critère de Tresca dans l'espace des contraintes principales

Critère de Von Mises

Le critère de Von Mises traduit un mode de mise en plasticité dès lors que la contrainte de cisaillement octaédrique, égale au déviateur équivalent q , atteint une valeur seuil. Ce déviateur correspond au second invariant du tenseur des contraintes et est défini par :

$$q = \sqrt{\frac{3}{2} S_{ij} S_{ij}} = \sqrt{\frac{3}{2} \text{tr} S^2} \quad (2.9)$$

Où S_{ij} est le terme de la partie déviatoire du tenseur des contraintes. Mathématiquement, la fonction de charge associée au critère de Von Mises est la suivante [7] :

$$f(\sigma_{ij}) = q - \sqrt{3} K_{VM} = 0 \quad (2.10)$$

Où K_{VM} est la constante de Von Mises ; sa signification physique réside dans la résistance en cisaillement, exprimée dans le plan de Mohr, comme le montre la Figure (??).

La contrainte octaédrique, ayant pour composante $\sigma_{oct} = \frac{I_1}{3} = P$, $\tau_{oct} = \sqrt{\frac{2}{3}} J_2$, implique que le deuxième invariant du tenseur déviatorique ne peut excéder une valeur limite k^2 [7],[54]. Celui ci peut donc s'écrire sous la forme simple :

$$f(J_2) = J_2 - k^2 \quad (2.11)$$

La représentation du critère dans l'espace des contraintes principales est un cylindre dont l'axe est la trisectrice de cet espace. Dans le plan déviatoire, sa section est un cercle[54]. Dans le plan de Mohr, le critère se résume à une droite enveloppe des cercles de même rayon. La Figure(2.2) en donne la représentation dans le plan de Mohr et dans l'espace des contraintes principales.

La contrainte moyenne, p , n'intervient ni dans les critère de Tresca, ni dans celui de Von Mises. Cette lacune pour certains matériaux a été comblée par une généralisation de ces critères, présentée dans le paragraphe suivant [7].

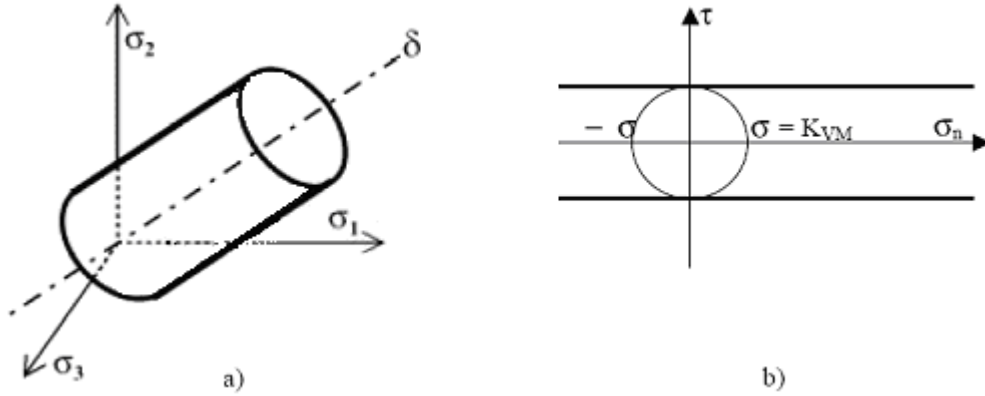


FIG. 2.2 – Représentation du critère de Von Mises : a) dans l'espace des contraintes principales, b) dans le plan de Mohr

2.4.2 Critères dépendants de la pression moyenne

La plupart des métaux, le critère de plasticité est surtout conditionné par le tenseur déviatorique indépendamment du tenseur sphérique. Par contre pour les matériaux tels que les bétons, les roches et les sols, le critère de plasticité dépend du tenseur sphérique[13].

Critère de Mohr-Coulomb

Le critère de Mohr-Coulomb est une généralisation du critère de Tresca. Ces deux critères supposent que la plastification apparaît lorsque la contrainte de cisaillement atteint une valeur limite. Cependant, Tresca suppose que cette valeur est une constante alors Mohr postule que pour une facette donnée, cette valeur est fonction de la contrainte normale. Dans le plan de Mohr, la forme de la courbe enveloppe de ce critère est une droite, appelée droite de Coulomb (1773) d'équation :

$$\tau = c + \sigma_m \tan(\varphi) \quad (2.12)$$

Où :

τ et σ_m : correspondent respectivement à la contrainte normale et à la contrainte de cisaillement sur une facette donnée,

c :représente la cohésion,

φ est l'angle de frottement interne du matériau.

La représentation de ce critère dans l'espace des contraintes principales est une pyramide dont l'axe est la trisectrice, comme illustrée sur la (Fig. 2.3). Sa section dans le plan déviatoire est un hexagone irrégulier, comparable à celui du critère de Tresca[54].

L'expression analytique d'un des plans de la pyramide, en fonction des contraintes principales, est donnée par :

$$\sigma_1 - \frac{1 + \sin(\varphi)}{1 - \sin(\varphi)} \sigma_3 - \frac{2C \cos(\varphi)}{1 - \sin(\varphi)} = 0 \quad (2.13)$$

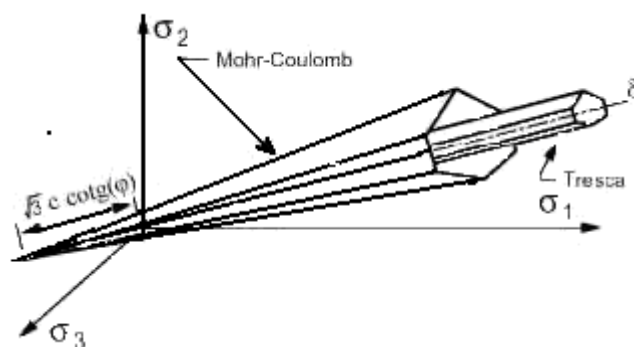


FIG. 2.3 – Comparaison des critères de Mohr-Coulomb et Tresca dans l'espace des contraintes principales, d'après Itasca (2000)

Dans le plan de Mohr, la représentation de ce critère est donnée par la Figure (2.4). La contrainte intermédiaire σ_2 n'intervient pas dans sa formulation. Dans le cas d'un matériau purement cohérent ($\varphi = 0$), on retrouve le critère de Tresca[40],[54].

La fonction de charge qui en découle s'écrit pour $0 \leq \theta \leq \frac{\pi}{3}$ à partir des invariants :

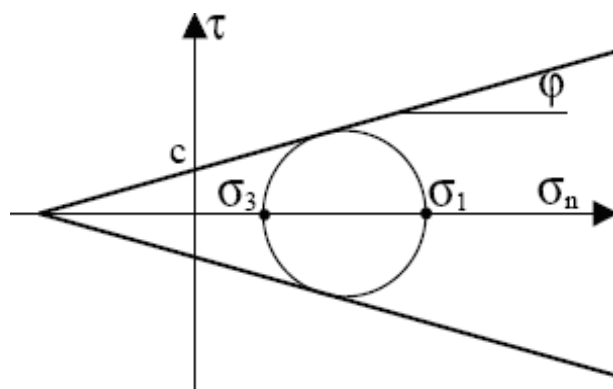


FIG. 2.4 – Représentation du critère de Mohr-Coulomb dans le plan de Mohr pour les autres intervalles de θ on complète par symétrie[61],[16].

$$f(I_1, J_2, \theta) = \frac{1}{3}I_1 \sin \varphi + \sqrt{J_2} \sin\left(\theta + \frac{\pi}{3}\right) + \frac{\sqrt{J_2}}{\sqrt{3}} \cos\left(\theta + \frac{\pi}{3}\right) \sin \varphi - \cos \varphi \quad (2.14)$$

Ou bien à partir des variables (ξ, ρ, θ) :

$$f(\xi, \rho, \theta) = \sqrt{2}\xi \sin \varphi + \sqrt{3}\rho \sin\left(\theta + \frac{\pi}{3}\right) + \rho \cos\left(\theta + \frac{\pi}{3}\right) \sin \varphi - \sqrt{6}C \cos \varphi \quad (2.15)$$

Critère de Drucker-Prager (1952)

Le critère de Drucker-Prager englobe celui de Von Mises en tenant compte de la contrainte moyenne, p . Mathématiquement, la fonction de charge associée est la suivante[16]

$$f(\sigma_{ij}) = \xi_p + q - \sqrt{3}K_{DP} \quad (2.16)$$

Où ξ_p et K_{DP} correspondent à des constantes caractéristiques du matériau.

L'influence du tenseur sphérique est introduite en ajoutant le terme αI_1 au critère de Von Mises[16]. Il s'en suit que la fonction de charge s'écrit à partir des invariants :

$$f(I_1, J_2) = \alpha I_1 + \sqrt{J_2} - k \quad (2.17)$$

Et à partir des variables (ξ, ρ, θ) :

$$f(\xi, \rho) = \sqrt{6}\alpha\xi + \rho - \sqrt{2}k \quad (2.18)$$

La représentation du critère dans l'espace des contraintes principales est un cône d'axe la trisectrice; elle est donnée par la Figure(2.5). Sa section est un cercle dans le plan déviatoire, comparable à celui du critère de Von Mises[16].

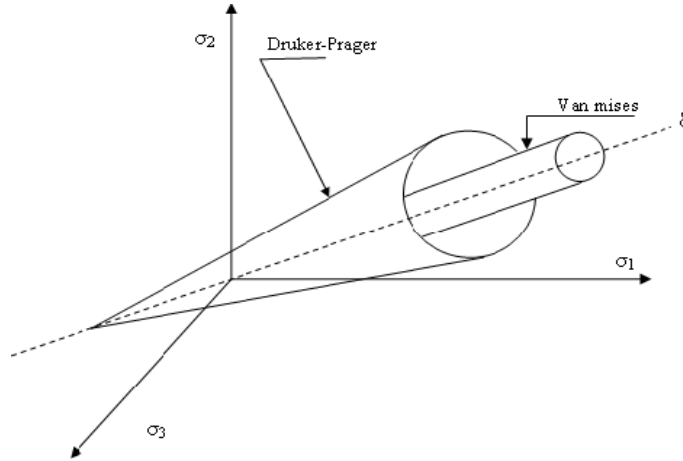


FIG. 2.5 – Comparaison des critères de Drucker-Prager et Von Mises dans l'espace des contraintes principales, d'après Itasca (2000)

Le critère de Drucker-Prager ne pose aucun problème, la surface de charge étant conique (Fig. 2.5). Il est souvent utilisé à la place du critère de Mohr - Coulomb avec généralement la correspondance suivante [16].

$$\alpha = \frac{2 \sin \varphi}{\sqrt{3}(3 - \sin \varphi)} \quad \text{et} \quad k = \frac{6C \cos \varphi}{\sqrt{3}(3 - \sin \varphi)} \quad (2.19)$$

2.5 Elastoplasticité

2.5.1 Comportement élastoplastique

Un corps est dit avoir un comportement élastoplastique quand au-delà d'un certain niveau de chargement il présente des déformations réversibles (élastique) mais aussi des

déformations irréversibles (plastique) et que ces déformations et les contraintes obéissent à la loi bien précise. Notons que la considération d'un corps élastoplastique se fait en excluant l'influence du paramètre temps.

On définit d'abord un critère de plasticité qui est une fonction des contraintes, éventuellement écroissable avec les déformations. Ce critère ne peut être dépasser en aucun point. Lorsqu'il est atteint, débutent les déformations plastiques (irréversible). Ces déformations sont régies par une loi dite loi d'écoulement.

Pour un comportement élastoplastique, on écrit :

$$\varepsilon^t = \varepsilon^e + \varepsilon^p \quad (2.20)$$

Avec :

ε^t : les déformations totales.

ε^e : les déformations élastiques.

ε^p : les déformations plastiques.

Les modèles élastoplastiques sont basés sur trois notions fondamentales : la surface de charge, la règle d'écrouissage et la règle d'écoulement [16]. Dans ce qui suit nous allons exposer les bases pour chacune de ces notions.

2.5.2 Notion d'écrouissage

Pour la meilleure compréhension du phénomène d'écrouissage, nous allons nous placer dans le cas de compression ou traction uniaxial comme le montre la figure(2.6) :

Le long du chemin OA le comportement est élastique, c'est à dire que lorsqu'on

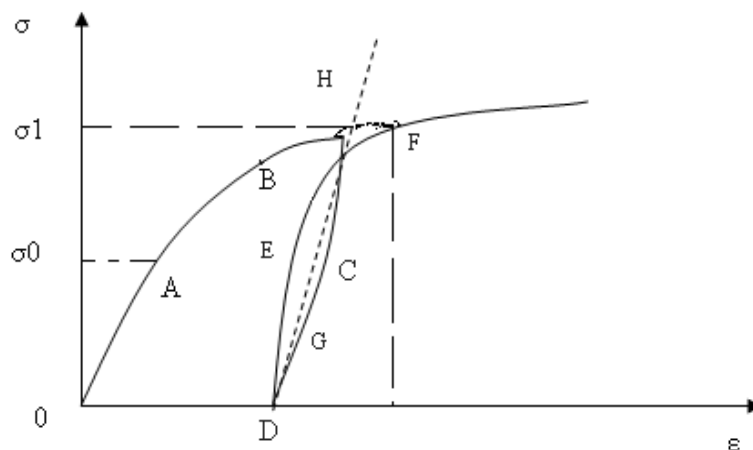


FIG. 2.6 – essai de compression (traction) simple du sol

décharge on revient en O . Le point A , représentant le point limite au delà duquel on n'a plus le comportement élastique, correspond à une contrainte caractéristique dite "seuil" de plasticité initial ou "limite élastique". Après l'avoir franchi, et si étant au point B par exemple, on décharge, le chemin de déchargement ne sera pas BAO mais BCD . La

déformation qui reste $OD = \varepsilon_p$ est une déformation irréversible, dite plastique. On est donc entré dans le domaine plastique. Si on recharge, le chemin sera DEF , F étant le prolongement du chemin OAB . Il rejoint alors le chemin du premier chargement.

On peut assimiler en général la courbe $BCDEF$ à la droite DGH et admettre que les déformations sont réversibles le long de cette ligne [référence]. Le nouveau seuil de plasticité est alors le point H qui est plus élevé que le précédent (A). Cette élévation du seuil de plasticité s'appelle écrouissage.

Le domaine élastique d'un matériau dépend donc de l'état d'écrouissage du matériau (équivalent à l'état de chargement).

L'écrouissage du matériau se traduit par l'évolution de la surface du seuil de plasticité. On introduit donc une ou plusieurs variables supplémentaires, appelées variables d'écrouissage. Ces variables peuvent être choisies de façon arbitraire à condition qu'elles permettent de traduire l'évolution de l'état interne du milieu qui a subi des déformations plastiques. Ces variables peuvent être par exemple des scalaires fonction des déformations plastiques comme pour le modèle de Cam-Clay, qui utilise la déformation volumique plastique comme paramètre d'écrouissage, ou bien des tenseurs par exemple ε_{ij}^p [16].

Généralement, on peut distinguer trois catégories de lois d'écrouissage :

- La théorie de l'écrouissage isotrope de Taylor & Quinney (1931) qui admet que dans le domaine élastique intérieur au critère de plasticité se transforme par homothétie de centre O pendant l'écrouissage (Fig.2.7) [16]. Il correspond au cas où la surface de charge subit une dilatation ou une contraction uniforme.
- La théorie de l'écrouissage cinématique de Prager (1955) qui propose que le domaine élastique se translate dans l'espace des contraintes. L'écrouissage dans ce cas est caractérisé par une variable tensorielle définissant le centre de la surface de charge.
- La théorie de l'écrouissage mixte qui est une combinaison des deux théories précédentes pour permettre la création d'un modèle "anisotrope cinématique". La surface de charge se translate et se dilate uniformément dans toutes les directions [16].

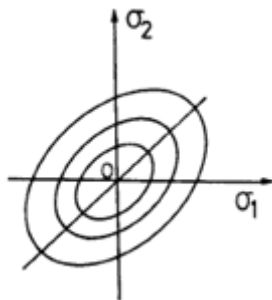


FIG. 2.7 – modèle d'écrouissage isotrope

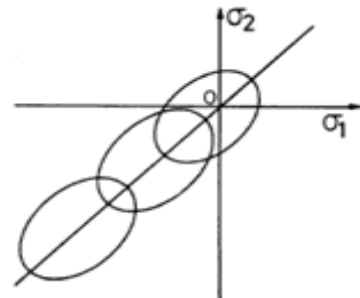


FIG. 2.8 – modèle d'écrouissage cinématique

2.5.3 Notion d'écoulement

L'incrément de déformation plastique est caractérisé par sa direction et son amplitude. Ce dernier est perpendiculaire à la surface définissant le potentiel plastique. La forme générale de l'incrément de déformation plastique est donnée par l'équation 2.21,[16].

$$\dot{\varepsilon}_{ij}^p = \dot{\lambda} \frac{\delta f}{\delta \sigma_{ij}} \quad \text{avec} \quad \dot{\lambda} \geq 0 \quad (2.21)$$

équation de normalité en déformations plastiques.

En général $f = g + \text{constante}$, la loi est dite associée lorsque f et g sont confondus,

Pour un état de contrainte σ_{ij} tel que $f = 0$, deux cas sont possibles :

1^{er} cas :

$$f(\sigma_{ij}, \lambda) = 0 \quad (2.22)$$

$$\frac{\delta f(\sigma_{ij}, \lambda)}{\delta \sigma_{ij}} < 0 \quad (2.23)$$

$$d\varepsilon^p = d\varepsilon^e \quad \text{et danc} \quad d\varepsilon^p = 0$$

C'est un cas de décharge ou l'incrément de contrainte est dirigé vers l'intérieur du domaine élastique actuel[16].

2^{eme} cas :

$$f(\sigma_{ij}, \lambda) = 0 \quad (2.24)$$

$$\frac{\delta f(\sigma_{ij}, \lambda)}{\delta \sigma_{ij}} > 0 \quad (2.25)$$

$$d\varepsilon^p = d\varepsilon^e + d\varepsilon^p$$

C'est un cas de chargement et l'incrément de contrainte est dirigé vers l'extérieur du domaine élastique actuel.

2.6 Le fluage

D'après les principes de la mécanique des sols, le sol peut être considéré comme un corps quasi solide où les contraintes et les déformations sont des fonctions différentiables et continues des coordonnées de l'espace et du temps, ce qui signifie qu'elles obéissent aux conditions de continuité [61]. Les déformations du sol au cours des variations de l'état de contrainte ou du temps sont des processus déterministes non - linéaires qui s'expriment par des courbes régulières [7]. Ces hypothèses rendent possible d'appliquer à la mécanique des

sols les méthodes utilisées en mécanique des milieux continus : théories de l'élasticité, de la plasticité, du fluage. Le résultat de l'interprétation du comportement du sol comme celui d'un corps quasi solide est la présentation traditionnelle bien connue des phénomènes de fluage lorsque les contraintes dépassent le seuil de fluage composée de trois parties : le fluage primaire (à vitesse de déformation décroissante), le fluage secondaire (ou à vitesse constante), le fluage tertiaire (à vitesse croissante)[7],[43].

Le comportement rhéologique des sols dépend à la fois des contraintes de cisaillement et des contraintes normales[7],[54]. Quatre types de réponse peuvent être obtenues en fonction du niveau des contraintes de cisaillement permettant de définir différents comportements[7],[30].

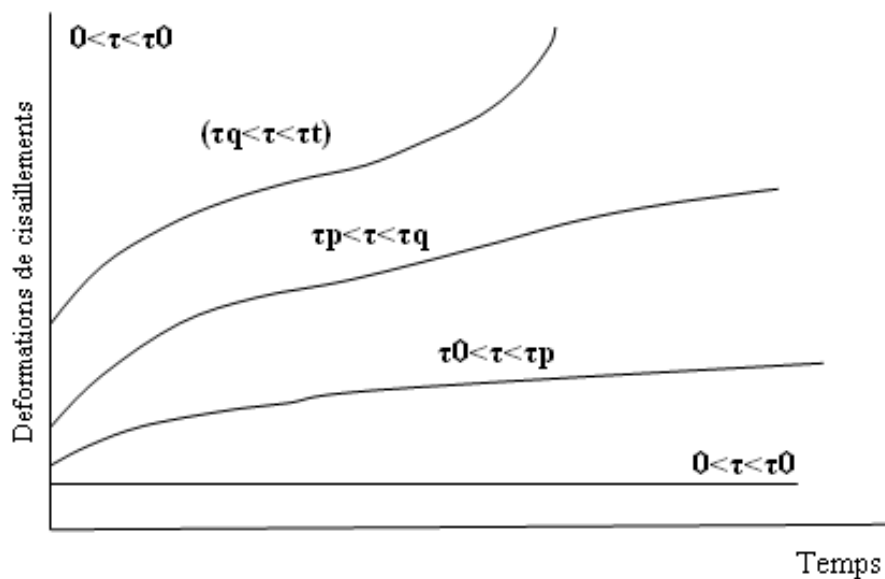


FIG. 2.9 – Interprétation proposée des courbes de fluage

- a)- Le domaine de très faibles contraintes de cisaillement : Le paramètre τ_0 de la figure(2.9) est appelée la limite de rigidité, point d'écoulement ou résistance de liaison : les très faibles contraintes de cisaillement ($0 < \tau < \tau_0$) sont trop faibles pour produire des déformations à long terme de cisaillement. Le graphique de la déformation en fonction du temps est une ligne droite parallèle à l'axe des abscisses (fig 2.9). L'intersection de la courbe de fluage avec l'axe des ordonnées correspond à la déformation (élastique et inélastique) instantanée de cisaillement
- b)- Le domaine des faibles contraintes de cisaillement : Les faibles contraintes de cisaillement ($\tau_0 < \tau < \tau_p$) sont capables de produire une légère déformation de cisaillement ralentissant avec le temps et détectable seulement par des mesures très précises ou par des observations à très long terme ; τ_p est appelée la limite du fluage. Pour des contraintes de cisaillement inférieures à cette limite, le fluage a un caractère séculaire. Terzaghi (1931) a proposé le terme résistance au cisaillement à long terme car

c'est la contrainte minimale pour provoquer une déformation de cisaillement active. Le mécanisme du fluage consiste en une seule phase de mobilisation - stabilisation : d'abord la résistance au cisaillement est mobilisée et ensuite la déformation de cisaillement se stabilise. La convexité de la courbe de fluage B est tournée vers le bas (fig 2.9)

- c)-** Le domaine des contraintes de cisaillement moyennes : Les contraintes de cisaillement moyennes ($\tau_p < \tau < \tau_q$) sont capables d'engendrer un fluage notable ; τ_q est appelée la limite de rupture. Le phénomène du fluage comporte trois phases :
- (a) la phase de mobilisation, quand la vitesse de déformation décroît progressivement et atteint un minimum à la limite de mobilisation M ;
 - (b)- la phase d'accélération, quand la vitesse de fluage croît et atteint un maximum à la limite de stabilisation S ;
 - (c)- la phase de stabilisation, quand la vitesse de fluage décroît à nouveau et la déformation s'approche de sa valeur finale correspondant à une stabilisation totale du sol.
- d)-** Le domaine des fortes contraintes de cisaillement : Les fortes contraintes de cisaillement ($\tau_q < \tau < \tau_t$) sont capables de provoquer la rupture du sol ; τ_t est appelée la résistance au cisaillement à long terme du sol. Le phénomène du fluage comporte deux phases :
- (a) la phase de mobilisation quand la vitesse de déformation de cisaillement décroît progressivement et atteint un minimum à la limite de mobilisation de M ;
 - (b) la phase de rupture quand la vitesse de fluage croît sans cesse et mène le phénomène jusqu'à la rupture totale.

2.6.1 comportement du massif

Les déformations de la paroi d'une excavation peuvent s'exprimer comme suit :

$$\varepsilon^t = \varepsilon^e + \varepsilon^c$$

ε^t = déformations totales

ε^e = déformations élastiques

ε^c = déformations de fluage

Les déformations élastiques surviennent instantanément ; les déformations dues au fluage surviennent sur de longues périodes. Les déplacements de la paroi amènent un chargement du soutènement. Il existe des massifs qui présentent des déformations différées négligeables à l'intérieur d'une période de temps couvrant la durée de vie de l'ouvrage [54],[62]. Alors, le chargement n'est imputable qu'à la réaction élastique du massif. D'autres massifs ont un comportement différé. Donc, le soutènement peut être mis en charge par la réaction élastique et poursuivre le chargement à cause du fluage[34]. Finalement pour des situations où la réaction élastique est complètement dissipée avant

l'installation du soutènement, celui-ci ne peut être chargé que par la réaction différée du massif[13],[7]. Dans ce qui suit on va exposer uniquement les situations où le chargement du soutènement est dû au fluage.

D'une façon générale, l'état de contrainte dans un massif peut s'exprimer comme suit :

$$\sigma_{ij} = \sigma_{ij} + S_{ij} \quad (2.26)$$

σ_{ij} : composantes du tenseur des contraintes ;

σ_{ij} : contrainte moyenne ;

S_{ij} : composantes du tenseur déviateur de contraintes.

L'état de déformations correspondant s'écrit :

$$\varepsilon_{ij} = \varepsilon_m + e_{ij} \quad (2.27)$$

ε_{ij} : composantes du tenseur des déformations ;

ε_m : déformation moyenne définie de la façon suivante ;

e_{ij} : composantes du tenseur défini des déviateurs de déformation.

Les relations entre les contraintes et les déformations en un point d'un massif élastique linéaire sont :

$$\sigma_m = 3K\varepsilon_m \quad (2.28)$$

K = module de compressibilité hydrostatique,

$$S_{ij} = 2Ge_{ij} \quad (2.29)$$

G = module de cisaillement

Dans le cas des massifs présentant un fluage, la relation, $\sigma_m \varepsilon_m$, est considérée élastique linéaire [7]. Pour ce qui est de la relation $S_{ij} e_{ij}$, elle peut être exprimée, de façon générale par :

$$f(S_{ij}, e_{ij}, t, T) = 0 \quad (2.30)$$

t = temps

T = température

Pour l'étude du fluage en massif de sol, généralement on considère que la température est constante. Elle n'influencera donc pas le comportement du sol.

Le graphique de la figure (2.10) montre une courbe typique de fluage à une température constante et pour une contrainte uniaxiale maintenue déterminée [7]. Les trois régimes dans le processus de fluage, qui sont identifiés à la figure (2.10), sont : le fluage primaire, le fluage secondaire ou à taux constant et le fluage tertiaire. Lors du fluage primaire, le taux de fluage diminue et dans le fluage secondaire le taux demeure à peu près constant. Finalement, la troisième phase se caractérise par une augmentation du taux de fluage et cela a pour conséquence un changement de dimension de la section alors que le matériau se détériore jusqu'à atteindre la rupture.

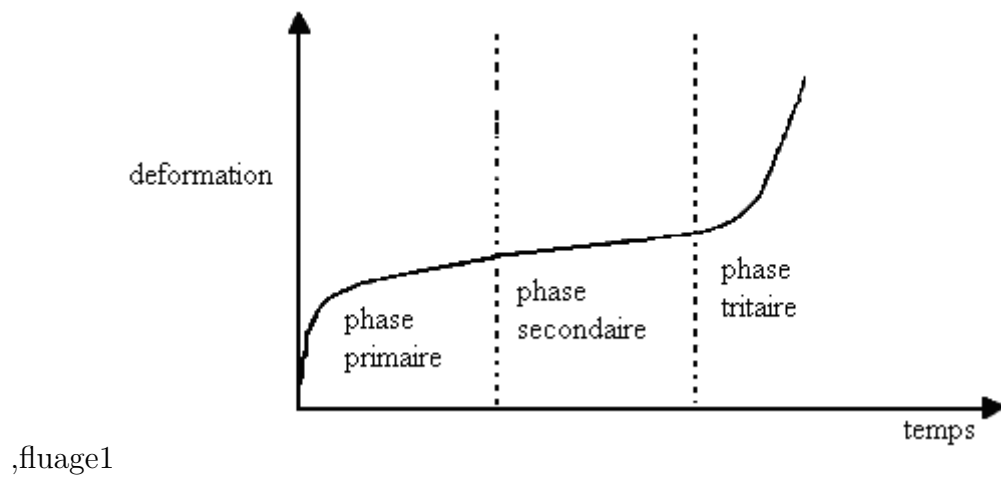


FIG. 2.10 – comportement du massif

3.1 Introduction

La conception, l'étude puis l'exécution d'un ouvrage souterrain nécessite de la part du constructeur des connaissances étendues dans les domaines de la géologie, de l'hydrogéologie, de la mécanique des matériaux, des différentes méthodes de construction et des aspects économiques qui s'y rattachent.

Le constructeur doit intégrer des exigences fonctionnelles liées à la destination de l'ouvrage (tunnels de circulation, galeries hydrauliques, usines souterraines, cavités de stockage, ...) avec des conditions naturelles souvent encore difficiles à paramétrer[20]. Or ces dernières jouent, là plus que pour tout autre type d'ouvrage, un rôle déterminant qui n'est jamais parfaitement prévisible, d'où l'indispensable interaction entre l'expérience et les supports théoriques dont cet ouvrage se veut le reflet [43]. Le constructeur doit intégrer des exigences fonctionnelles liées à la destination de l'ouvrage (tunnels de circulation, galeries hydrauliques, usines souterraines, cavités de stockage, ...) avec des conditions naturelles souvent encore difficiles à paramétrer[20].

3.2 Présentation de la première ligne du métro d'Alger

Les études de conception générale ont abouti à la définition d'un schéma de réseau à long terme du projet du métro d'Alger constitué de trois lignes totalisant environ 56km avec 54 stations. Toutefois, l'envergure du projet et les moyens financiers importants à mettre en IJuvre commandaient une démarche progressive dans la réalisation. La priorité a été donnée à la ligne 1 qui s'étend de HAI EL BADR à TAFOURAH (GRANDE POSTE)

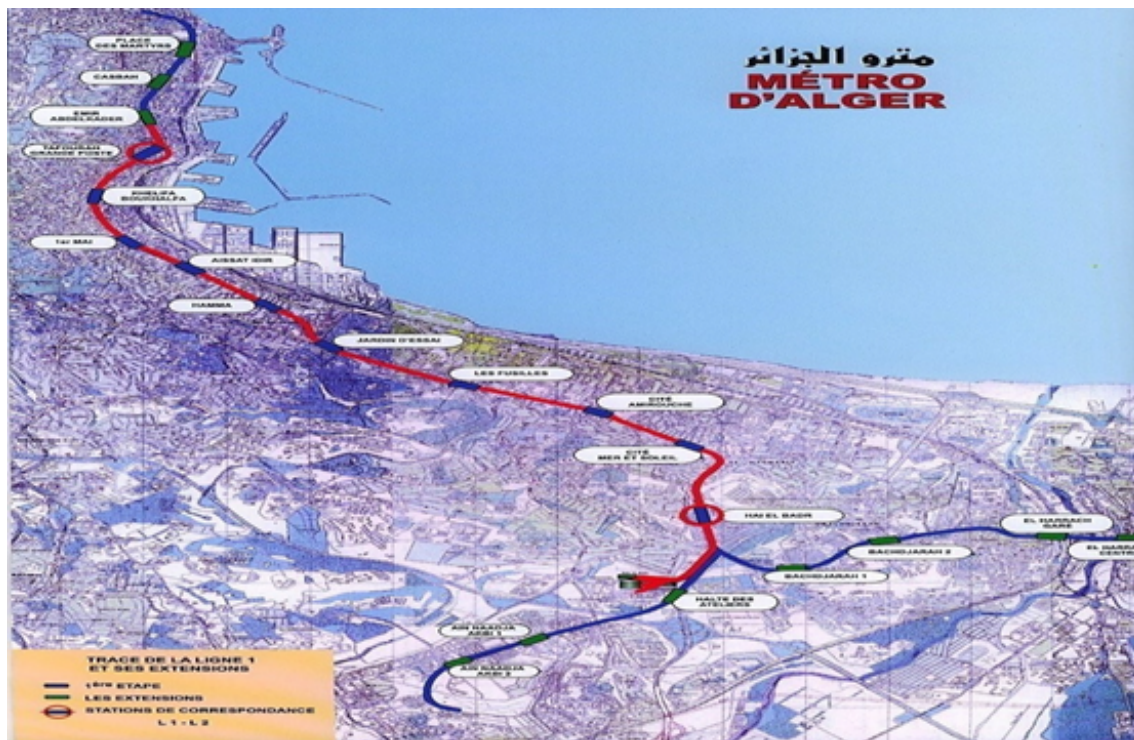


FIG. 3.1 – Tracé du projet du tunnel métro d’Alger 1ère ligne et extensions

sur 9km Figure (3.1), identifiée comme axe le plus chargé (21000 voyageur /heure/sens en heure de pointe) à l’horizon de mise en service en 2008.

D’une orientation est-ouest, la ligne 1 s’inscrit totalement en souterrain. Les tunnels se situent à une profondeur moyenne de 16m, et ont une ouverture utile de 78m² environ, permettant une circulation des trains dans les deux sens, sur la double voie. Sa réalisation se fera en deux étapes : la première étape concerne le tronçon de la ligne ” HAI EL BADR - GRANDE POSTE ” constitué de 9KM de lignes avec 10 stations pour desservir les communes de Bachdjarah - El Magharia - Hussein Dey et Sidi M’Hemed - Alger centre. La deuxième étape concerne les trois extensions vers Place des Martyrs, El Harrach, Ain Naadja.

3.3 Généralités sur les reconnaissances géologiques et géotechniques

Le but est d’établir une coupe géologique prévisionnelle, qui est en fait un plan d’exécution pour les ingénieurs du chantier, et qui indique en tout point du tunnel la géométrie et la nature des terrains à traverser (profil en long géologique). On identifie les différentes unités, leurs rapports géométriques et structuraux : on procède de façon à pouvoir tronçonner le tunnel par zones homogènes et de décrire de façon aussi précise que possible les

points singuliers (les contacts anormaux, les zones aquifères), [18],[26].

La mise en évidence des discontinuités géologiques(cas ou elles existent) : dans le cas du métro d'Alger aucun de ces cas n'a été rencontré [26], mais dans d'autres cas il faut mettre en évidence les failles, plans de stratification, joints, diaclases, toutes les surfaces et leurs orientations sont relevées, les familles sont identifiées, on détermine les espacements, la fréquence entre 2 discontinuités dans une même famille, on estime la continuité de la discontinuité, la persistance d'un plan dans l'espace ; les épontes sont également décrites (rugueuses, lisses ou planes, de manière à apprécier la résistance au cisaillement).

Les étapes d'une démarche rigoureuse sont :

- * Le report des données géologiques sûres : affleurements, sondages, géophysiques, galerie, prétunnel
- * Le schéma géologique de principe
- * L'interpolation entre les données
- * L'évaluation des risques géologiques
- * L'implantation des reconnaissances ultérieures

Les sondages carottés fournissent les renseignements les plus précieux, car ils permettent de voir, de prélever des échantillons pour les soumettre aux essais géotechniques, et de poser des piézomètres pour préciser les niveaux des nappes, leur interdépendance et la réaction aux agents atmosphériques.

L'inconvénient est qu'ils fournissent des informations ponctuelles souvent insuffisantes, et qu'ils sont d'un coût relativement élevé. Cependant, en milieu urbain ils restent souvent seuls utilisés quand on ne peut effectuer ni levé géologique de surface, ni géotechnique. De plus les sondages permettent d'effectuer un certain nombre d'essais in situ : diagraphies, mesures de perméabilité, radar de forage, essais géotechniques.

Les sondages peuvent être verticaux, mais aussi horizontaux en galeries, ou inclinés, pour explorer sous un bâtiment par exemple, ou encore dirigés (également utilisés pour les canalisations souterraines). En ville, sous faible couverture, les forages seront le plus souvent carottés en totalité, dans ce qui suit on va présenter le profil du site en question.

3.3.1 Suivi géologique et auscultation pendant les travaux

Durant les travaux du creusement des tunnels du métro d'Alger (1ere ligne 1ere Phase) la reconnaissance géologique, hydrogéologique et géotechnique se poursuit sous plusieurs formes :

Tout d'abord par un suivi géologique à l'avancement qui consiste en un examen de visu de l'affleurement créé et renouvelé à chaque pas d'avancement, [26]. Cet examen peut fournir les éléments d'appréciation permettant de confirmer et éventuellement ajuster les hypothèses faites sur le contexte géologique ou au contraire de corriger lourdement ces hypothèses si nécessaire. Il repose essentiellement sur l'observation des faciès pétrographiques et sur la saisie des indices structuraux disponibles. Parallèlement des observations de caractère géomécanique, focalisées sur le comportement rhéologique du massif encaissant

permettent la même démarche en ce qui concerne les hypothèses faites pour le comportement mécanique du terrain [23].

Ensuite par des reconnaissances au front de taille le plus souvent réalisées sous forme de forages carottés ou destructifs avec enregistrement de paramètres. Cette reconnaissance à l'avancement est quasi obligatoire lorsque des incertitudes lourdes portent sur la nature et la qualité des terrains situés en avant du front de taille et que celles-ci peuvent avoir des conséquences très graves pour le chantier[26].

Ainsi éventuellement qu'un suivi piézométrique permettant de juger des effets du creusement sur les conditions hydrogéologiques et là encore de confronter les résultats aux prévisions et éventuellement procéder aux adaptations nécessaires.

Les objectifs des observations continues faites pendant les travaux sont :

- de vérifier la conformité des prévisions géologiques aux conditions réelles et de les rectifier éventuellement en temps utile ;
- d'assurer le pilotage du chantier en indiquant la nature des terrains, la proximité d'accidents géologiques ou de zones difficiles, et il est conseillé au maître d'ouvrage sur les mesures à adopter ;
- d'améliorer les connaissances sur les conditions d'emploi des méthodes d'exécution par des constatations systématiques complétées éventuellement par des mesures.

Les observations doivent donner lieu à des comptes-rendus détaillés. Elles pourront ainsi être versées au dossier de récolement de l'ouvrage et être utilisables lors de travaux d'entretien ou de confortement ultérieurs. En outre, le fait de codifier clairement l'expérience acquise la rend utilisable ultérieurement dans des cas analogues.

3.3.2 Géologie et hydrogéologie du tracé du métro d'Alger

Les documents portant sur les reconnaissances et études géologiques permettent de donner au concepteur de tunnel les éléments suivants :

- géologie régionale, histoire géologique et tectonique du massif
- structure du massif ;
- inventaire et localisation des accidents (failles, zones fracturées, zones broyées, É.)
- description des terrains rencontrés selon leur nature pétrographique et minéralogique, selon leurs qualités, selon leurs discontinuités.

Suivant l'état d'avancement des études, une coupe géologique prévisionnelle établie à une échelle variant du 1/500 pour les tunnels courts (de l'ordre de quelques centaines de mètres) au 1/1000 pour les tunnels très longs (de l'ordre de plusieurs kilomètres) est à compléter par des coupes de détail exécutées au 1/200 sur les points particuliers : accidents, zones de têtes, attaque intermédiaire, puits de ventilation et/ou par des coupes réalisées perpendiculairement au tracé susceptibles d'aider à la compréhension des structures géologiques.

Le rapport de synthèse accompagnant cette coupe prévisionnelle doit souligner tout particulièrement le degré de confiance à accorder aux éléments figurés sur la coupe géo-

logique, ainsi que les incertitudes majeures et le programme de reconnaissance le mieux adapté, compte tenu des conditions de terrain, pour lever ces incertitudes. La tectonique et l'état de contrainte en place doivent également être précisés.

3.3.3 Levé géologique régional de la région d'Alger

Le levé géologique d'une région donnée doit être effectué avec le plus grand soin. Ceci permet souvent d'éviter des travaux d'investigations coûteux et permet une interprétation optimum des résultats de ces investigations. L'étendue de la zone à lever dépend de la complexité de l'environnement géologique de l'ouvrage[20].

La synthèse de multiples études géologiques faites sur la région d'Alger et ses environs a permis de dégager les différentes formations [26].

L'ensemble lithologique traversé par le tracé actuel du tunnel peut être réduit à trois unités. D'un point de vue global ces trois couches se superposent plus au moins horizontalement. Aucune faille' ainsi qu'aucun décrochement n'a été répertorié au sein de ces dernières.

Le quaternaire

L'unité supérieure, d'une épaisseur de quelques mètres, se compose de sédiments allant du quaternaire à des dépôts récents, habituellement non consolidés et d'un caractère plus au moins cohésif. Cette couche contient un grand nombre d'éboulis. En générale la roche dans cette couche est sèche, du au fait que le niveau d'aquifère se situe, la plupart du temps, dans les couches les plus basses. Par contre par temps de pluies l'apparition d'inclusions d'eau au sein des parties perméables sableuses surtout est possible. En ce qui concerne le terrain entre Hamma et Jardin D'Essais le niveau d'aquifère se situe avec 1.5m et 2.0m de profondeur peu au dessous de la surface [26].

Le tracé du tunnel se situe seulement sur des courtes sections dans cette couche, souvent à proximité des gares prévues. Néanmoins le quaternaire et les dépôts récents représentent une certaine importance du point de vue de la technique de construction des gares et des puits de départ.

La molasse

Au dessous du quaternaire se situe l'adite mollasse. Il s'agit d'une unité d'une inhomogénéité extrême le long du tracé du tunnel, l'épaisseur de la mollasse varie de 7 à plus de 20m [26].Les sables de la mollasse affleurent à Hai El Badr dans les parties du tracé planifié, et forment des murs verticaux d'une hauteur de 5m à 7 mètre. Au sein de ces molasses on trouve de nombreux horizons caractérisés par de précipitations chimiques. Ces concrétions ont soit une forme tuberculeuses, soit elles forment des minces couches pouvant graduellement vers des blocs de grés à matrice calcaire. Des conditions semblables affleurent aussi dans les parties supérieures des excavations du chantier de la

station Hamma.

En de nombreux endroits dans la ville d'Alger la molasse affleure sous forme de murs de plusieurs mètres de hauteur, constitués de sables en alternance avec des grés. Ces murs ne sont jamais ancrés et montrent peu voire aucune trace d'érosion. La documentation des compagnes de forage des années 1986 et 1994 aussi même au cours des forages de la compagne d'investigation complémentaire des années 2003 et 2004 ont décrit la mollasse comme étant pour sa grande partie caractérisées par une texture poudreuse et un manque total de cohésion, des grandes pertes dans les carottes récupérées est typique [26]. Apparemment les sables bien consolidés de la mollasse s'érodent pendant le forage en cours, ou sont érodés par des concrétions singulières directement dans les tubes de forage.

De minces couches de grés sont intercalées de manière répétée et d'une façon irrégulière dans les sédiments inconsolidés de la mollasse. La fréquence de ces parties rocheuses augmente légèrement vers l'est. La cohésion de la roche et le grade d'érosion des grés au sein de la mollasse varient très fortement. Dépendant de la matrice, l'échelle de consistance s'étale des horizons très friables, facilement cassables à la main jusqu'à des variantes à matrice calcaire extrêmement dure et peu érodée.

Au milieu de la mollasse, des marnes consolidées ainsi que des couches conglomératiques consolidées peuvent se manifester comme dans le quaternaire, les conglomérats ne sont pas toujours consolidés, autrement dit consiste en des sables peu consolidés. Dans le domaine entre Hamma et cité Amirouche la partie basale de la mollasse, au passage vers les marnes du plaisancien, est dominée par des couches marno-argileuses. A l'est de la station cité Amirouche dans la zone de passage entre mollasse et plaisancien, dominant les sédiments marno-argileux de la mollasse.

Le tracé planifié du tunnel perce les couches de la mollasse aux entrées et sorties des gares et plus particulièrement dans la région de la cité Amirouche. Les fondations de la gare citée Mer et Soleil se situent également dans les sédiments de la mollasse.

Les marnes

L'unité la plus basse correspond à une couche relativement homogène, et est constitué de marnes argileuses. A partir de cette formation, on constate pour la première fois un caractère rocheux consolidé du sol, car il y'a probablement peu ou pas de schistosité. D'après les documents mis à notre disposition, cette formation ne contient pratiquement aucune couche avec une haute perméabilité ni parties plus consolidées. Dû à sa perméabilité faible la roche est assez sèche. Cette couche sert comme unité étanche, autrement dite comme niveau de rétention, par rapport à l'aquifère situé en dessus dans les couches perméables de mollasse.

Les marnes commencent rapidement à se ramollir en surface en contact avec de l'eau (par exemple le fluide de forage). En appuyant dessus, ceci laisse sur les carottes de claires impressions de doigt. En dessous de la couche ramollie superficielle, qui fait une épaisseur 0.5-1.0 cm, les marnes restent dures et structurées et ne montrent aucun changement de

consistance. Dû à ce phénomène superficiel, les marnes ont été jugées molles et plastiques dans la documentation des forages, ce qui est loin des caractéristiques réelles de cette roche[24]. Les marnes à l’affleurement au tunnel près de l’hôpital Mustapha sont compactes à très compactes. Elles laissent seulement déformer avec un grand effort physique (enfouissement d’une tige en fer) et ne laissent pas modeler, même pas dans un état humide et frais immédiatement après son excavation. Aussi dans le chantier de la station Hamma, les marnes forment des murs de plusieurs mètres de hauteur, qui tiennent sans ancrage entre les pieux moulés. Au radier de l’excavation elles montrent un caractère rocheux et cassant sous forme de coquille.

Le passage des marnes à la mollasse se révèle encore problématique. La surface des marnes apparaît dans la coupe longitudinale assez homogène et lisse. Par contre il est probable qu’en réalité elle soit traversée par des crevasses érosives profondes.

La surface des marnes due à sa fonction de niveau étanche retenant l’aquifère, est en partie clairement ramollie par l’action des eaux, et par conséquent moins consistante que les marnes sèches situées en dessous. L’unité de la mollasse commence avec des sédiments argileux de couleurs différentes dans un grand nombre de forages. Il se peut que la mollasse argileuse montre un habit marneux, c’est pour cela qu’une différenciation nette entre Astien et Plaisancien est souvent difficile.

Le tracé du tunnel planifié entre les stations Hamma et Cité Amirouche passe presque essentiellement et sur toute sa section dans les couches marneuses. Les fondations des gares Hamma, Jardin D’Essais, Les Fusilles et Cité Amirouche se situent avec leurs fondations aussi dans les marnes.

3.3.4 Description générale des caractéristiques géotechniques

Les études géotechniques menées pour la caractérisation des différentes couches lithologiques le long du tracé du projet du tunnel, métro d’Alger, ont permis l’identification de quatre unités différentes [26].

Unité I : représente la formation des sables plus au moins argileux de l’Astien. D’après les essais effectués sur cette unité, il s’agit d’un sol pulvérulent, avec un pourcentage de fines inférieure à 50montrent que le sol de cette unité est moyennement compressible et peut gonflant.

Unité II : Dans cette unité des grés astiens, les caractéristiques physiques ont montré qu’il s’agit d’un sol de granulométrie variable qualifié de fin à moyen, d’une densité moyenne à élevée variant de 16.6 à 18.6KN/m³ et d’un état détrempe, avec un degré de saturation de 93.33moyennement plastique, et d’un très faible degré de perméabilité de l’ordre de 2.9 10⁻⁸ m/s.

Des essais mécaniques ont montré des grés de faible compressibilité et sensibles au gonflement. Leur cohésion est de l’ordre de 0.77 bar et un angle de frottement de 36°. Les valeurs de la résistance à la compression sont très dispersées avec une valeur moyenne de 184.75bars.

Unité III : Pour l'unité III, elle est représentée par les argiles sableuses, les essais pressiometriques ont montrés un sol sous consolidé, avec un module pressiometrique compris entre 12.05 et 20.5 bars et une pression limite qui varie de 2.5 à 4.3 bars. Les caractéristiques physiques de cette unité la classent dans la catégorie des sols fins avec un pourcentage de fines inférieure à 80 dépassent les 50 d'un état saturé avec une teneur en eau moyenne de 24.84 Les argiles sableuses sont moyennement plastiques et d'une perméabilité très faible de l'ordre de 10^{-7} m/s.

Les caractéristiques mécaniques de cette unité, ont montré une argile assez fortement compressible, peu gonflante, d'une cohésion relativement élevée et un angle de frottement de l'ordre de 27.5°.

Unité IV : Cette unité est représentée par les marnes plaisanciennes. Les essais pressiometriques sur cette unité ont montré une grande dispersion des résultats, et cela pour une variété d'endroits. Les caractéristiques physiques, classent cette unité dans les sols fins avec un pourcentage des fines inférieure à 80 ou supérieur à 50 de 16.10 KN/m³ et d'une humidité considérable avec un degré de saturation qui dépasse 98

Les caractéristiques détaillées des différentes couches définies par les rapports géotechniques de sol sont représentées dans le tableau (annexe 1 : extrait des documents de GAAMA). Il est à préciser que l'étude géotechnique repose sur une reconnaissance du sol dont la maille ne permet pas de lever la totalité des aléas toujours possibles au milieu naturel. En effet, des hétérogénéités naturels ou du fait de l'homme des discontinuités et des aléas d'exécution peuvent apparaître compte tenu du rapport entre le volume échantillonné ou testé et le volume sollicité par l'ouvrage, et ce d'autant plus que ces singularités éventuelles peuvent être limitées en extension. Les éléments géotechniques nouveaux mis en évidence pendant l'exécution, qui pouvant avoir une influence, doivent être signalés et pris en charge.

3.4 Hydrogéologie

La définition des paramètres hydrogéologiques pour les projets souterrains est une source de difficultés : des données ponctuelles dans l'espace et dans le temps (perméabilités, charges hydrauliques) peuvent conduire à beaucoup d'incertitudes sur les prévisions des conditions rencontrées par l'ouvrage. Les essais d'eau et les données sur la piézométrie constituent souvent le maillon faible des études.

Ces reconnaissances, effectuées en même temps que les études géologiques, ont pour but de déterminer [20] :

- les aquifères et les terrains imperméables ;
- le régime hydraulique (nappes, circulations souterraines) ;
- la perméabilité des terrains (elle sera dite forte si supérieure à 10^{-4} m/s, moyenne autour de 10^{-6} m/s et faible sous 10^{-8} m/s) ;

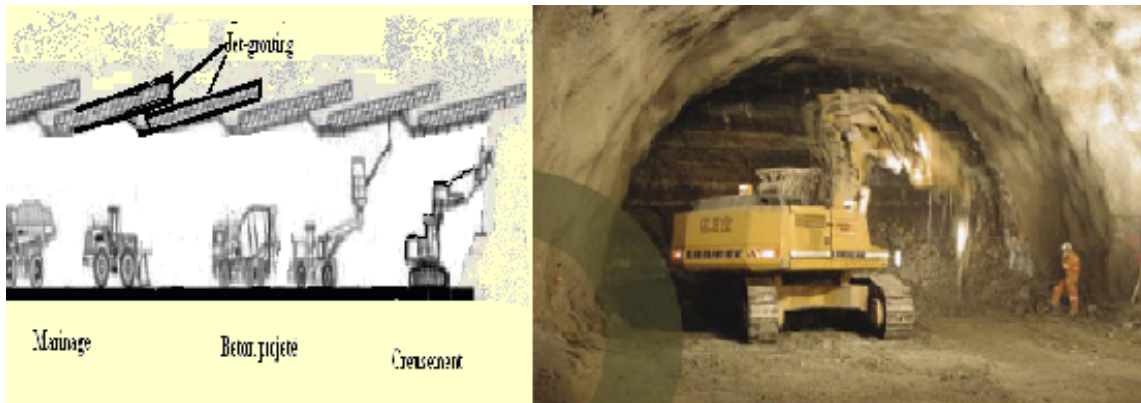


FIG. 3.2 – les phases du creusement

- les réseaux karstiques éventuels.

L'ensemble des informations hydrogéologiques sont synthétisées sous forme d'une coupe en générale la même avec la coupe géologique prévisionnelle établie suivant une surface verticale décrivant le tracé en plan[26]. Cette coupe doit faire apparaître le niveau de l'aquifère dans tout le profil concerné par le creusement. Ainsi une étude de tous les phénomènes liés à la présence de l'aquifère et les risques d'instabilité des terrains lors du creusement du tunnel causés par les écoulements d'eau , généralement influencés par la nature des sols présents sur site, doit être faite.

3.5 Méthodologie d'exécution

Le creusement d'un tunnel consiste en trois phases principales : l'abattage, le marinage et le confortement provisoire de la galerie et du front (Fig.3.2).

La synthèse de l'exécution des travaux pour le tunnel reliant les station Hamma et Jardin d'Essais est la suivante : le creusement du front de taille du tunnel se fait par pelle sur chenille équipée de godet ou brise roche selon les besoins sur site et la constitution du massif. Les bétons projetés sont réalisés par voie humide (Machine Meyco GM 90, POTENZA) ; la pose du treillis soudé et des cintres se fait à l'aide d'une plateforme de levage Himec 9905 BT Normet, enfin le marinage des déblais se fait par chargeur et camion dumper vers le puit d'attaque ; après évacuation à la surface par grue et benne preneuse, les déblais sont transportés par camions à benne vers les zones de stockage et décharges.

Dans ce qui suit nous décrirons la méthodologie d'exécution des travaux de creusement et de soutènement du tunnel D1, qui relie les deux stations Hamma et Jardin d'Essais. La longueur du tunnel en question est de 718.40 mètres linéaires [24]. La totalité du tunnel est creusé en souterrain par la méthode NATM. La phase préalable au creusement à partir des puits d'attaque consiste à consolider le terrain au dessus des rameaux de liaison et premiers plots de tunnel par jet grouting de la surface. La détermination des classes de creusement se fait en référence au tableau de classification des terrains selon l'AFTES

(article 1.6.4 CCTP)[24]. Les classes terrains rencontrés qui sont définies dans le profil en long sont : les roches très faibles résistances R5a, sols cohérent consolidés R5b, sols plastiques R6a et sols peu consolidés R6b.

3.5.1 Méthode de construction NATM

La Nouvelle Méthode Autrichienne (NMA ou NATM) est une méthode basée sur l'expérience de terrain qui s'est développée au cours des années 1950-1960 [45]. Les bases de la conception de cette méthode remontent au creusement des tunnels au début du siècle, comme par exemple le besoin de fermer le terrain dès sa mise à jour dans l'excavation [39]. A cette époque, les moyens nécessaires à cette fermeture n'existaient pas et il fallut attendre les années précédant la Deuxième Guerre Mondiale pour voir apparaître les premières lances à gunite. C'est dans l'année 1934 que le professeur RABCEWCZ a commencé à utiliser la gunite, notamment pour des tunnels ferroviaires en Iran ; ainsi que pendant la guerre (1944) lors du percement d'un certain nombre de tunnels alpins.

Au début des années 50, la possibilité d'offrir une protection rapide et effective de la surface excavée à l'aide de béton projeté, grillage et cintres légers, a été appliquée dans de petites galeries hydroélectrique dans les Alpes. Ceci a entraîné l'introduction du terme de méthode du béton projeté. En 1956-1958, l'arrivée des barres d'ancrage scellées au mortier (SN, PERFO), ajoutées au béton projeté et cintres dans des galeries de plus grand diamètre, a amené le professeur RABCEWICZ à introduire la NMA. Les succès obtenus dans le creusement des tunnels de Schwaikheim et Massenbergr ont permis la reconnaissance de cette nouvelle méthode qui s'est traduite par la fermeture rapide de la voûte porteuse [39].

C'est enfin dans les années 60 que les professeurs RABCEWICZ, SATTLER et MÜLLER ont posé les bases plus théoriques de ce (nouvel-ancien) concept : aider le rocher à se tenir lui-même.

3.5.2 Renforcement des terrains par Jet -grouting de surface

Dans ce paragraphe on va décrire la méthodologie d'exécution de la technique de consolidation des sols nommée : Jet-grouting vertical, à exécuter de la surface pour consolider les zones de tunnels ou rameaux où la couverture n'a pas les caractéristiques suffisantes pour tenir le temps entre l'excavation et la mise en place du soutènement.

Le procédé Jet -grouting vertical consiste à injecter à haute pression d'un coulis de ciment, à l'aide d'air comprimé dans le sol en question, afin d'avoir des colonnes de terrains consolidés d'un diamètre conforme aux spécificités du projet[14]. Dans les cas des tunnels du métro d'Alger, les couches concernées sont celles comprises entre la molasse de l'Astien et la marne de palaisancien.

Lorsqu'il est envisagé d'avoir recours à des injections, les études préalables visent dans un premier temps à juger de l'injectabilité du terrain et ensuite à préciser les valeurs des

paramètres intervenant directement dans la définition du programme d'injection.

Le paramètre fondamental pour juger sommairement de l'injectabilité est la perméabilité du matériau à traiter ; en conséquence, immédiatement après l'étude géologique ayant permis de reconnaître l'environnement géologique[?],[17] : structure générale, stratigraphie, nature lithologique des différentes couches, assez largement autour de l'ouvrage, il doit être procédé à une étude hydrogéologique sérieuse. Cette étude comporte en principe les éléments suivants : identification des divers aquifères et caractérisation de leur perméabilité, fluctuation des niveaux d'eau, alimentation et vitesse de circulation et analyse de la chimie des eaux si nécessaire.

En seconde phase, pour l'élaboration du projet d'injection, il est judicieux de compléter la connaissance du matériau à injecter en procédant à : une étude très fine de la stratigraphie, une étude de la fissuration, espacement, ouverture, remplissage, une recherche de cavités ou de vides éventuels, et pour les sols une étude physique du matériau : granulométrie, porosité, densité en place, résistance, déformabilité. Afin de vérifier la validité de l'injection et d'établir les paramètres de travail à adopter pendant l'exécution des travaux, un plot d'essai convenable doit être effectué [2].

Les forages se font généralement avec un système rotatoire, au moyen de tiges qui seront ensuite utilisées pour le traitement des trains [25]. Le diamètre de la pointe de tiges doit avoir au moins 115mm ; aussi on utilise les fluides de forage qui sont généralement : Air comprimé, eau et boue bentonitique. Après le forage le coulis de ciment sera injecté à travers des tubes flexibles à haute pression. Les coulis sont composés d'eau 650 l/m³ à 800 l/m³ pour des quantités de ciment de 600kg/m³ à 1100 kg/m³ , pour stabiliser le coulis, des aditifs supplémentaires et de la bentonite peuvent être ajoutés de 0 kg/m³ à 14 kg/m³ .

La résistance à la compression en l'air libre et après une période de maturation de 28jours du coulis doit varier de 10 à 15 Mpa.

Contrôle : en générale le contrôle systématique de la géométrie des colonnes n'est pas faisable. A cet effet, les caractéristiques du terrain à traiter sont considérés comme semblables aux caractéristiques de la zone où les testes ont été effectués.

Les contrôles finaux consistent essentiellement en exécution d'un carottage le long de l'axe des colonnes du train traité. Il est nécessaire d'effectuer le carottage après une période suffisante de durcissement. La fréquence d'exécution d'un carottage est un carottage toutes les 120 colonnes soit un fréquence de 0.8% [25]. Les échantillons obtenus ont un diamètre minimal de 70 mm.

Les carottes obtenues (par le carottage) sont soumises à des essais de résistance à la compression. L'écrasement des carottes prélevées se fait à 28 jours .Les résistances finales obtenues pour les sols traités varient de 3 à 5 MPa avec une résistance minimale exigée de 3MPa a 28 jours.

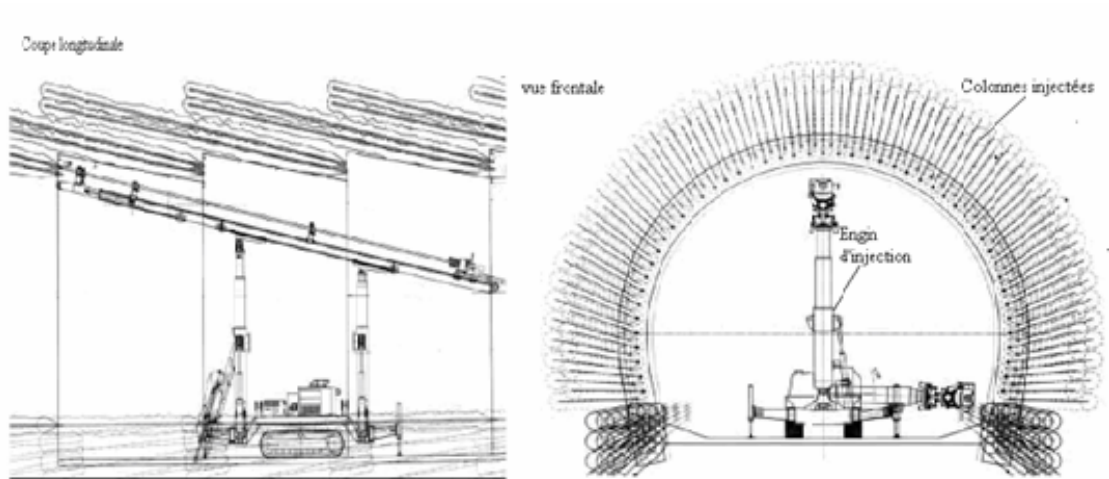


FIG. 3.3 – Profil-type renforcement par jet-Grouting

3.5.3 Les soutènements

Le soutènement a pour but : de garantir la sécurité du personnel travaillant dans la galerie, d'assurer la stabilité des parois de celle-ci dès la phase d'abattage du terrain et, si nécessaire, d'en limiter les déformations, de protéger le terrain dans le cas où celui-ci est susceptible de subir une évolution défavorable (altération, déconsolidation, etc...) après ouverture, conduisant à une diminution inacceptable de ses caractéristiques[23],[3],[8].



FIG. 3.4 – Echafaudage pour ferrailage de voûte tunnel (Hamma)

Bien évidemment les besoins en soutènement sont directement fonction de la nature du terrain [3], [22]. Plus particulièrement interviennent : la résistance de la roche, exprimée le

plus souvent sous forme d'une résistance à la compression simple pour les roches ou sous forme de caractéristiques de cisaillement C et φ pour les sols, les roches tendres ainsi que pour les surfaces de discontinuité (dans notre cas aucune discontinuité n'est signalée) ; les contraintes en place qui, comparées aux valeurs de résistance de la roche, permettent de juger de la stabilité à court terme de l'excavation ; la déformabilité de la roche déterminée sur éprouvette en laboratoire ou celle du massif déterminée par des essais en sondages ou en galerie de reconnaissance, nécessaires pour appréhender les déformations radiales (convergence relative) susceptibles de se développer à partir du contour de l'excavation [51],[33],[9].

Principe de fonctionnement du soutènement

Au cours de la réalisation d'un tunnel, les contraintes préexistantes dans le massif se canalisent sur le contour de la cavité, créant un "effet de voûte" qui rend possible la tenue de cette cavité tout au moins lorsque l'état des contraintes initiales et les caractéristiques de résistance et de déformabilité du terrain l'autorisent [9],[10]. Le rôle du soutènement est de permettre l'établissement de cet état d'équilibre dans de bonnes conditions en limitant l'extension du volume de terrain décomprimé autour de la cavité.

Lorsque le terrain est de bonne qualité (rocher sain peu fracturé), le rôle du soutènement peut se limiter à la maîtrise d'instabilités locales (blocs isolés découpés par le réseau de discontinuités) [19],[3]. Cette conception d'un rôle actif du soutènement s'est développée parallèlement à l'utilisation des modes de soutènement qui assurent la participation effective du terrain à sa propre stabilité [17] (Boulons, béton projeté, cintres légers mis en oeuvre rapidement après l'excavation).

Antérieurement, le soutènement était plutôt perçu comme une structure appelée à supporter des charges appliquées par le terrain, charges sur lesquelles on ne pouvait pas influencer. Ce cas peut se présenter notamment lorsque le soutènement est mis en oeuvre de telle façon qu'il n'évite pas la désorganisation du terrain autour de la cavité ; il peut alors avoir à supporter, de manière passive, des charges importantes sans que l'on n'ait maîtrisé non plus pour autant les déplacements du terrain [37]. Ce cas de figure, qui peut se produire par exemple avec un soutènement par cintres lourds profilés mal bloqués au terrain, est bien sûr à éviter [17]. Finalement, on peut dire qu'un soutènement bien conçu doit opposer au terrain une pression de confinement dès que ce dernier tend à se déformer et doit tendre à conserver autant que possible les caractéristiques de résistance du massif autour du tunnel. Pour jouer ce rôle, le soutènement doit, dans certains cas, assurer une fermeture complète de la section excavée, par exemple au moyen d'un radier provisoire en béton projeté mis en place le plus près possible du front de taille. A l'extrême, le soutènement peut même conduire à une amélioration de la résistance du terrain (rôle d'armature des boulons, traitement par injection ou Jet-grouting) comme c'est le cas pour certaines sections de tunnels Métro d'Alger. D'un autre côté, le soutènement ne doit pas conduire en raison d'une très grande rigidité au développement d'efforts exagérés qu'il serait inca-

pable de reprendre. Ce problème est à examiner particulièrement dans le cas des tunnels à grande profondeur [23],[4].

Les types desoutènements

a) Le béton projeté

Plutôt que de couler un béton, on le projette sur les parois de l'excavation. D'une composition spécifiquement adaptée à l'usage qui lui en est fait, ce béton fut autrefois baptisé gunité pour le différencier de autres [19], [1]. Il ressemble d'ailleurs de très près à un mortier à prise rapide. Le gunitage consiste à projeter le béton sur les parois d'un tunnel à l'aide d'une lance. Le béton projeté a deux principaux usages, pouvant s'additionner :

- * Il a un rôle protecteur, et forme une coque mince épousant la géométrie du terrain. Pour cela il empêche les blocs de roche ou le sol de se détacher de la paroi ;
- * Il a un véritable rôle structurant, et reprend les charges issues du terrain. Son épaisseur est variable en fonction du terrain, de l'ordre d'une vingtaine de centimètres.

Seul, le béton projeté est de moins en moins utiliser. Il est souvent associé à des panneaux de treillis soudés ou, de plus en plus, à des fibres métalliques qui lui confèrent une certaine résistance en traction et en cisaillement [1]. Son usage en tunnels a fait l'objet de recommandations très détaillées de l'AFTES et de l'ASQUAPRO [22],[8].

Les caractéristiques mécaniques du soutènement provisoire en béton projeté, (béton B25) retenu pour le tronçon Hamma, sont les suivants : le poids volumique $\gamma = 24 \text{ kN/m}^3$, module de Young $E = 10000 \text{ Mpa}$ et le coefficient de Poisson $\nu = 0.2$.

Le schéma de ferrailage adopté pour le béton projeté, comporte deux nappes de treillis soudé, avec : ST10 en générale mailles $200 \times 200 \text{ mm}$ fils de $\phi 5.5 \text{ mm}$, $S = 1.9 \text{ cm}^2/\text{m}$ et $P = 1.87 \text{ kg/m}$, Et ST35 en extradados dans l'angle du piedroit- radier, pour raisons de non fragilité en l'absence de cintres en générale maille $100 \times 300 \text{ mm}$, fils de $\phi 7 \text{ mm}$ dont la section $S = 3.85 \text{ cm}^2/\text{m}$ et le poids $P = 4 \text{ kg/m}^2$.

Le béton projeté est appliqué directement après l'excavation, ceci pour empêcher des chutes éventuelles (limiter ou éviter les éboulements) et une stabilisation primaire de l'excavation autrement dit limitation des déformations probables [1].

b)Cintres

Le dimensionnement et le choix du type de cintre utilisé en fonction du type de sol s'effectuent selon les recommandations l'AFTES. Par définition , le terme cintre désigne toute structure de soutènement rigide et discontinue plaquée le long de la parois du souterrain, quelque soient sa forme et le matériau dont il est constituée[3]. Donc les cintres sont généralement constitués d'éléments relativement rigides par rapport à leurs dimensions.

Ils peuvent être utilisés seuls ou en association avec d'autres structures. Dans certaines circonstances, notamment pour les mauvais terrains, les grandes sections et les sections divisées, il peut s'avérer nécessaire de renforcer le béton projeté-boulonné par des armatures beaucoup plus résistantes qu'un simple treillis soudé. Employés seuls, ils constituent géné-



FIG. 3.5 – Mise en place du béton projeté

ralement un soutènement discontinu formé d'anneaux de soutien plus ou moins espacés les uns aux autres mais non jointifs [23]. Ils sont généralement renforcés par des entretoises longitudinales, et l'ensemble est noyé dans le béton projeté, une homogénéisation locale est effectuée pour la modélisation de l'ensemble béton projeté et cintre (l'homogénéisation sera détaillée dans les paragraphes qui suivent). Dans un cas pareil, on utilise des éléments poutres ou des éléments volumiques au comportement équivalent. Le type de cintre utilisé dans le cas étudié est le cintre métallique de type HEB120 facilement cintrable à la forme de l'excavation dont les caractéristiques mécaniques sont définies dans les ouvrages de charpente métallique. L'espacement entre cintres est généralement inférieur à 1,5 mètre, pour qu'il se crée une voûte de béton entre deux éléments (voûtains de béton) [54].

c) Le boulonnage

Il existe deux principaux types de boulons utilisés dans les travaux souterrains, les boulons à ancrage ponctuel et les boulons à ancrage répartie appelés couramment boulons à scellement continu [54], [61]. Les boulons à ancrage ponctuel comportent une tige tendue entre l'encrage et le fond du trou et la tête bloquée en parement, l'avantage de ce type de boulons est sa mise en œuvre rapide et son efficacité immédiate [61], [10]. Les boulons à ancrage répartie comportent une barre nervurée (acier haute adhérence) scellée sur toute sa longueur dans le forage en utilisant des coulis de scellement.

L'utilisation des boulons est un peu limitée dans le cadre du tunnel pris en question dans notre étude, mais en générale ce type de soutènement est utilisé surtout pour les tunnels réalisées à ciel ouvert et aussi au niveau des rameaux, et parfois pour le renforcement du front de taille. Pour les rameaux les boulons d'ancrages utilisés sont en acier à haute adhérence de diamètre de 25mm avec une tête filetée à boulonner par écrou M22 à tête

arrondie sur une plaque trouée de dimensions (en millimètres) 200x200x10, de longueurs entre 4.00m et 7.50 m [doc GAAMA creusement et soutènement tunnel et ramaux] . le coulis de scellement à prise rapide est injecté par une machine spéciale type (M400NT).

Les boulons d'ancrages utilisés dans les tunnels en renforts de soutènement sont de deux types et dépendent du type de soutènement, selon les documents techniques mis à notre disposition par l'entreprise.

Le premier type est utilisé en consolidation déphasée (front de taille), il s'agit de boulons de diamètre de 42mm concentriques, de longueur de 3.00m. Le coulis de scellement est injecté à l'intérieure de ces boulons.

Le deuxième type est utilisé en consolidation radiale (avant dernière volée), il s'agit des boulons d'ancrage en acier haute adhérence de diamètre de 20mm, de longueur de 3.00m avec tête filetée à boulonner par écrou à tête arrondie, au moyen d'une clé dynamométrique (pression de serrage de service =150KN) sur une plaque trouée de dimensions (en mm) 200x200x10, disposés en quinconce. Le coulis de scellement à prise rapide est injecté dans les trous de foration.

En cas de venues d'eau dans le tunnel, lors de la foration et pose de boulons d'ancrage , un traitement ponctuel est prévu par injection de coulis de bentonite/ ciment selon un dispositif.

3.5.4 Phasage du creusement et soutènement du tunnel

La mise en place du soutènement se fait souvent par étapes, non seulement pour faciliter l'avancement des travaux, mais aussi pour ajuster progressivement l'action de confinement nécessaire à l'obtention de l'équilibre désiré[50]. La nouvelle méthode autrichienne a même posé comme principe l'adaptation du soutènement mis en place en fonction des résultats de mesures de contrôle (Convergences, contraintes...) [51], [16]. En cas de creusement en demi-section ou en section divisée, le soutènement est nécessairement posé en différentes phases, qui peuvent être assez éloignées les unes des autres. Il faut alors tenir compte pas à pas de la redistribution des efforts et de l'évolution éventuelle des caractéristiques du terrain induits par les phases de creusement et de soutènement successives. D'une manière générale, le facteur temps est un élément important qu'il ne faut jamais négliger [7]. Les couches de terrains ont un comportement dépendant du temps : les déformations et les charges qu'elles entraînent sur les soutènements sont dues non seulement à l'avancement de l'excavation mais aussi à la rhéologie du massif [7],[30]. Une modification des conditions d'avancement des travaux peut nécessiter une adaptation du soutènement, par exemple un renforcement en cas d'arrêt.

Le creusement et soutènement du tunnel entre Hamma et Jardin- d'Essais à partir plot de liaison avec le rameau se font dans les deux directions est-ouest par alternance. Après creusement des premiers tronçons de tunnel, constat de la géologie favorable, et afin d'améliorer les performances tout en respectant les règles de sécurité, il a été proposé : lorsque la nature de terrain le permet d'entreprendre une attaque pleine section (calotte



FIG. 3.6 – Revêtement définitif du tunnel (Hamma)

et stross), en adoptant phasage variante1. S'il est constaté que la géologie du terrain est défavorable, la variante2 sera appliquée.

Variante1 de creusement tunnel (pleine section)

- creusement et soutènement de la calotte et stross par volée :
 - * de 1.5m pour les tunnels de classe Ra
 - * de 1.2m pour les tunnels de classe R5b
 - * de 0.8m à 1m pour les tunnels de classe R6a
 - * de 1.5m pour les tunnels de classe R6b
 Les volées de calottes préconisées sont adoptées également pour les stross.
- creusement du radier temporaire (niveau roulement des engins);
- poursuite du creusement/ soutènement, par alternance de calotte-stross et radier temporaire, dans les deux directions du tunnel est-ouest.

Variante2 de creusement tunnel (calotte puis stross avec décousu)

- creusement /soutènement de la calotte sur les 3 premières volées.
- creusement/ soutènement du stross sur la première volée.
- creusement /soutènement de la calotte sur les 2 volées suivantes;
- creusement/ soutènement du stross sur la deuxième volée;

- creusement du radier temporaire (niveau roulement des engins) ;
- poursuite du creusement /soutènement, par alternance de calotte, stross et radier temporaire, dans les deux directions de tunnel est-ouest.

3.5.5 Chronologie des taches relatives au soutènement du tunnel

Le soutènement, mis en place, doit normalement présenter les caractéristiques suivantes :

- protéger le terrain découvert de l'altération contre l'action de l'air et de l'eau,
- être mis en oeuvre immédiatement et faire corps avec le terrain.
- être composé d'éléments composites et maniables (boulons, cintres, béton projeté) pour pouvoir être modifié facilement selon les conditions rencontrées et selon les mesures de comportement réel du terrain.

Le phasage type de réalisation du soutènement provisoire des voûtes et des plots de liaison des tunnels peut être présenté par la chronologie des tâches comme suit :

- Béton projeté (en extrados sur 3cm) le béton projeté est réalisé par voie humide pour les tunnels et voie sèche pour les rameaux ;
- mise en place du 1er lit du treillis soudé (vers l'extrados du tunnel)
- mise en place du cintre HEB120 ;
- pose du béton projeté par couches jusqu'au niveau intérieur du cintre et mise en place des ancrages prévus (foration, scellement par coulis, mise en tension) ;
- poursuite de pose de béton projeté ;
- mise en place du 2eme lit du treillis soudé (à la cote prévue) ;
- poursuite de pose du béton projeté jusqu'au niveau du 3eme lit du treillis soudé (deux nappes vers l'intrados du tunnel),
- pose des dernières couches de béton projeté (enrobage vers l'intrados du tunnel). L'épaisseur du soutènement dans les tunnels courants est de 23 cm, généralement compote deux nappes de treillis soudé.

3.5.6 Dispositif d'épuisement des eaux en phase de travaux

Les eaux souterraines rencontrées pendant le creusement des tunnels et rameaux seront recueillies par des dispositifs appropriés définis dans les plans d'exécution des tunnels .Le système de captage des eaux souterraines (phase travaux) est défini comme suit :

- Tubes (type pvc) captant les eaux au niveau des points de ruissellement sur les parois des tunnels et rameaux. Le cheminement des eaux vers ces points de collecte est amélioré par creusement manuel, fixation d'une extrémité des tubes flexibles par béton poreux localisé en extrados du béton projeté.

- La deuxième extrémité de ces tubes flexibles (type pvc) sera acheminée vers les flancs des traçons de tunnels creusés et les eaux seront recueillies par deux drains latéraux (type DN 150 mm) enrobés de béton poreux.
- Des tubes rigides (pvc) liés à deux drains latéraux et disposés transversalement aux tunnels achemineront les eaux vers le drain central (type DN300mm) à l'axe du tunnel (sous le radier provisoire).
- Au fur et à mesure de l'avancement des travaux de creusement et /ou de soutènement les eaux recueillies au niveau des points bas du drain central seront pompées vers les puisards aménagés au niveau des puits d'attaques, puis vers les décanteurs en surface avant d'être rejetés dans les réseaux d'assainissement.

3.5.7 Dispositif relatif à la sécurité

Les risques majeurs spécifiques aux activités de creusement et soutènement des tunnels et rameaux à savoir venues d'eau, débouffage, effondrement, sont pris en compte par la mise en place progressive du plan de sécurité des chantiers.

Le mode de creusement et soutènement des tunnels et rameaux selon le dimensionnement et plan d'exécution par la méthode NATM (soutènement continu : béton projeté/ cintres/ treillis soudé/ clouage ou jet-grouting, et le mode d'auscultation en surface dans les ouvrages souterrains, permettent de parer aux risques liés aux travaux souterrains en site urbain.

Cependant il est prévu par l'entreprise des dispositions particulières en cas de nécessité. Parmi celles-ci on cite les cintres supplémentaires de secours à disposer en permanence au niveau de tous les puits d'attaques, comme dispositifs d'urgence en cas d'imprévu, accident géologique ou sinistre.

4.1 Introduction

De la croissance rapide du développement urbain a résulté l'occupation du sous-sol par une grande densité d'ouvrages variés, notamment de tunnels urbains. L'expérience a montré qu'un affaissement plus ou moins important se produit inévitablement à l'aplomb de tunnels creusés en ces milieux. Ces déformations sont susceptibles d'affecter les structures avoisinantes (bâtiments en surface, réseaux enterrés, chaussées, etc.) et méritent d'être prises en considération dans le dimensionnement de l'ouvrage[5]. C'est pourquoi la tendance actuelle impose de plus en plus la justification des ouvrages géotechniques vis-à-vis des déplacements[59]. L'excavation perturbe l'équilibre initial et engendre des déplacements de convergence cela à cause du déconfinement du massif.

L'interprétation des mesures de déplacements joue un rôle capital, car elle conditionne la conduite du massif durant les travaux et après, aussi que le comportement de la structure mise en place. Elle doit être basée sur l'analyse des paramètres suivants [4] :

- l'amplitude des déplacements,
- la vitesse des déplacements,
- l'importance de la zone d'influence du creusement du tunnel.

C'est pour cela il est nécessaire de suivre les tassements en surface et l'évolution des déplacements durant l'exécution, et après jusqu'à la stabilité.

Dans cette partie de notre travail on va présenter les déplacements en surface mesurés pour quelques profils à l'aplomb du tunnel au niveau de Hamma et d'autres profils jugés comme points importants, ainsi des mesures de déplacements à l'intérieur du tunnel (déplacement des parois de l'excavation).

4.2 Les tassements en surface

4.2.1 Exécution des mesures

Le suivi des tassements en surface pour l'ensemble des tunnels, dans les zones d'influence, se localise par pointes inox spittées dans des structures indéformables, la mise en évidence se fait par marquage à la peinture. La référence d'origine est communiquée par la MOE (base), la protection de ces références doit être assurée. Le nombre de points de mesure est de 3 à 5 points par zone de suivi (section de suivi), les mesures d'altitude se font à chaque point individuellement.

La configuration des points de mesure est indiquée en figure (4.1), la distance entre deux profils de mesure est fixée approximativement à 30 mètres. De façon générale, chaque série de profils de suivi en surface est localisée à l'aplomb du profil de suivi de convergence en tunnel. Dans le cas d'obstacle en surface empêchant l'installation précise de l'équipement de mesure, tels que immeuble ou autres infrastructures, cette disposition est aménagée en conséquence en cas par cas. Le suivi des tassements en surface se fait en utilisant un niveau de lecture digital (DNA03) ou un niveau automatique (NAK2).

Après commencement des travaux d'excavation en tunnel, le suivi de mesures de tassement est réalisé à la cadence d'une mesure par jours, pendant la première semaine, de la deuxième à la cinquième semaine, une mesure hebdomadaire ; après cette échéance la cadence de mesure est ramenée à une par mois. Après constatation que les tassements sont inexistant, le suivi sera interrompu mais seulement après six mois.

A la surface du sol, les tassements provoqués par le creusement du tunnel sont en générale, symétriques par rapport à l'axe du tunnel [45],[31] ; c'est pour cela dans les résultats de mesure de tassement qu'on va présenter seulement les mesures des trois points sur cinq et pour le traçage de la cuvette du tassement nous procédons par symétrie.

Représentation des tassement mesurés en fonction du temps

Les figures (4.3) et (4.2) présentent l'évolution des tassements de surface en fonction du temps, mesurés dans deux sites à l'aplomb d'un tronçon de tunnel reliant Hamma-jardin d'Essais. Les mesures ont été prises dans un même intervalle de temps à cause de la situation des deux sites par rapport au front. Au niveau de l'aplomb de l'axe du tunnel pour le point (PHAM0052) les tassements à la phase finale (fin de mesures) sont un peu plus important en les comparants à ceux des points 0053 et 0054 en site 1, et aussi on constate que les déplacements diminuent en s'éloignant de ce dernier, la même observation peut être faite pour le site 2 (les points PHAM0055, PHAM0056 et PHAM0057) et les autres sites observés.

La première observation permet de constater que l'allure des courbes de déplacement en surface en fonction du temps est la même pour tous les points dans les deux cas, on remarque que l'évolution des tassements à la surface en fonction du temps est non linéaire, elle traduit la non linéarité du comportement du massif du sol lors de la perturbation de

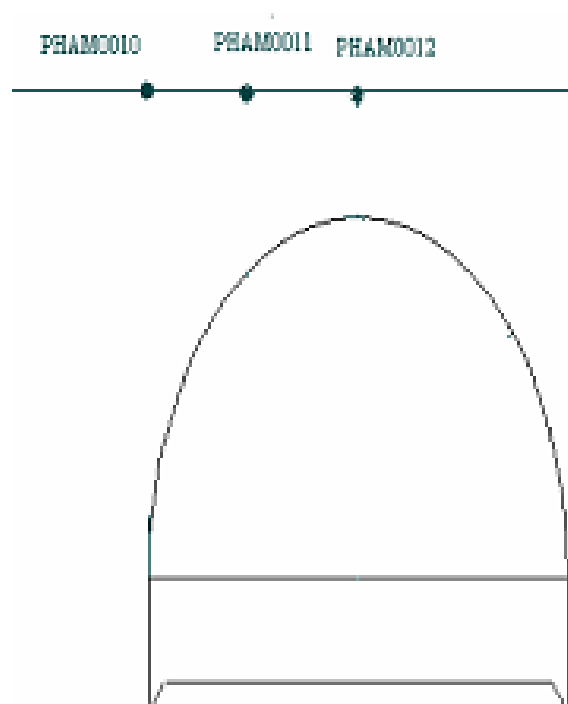


FIG. 4.1 – Configuration des points de mesure.

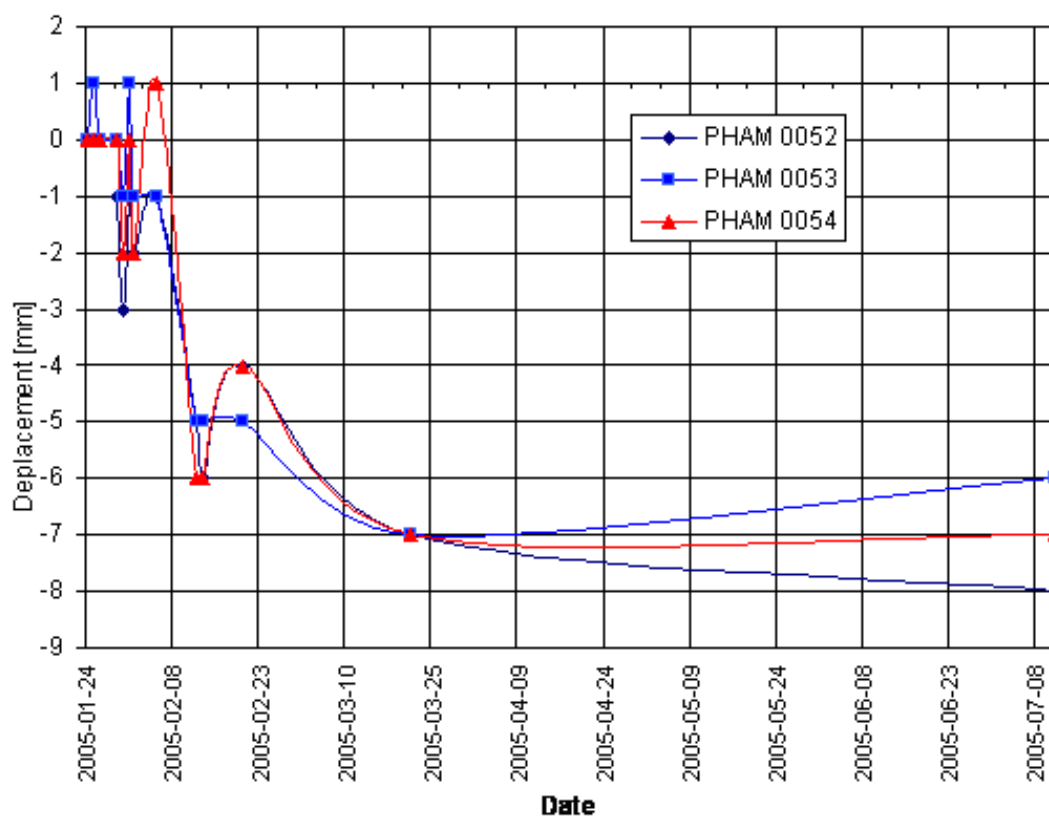


FIG. 4.2 – Tassement en surface en fonction du temps (HAMMA2)

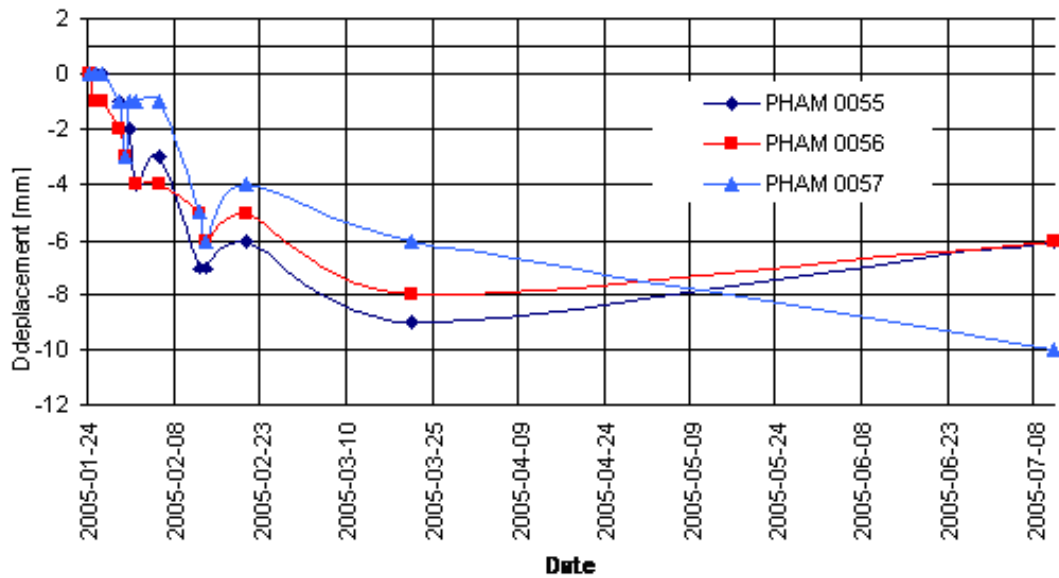


FIG. 4.3 – Tassement en surface en fonction du temps (HAMMA1)

l'état d'équilibre initiale de ce dernier (domaine de grandes déformations) [34].

Les figures (4.2,4.3) montrent l'apparition des tassements en surface dès le 1er jour de l'arrivée du front de taille, malgré que la transmission des déplacements vers la surface s'effectue avec une amplitude et un décalage dans le temps qui dépend des critères géotechniques, géologiques et géométriques du projet[52]. Cela peut être justifier par le fait que les déplacements sont causés par le front de taille avant d'arriver au niveau des point étudiés, car le tassement s'initie à partir d'une certaine distance avant l'arrivée du front de taille [29]. Une évolution rapide pendant les 1ere semaines, tel que on obtient plus de 2/3 des tassements en 2 mois pour les deux sites, ce qui veut dire la période du creusement. Les déplacements continuent a évoluer dans le temps mais avec une vitesse très faible, ces déformations peuvent être liées au revêtement mis en place, car ce dernier peut être la cause d'une source de tassement supplémentaire , et aussi les comportements différés du massif[61],[54].

Traçage des cuvettes de tassement

A partir des données qui ont été mises à notre disposition par l'EMA, concernant les déplacements en surface (tassement) au niveau de points 0053 a 0057, concernant les deux sites, nous avons tracé l'évolution de la cuvette du tassement, pour différentes périodes jusqu'à la stabilisation, en champs proche de l'axe du tunnel. Les résultats sont présentés dans les figures (4.4 et (4.5). L'allure des cuvettes de tassements pour les différentes périodes de mesure dans les deux sites, sont en concordance avec l'allure decrite par Peck. Les tassements observés en dernier jour de la prise des mesures sont les plus profonds, ce qui est en accord avec les remarques faites par Glossop cité par sur le chantier Willington Quay[17], qui déduit aussi qu'ils sont plus larges, ce qu'il est difficile à vérifier dans notre

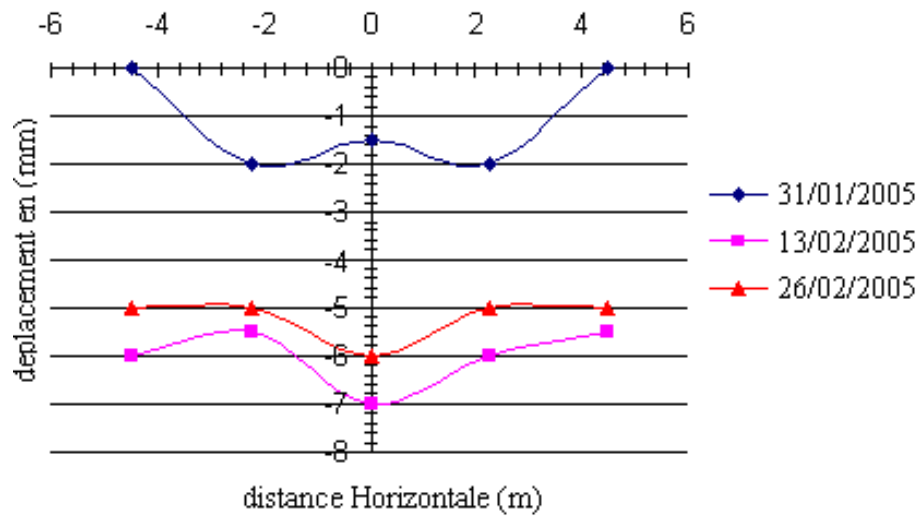


FIG. 4.4 – Evolution de la cuvette de tassement (HAMMA2)

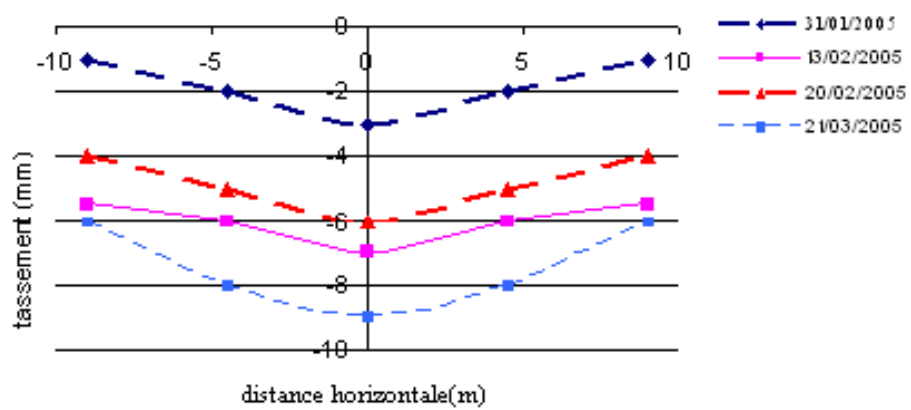


FIG. 4.5 – Evolution de la cuvette de tassement (HAMMA2)

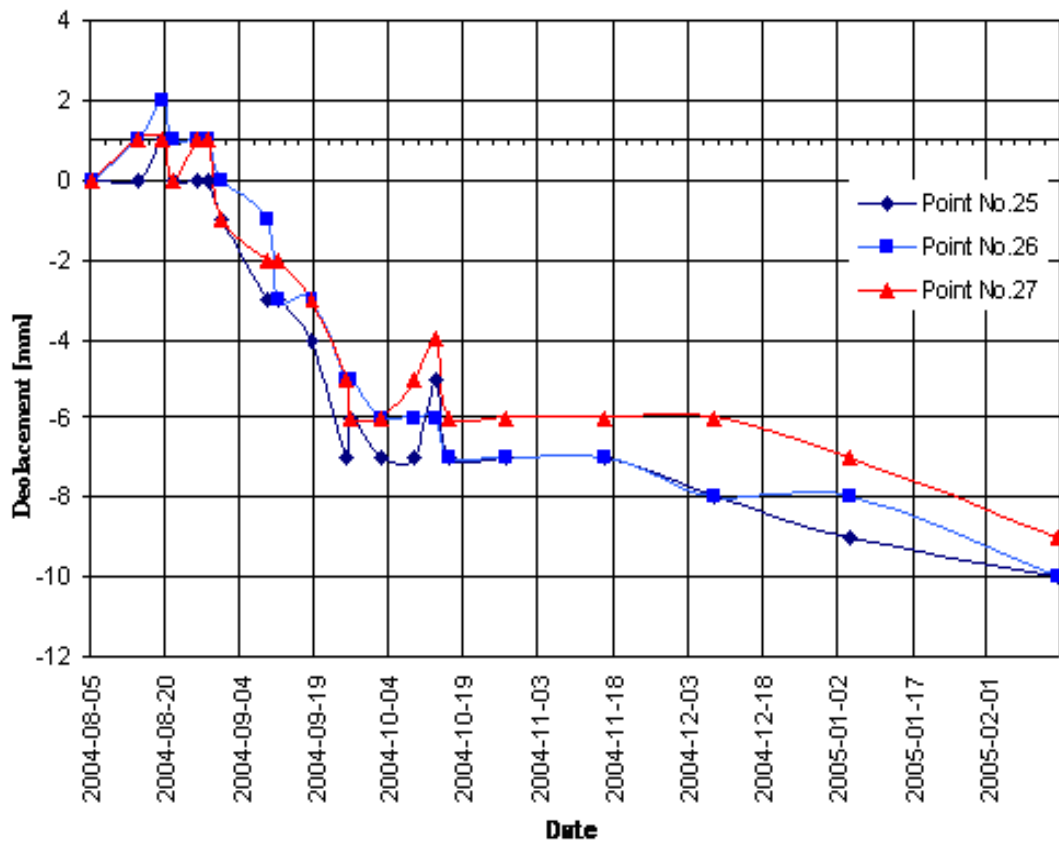


FIG. 4.6 – Tassement en surface Autoroute

cas vu la limitation des zones de mesure.

Les déplacements mesurés en surface pour ces deux cas sont différents en terme de valeurs maximales mais l'allure est la même et elle est conservée durant toute la période de creusement (les 2 premiers mois), ceci est peut être liés au conditions particulières des deux sites, malgré que les considérations concernant les deux cas théoriquement sont les mêmes.

Le commentaire qui peut être fait en générale sur les déplacements en surface, c'est qu'il sont acceptables car ils rentrent dans les valeurs recommandées par l'AFTES pour le cas des tunnels en milieu urbain qui tolèrent une valeur maximale allant jusqu'à 40mm [10].

4.2.2 Tassements mesurés au niveau de l'autoroute

Les déplacements en surface mesurés à l'aplomb du tunnel au niveau de l'autoroute dans la zone appelée puits TAKEJOURT durant la période de creusement jusqu'au moment où les déplacements sont jugés de stables.les résultats de mesures sont représentés dans la figure (4.6). L'allure des déplacements en fonction du temps est la même pour tous les points. durant les premières semaines on remarque un bombement de l'ordre de 2mm, au lieu d'un tassement.ce gonflement pourrait être due à la présence de sols gonflants qui a été signalé dans certains document concernant quelques sites par GAAMA .

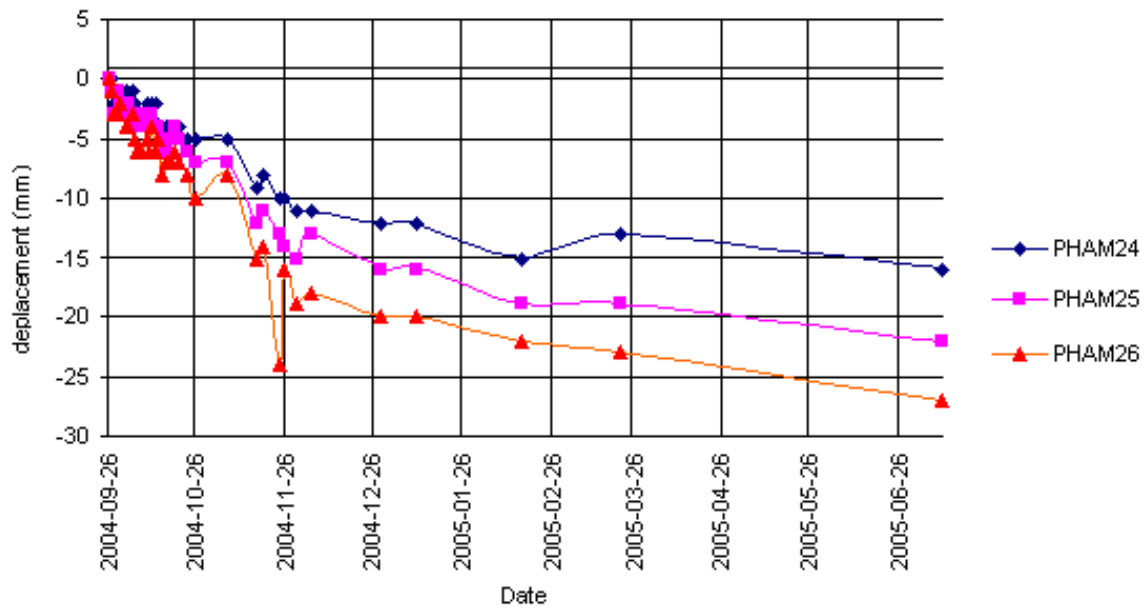


FIG. 4.7 – Tassement en surface puit Hamma (PHAM24 -26)

Après cette période, les tassement commencent à apparaître avec une vitesse importante, pour diminuer après deux mois environs. Les déplacements commencent à se stabiliser après, leur variation est devenue faible (2mm en 3 mois).

Au niveau de ce site, vue sa particularité qu'il soit au niveau de l'autoroute on remarque que les valeurs finales des déplacements sont plus importantes en les comparant à celles qui précèdent, cela est probablement dû au trafic routier son exclure éventuellement les conditions particulières du site, mai elles restent acceptables vis à vis des recommandations.

4.2.3 Déplacement au niveau du puits Hamma

Le creusement des puits a engendré des déplacements importants dans les zones d'influence de ce dernier, ce paragraphe va porter sur les déplacements de surface mesurés au niveau du puits Hamma. Des déplacements importants, qui atteignent parfois 30mm et plus, ont été enregistrés au niveau de certains sites des zones proches des puits d'attaques. Les creusements de ces derniers causent des déplacements très importants soit dans le sens vertical ou dans le sens horizontal vue la particularité des conditions dans ces zones. Ces déplacements important sont dues d'une part au creusement des puits qui causent la traversée des différentes couches donc il y'aura forcément un drainage des eaux, et d'autre part, le creusement du tunnel en bas. Ces deux facteurs sont les sources principales de ces tassements supplémentaires.

4.2.4 Effet de drainage des eaux sur les tassements

Dans certains cas (points), il à été enregistré des déplacements importants en surface car les travaux de percement du tunnel Hamma ont induit un drainage des eaux souterraines qui saturent les sédiments sur lesquels sont fondées plusieurs structures en surface .Un drainage même partiel de ces sédiments risque de créer des tassements importants de nature à affecter sévèrement la structure des édifices [19]. Au stade final, le tunnel sera entièrement étanché (radier et voûte), le problème du drainage des eaux souterraines se pose donc uniquement en phase de construction.

Les risques de drainage des eaux souterraines par le tunnel dans notre cas se situent essentiellement lors de son passage sous la nappe, là où la marne imperméable disparaît (généralement, la ou il y'a remontée du tunnel vers les stations et au niveaux des puits d'attaque), où l'épaisseur de la couche molassique au-dessus de la voûte se réduit à quelques mètres. Cette situation se présente sur plusieurs cas pour des longueurs variables. A cet endroit, les eaux souterraines pourraient être drainées dans le tunnel à la faveur des fissures et des discontinuités causées par creusement qui affectent la couche molassique. Si la molasse devait être de mauvaise qualité ou si son épaisseur au-dessus du tunnel devait être faible, voire nulle, il existerait un risque majeur d'effondrement de la voûte. Indépendamment des conséquences sur la stabilité de l'excavation, cette situation accentuerait les risques de tassement de surface.

Les perturbations d'origine mécanique, hydraulique et hydrique, sont souvent étroitement couplées et s'influencent mutuellement [10]. Ceux-ci pourraient engendrer des tassements différentiels dommageables pour les structures et des édifices à la surface. Au droit du tunnel, l'amplitude des variations du niveau de la nappe dans le cas de drainage des eaux souterraines est réellement variable selon les cas, il pourrait dépasser dans certains cas les 5m, engendrant des tassements importants en surface.

4.3 Auscultations

4.3.1 les buts

La structure porteuse du tunnel étant constituée à la fois du terrain , de béton projeté , de barres d'ancrage dans certains cas et de cintres, l'auscultation devra être conçu de façon à intégrer l'ensemble des constituants de cette structure . Ceci entraînera donc la mise en place de deux types de mesures :

- Mesures de déformation.
- Mesures de contrainte.

Cette auscultation doit normalement permettre de comparer les valeurs mesurées aux estimations faites dans les calculs de dimensionnement ou justification, et de s'assurer que les valeurs mesurées et leurs vitesses d'évolution restent acceptables. Son but est de contrôler le comportement de l'ouvrage et éventuellement d'ajuster le projet à l'avance-

ment.

4.3.2 Moyens d'auscultation

- L'ensemble des moyens de mesure mis à la disposition du constructeur est très varié :
- Mesures de déformation relative et totale ;
 - Mesures des contraintes dans le terrain et dans les diverses parties du revêtement (béton projeté, cintres, barres d'ancrage actives ou passives) ;
 - Pression d'eau.

Les mesures les plus utilisées et les plus fiables sont les mesures de déformation[49]. Elles sont rapides de lecture et leur interprétation permet l'adaptation immédiate du soutènement. Les autres mesures sont parfois entachées d'erreurs liées à la nature de leur mesure et à la mise en place des instruments ou des points de base.

4.3.3 Les convergences

L'expérience acquise ces dernières années durant la construction de projets importants et complexes, en particulier pour les travaux souterrains et dans l'exploitation et la maintenance des ouvrages d'art, a montré de grandes lacunes dans le traitement et l'utilisation des données relatives à ces ouvrages [52], comme c'est le cas pour les interprétations des mesures de convergences.

Dans cette partie nous présentons les résultats des mesures de convergences des parois obtenues à l'occasion du creusement du tunnel D1 du métro d'Alger dans la traversée des marnes dans la zone proche du puits Hamma. Cette analyse réunit plusieurs points pour deux sites différents où les mesures de convergence ont été mises à notre disposition. Le manque de données concernant les détails de l'avancement du front de taille ainsi que le temps entre le creusement et la mise en place des différents soutènements nous conduisent à présenter les déplacements de convergence en fonction du temps sans montrer l'influence des étapes de creusement.

Ces résultats pourront servir à une comparaison avec ceux obtenus lors d'une modélisation numérique du creusement du tunnel telle qu'elle est pratiquée actuellement.

4.3.4 Présentation et analyse des résultats

Les figures (4.8), (4.9) et (4.10) représentent les valeurs des déplacements de convergence mesurés en fonction du temps selon les trois dimensions de l'espace ; selon les axes : horizontale y , vertical Z , et longitudinalement X , pour trois points situés respectivement en clé de voûte, au milieu de l'arc de la voûte et le troisième en stros. Dès le début du creusement, les capteurs situés à proximité de la paroi enregistrent une augmentation de plus en plus forte des déplacements de convergence. Cette augmentation est due au fait qu'au fur et à mesure de l'avancement du front, le massif est de plus en plus déconfiné. Elle atteint son maximum après une période du passage du front.

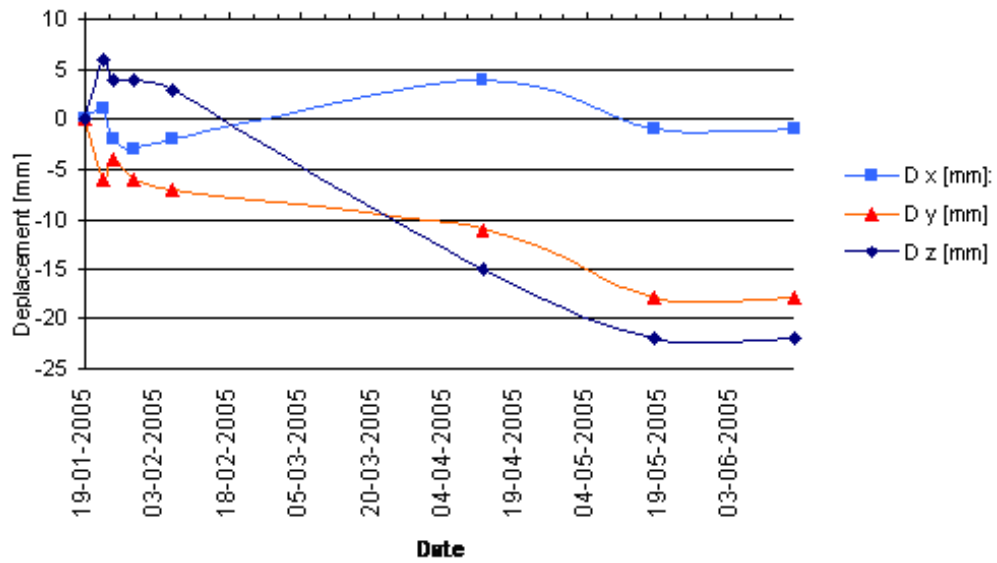


FIG. 4.8 – Convergence Tunnel point P100

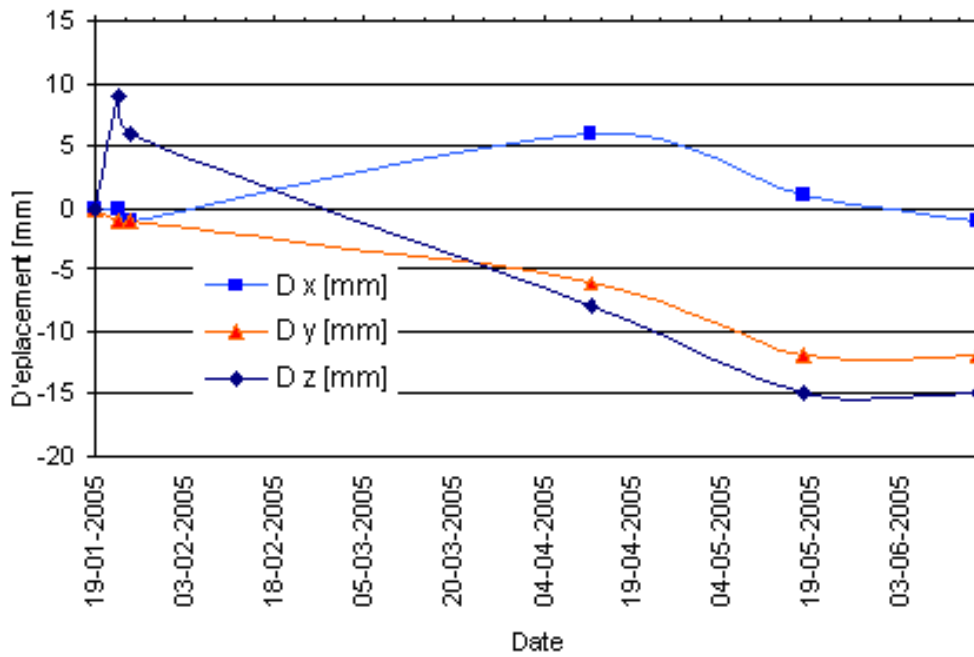


FIG. 4.9 – Convergence Tunnel point P101

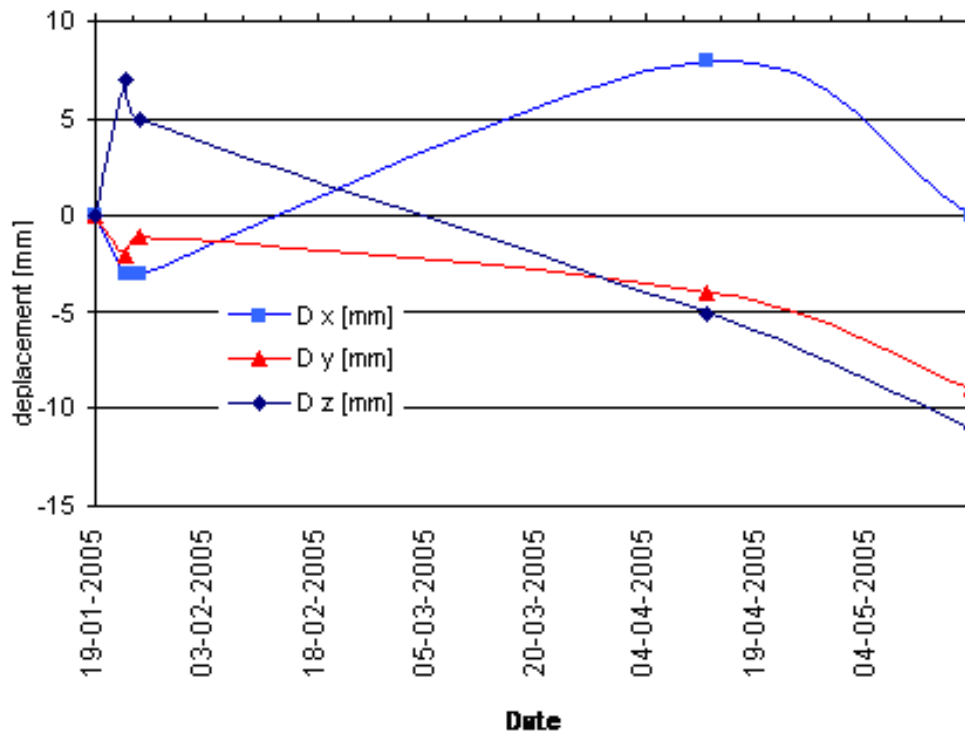


FIG. 4.10 – Convergence Tunnel point P102

Les figures (4.8), (4.9) et (4.10) montrent que les déplacements sont importants selon les deux axes horizontal y et vertical Z pour les trois points de la section 1, aussi pour la section 2 (ANNEXE3), et une augmentation légère selon l'axe longitudinal X qui revient à près de se déminer jusqu'à atteindre en fin des mesures la valeur 0.

Le sol a tendance à se déplacer vers la galerie, cela, à cause de la décompression des terrains, cette tendance augmente en fonction du temps après excavation, on enregistre un déplacement maximale de 22mm pour la figure (4.8) qui représente les convergences mesurées en un point en clé de voûte. Effectivement après l'excavation, la paroi de la galerie se déforme et génère des mouvements de sols orientés vers le tunnel, telle sorte que ce dernier a tendance à se refermer [51].

Théoriquement, les convergences différées derrière le front d'un tunnel en excavation ont deux causes principales [65] [13] : la diminution de l'effet de soutien tridimensionnel du front dû à l'éloignement de celui-ci, ainsi que le fluage du terrain. Dans la pratique, il ne faut cependant pas négliger l'incidence de travaux d'assainissement, de renforcement ou autres interventions ponctuelles à proximité des sections de mesure.

4.4 Conclusion

Le creusement du tunnel, Hamma, ainsi d'autres tunnels de la première ligne du métro d'Alger, ont causé des mouvements du sol à l'intérieur des tunnels qui sont dans la

plupart des cas des mouvements de convergences. Les résultats de mesures de ces déplacements ont montré que les déplacements sont importants selon deux directions verticale et horizontales mais sont faibles dans la direction longitudinale, c'est ce qui permet de donner une idée de modélisation du problème en déformation plane.

Les représentations de déplacement en fonction du temps, montrent bien que les déplacements de convergences sont importants durant les différentes phases de creusement (la vitesse des déformations est importante), et on atteint plus de 60% des déplacements en une période de 90 jours. Les déplacements à l'intérieur du tunnel atteignant 25 mm et plus dans certains cas surtout pour les déplacements verticaux pour les points situés en clé de voûte, mais ces valeurs sont moins importants pour les points sur les arcs et le stros. Du côté technique, l'ensemble de ces déplacements ont été jugés acceptables.

Les travaux de creusement du tunnel ont engendrés aussi des déplacements de terrains en surface (des tassements), les résultats de mesures de ces derniers ont montré que leur évolution en fonction du temps est non linéaire. Les valeurs maximales sont atteinte au niveau de l'aplomb de l'axe du tunnel, en s'éloignant de ce dernier, les valeurs de tassement commencent à diminuer. Leurs profondeurs au niveau de l'axe du tunnel atteignent 7mm pour le premier profil et 8,6mm pour le deuxième pour les deux premiers mois.

Les valeurs de tassement en surface dépendent de la situation de la section de mesure, pour le cas des mesures prises au niveau de l'autoroute on a remarqué que les déplacements sont plus importants que celles au niveau des points ou il n'y a pas d'ouvrages à la surface. Les tassements sont très importants dans les zones proches des puits d'attaques qui atteignent 25mm et plus, à cause de l'influence du creusement de ces derniers, donc il y'a double influence celui du tunnel et celui du puis.

5.1 Introduction

La prévision des tassements de surface constitue l'un des enjeux des projets de construction d'ouvrages souterrains en site urbain [56]. L'expérience a montré qu'un affaissement plus ou moins important se produit inévitablement à l'aplomb des tunnels creusés en terrain meuble [35],[31]. Ces déformations sont susceptibles d'affecter les structures avoisinantes (bâtiments en surface, réseaux enterrés, chaussées, etc.) et méritent d'être prises en considération dans le dimensionnement de l'ouvrage. C'est pourquoi la tendance actuelle impose de plus en plus la justification des ouvrages géotechniques vis-à-vis des déplacements [18]. La détermination des déplacements liés à l'excavation d'un tunnel devient donc un enjeu fondamental- lors d'un projet de tunnel urbain. En 1969, Peck (1696) a proposé une méthode empirique pour estimer les tassements engendrés par le creusement d'un tunnel. Elle est basée sur l'hypothèse que la cuvette de tassement en surface est représentée par une courbe de Gauss [39],[2].

Pour évaluer les déplacements dans le massif, qui surviennent lors du creusement d'un tunnel, la méthode des éléments finis présente l'avantage de pouvoir prendre en compte la complexité des problèmes rencontrés, à savoir l'hétérogénéité du sol, la méthode de creusement, une géométrie compliquée, etc [?]. Dans cette partie de notre travail on modélisera la section du tunnel , définie précédemment, en utilisant le logiciel de calcul en éléments finis (Plaxis7.2), et on calculera les déplacements à la surface libre et aussi les déplacements en fonction de la profondeur puis en montrera l'influence de certaines caractéristiques du site.

5.2 Application de la MEF au calcul des ouvrages souterrains

La MEF consiste à remplacer la structure physique à étudier par un nombre fini d'éléments ou de composants discrets qui représentent un maillage [27],[40]. Ces éléments sont liés entre eux par un nombre de points appelés noeuds. On considère d'abord le comportement de chaque partie indépendante, puis on assemble ces parties de telle sorte à assurer l'équilibre des forces et la compatibilité des déplacements réels de la structure en tant qu'objet continu. La MEF est extrêmement puissante puisqu'elle permet d'étudier correctement des structures continues ayant des propriétés géométriques et des conditions de charges compliquées [40],[44]. Elle nécessite un grand nombre de calculs qui, à cause de leur nature répétitive, s'adaptent parfaitement à la programmation numérique. La méthode aux éléments finis est théoriquement la plus satisfaisante puisqu'elle permet la modélisation des problèmes géotechniques complexes [32],[10].

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

5.2.1 Principe de base

Le principe de base de la MEF est que le milieu est considéré bi ou tridimensionnel. Le milieu continu est discrétisé en un certain nombre d'éléments linéiques ou surfaciques imaginaires [?]. Les éléments sont supposés reliés entre eux par un nombre fini de points dits points nodaux qui sont généralement les sommets des éléments et parfois d'autres points sur les faces ou les arêtes. Ces points nodaux transmettent les efforts d'un élément à l'autre. Les déplacements de ces éléments sont les inconnues de base du problème. Une fonction permet de définir de manière unique le champ de déplacement à l'intérieur de l'élément en fonction des déplacements de ses nIJudS (il existe plusieurs types d'éléments et de fonctions d'interpolation). Les fonctions de déplacement définissent l'état de déformation à l'intérieur de l'élément en fonction des déplacements nodaux, par la suite, en fonction des propriétés rhéologiques du matériau, l'état de contrainte, qui est défini en un ou plusieurs points de l'élément appelés points d'intégration[45]. A partir de ces fonctions de déplacement et des lois rhéologiques choisies, on détermine une relation de raideur qui à tout champ de déplacement sur le solide définie par la composante U des déplacements aux nIJudS, fait correspondre un champ de sollicitation définie par la composante F des forces aux noeuds .cette relation s'écrit :

$$\{F\}=[K]\{U\}$$

$[K]$: est la matrice de rigidité

Une fois la matrice $[K]$ du système est déterminée, tout le problème consiste généralement à résoudre le système linéaire : $\{F\}=[K]\{U\}$
 Tout chargement se traduit par des forces aux nœuds. Lorsqu'il s'agit d'incrément de charge, les déplacements obtenus sont des incréments de déplacement qui s'ajoutent aux déplacements obtenus lors de l'incrément précédent. Il en est de même pour les contraintes. La matrice de rigidité $[K]$ peut varier, elle aussi, en fonction des étapes de calcul (excavation ou suppression éléments, soutènement ou adjonction éléments) [10], ou en fonction de contraintes atteintes.

5.2.2 Etapes de modélisation d'une excavation par éléments finis

Une particularité des calculs d'excavation par éléments finis est la nécessité de mettre en oeuvre plusieurs modèles (au sens large)[29]. En effet, un déroulement classique de la modélisation peut se résumer par les étapes suivantes :

- étape 1 : initialisation des contraintes in situ ;
- étape 2 : calcul des réactions nodales au niveau des parois de l'excavation ;
- étape 3 : déconfinement du massif pour simuler l'excavation progressive ;
- étape 4 : éventuelle pose d'un soutènement / revêtement et fin du déconfinement.

Dans la plupart des cas, l'enchaînement des calculs se fait sur la base de quatre configurations [41] figure (Fig.5.1). La première configuration sert à initialiser les contraintes

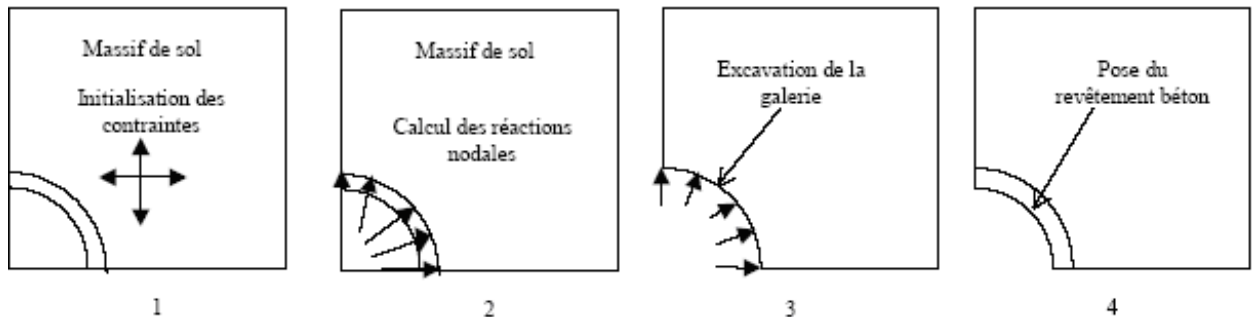


FIG. 5.1 – Schématisation des étapes de modélisation d'une excavation.

d'origine géostatique et la pression hydrostatique due à la présence éventuelle d'eau. La deuxième configuration permet de calculer les réactions aux nœuds représentant le bord de l'excavation.

L'état initial du modèle est défini par :
 $U=0$ aux noeuds du maillage.
 $\sigma=\sigma_0$ aux points d'intégration.

A ce stade de la modélisation, tous les éléments du maillage correspondent à un matériau de type sol[41],[15]. On obtient donc un massif de sol dans lequel règne un état de contraintes correspond à l'état de contraintes in situ dans le plan perpendiculaire à l'axe de la galerie. On connaît également les réactions nodales au bord de l'excavation, ce qui

va permettre un déconfinement partiel ou total du massif dans les étapes qui suivent.

La troisième configuration est consacrée au déconfinement par le fait qu'on diminue les réactions nodales au bord de l'excavation afin de simuler le creusement du tunnel,[15]. Lors de la réalisation de cette étape, les éléments finis dans la région correspondante à l'intérieur du tunnel ne doivent plus participer à la rigidité du modèle, en pratique ceci peut être pris en compte de plusieurs façons [15],[32],[58].

La quatrième étape c'est la simulation de la pose du soutènement (par exemple soutènement provisoire dans notre cas considéré comme un matériau composite qui se constitue de cintres et de béton projeté), en cours de déconfinement par exemple. Dans un cas pareil, on rajoute des éléments avec des caractéristiques de béton et on poursuit la diminution des réactions nodales calculées dans première étape pour achever le calcul[15].

5.2.3 Simulation des vides dans un massif de sol

Une fois le calcul des réactions nodales est effectué, il se pose la question de l'élimination de la partie excavée du modèle numérique afin que sa rigidité n'entrave pas la convergence du tunnel. Il existe plusieurs méthodes pour la simulation de la création du vide, mais pour nous on se limite à la méthode suivante qui est basée sur la quasi-annulation des propriétés mécaniques des éléments situés dans la zone excavée, puis introduction de propriétés plus réalistes lors de la pose du soutènement. Cette méthode permet de simplifier le modèle et donne des résultats assez corrects pour le cas simple que nous avons étudié du logiciel [?].

5.3 Modélisation avec PLAXIS

PLAXIS 7.2 est un programme d'éléments finis en deux dimensions spécialement conçu pour réaliser des analyses de déformation et de stabilité pour différents types d'applications géotechniques[?]. Les situations réelles peuvent être représentées par un modèle plan ou axisymétrique. Le programme utilise une interface graphique pratique permettant de générer rapidement un modèle géométrique et un maillage d'éléments finis basés sur la coupe verticale de l'ouvrage à étudier. L'interface d'utilisation de PLAXIS se compose de quatre sous-programmes (Input, Calculations, Output et Curves).

5.3.1 Maillage avec PLAXIS

L'utilisateur de PLAXIS doit sélectionner des éléments triangulaires à 6 ou 15 noeuds pour modéliser les couches de sol et autres éléments de volume. L'élément par défaut de PLAXIS est le triangle à 6 nœuds. Il fournit des interpolations du second ordre pour les déplacements. La matrice de rigidité des éléments est évaluée par intégration numérique en utilisant au total trois points de Gauss (points de contrainte) [?]. Pour le triangle à 15 noeuds, l'interpolation est d'ordre quatre, et l'intégration nécessite douze points

de contrainte. Le type d'éléments pour les éléments de structure est automatiquement compatible avec le type d'éléments de sol choisi [42].

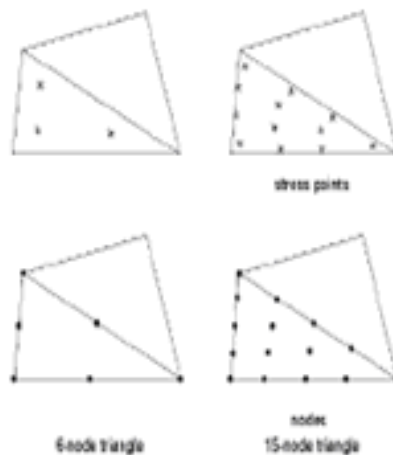


FIG. 5.2 – Précision des noeuds et des points de contraintes dans les éléments

Le triangle à 15 noeuds est un élément très précis qui a produit des résultats en contraintes de haute qualité sur différents problèmes, comme par exemple le calcul de la rupture du sol incompressible [42]. L'utilisation des triangles à 15 noeuds implique une consommation de mémoire assez élevée, et les calculs et la manipulation sont donc un peu ralentis. C'est pour cela qu'un type d'éléments plus simple est également disponible.

Le triangle à 6 noeuds est un élément relativement précis donnant de bons résultats pour les analyses standards en déformation, à condition d'utiliser un nombre suffisant d'éléments[42],[?]. Cependant, il faut être prudent dans le cas de modèles axisymétriques ou dans des situations où une rupture (possible) est à prendre en compte, comme un calcul de capacité importante ou le calcul de coefficient de sécurité selon la méthode de phi-c réduction. Les charges à la rupture et les coefficients de sécurité sont généralement surévaluées avec des éléments à 6 noeuds[44]. Pour ces calculs, il convient d'utiliser plutôt des éléments à 15 noeuds.

5.3.2 Les modèles de matériaux

PLAXIS propose différents modèles qui permettent de simuler le comportement d'un sol. Les modèles, leurs différents paramètres sont décrits en détail dans le chapitre 02. Un commentaire rapide sur les modèles disponibles est donné ci-dessous :

Modèle élastique linéaire : Ce modèle représente la loi de Hooke pour l'élasticité linéaire et isotrope. Le modèle comporte deux paramètres de rigidité élastique, le module de Young, E , et le coefficient de Poisson, ν . Le modèle linéaire élastique est très limité pour simuler le comportement d'un sol. Il est utilisé principalement pour des structures rigides massives placées dans le sol.

Modèle de Mohr-Coulomb : Ce modèle bien connu est utilisé généralement comme une première approximation du comportement d'un sol. Ce modèle comporte cinq paramètres : le module de Young, E , le coefficient de Poisson, ν , la cohésion, c , l'angle de frottement, φ , et l'angle de dilatance ψ . *Modèle pour les roches fracturées (Jointed Rock model)* : C'est un modèle élasto-plastique anisotrope, pour lequel le cisaillement plastique peut se produire seulement dans un nombre limité de directions de cisaillement. Ce modèle peut être utilisé pour simuler le comportement des roches stratifiées ou fracturées.

Modèle de sol avec écrouissage (Hardening Soil Model) : C'est un modèle hyperbolique de type élasto-plastique formulé dans le cadre de la plasticité avec écrouissage en cisaillement. De plus, ce modèle prend en compte l'écrouissage en compression pour simuler le compactage irréversible d'un sol sous son premier chargement en compression. Ce modèle du deuxième ordre permet de simuler le comportement des sables, des graves, mais aussi de sols plus mous comme les argiles et les limons.

Modèle pour les sols mous (Soft Soil model) : C'est un modèle de type Cam-Clay qui permet de simuler le comportement de sols mous comme des argiles normalement consolidées ou de la tourbe. Ce modèle s'applique très bien aux situations où la consolidation primaire est prépondérante.

Modèle pour les sols mous avec fluage (Soft Soil creep model) : C'est un modèle du deuxième ordre formulé dans le cadre de la viscoplasticité. Ce modèle permet de simuler le comportement des sols mous, comme les argiles ou les tourbes normalement consolidées, en fonction du temps. Ce modèle prend en compte la compression logarithmique [?].

Modèle défini par l'utilisateur : Cette option permet de définir et d'utiliser des lois de comportement autres que les modèles standards de PLAXIS. Pour une description plus détaillée de cette option, veuillez vous reporter au manuel des modèles de matériaux (Material Models Manuel).

5.4 Calcul des déplacements dus au creusement du tunnel

5.4.1 Caractéristiques géotechniques prises en compte dans les calculs

La section pour laquelle les calculs éléments finis ont été réalisés à l'aide logiciel (Plaxis7.2) à été choisie dans le tronçon Hamma - Jardin d'Essais, vers (PK 5.100 - 5.200), proche de Jardin d'Essais figure 5.3. Cette section se trouve entièrement dans les marnes compactes. Elle est prévue en type de soutènement R5a par GAAMA. Du point de vue géotechnique, il s'agit d'une mission type G3 partielle selon la définition des normes géotechniques normalisées françaises[26].

La coupe géotechnique retenue pour cette section peut être décrite comme suit :

Formation	$\gamma_d(KN/m^2)$	$\gamma(KN/m^2)$	E (Mpa)	ν	$C_u(Kpa)$	$\phi_u()$	$k(m/jours)$
Quaternaire	19	22	120	0.25	30	27.5	12.90
Molasse	17	20.5	120	0.25	5	32.5	4.32
Marnes KG1	22	24	500	0.30	250	30	8.610^{-9}

TAB. 5.1 – Caractéristiques géotechniques du massif de sol.

- de 0 à 6m de profondeur : terrain quaternaires ;
- de 6 à 11,5m de profondeur : molasse sableuse ;
- à partir de 11,5 m de profondeur : Marnes KG1.

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

La définition géométrique de l'ouvrage est présentée sur la figure (ANEXEĚ).d'une ouverture intérieure de 8.82m sur 7.74 de hauteur, l'ouvrage est composé d'un soutènement (type R5a) en béton projeté de 15cm d'épaisseur en radier et de 20cm en voûte et piédroit ou il est associé à des cintres HEB120 espacés de 1,5m et d'un revêtement définitif en béton B35 de 40cm d'épaisseur en voûte à 60cm d'épaisseur en radier. La clé de l'excavation est située à 15m de profondeur sous le terrain naturel. Sans définition détaillée du massif, nous considérant, pour le calcul,les caractéristiques moyennes des chaque couche pour le cas de la coupe géotechnique prise pour la section entre les points Pk 5.100 et Pk5.200 . Les caractéristiques géotechniques prises en compte pour les différentes formations en présence pour ce cas précis sont présentées dans le tableau (5.1).

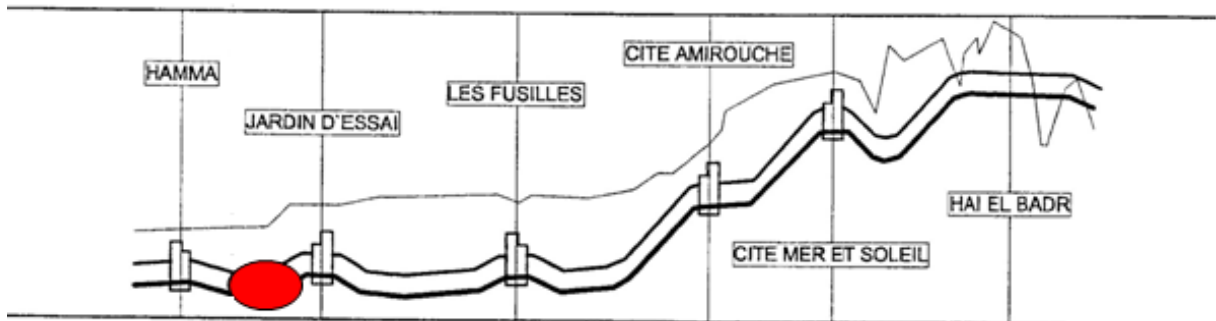


FIG. 5.3 – Localisation de la section étudiés

L'état de contraintes est déterminé en utilisant les expressions suivantes :

$$\sigma_v = \sum_i \gamma_i h_i \quad \sigma_h = k_0(\sigma_v - u_w) + u_w. \quad (5.1)$$

Où u_w présente la pression hydrostatique au point considéré.

Pour ce qui concerne les caractéristiques de soutènement, elles sont citées au paragraphe suivant, ici nous allons parlé uniquement du soutènement comme matériau composite (cintres + béton projeté) du soutènement provisoire qui sera traité comme matériau homogénéisé. Les caractéristiques (épaisseur $e_c q$ et module $E_c q$) de ce matériau.

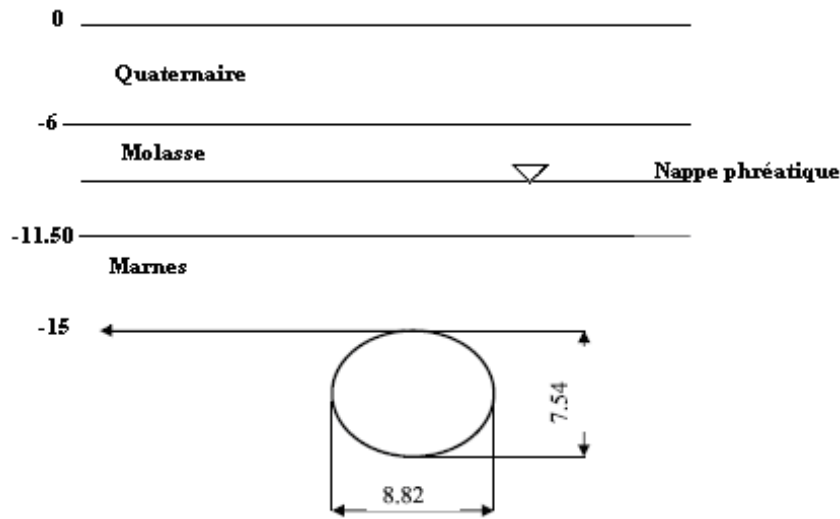


FIG. 5.4 – Coupe longitudinale du massif et le tunnel.

5.4.2 Les Hypothèses de calcul

La figure (5.5) représente le massif du sol et la structure prévue en même temps à l'état initial avant le creusement. Le milieu est considéré bidimensionnel et semi fini.

L'ouvrage est symétrique par rapport à son axe vertical. Il convient tout d'abord de saisir la géométrie transversale du tunnel dans le logiciel (soutènement uniquement) dans notre cas, il s'agit de la demi section. Il s'agit du profil de soutènement prévu pour être placé sur une centaine de mètres. Les données injectées pour le calcul sont celles décrites dans les dossiers fournis par l'EMA. La hauteur de couverture est de 15m, les paramètres du sol dont les caractéristiques ont été obtenues à la suite d'une campagne d'essais in situ et en labo sur des sondages carottés selon la documentation de L'EMA. Le milieu considéré comme continu, ayant un modèle de comportement de Mohr-Coulomb :

Le soutènement est constitué par des cintres métalliques HEB 120 tous les 1.5 mètres, avec un blindage de béton projeté armé par deux paillasse de treillis soudé. Il s'agit donc d'une structure mixte acier-béton. Pour les calculs, on prendra des caractéristiques homogénéisées suivantes :

- Module d'Young équivalent : $E_{equi} = 12540\text{MPa}$
- Epaisseur de soutènement équivalente : $e_{equi} = 19.6\text{ cm}$
- Masse volumique équivalente : $\gamma_{equi} = 25.17\text{KN/m}^3$
- Coefficient de Poisson équivalent : $\nu_{equi} = \text{béton} =$

On suppose que le soutènement est posé à 2m du front de taille, ce qui correspond à un taux de déconfinement à la pose $\lambda = 0.4$ (calcul issu d'une approximation avec la méthode convergence-confinement).

Le contact sol soutènement provisoire est pris comme un contact en adhérence parfaite selon les considérations de la méthode de creusement NATM.

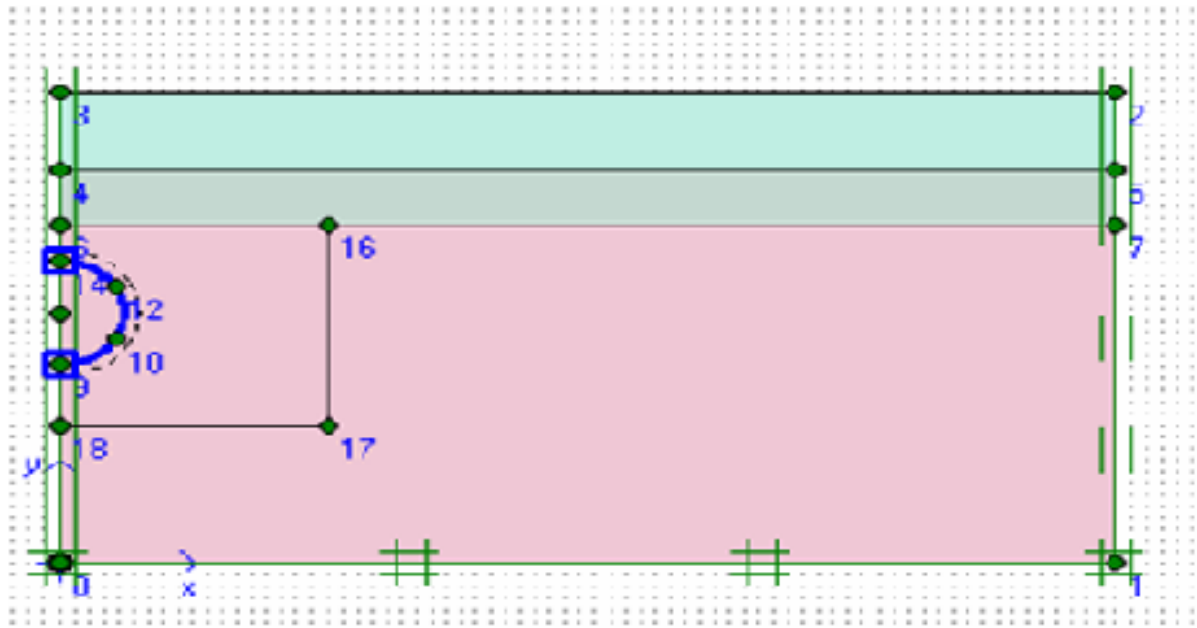


FIG. 5.5 – Représentation du massif et de la structure prévue.

5.4.3 Le maillage

Etant donné l'étendue de l'excavation, nous avons choisi de modéliser l'ouvrage en déformations planes. Nous avons représenté la partie droite du tunnel du fait de la symétrie de l'ouvrage. Le maillage a une extension horizontale de 70m et verticale de 45m en respectant les recommandations qui dictent que cette distance soit au minimum 5 fois le diamètre [42]. On a pris ici un rayon global de 4.5m. Il comprend 1670 éléments et 3484 noeuds. Le massif de sol est modélisé avec des éléments triangulaires à six noeuds. La structure de l'ouvrage est représentée avec des éléments de massif, le soutènement supposé comme un seul matériau composite. Le maillage utilisé est représenté sur la figure (Fig.5.6). Après avoir raffiné le maillage plusieurs fois autour du tunnel, le calcul se déroulera en plusieurs étapes qui seront définies par la suite.

5.4.4 Conditions initiales

Une fois le modèle géométrique est créé et le maillage d'éléments finis est généré, l'état de contraintes initiales et la configuration initiale doivent être spécifiées. Cela se fait dans la partie traitant des conditions initiales du programme d'entrée des données. Les conditions initiales sont constituées de deux modes différents, l'un pour générer les pressions interstitielles initiales (mode des conditions hydrauliques) et l'autre pour spécifier la configuration géométrique initiale et générer le champ des contraintes effectives initiales (mode de configuration géométrique). Pour les conditions aux limites du modèle, on a considéré que le déplacement horizontal est nul suivant les limites latérales du modèle et le déplacement vertical est nul suivant la base du modèle.

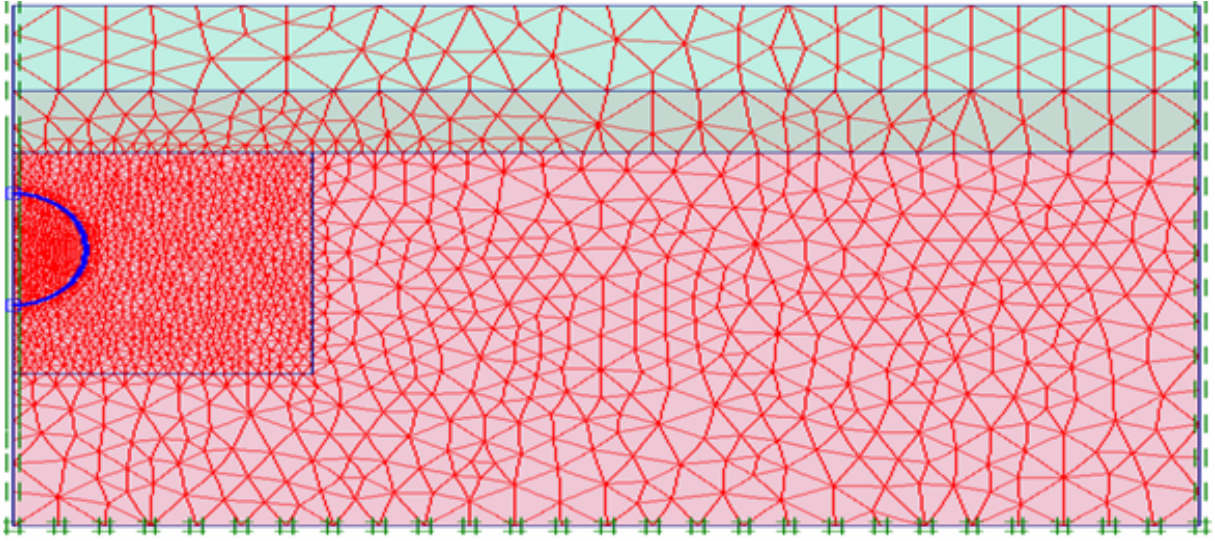


FIG. 5.6 – Vue générale du maillage

5.4.5 Le modèle pris en compte pour la modélisation du comportement du sol

Les sols tendent à se comporter d'une manière fortement non linéaire sous l'effet d'un chargement. Ce comportement non linéaire en contraintes-déformations peut être modélisé suivant différents niveaux de sophistication[57]. Mais le nombre de paramètres à introduire dans les modèles augmente avec ce degré de sophistication. Le modèle bien connu de Mohr-Coulomb peut être considéré comme une approximation au premier ordre du comportement réel du sol [40]. Ce modèle, élastique parfaitement plastique, nécessite cinq paramètres fondamentaux qui sont : le module de Young, E , le coefficient de Poisson, ν , la cohésion, c , l'angle de frottement, φ , et l'angle de dilatance, ψ . Comme les ingénieurs géotechniciens sont habitués à utiliser ces cinq paramètres, et qu'ils disposent rarement d'autres données, une attention particulière sera portée à ce modèle classique de comportement[43],[40]. C'est pour ces raisons de disponibilité des paramètres du sol que dans notre étude on a pris le modèle de Mohr-Coulomb pour la modélisation du comportement du massif de sol.

5.4.6 Les étapes de calcul

Pour le calcul par éléments finis des tassements en surface et les déplacements aux différents niveaux de profondeurs, dans notre cas, nous avons suivi les étapes suivantes pour simuler le creusement :

étape1 : initialisation des contraintes (géostatistiques) ;

étape2 : creusement du tunnel avec un déconfinement $\sum Msatg = 0.4$;

étape3 : pose du soutènement provisoire avec le passage de la valeur du déconfinement de 0.4 à 0.6 ;

étape4 : fin de déconfinement $\sum Msatge = 1$.
Étant $\sum Msatge$ est le taux de déconfinement.

5.5 Résultats et discussions

La vue du déplacement du maillage effectué donne une idée générale sur le déplacement du terrain aux différents niveaux, causé par le creusement de l'excavation (Fig.5.7).

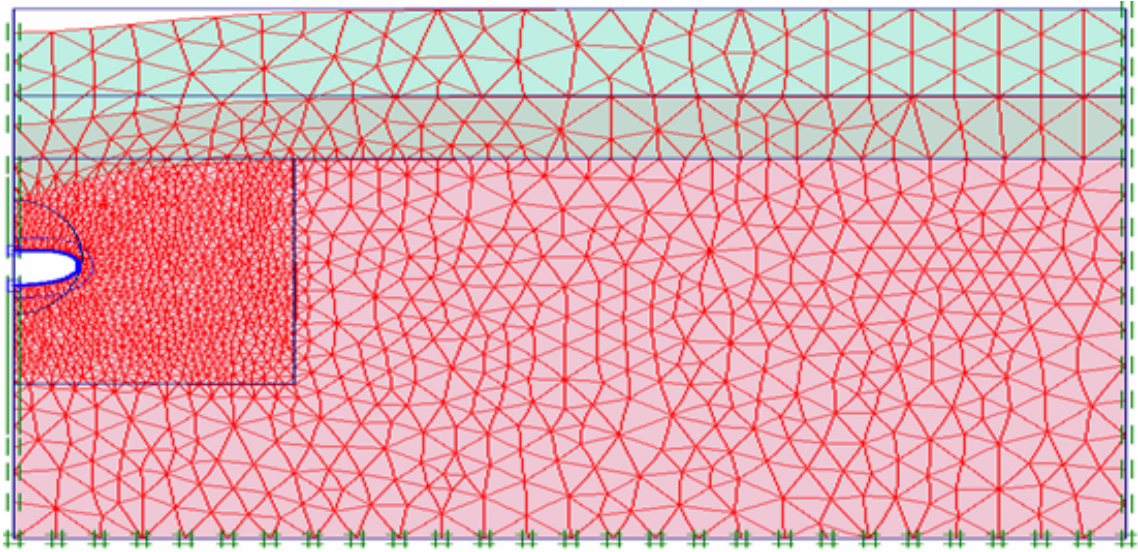


FIG. 5.7 – déformation du maillage

5.5.1 Déplacements totaux

La figure (5.8) représente les isovaleurs des déplacements totaux obtenues par le calcul pour le massif après creusement du tunnel. On remarque que le déplacement maximal est localisé au niveau de la clé du tunnel, et se propage par diminution de la clé du tunnel vers la surface et aussi horizontalement, on obtient un déplacement total de 10.46mm en clé et 4,8mm en surface à l'aplomb de la clé du tunnel, ce qui est jugé normale en le comparant d'une part aux résultats de mesures sur site et d'autre oart aux autres études faites dans ce domaine [27],[37].

5.5.2 Evolution des tassements en fonction de la distance Horizontale

La figure(5.9) présente les tassements, en surface, en fonction de la distance horizontale par rapport à l'axe du tunnel, calculés par le modèle éléments finis pour la section, du tunnel, étudiée :

Les résultats obtenus montrent que les déplacements sont importants pour les zones

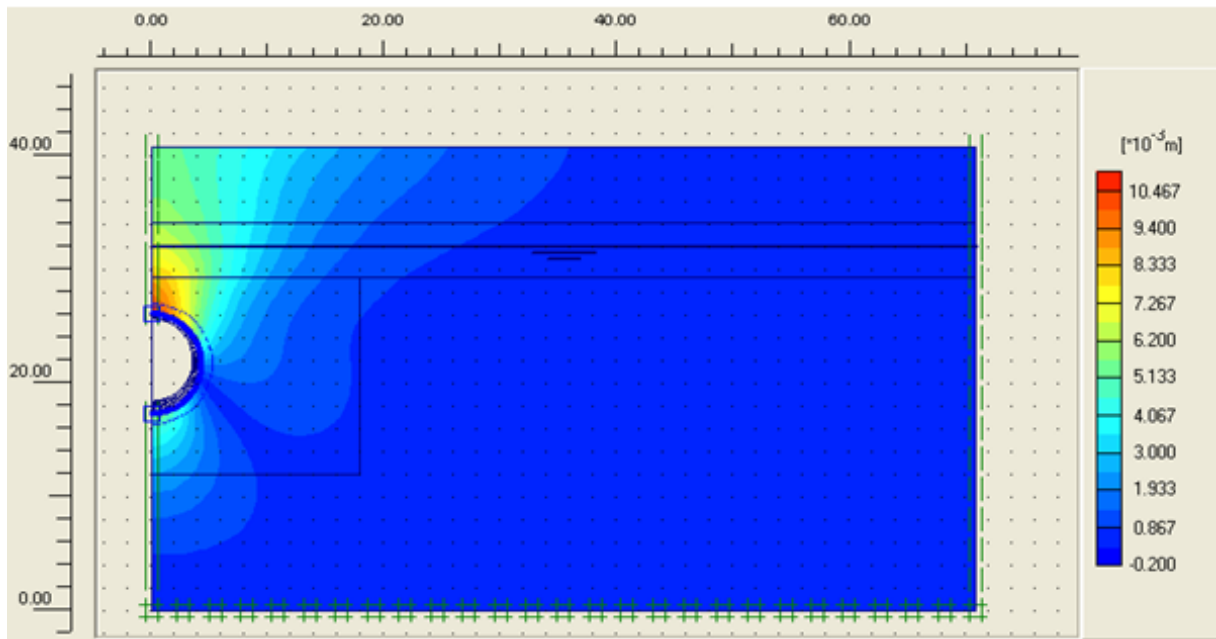


FIG. 5.8 – Isovaleurs des déplacements totaux

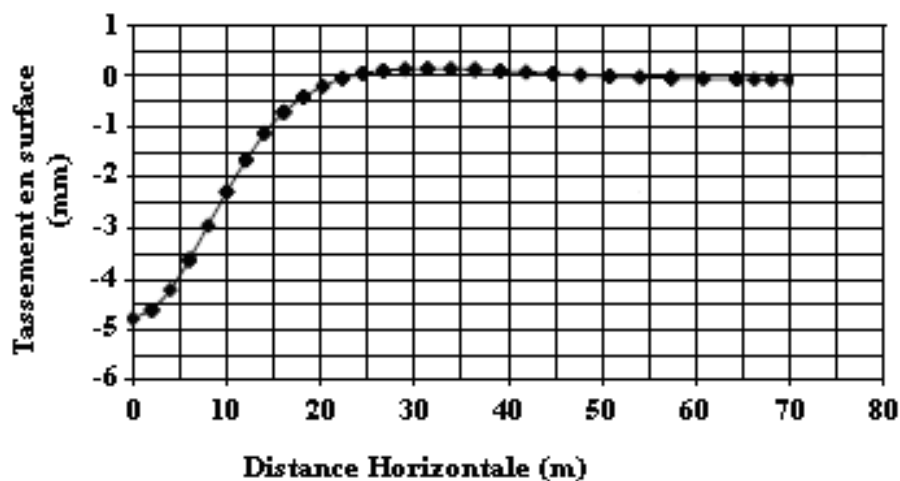


FIG. 5.9 – Tassement en surface en fonctions de la distance horizontale.

proches de l'axe du tunnel et diminuent en s'éloignant de ce dernier jusqu'à ce qu'ils s'annulent en un point donné à une distance de 25m. L'importance des déplacements en surface en zones proches du tunnel est due à la propagation des mouvements de sols causés par le mouvement de convergence à l'intérieur du tunnel qui ont créé une relaxation des trains après excavation[35],[51],[4].

Les résultats obtenus par le modèle utilisé sont en accord avec ceux du modèle fait par le bureau d'étude(Documents EMA) où les tassements prévues sont de cinq millimètres environs, qui sont jugés par le bureau d'étude de satisfaisants.

On remarque aussi un léger bombement entre les points situés entre 25m et 40m de

l'axe du tunnel, cela est dû au défaut de la modélisation par éléments finis, qui génère généralement ce genre de problèmes [13],[43]. Car l'estimation correcte des tassements induits par le creusement d'un tunnel en utilisant des modules constants dans l'ensemble du massif, nécessite de bien choisir les valeurs des paramètres mécaniques en fonction de l'étendue verticale du maillage [13],[64]. En pratique, les modélisateurs ont adopté diverses solutions. Ainsi, certains auteurs (comme Mestat et Arafati, 1998) ont proposé de limiter le frottement pour éviter que le soulèvement, mais ça a induit des problèmes liés à la physique du problème[12].

5.5.3 Déplacements en fonction de la profondeur à l'aplomb de la clé du tunnel

La figure(5.10) représente les déplacements verticaux calculés à l'aplomb de la clé du tunnel pour des différents points sur des profondeurs variables.

La représentation des déplacements en fonction de la profondeur montre que les dépla-

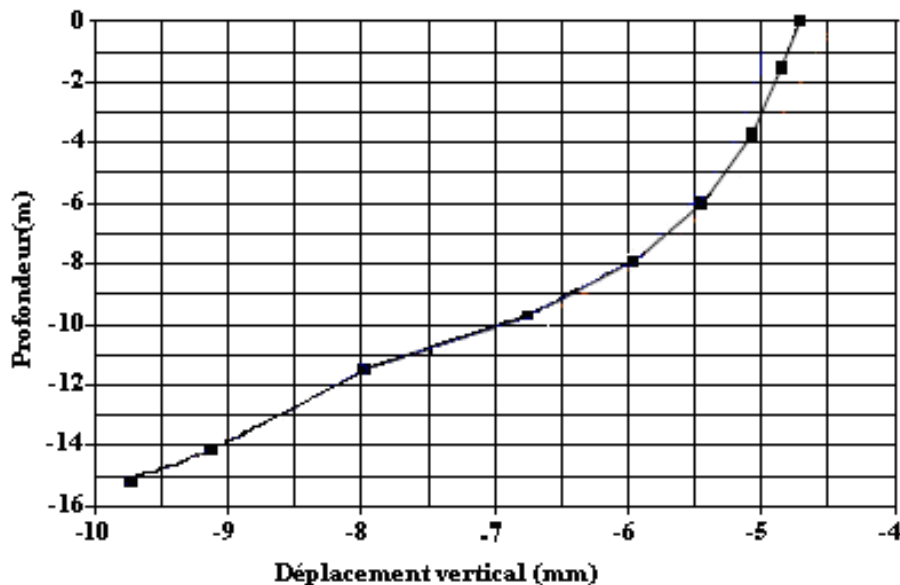


FIG. 5.10 – Déplacements à l'aplomb de la clé du tunnel

acements sont très importants en clé du tunnel : ils sont de l'ordre de 9.54 millimètres, mais ces derniers diminuent en s'éloignant vers la surface ; où les déplacements sont diminués presque de moitié de leurs valeurs. On obtient 4.8mm en surface. Une autre remarque peut être faite sur la cadence de la variation de ces déplacements, on peut distinguer trois paliers, le premier est entre -16 et -11,5, le deuxième entre 11,5 et 6,5 et le dernier de 6,5 jusqu'à la surface, cette distinction de la cadence de variation peut être expliquée par l'effet de la nature du sol sur la propagation des mouvements , autrement dit par l'effet des caractéristiques mécaniques de ce dernier car elles jouent un rôle très important dans la propagations des mouvements [16],[61],[65]. Aussi, il à été constaté que les dimensions

de la cuvette du tassement dépendent fortement des caractéristiques du sol [17],[31].

On peut conclure alors que les déplacements dus au creusement du tunnel peuvent être affectés par la nature du terrain.

5.6 Influence des caractéristiques mécaniques du sol (étude paramétrique)

La réponse du massif aux sollicitations engendrées par le creusement d'un tunnel dépend essentiellement de la nature du sol et la technique de creusement [17],[53]. Le but de cette section est de montrer l'influence des caractéristiques du sol sur les déplacements que se soit en surface (les tassements), ou alors aux différents niveaux de profondeur à l'aplomb de la clé du tunnel. Pour ce but, on va présenter une étude paramétrique en faisant varier les caractéristiques φ , E et ν pour les différentes couches de sol constituant le massif.

5.6.1 influence du coefficient de Poisson

Les tassements de surface

Dans cette partie, on prend comme modèle de référence le modèle pour la section étudiée, ensuite on donne des valeurs de coefficient de Poisson respectivement ($\nu + 0.1$ et $\nu - 0.1$) pour les différents constituant du massif du sol, étant ν est la valeur du coefficient de poisson pour le cas initial (de référence). La figure (5.11) représente les tassements en surface en fonction de la distance Horizontale calculés pour les différentes valeurs de ν .

Les résultats de calculs obtenues montrent que plus le coefficient de poisson est plus grand, plus les déplacements maximaux sont minimes, et l'évolution de la cuvette de tassement est de même allure pour tous les cas, mais la différence réside dans les dimensions de la cuvette de tassement. On remarque que c'elle ci est légèrement plus large pour la valeurs de ($\nu+0.1$). Cette constatation a été faite pour l'étude des déplacements de sol mono couche pour des valeurs de ν différentes[47].

Déplacements en fonction de la profondeur

La représentation des déplacements en fonction de la profondeur pour les trois cas présentent les mêmes valeurs (déplacements) à partir de la clé du tunnel jusqu'à presque atteindre la profondeur de 6m, ce qui veut dire la frontière de la couche du quaternaire ou il y a une divergence des déplacements pour les différentes valeurs de ν de manière que plus la valeur de ν est grande plus le déplacement est important.

Les résultats de calcul permettent de constater que la variation des déplacements en fonction du coefficient de Poisson dépend aussi de la nature du sol, la figure (5.12) montre bien que la variation de ce dernier a une influence quasiment nulle pour les sols des couches

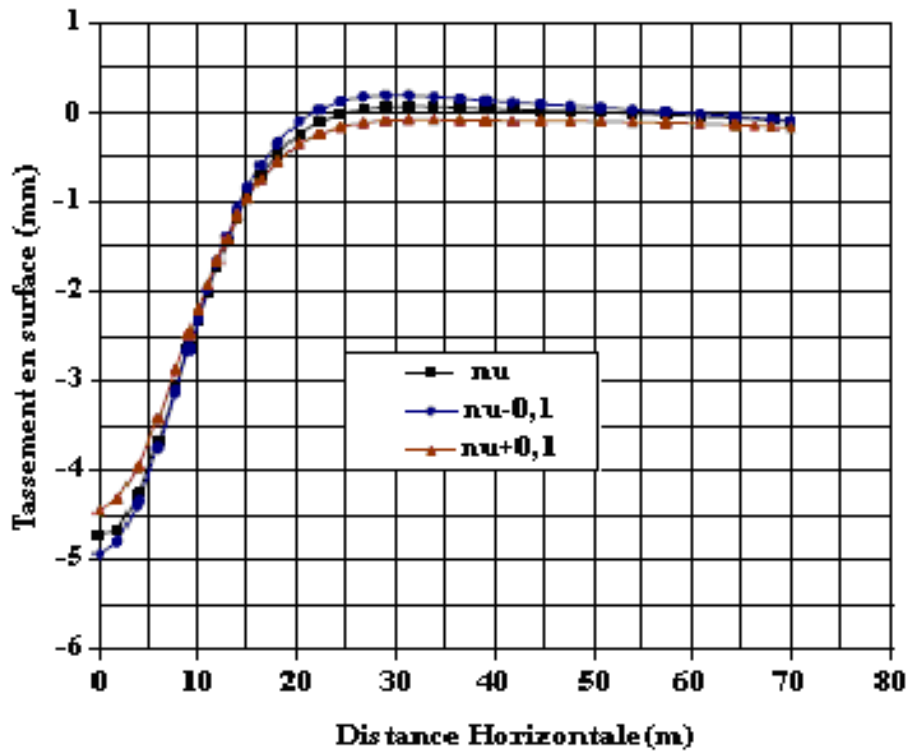


FIG. 5.11 – Influence du coefficient de poisson sur les tassement en surface.

au dessous de 11m de profondeur, qui correspondent dans notre cas aux couches de marne et de mollasse. Mais les résultats obtenus montrent bien que l'influence de la variation de ν est claire pour la couche des sédiments (quaternaire).

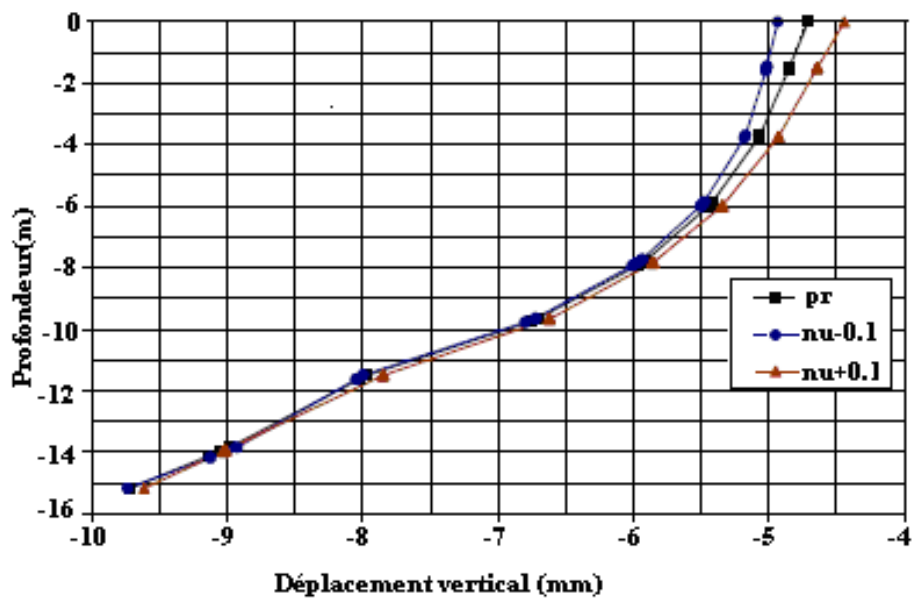


FIG. 5.12 – déplacement à l'aplomb de clé de voute pour les diferentes valeurs de ν

5.6.2 Influence du module d'élasticité

Pour montrer l'influence du module d'élasticité du sol, on a augmenté le module d'élasticité pour chaque couche de 20% ,ensuite, on a diminué ce dernier de 20% , et on a tracé les courbes de tassement en surface et les courbes de déplacement en fonction de la profondeur pour chaque cas.

Influence sur les tassements en surface

La comparaison des valeurs obtenues pour les trois cas est présentée sur (Fig.5.13).

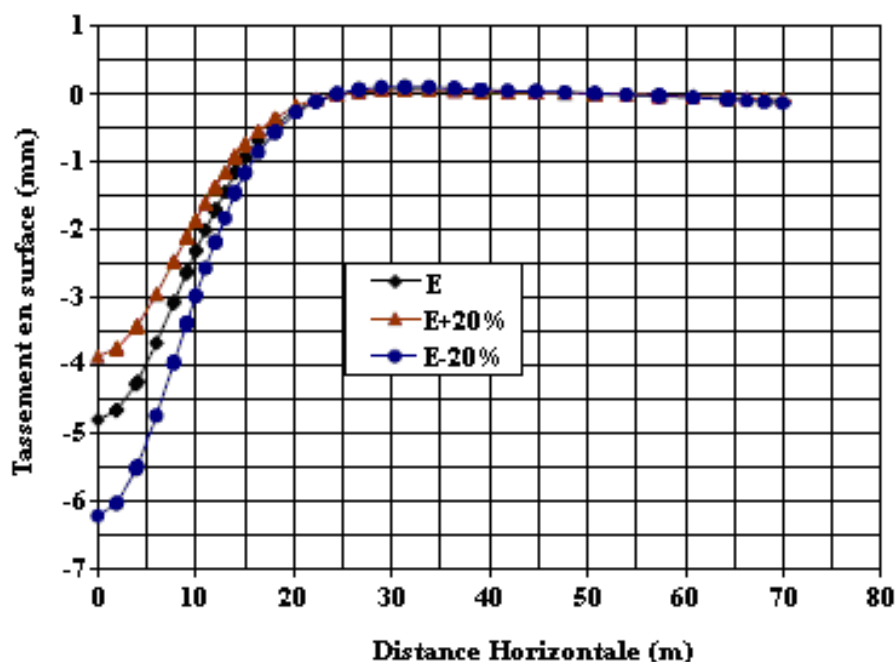


FIG. 5.13 – Influence du module d'élasticité sur les tassements en surface

L'augmentation de la valeur du module d'élasticité a diminué les tassements en surface. On obtient une valeur maximale de 6.2mm pour une diminution de 20 pour cent du module de référence et 4mm environs pour une augmentation de même valeur, cela peut expliquer l'importance de renforcement du massif par des inclusions dans certains cas[57]. Une autre constatation peut être faite sur la conservation du prolongement de la cuvette du tassement pour les différentes valeurs de E. La figure (5.13) montre que la valeur 0 des déplacements est atteinte au même point pour les trois cas, ce qui veut dire que la zone d'influence (largeur de la cuvette de tassement) est conservée dans ce cas.

Déplacements en fonction de la profondeur

La représentation des déplacements calculés pour les différentes couches (différents niveaux de profondeurs) pour des valeurs variables de E montre que la valeur des déplacements augmente avec la diminution de ce dernier et ça pour toutes les couches (Fig.5.14),

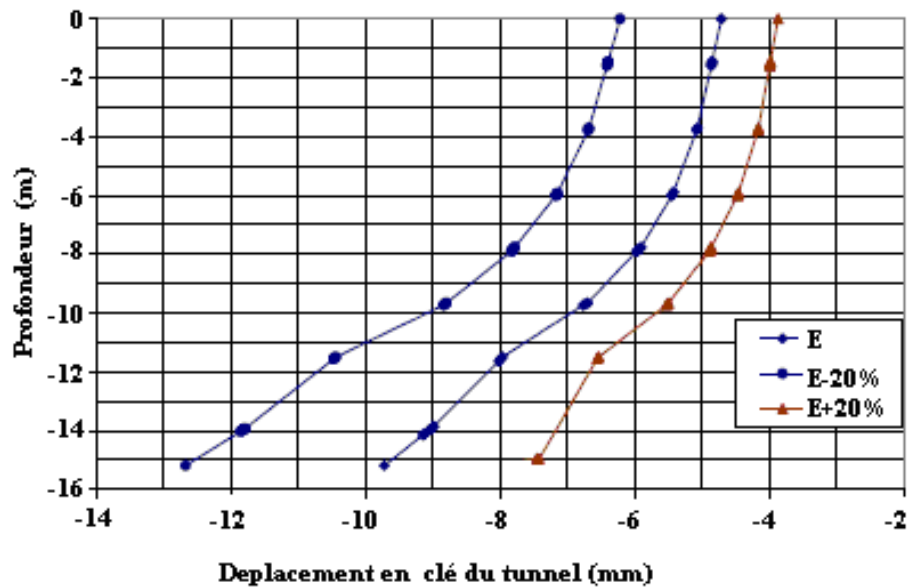


FIG. 5.14 – Influence du module d'élasticité sur les déplacements à l'aplomb de la clé du tunnel

ce qui veut dire que plus que le sol est élastique plus que les déplacements sont importants ; ce qui est vrai en élasticité, ceci est aussi valable pour la propagation des déplacements dans le massif[7].

On remarque que l'influence de la variation du module d'élasticité est très importante en la comparant avec celle de la variation du coefficient de Poisson.

5.6.3 Influence de l'angle de frottement

Pour montrer l'influence de l'angle du frottement du sol, on a augmenté l'angle de frottement pour chaque couche de sol de 5° , en suite, on a diminué ce dernier de 5° , et on a tracé les courbes de tassement en surface et les courbes de déplacement en fonction de la profondeur pour chaque cas.

Influence sur les tassements en surface

La comparaison des valeurs des déplacements en surface calculés pour chaque cas est présentée sur la figure (5.15). L'allure des tassements en surface est la même avec un léger décalage en valeur maximale, une légère augmentation de quelques dixièmes de millimètres avec l'augmentation de l'angle de frottement, ça pour les premières 10mètres (champs proche de l'axe du tunnel), Par contre les courbes sont confondues pour le reste et les valeur de tassement sont les mêmes, Sans influence sur les limites de la cuvette de tassement (la zone d'influence).

L'influence de l'angle de frottement est moins important on le comparant par rapport à l'influence de E.

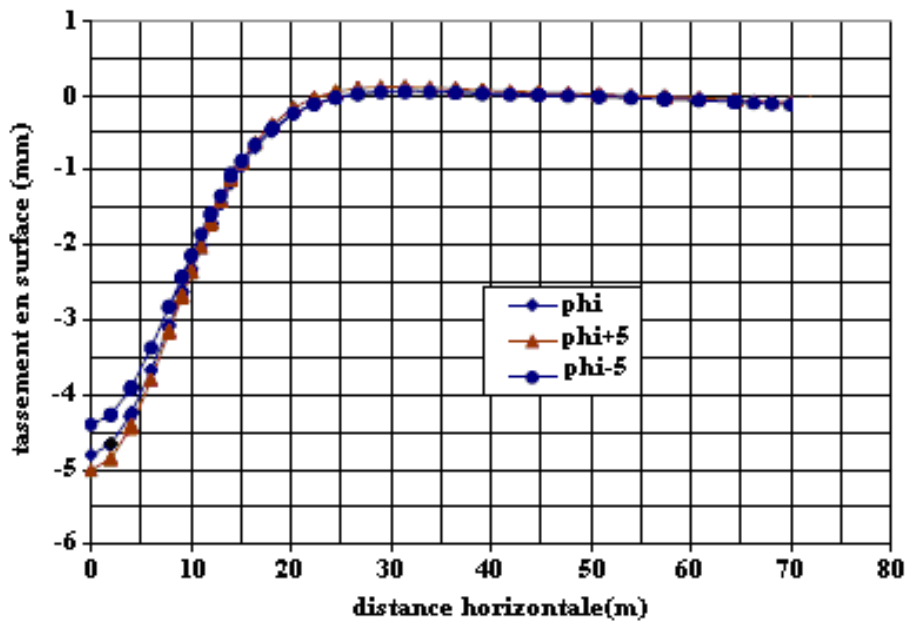


FIG. 5.15 – Influence de l’angle de frottement sur les tassements en surface

La conclusion est que la variation l’angle de frottement n’influe pas sur les déplacements dans les zones loin de l’axe du tunnel et une légère influence en zones proches de ce dernier.

Déplacements en fonction de la profondeur

Les déplacements verticaux calculés à l’aplomb de l’axe du tunnel pour les différentes valeurs de φ sont illustrés dans la figure (5.16).

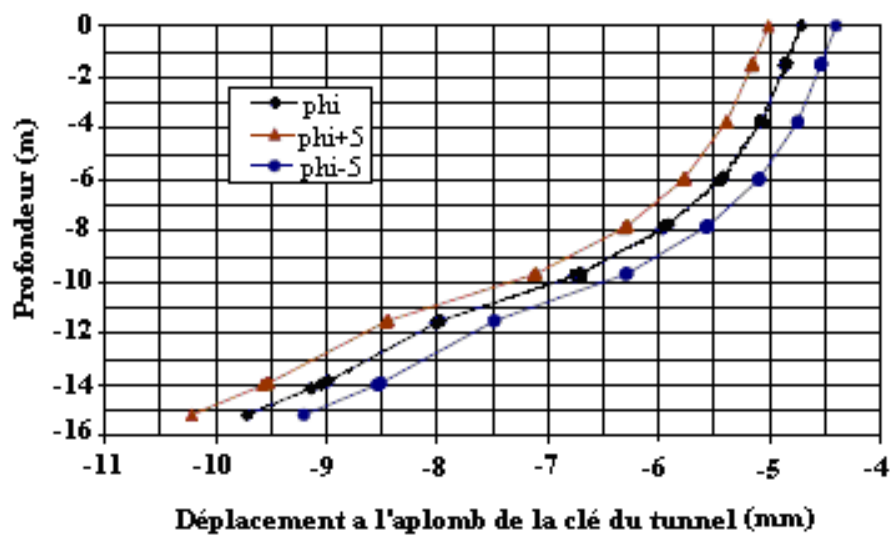


FIG. 5.16 – Influence de l’angle de frottement sur les déplacement à l’aplomb de la clé du tunnel

A l'aplomb de la clé du tunnel, les courbes sont parallèles et la différence entre les déplacements est conservée sur toute la profondeur pour les différentes valeurs de φ comme le montre la figure ci dessus. Elle montre de manière claire la que différence entre les valeurs des déplacements pour les différentes valeurs de Φ est très faible pour toutes les différentes couches qui constituent le massif.

5.6.4 Influence du rabattement de la nappe phréatique

Les travaux de creusement des tunnels du métro d'Alger ont causé des perturbations énormes de la nappe phréatique ce qui a conduit à des abaissments du niveau d'eau et cela du fait des écoulements causés par le creusement. Pour montrer cette influence sur les déplacements que se soit dans les massif sur la verticale de la clé du tunnel ou sur les tassements de surface on va faire varier le niveau d'eau, en considérant un rabaissement de 5m du cas initial considéré pour le profil de référence, le niveau de la nappe sera à une profondeur de 14m environs.

Influence sur les tassements de surface

La figure (5.17) montre l'influence du rabattement de la nappe sur les déplacements à la surface lors du creusement du tunnel.

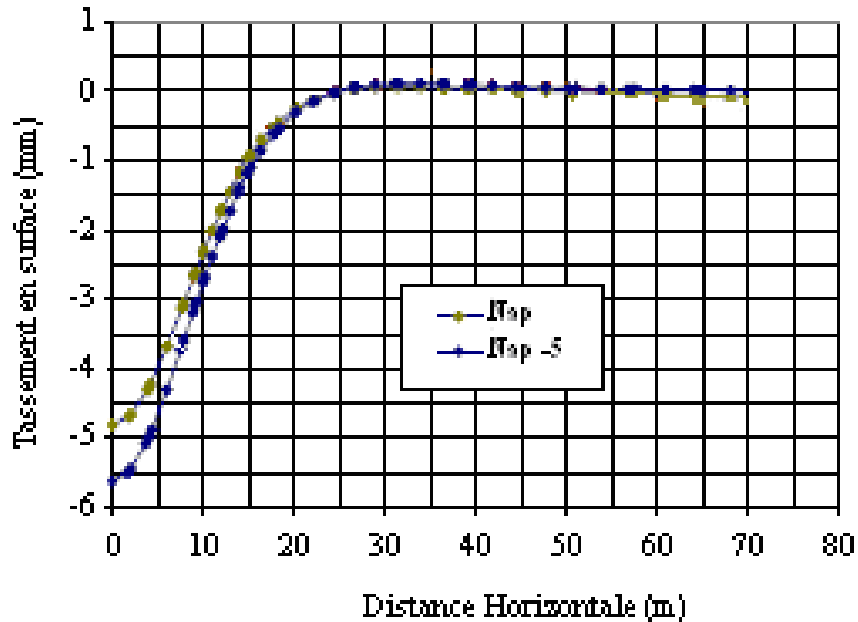


FIG. 5.17 – Influence du rabattement de la nappe sur les tassements en surface

Les résultats obtenus montrent une augmentation des tassements en surface d'environ 1,2(mm), ce qui fait 25% de tassement supplémentaire pour un rabaissement de 5m, ce qui est logique en mécanique des sols du fait que les rabaissements du niveau d'eau va

s'accompagner logiquement par la création des vides entre les grains, le remplissage des vides entre les grains par resserrement va augmenter les tassements du sol en surface[49].

Déplacements en fonction de la profondeur

Le rabattement de la nappe a causé des mouvements supplémentaires pour tout le massif du sol. On remarque que la variation est de l'ordre de 1.5mm au niveau de la clé de voûte et de 0.8mm en surface (Fig.5.18). La différence de la variation est due à l'effet du massif[35].

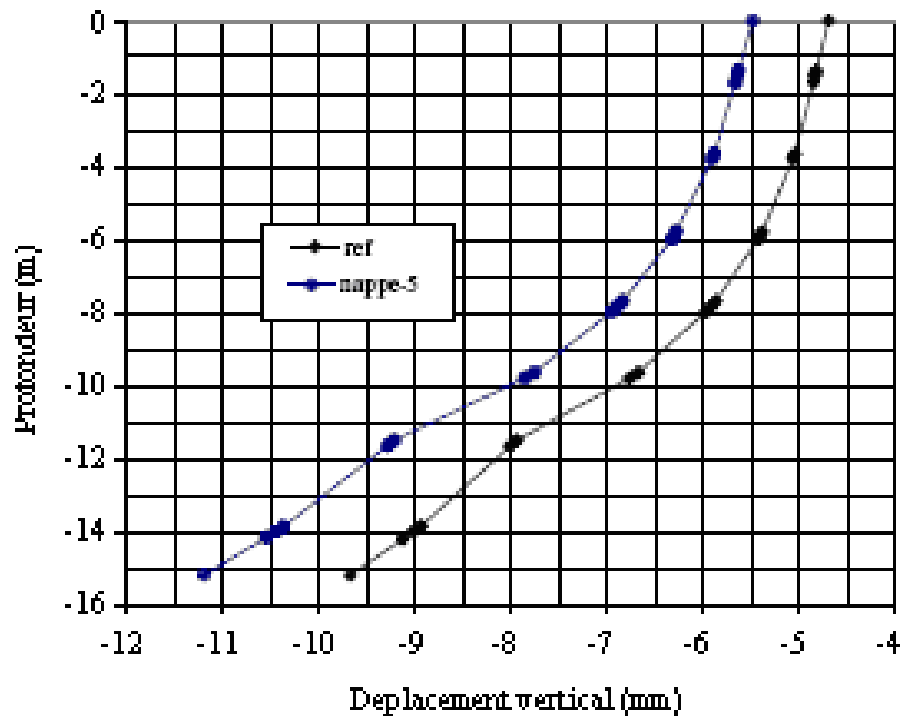


FIG. 5.18 – Influence rabattement de la nappe sur les déplacements à l'aplomb de la clé du tunnel

Le creusement de l'ouvrage souterrain au sein du massif a provoqué une modification progressive de l'état de contraintes initiales (perturbation mécanique) et des pressions interstitielles (perturbation hydraulique) qui ont conduit à l'apparition d'une zone perturbée ou endommagée autour de l'excavation. Cette zone perturbée peut évoluer dans le temps et dans l'espace en fonction des sollicitations hydriques engendrées par l'émigration des eaux[37].

5.7 Conclusion

L'estimation des déplacements dans le massif de sol par un modèle d'éléments finis, pour le tunnel D1 qui se situe entre PK5.100 et PK5.200) dans la région de Hamma qui

fait partie de la 1ere ligne du métro d'Alger, a permis de donner une idée sur les tassements en surface et aux différents niveaux de profondeurs au dessus de la clé du tunnel. Les résultats obtenus sont en accord avec ceux obtenus par le bureau d'étude (ARCA-DIS) présenté sur les documents de GAAMA, malgré que ces résultats ne montrent pas exactement les valeurs réelles mesurées sur site du fait des hypothèses et le modèle de comportement pris en compte dans les calculs.

L'étude paramétrique effectuée, en faisant varier les caractéristiques mécaniques E , ν et φ des différents constituants du massif en question, nous a permis de montrer l'influence de ces derniers sur les déplacements en surface et à différents points du massif à l'aplomb de la clé du tunnel. Les résultats obtenus en cette étude permettent de conclure que les déplacements causés par le creusement d'un tunnel dans un massif de sol dépendent de la nature des constituants de ce dernier (leurs caractéristiques géotechniques).

Les résultats des déplacements obtenues pour la variation du niveau de la nappe permettent de conclure qu'en plus des caractéristiques mécaniques, il y a les conditions hydrogéologiques qui peuvent aussi affecter les déplacements du sol, du fait que le creusement d'un tunnel peu perturber la nappe phréatique dans les zones de traversé, le rabattement de la nappe d'eau et les écoulements causés par ceci peuvent être source des tassements supplémentaires.

Calcul des sollicitations pour les différentes phases de creusement

6.1 Introduction

Lorsqu'on vient de réaliser une excavation au sein d'un massif de terrain, la contrainte initiale régnant dans ce massif se trouve répartie sous trois formes au niveau d'une section située au voisinage du front de taille [13] : l'énergie potentielle associée à cette contrainte dissipée par déplacement du terrain (phénomène de convergence), l'énergie reprise par la présence du terrain non excavé et une part reprise par les soutènements mis en place d'un soutènement [28],[48].

Le but de cette section c'est de calculer par un modèle éléments finis l'évolution des sollicitations sur les soutènements pour les différentes phases de creusement.

6.2 Calcul des contraintes et des sollicitations

Dans ce qui suit on va présenter les calculs des sollicitations et des contraintes sur le contour du tunnel (dans les soutènements et les revêtements) en utilisant la méthode des éléments finis à l'aide du logiciel CESAR LCPC.

La figure (6.1) présente la vue générale du maillage en éléments finis du modèle effectué pour la modélisation de la sections étudiée. Compte tenu de la symétrie du problème suivant l'axe vertical, ce modèle est limité à un demi espace (Tunnel en demi section). Il présente une extension latérale de 70m, conformément aux recommandations qui supposent que cette distance soit au minimum 5 fois le diamètre [42], puis descend verticalement jusqu'à 30m sous l'axe de l'ouvrage. Le modèle comporte 2631 nIJud pour 945 éléments qui se répartissent en 911 éléments volumiques, rectangulaires à 8 nIJud ou triangulaires à 6 nIJud et 34 éléments d'interface.

En plus des différentes couches des terrains, le soutènement et le revêtement sont pris en compte dans le modèle. Le soutènement composé de cintres plus béton projeté est modélisé sous forme d'un matériau homogénéisé dont les caractéristiques mécaniques (épaisseur module de Young) ont été déterminées afin de conserver les rigidités de compression et de flexion du matériau composite. La loi retenue pour le contact entre le soutènement provisoire et terrain est l'adhérence parfaite, selon l'esprit même de la méthode du creusement du tunnel NATM (Nouvel Méthode Autrichienne).

Les calculs ont été menés en élastoplasticité en retenant une loi de comportement élastique linéaire pour le revêtement et le soutènement et une loi de comportement élastoplastique linéaire avec le critère de Mohr-Coulomb pour les différentes couches de terrains présentes dans notre cas. Pour les conditions aux limites du modèle, on a considéré que le déplacement horizontal est nul suivant les limites latérales du modèle et le déplacement vertical est nul suivant la base du modèle.

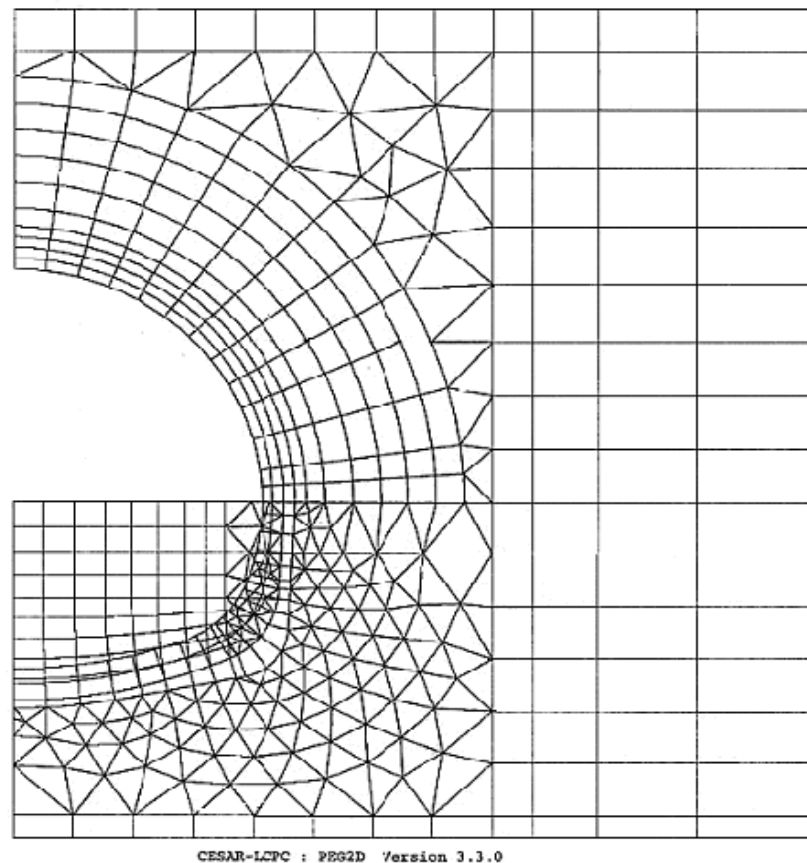


FIG. 6.1 – Vue générale du maillage.

6.3 Les phases de calcul

Après avoir rentré toutes les données concernant les caractéristiques du massif du sol et des matériaux du soutènement, on a procédé à la description des différentes phases de creusement pour effectuer les calculs pour chacune de ces dernières. Les étapes de calculs effectuées pour le cas étudié sont les suivantes :

Phase 1 : Excavation de la calotte supérieure avec un taux de déconfinement A1

Phase 2 : pose du soutènement en voûte et excavation du stross, le taux de déconfinement passe de A1 à A2 ;

Phase 3 : pose du soutènement en piédroit et excavation du radier, les taux de déconfinement passe de A2 à A3 ;

Phase 4 : bétonnage du radier provisoire et fin de déconfinement.

Les valeurs prises en compte pour les taux de déconfinement A1, A2 et A3 dans les calculs sont respectivement 0.55, 0.75, et 0.95.

Autres que les caractéristiques mécaniques du terrain et du soutènement, les caractéristiques géométriques de l'ouvrage sont présentées en figure (Ĕ). Le rayon de l'excavation pris est de 4.5m (demie hauteur de l'ouvrage). Chacune des phases de 1 à 4 repartent de l'état de contraintes issues de la phase précédente.

Pour l'obtention des sollicitations dans chacun des éléments du matériau composite, les sollicitations issues du calcul sont redistribuées sur chacun d'eux en fonction de leurs rigidités. Les pourcentages de redistribution des efforts normaux et moments entre les cintres et le béton projeté sont représentés comme suit :

Pour les cintres : 19.4% effort normale et 15.5% des moments ;

Béton projeté 80.6% des efforts normaux et 84.5% du total des moments.

6.3.1 Représentation des sections

Les résultats du calcul des sollicitations et des contraintes obtenues seront présentés pour les sections localisées su la figure (6.2) :

6.3.2 Résultats et discussions

Pour chaque phase du creusement, on a calculé les contraintes et les sollicitations pour chacune des sections représentées sur la figure précédente. Pour le soutènement, les sollicitations présentées sont des sollicitations globales. Par contre, pour ce qui concerne les contraintes d'intrados et d'extrados, elles sont calculées pour chacun des matériaux (cintres et béton projeté) à partir de la redistribution des sollicitations selon les pourcentages présentés précédemment.

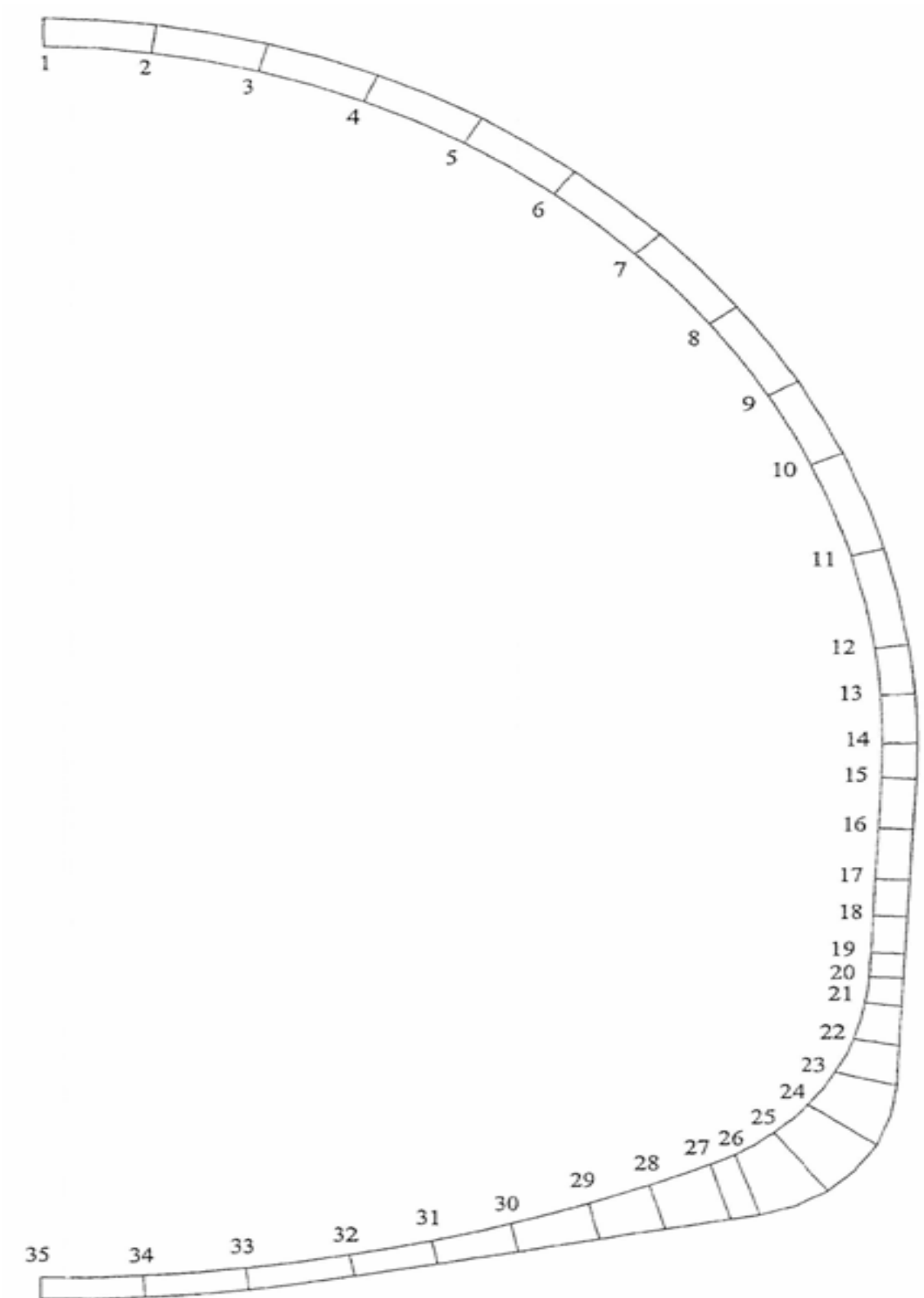


FIG. 6.2 – Reperage des sections de calcul des sollicitations dans le soutènement

6.3.3 Les contraintes

Les tableaux (6.1 à 6.3) suivants représentent les valeurs des contraintes pour chaque constituant du soutènement (béton projeté et cintre) calculés en chaque section pour les différentes phases de creusement.

Section	Béton projeté		Cintres HEB 120	
	Intrados(KPa)	Extrados(KPa)	Intrados(KPa)	Extrados(KPa)
1	-682.90	-735.16	-14437.44	-15076.81
2	-693.33	-738.47	-14623.96	-15176.15
3	-722.95	-747.50	-15152.16	-15452.48
4	-765.95	-760..68	-15919.18	-15854.60
5	-814.97	-774.58	-16788.67	-16294.61
6	-860.96	-784..68	-17591.96	-16658.74
7	-894.65	-785.37	-18151.55	-1681467
8	-906.42	-768.90	-18275.52	-16593.13
9	-887.33	-730.02	-17793.22	-15868.63
10	-840.09	-668.78	-16749.88	-14654.15
11	-735.29	-531.78	-14430.57	-11940.88
12	-585.06	-246.68	-10725.43	-6585.64
13	-211.97	-387.76	-5165.78	-7613.41
14	-6.01	1.65	-92.18	1.46
15	0.00	0.00	0.00	0.00
16	0.00	0.00	0.00	0.00
17	0.00	0.00	0.00	0.00
18	0.00	0.00	0.00	0.00
19	0.00	0.00	0.00	0.00
20	0.00	0.00	0.00	0.00
21	0.00	0.00	0.00	0.00
22	0.00	0.00	0.00	0.00
23	0.00	0.00	0.00	0.00
24	0.00	0.00	0.00	0.00
25	0.00	0.00	0.00	0.00
26	0.00	0.00	0.00	0.00
27	0.00	0.00	0.00	0.00
28	0.00	0.00	0.00	0.00
29	0.00	0.00	0.00	0.00
30	0.00	0.00	0.00	0.00
31	0.00	0.00	0.00	0.00
32	0.00	0.00	0.00	0.00
33	0.00	0.00	0.00	0.00
34	0.00	0.00	0.00	0.00
35	0.00	0.00	0.00	0.00

TAB. 6.1 – Contraintes calculées en phase 2.

Section	Béton projeté		Cintres HEB 120	
	Intrados(KPa)	Extrados(KPa)	Intrados(KPa)	Extrados(KPa)
1	-1662.29	-1672.58	-34641.35	-34767.29
2	-1675.40	-1675.67	-34871.31	-34874.54
3	-1712.55	-1683.51	-35518.70	-35163.49
4	-1766.46	-1693.09	-36450.69	-35552.98
5	-1826.55	-1698.80	-37468.00	-35905.08
6	-1879.16	-1692.81	-38311.72	-36031.93
7	-1909.05	-1664.90	-38685.86	-35698.88
8	-1897.43	-1601.02	-38219.84	-34593.49
9	-1829.50	-1494.02	-36638.34	-32534.07
10	-1709.98	-1348.63	-34039.77	-29619.04
11	-1583.48	-943.66	-30212.45	-22384.95
12	-1301.49	-426.23	-23333.48	-12625.56
13	-309.39	1140.84	-10005.84	-20177.71
14	144.83	-398.39	684.3	-5961.50
15	472.45	-1055.57	3278.62	-15415.03
16	-39.58	-407.01	-2399.94	-6894.94
17	-185.08	-204.35	-3934.74	-4170.47
18	-266.92	-24.88	-4517.24	-1556.10
19	-315.98	180.77	-444572	1631.52
20	-365.49	373.05	-4438.86	4596.35
21	-300.00	588.37	-2891.81	9230.48
22	0.00	0.00	0.00	0.00
23	0.00	0.00	0.00	0.00
24	0.00	0.00	0.00	0.00
25	0.00	0.00	0.00	0.00
26	0.00	0.00	0.00	0.00
27	0.00	0.00	0.00	0.00
28	0.00	0.00	0.00	0.00
29	0.00	0.00	0.00	0.00
30	0.00	0.00	0.00	0.00
31	0.00	0.00	0.00	0.00
32	0.00	0.00	0.00	0.00
33	0.00	0.00	0.00	0.00
34	0.00	0.00	0.00	0.00
35	0.00	0.00	0.00	0.00

TAB. 6.2 – Contraintes calculées en phase 3.

Section	Béton projeté		Cintres HEB 120	
	Intrados(KPa)	Extrados(KPa)	Intrados(KPa)	Extrados(KPa)
1	-1841.39	-1860.13	-38405.21	-38634.48
2	-1857.06	-1864.19	-38681.66	-38768.85
3	-1901.15	-1875.29	-39457.78	-39141.32
4	-1965.71	-1889.96	-40586.20	-39656.20
5	-2038.24	-1901.78	-41836.64	-40167.16
6	-2104.15	-1902.49	-42928.71	-40461.62
7	-2146.66	-1881.12	-43539.40	-40290.86
8	-2146.08	-1822.48	-43278.37	-39319.41
9	2085.35	-1718.72	-41829.78	-37344.47
10	-1969.49	-1574.61	-39297.10	-34466.27
11	-1878.35	-1130.58	-35886.57	-26738.34
12	-1613.89	-609.02	-29279.51	-16986.07
13	-649.96	-1300.07	-16316.25	-24269.69
14	-216.22	-506.30	-5744.50	-9293.35
15	331.96	-1569.48	-1363.50	-24955.34
16	-108.00	-1043.18	-6259.32	-17700.25
17	-285.44	-834.99	-8298.12	-15021.25
18	-428.69	-637.21	-9816.71	-12367.76
19	-594.55	-375.20	-11433.43	8749.99
20	-818.15	-43.45	-13705.03	-4227.42
21	-757.67	63.96	-13230.03	-2018.37
22	-884.78	-203.70	0.00	0.00
23	-913.24	21.80	0.00	0.00
24	-850.07	64.88	0.00	0.00
25	-773.22	68.66	0.00	0.00
26	-668.98	120.21	0.00	0.00
27	-588.81	-63.93	0.00	0.00
28	-379.04	-278.50	0.00	0.00
29	-254.39	-404.98	0.00	0.00
30	-232.84	-436.60	0.00	0.00
31	-274.64	-395.36	0.00	0.00
32	-283.78	-343.07	0.00	0.00
33	-255.67	-295.13	0.00	0.00
34	-230.87	-276.20	0.00	0.00
35	-223.60	-268.93	0.00	0.00

TAB. 6.3 – Contraintes calculées en phase 4.

Les contraintes représentées dans le tableau(6.1) concernant uniquement l'excavation de la calotte supérieure. La remarque qui peut être faite pour la distribution des contraintes dans cette phase c'est que ces derniers sont plus élevés en extradados qu'en intrados pour les quatre premières sections, et à partir de la cinquième section c'est le contraire, et que elles sont très importantes pour les sections proches de la clé de voûte.

Les contraintes sont importantes en clé de voûte qu'en pied et cela est dû peut être au rôle du massif du sol dans la reprise des efforts causées par la création du vide en cette phase. Lorsque il y'a formation d'une zone plastique ou rompue, les fortes compressions sont reportées plus loin à l'intérieur du massif, c'est à dire à l'extérieur de la zone rompue, le terrain continue ainsi a participer à l'effort de soutènement[48],[10].

En comparons les résultats de cette phase à ceux de la phase précédente on remarque que la valeur des contrainte dans les soutènement est plus importante, cela est due au creusement du stross (l'importance du vide crée) qui conduit à un déconfinement plus important du sol qui est source de sollicitations supplémentaires sur toute la structure mise en place[21].

La distribution des contraintes dans le massif ne dépend pas des caractéristiques de déformabilité du milieu élastique linéaire (soutènement rigide) [10],[38]. Lorsque il y a rupture du terrain, la distribution des contrainte dépend par contre des caractéristiques du massif.

Le creusement du tunnel se traduit par une diminution progressive des efforts jusqu'alors exercés dans la direction perpendiculaire à la surface d'excavation[48]. Ce processus entraîne une redistribution continue des contraintes dans le terrain encaissant et dans les éléments de structure déjà mis en place[8]. L'effet du temps dans cette redistribution, le phasage des travaux, l'excavation par sections successives et l'évolution des déplacements au cours du laps de temps séparant chaque phase sont des facteurs importants ; à ce sujet, il est sans doute préférable d'utiliser des méthodes simplifiées prenant en compte ce phasage[60],[34],[58].

6.3.4 Les sollicitations dans le soutènement

Les tableaux (6.4 à 6.6) présentent les résultats obtenus en terme de sollicitation dans les soutènement pour chacune des phases. Les sollicitations N (Effort normal), M (Moment) et T (Effort tranchant) sont obtenues par intégration des contraintes issues du calcul. Les sollicitations représentées sont les sollicitations globales s'exerçant sur le solide équivalent.

Section	Effort normal (KN)	Effort tranchant (KN)	Moment (KN.m)
1	-172,42	0,00	-0,198
2	-174,09	0,45	-0,171
3	-178,79	0,81	-0,093
4	-185,62	0,99	0,020
5	-193,27	0,96	0,153
6	-200,09	0,68	0,289
7	-204,27	0,15	0,414
8	-203,70	-0,69	0,521
9	-196,65	-1,77	0,596
10	-183,46	-2,84	0,649
11	-154,06	-4,40	0,771
12	-101,13	-9,11	1,282
13	-72,92	-16,76	-0,666
14	-0,53	-19,11	0,029
15	0,00	0,00	0,000
16	0,00	0,00	0,000
17	0,00	0,00	0,000
18	0,00	0,00	0,000
19	0,00	0,00	0,000
20	0,00	0,00	0,000
21	0,00	0,00	0,000
22	0,00	0,00	0,000
23	0,00	0,00	0,000
24	0,00	0,00	0,000
25	0,00	0,00	0,000
26	0,00	0,00	0,000
27	0,00	0,00	0,000
28	0,00	0,00	0,000
29	0,00	0,00	0,000
30	0,00	0,00	0,000
31	0,00	0,00	0,000
32	0,00	0,00	0,000
33	0,00	0,00	0,000
34	0,00	0,00	0,000
35	0,00	0,00	0,000

TAB. 6.4 – Sollicitations dans le soutènement Phase 2 : pose soutènement demi-sup. Et excavation stress

Section	Effort normal (KN)	Effort tranchant (KN)	Moment (KN.m)
1	-405,48	0,06	-0,039
2	-407,45	0,56	-0,001
3	-412,92	1,00	0,110
4	-420,64	1,20	0,278
5	-428,64	1,07	0,484
6	-434,31	0,54	0,706
7	-434,55	-0,43	0,925
8	-425,37	2,01	1,123
9	-404,10	-4,07	1,271
10	-371,89	-5,96	1,369
11	-307,27	-6,22	2,424
12	-210,07	-20,59	3,316
13	-176,33	-30,68	-3,150
14	-30,83	-33,37	-2,058
15	-70,90	18,64	-5,789
16	-54,30	1,23	-1,392
17	-47,35	0,49	-0,073
18	-35,48	-2,28	0,917
19	-16,44	-5,19	1,882
20	0,92	-8,03	2,798
21	37,03	-12,30	3,754
22	0,00	0,00	0,000
23	0,00	0,00	0,000
24	0,00	0,00	0,000
25	0,00	0,00	0,000
26	0,00	0,00	0,000
27	0,00	0,00	0,000
28	0,00	0,00	0,000
29	0,00	0,00	0,000
30	0,00	0,00	0,000
31	0,00	0,00	0,000
32	0,00	0,00	0,000
33	0,00	0,00	0,000
34	0,00	0,00	0,000
35	0,00	0,00	0,000

TAB. 6.5 – Sollicitations dans le soutènement Phase 3 : pose soutènement piédroit et excavation radier

Section	Effort normal (KN)	Effort tranchant (KN)	Moment (KN.m)
1	-450,06	0,06	-0,071
2	-452,46	0,69	-0,027
3	-459,17	1,23	0,098
4	-468,77	1,51	0,288
5	-479,06	1,42	0,517
6	-487,16	0,90	0,764
7	-489,73	-0,11	1,006
8	-482,53	-1,76	1,226
9	-462,53	-3,92	1,389
10	-430,92	-5,86	1,496
11	-365,85	-5,62	2,833
12	-270,28	-20,47	3,807
13	-237,10	-29,05	-2,463
14	-87,85	-36,21	-1,099
15	-153,75	20,33	-7,306
16	-139,97	0,26	-3,543
17	-136,23	3,00	-2,082
18	-129,60	1,52	-0,790
19	-117,91	2,07	0,831
20	-104,76	2,41	2,935
21	-89,08	1,83	3,472
22	-142,59	33,31	3,896
23	-161,35	40,81	10,211
24	-187,66	5,84	17,421
25	-177,55	-25,68	17,821
26	-140,33	-46,45	11,146
27	-128,59	-37,78	6,790
28	-104,22	-17,89	0,842
29	-84,07	-7,08	-0,816
30	-65,94	-1,70	-0,659
31	-54,27	-0,87	-0,264
32	-47,02	-0,62	-0,111
33	-41,31	-0,57	-0,074
34	-38,03	-0,27	-0,085
35	-36,94	0,01	-0,085

TAB. 6.6 – Sollicitations dans le soutènement Phase4 : Fermeture du soutènement en radier

Les contraintes dans les cintres atteignent au maximum à court terme 43,54MPa en compression et 9,23MPa en traction, valeurs qui restent très en dessous des résistances de l'acier mis en place. Dans le béton projeté, les contraintes de compression restent inférieures à 3MPa. On note en revanche une présence de contraintes de traction. Dans les phases 3 et 4, ces contraintes sont localisées essentiellement en piedroit et ne dépassent pas 0,6MPa. Il a été prouvé que le soutènement est suffisamment résistant, l'équilibre s'établit entre la demande de pression radiale de la part du terrain et l'effort de pression radiale du soutènement [45].

Il a été constaté que les poussées de terrain qui s'exercent sur le soutènement sont d'autant plus élevées que le soutènement est plus rigide [60], [38]. La valeur de la charge appliquée au soutènement varie également avec le décalage de l'origine de la courbe caractéristique de ce dernier, c'est-à-dire, avec la déformation du terrain obtenue avant la mise en place du soutènement [48], [54]. Plusieurs études ont montrées que le soutènement est d'autant moins chargé qu'il est placé tardivement après le passage du front de taille [45].

6.4 Conclusion

Le creusement du tunnel est la source de perturbation de l'état initial de contraintes. La redistribution de ces dernières est variable selon les phases du creusement. Le calcul des contraintes pour chaque phase montre bien leurs augmentations avec l'augmentation du vide créé, donc pour la mise en place du soutènement pour chaque phase, il faut prévoir d'abord les efforts qui peuvent être engendrés par les phases suivantes pour les prendre en compte dans le dimensionnement de ces derniers.

La mise en place de la structure rigide (soutènement et revêtement) doit supporter toutes les charges imposées par le massif du sol surtout pour les premiers temps pour le cas des bétons où les résistances mécaniques sont très faibles. Les efforts calculés pour les différentes phases du creusement du tunnel montrent bien qu'ils sont loin d'atteindre les limites de résistances du soutènement mis en place. Le soutènement mis en place est largement suffisant pour équilibrer les efforts engendrés par le massif.

Bibliographie

- [1] AFTES Working Group N° 6. *Recommandation on Sprayed Concrete, Technology and Practice*. Working Group N° 6. pp95-105.
- [2] AFTES Working Group N° 7. *Consideration on the usual methods of the tunnel lining design*. AFTES Working Group N° 7 Temporary supports and permanent lining. pp165-185.
- [3] AFTES Working Group N° 7. *Recommendations on choice of tunnel support*. Working Group N° 7 Temporary and Permanent Support. pp72-83.
- [4] I. AL Abram. *Etude sur modèle réduit bidimensionnel du champ de déplacement induit par le creusement d'un tunnel à faible profondeur. Interaction avec les ouvrages existants*. Thèse génie civil, INSA de Lyon, 1998.
- [5] T. Adachi. Some supporting methods for tunnelling in japan and their analytical studies. In *In : Proc. of the fifth international conference on Numerical Methods in Geomechanics*, pages 1747–1754, Rotterdam : A.A. Balkema, 1986.
- [6] AFTES. *The choice of geotechnical parameters and tests to the design dimensioning and construction of underground structures*. AFTES Texte of Recommendation. 1994,.
- [7] M. Alhusein. *Étude du comportement différé des sols et ouvrages géotechniques*. Thèse de doctorat, Université Joseph Fourier-Grenoble I, France, 2001.
- [8] International Tunnelling Association. *Guidelines for the design of shield tunnel lining*. Official report, The International Tunnelling Association, 2000.
- [9] N. Barton, R. Lien, and J Lund. Analysis of rock mass quality and support practice in tunnelling and a guide for estimating support requirement. *NGI International Report 54206*, 1974.
- [10] A. Bouvard-Lecoanet, G. Colombet, and F. Esteulle. *Ouvrages souterrains - Conception, réalisation, entretien*,. Presses de l'ENPC, Paris, 1992.

- [11] Y. Cai, T. Esaki, and Y. Jiang. A rock bolt and rock mass interaction model. international journal of rock. *Mechanics and Mining Sciences*, (41) :1055–1067, 2004.
- [12] S. Commend and T. Zimmermann. Object-oriented nonlinear finite element programming : a primer. *Advances In Engineering Software* 32, pages 611–628, 2001.
- [13] S. Coquillay. *Prise en compte de la non linéarité du comportement des sols soumis à de petites déformations pour le calcul des ouvrages géotechniques*. Thèse de doctorat, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées. France, 2005.
- [14] S. Coulter and C.D. Martin. Single fluid jet-grout strength and deformation properties. *Tunnelling and Underground Space Technology*, (21), 2006.
- [15] A. Courtois, P. Semete, and A. Saidani. *Comment creuser un tunnel : Méthodologie d'Excavation*. EDF-DIS/SEPTEN, EDF-RD/MMC, ENS Cachan, 2004.
- [16] D. Dias. *Renforcement du front de taille par boulonnage, étude numérique et application a un cas réel en site urbain*. Thèse de doctorat, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris, France, 1999.
- [17] N. Dolzhenko. *Etude expérimentale et numérique de modèle réduit bidimensionnel du creusement d'un tunnel, développement d'une loi de comportement spécifique*. Thèse de doctorat, Institut National des Sciences Appliquées de Lyon, France, 2002.
- [18] Centre d'Études Des Tunnels. France., editor. *Dossier Pilote des Tunnels Génie Civil , Conception et Dimensionnement.*, volume section 3, 1998.
- [19] Centre d'Études Des Tunnels. France., editor. *Dossier Pilote des Tunnels Génie Civil , Etanchement et Revêtement*, volume section 5, 1998.
- [20] Centre d'Études Des Tunnels. France., editor. *Dossier Pilote des Tunnels Génie Civil , Géologie - Hydrogéologie Géotechnique*, volume section 3, 1998.
- [21] G. Shamsi E. Farrokh, A. Mortazavi. Evaluation of ground convergence and squeezing potential in the tbn driven ghomroud tunnel project. *Tunnelling and Underground Space Technology*, (21) :504–510, 2006.
- [22] M. Panet et P. Guellec. Contribution à l'étude du soutènement derrière le front de taille. *Proc. 3rd Cong. Int. Soc. Rock Mechanics, part B, Denver.*, 1974.
- [23] J. Fine. *Le soutènement des galeries Minières*. Presse de l'Ecole des Mines de Paris. France, 1998.
- [24] GAAMA. Execution des travaux relatifs au soutènement. Documents techniques.
- [25] GAAMA. Execution des travaux relatifs aux injections. Documents techniques.
- [26] GAAMA. Geologie et géotechnique. Documents techniques.
- [27] G. Galli, A. Grimaldi, and A. Leonardi. Three-dimensional modelling of tunnel excavation and lining. *Computers and Geotechnics*, (31) :171–183, 2004.
- [28] A. Guilloux, S. Bretelle, and F. Bienvenue. Prise en compte des pré-soutènements dans le dimensionnement des tunnels. *Revue Francaise de Geotechnique. N°76*, 1996.

- [29] P. Al Hallak. *Etude expérimentale et numérique du renforcement du front de taille par boulonnage dans les tunnels en terrain meuble*. Thèse de doctorat, Institut National des Sciences Appliquées de Lyon, France, 1999.
- [30] O. Jenck. *Renforcement des sols compressibles par inclusions rigides : Modélisation physique et numérique*. Thèse de doctorat, Institut National de Sciences Appliquées de Lyon, France, 2005.
- [31] J.P. Magnan J.F. Serratrice. Analyse et prévision des tassements de surface pendant le creusement du tunnel nord de la traversée souterraine de toulon. *Bulletin des laboratoires des Ponts et Chaussées*, (n^o 237), 2002.
- [32] M. Karakus and R.J. Fowell. Effects of different tunnel face advance excavation on the settlement by fem. *Tunnelling and Underground Space Technology*, (18) :513–523, 2003.
- [33] S. Kemmochi, E. Taketsu, R. Morita, and T. Aoki . Investigation into loosened zones and deformation behaviors of a tunnel in a squeezing ground by means of the multiple-layer supporting method. *Tunnelling and Underground Space Technology*, (19) :409–412, 2004.
- [34] V. Kontogianni, P. Psimoulis, and S. Stiros. What is the contribution of time-dependent deformation in tunnel convergence?. *Engineering Geology*, 82 :264– 267, 2006.
- [35] Y. Leblais and al. Settlements induced by tunnelling. *Tunnels et ouvrages souterrains*, pages 129–151, 1999. Recommendations AFTES (1995).
- [36] E. LECA and L. DORMIEUX. Upper and lower bound solutions for the face stability of shallow circular tunnels in frictionnal materials. *Géotechnique*, 1990.
- [37] C.J. Lee, B.R. Wu, H.T. Chen, and K.H. Chiang . Tunnel stability and arching effects during tunneling in soft clayey soil. *Tunnelling and Underground Space Technology*, (21) :119–132, 2006.
- [38] P. Lunardi, A. Focaracci, P. Giorgi, and A. Papacella. Tunnel face reinforcement in soft ground design and controls during excavation. *Int. Congr. Towards New Worlds in Tunneling. Acapulco.*, pages 897–980, 1992.
- [39] F. Martin and A. Saitta. *Mécanique des Roches et Travaux Souterrains*. Centre d’Études des Tunnels., 2006.
- [40] P. Mestat. Lois de comportement des géomatériaux et modélisation par la méthode des éléments finis. *Etudes et Recherche des Laboratoires des Ponts et Chaussées*, GT 52, 1993.
- [41] P. Mestat. Description de cesar : les lois de comportement mécanique, 6ème édition. *Manuel de programmation de CESAR-LCPC*, 1997.
- [42] P. Mestat. maillage éléments finis pour les ouvrages géotechniques conseils et recommandations. *Bulletin des Laboratoires Ponts et Chaussées*, (212) :39–64, 1997.

- [43] P. Mestat and N. Arafati. Modélisation des sables avec la loi de nova : détermination des paramètres et influence sur les simulations. *Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées*, (225) :21–40, 2000.
- [44] P. Mestat and J.P. Berthelon. Modélisation par éléments finis des essais sur fondations superficielles à labenne. *Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées*, (234) :57–78, 2001.
- [45] P. Mestat, M. Prat, P. Bisch, and al. *Ouvrages en interaction*. GERMES Science publications, Paris, 1999.
- [46] M. Miwa and M. Ogasawara. Tunnelling through an embankment using all ground fasten method. *Tunnelling and Underground Space Technology*, (20) :121–127, 2005.
- [47] M.P. O'Reilly and B.M. New. Settlements above tunnels in the united kingdom - their magnitudes and prediction. *Tunnelling' 82. London*, pages 173–181, 1982.
- [48] P.P. Oreste. Analysis of structural interaction in tunnels using the convergence- confinement approach. *Tunnelling and Underground Space Technology*, (18) :347–363, 2003.
- [49] M. Panet. Les déformations différées dans les ouvrages souterrains. *Proc. 4th Int. Congr. ISRM, Montreux, Balkema , Rotterdam*, 3, 1979.
- [50] M. Panet. Le calcul des tunnels par la méthode convergence-confinement. *Presses de l'ENPC, Paris*, 1995.
- [51] M. Panet, A. Bouvard, and al. Recommendations on the convergence-confinement method. *AFTES Recommendations*, pages 125–145, 2001.
- [52] M. Panet and A. Guenot. Analysis of convergence behind the face of a tunnel. *International Symposium "Tunneling 82"*, 1982.
- [53] J. Perez-Romero, C.S. Oteo, and P. de la Fuente. Design and optimisation of the lining of a tunnel in the presence of expansive clay levels. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 2006.
- [54] A. Purwodihardjo. *Modélisation des déformations différées lors du creusement des tunnels*. Thèse de doctorat, Ecole Centrale De Lyon, France, 2004.
- [55] G. Rousset. Les sollicitations à long terme des revêtements des tunnels. *Revue Française de Géotechnique*, 1990.
- [56] K. Rowe, Y. Lok, and G.J. Kack. A method of estimating surface settlement above tunnels constructed in soft ground. *Canadian Geotechnical Journal*, 20 :11–22., 1983.
- [57] I. Shahrour, S.Ghorbanbeigi, and P.A Von Wolffsdorff. Comportement des rideaux de palplanche : expérimentation en vraie grandeur et prédictions numériques. *Revue Française de Géotechnique*, (71) :39–47, 1995.
- [58] F.I. Shalabi. Fe analysis of time-dependent behavior of tunneling in squeezing ground using two different creep models. *Tunnelling and Underground Space Technology*, (20) :271–279, 2005.

- [59] J. Sulem, M. Panet, and A. Guenot. An analytical solution for time-dependent displacement in a circular tunnel. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. Geomech. Abstr*, (24) :465–472, 1987.
- [60] X.L. Sun and H.Z. Wang. 3d fem analysis of horizontal jet grouting prelining in a tunnel under asymmetric loads. *Tunnelling and Underground Space Technology*, (21) :366–367, 2006.
- [61] V. Tempville. *Etude expérimentale et théorique du comportement d'un tunnel renforcé par boulonnage frontale*. Thèse de doctorat, Institut National des Sciences Appliqués de Lyon, France, 2003.
- [62] O. Thepot. *Prise en compte des caractéristiques en petites déformations des sols dans l'étude du comportement des collecteurs enterrés*. Thèse de doctorat, École Nationale des Ponts Et Chaussées, France, 2004.
- [63] H . Wong, D. Surbrin, and C.Jassionne. Comportement du front d'un tunnel renforcé après des inclusions en fibres de verre, modèle analytique. *Geomateriaux-Environment-Ouvrages, France*, (2) :133–147, 1997.
- [64] C. Yoo and H.K. Shin. behaviour of tunnel face reinforced with longitudinal pipes-laboratory and numerical investigation. *Tunnelling and Underground Space Technology*, (18) :303–319, 2003.
- [65] W. Zhu, S. Li, Sh. Li, W. Chen, and C.F. Lee. Systematic numerical simulation of rock tunnel stability considering different rock conditions and construction effects. *Tunnelling and Underground Space Technology*, (18) :531–536, 2003.

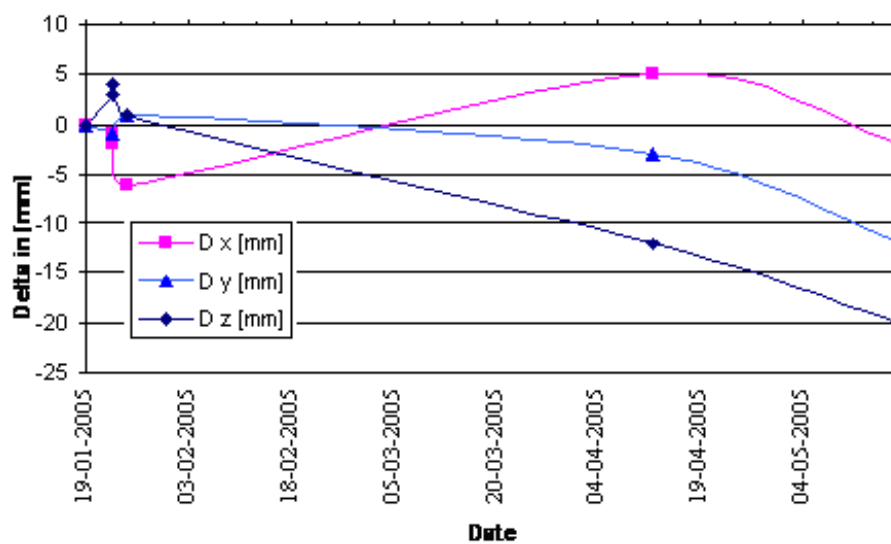


FIG. 6.3 – Convergence Tunnel Point P 107

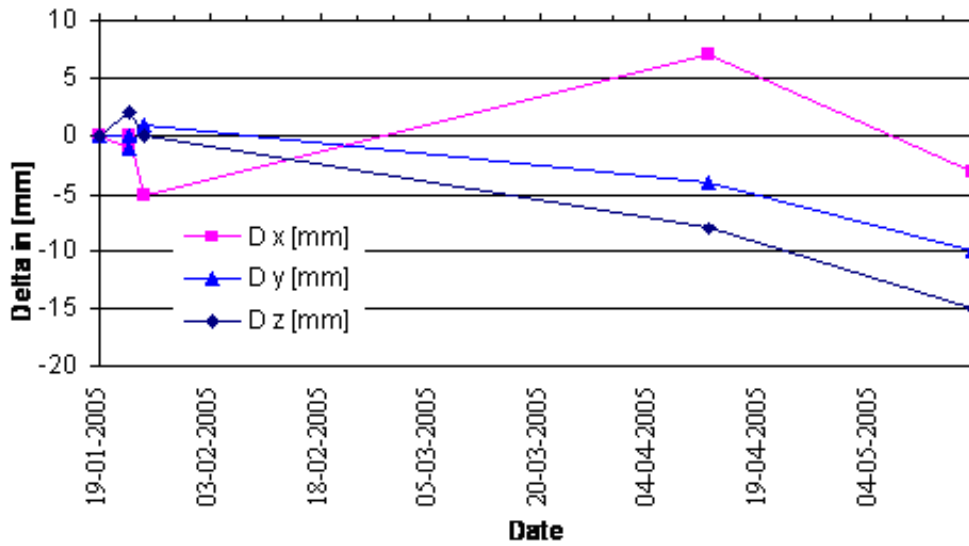


FIG. 6.4 – Convergence Tunnel Point P 106

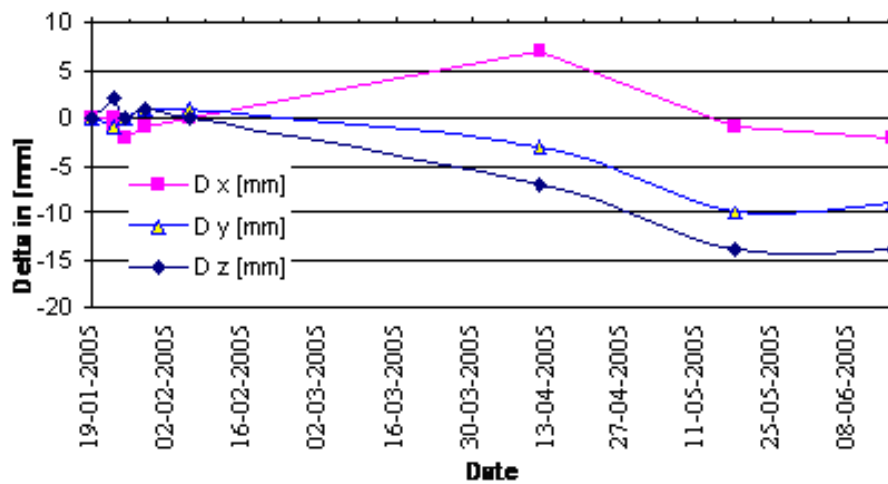


FIG. 6.5 – Convergence Tunnel Point P 105

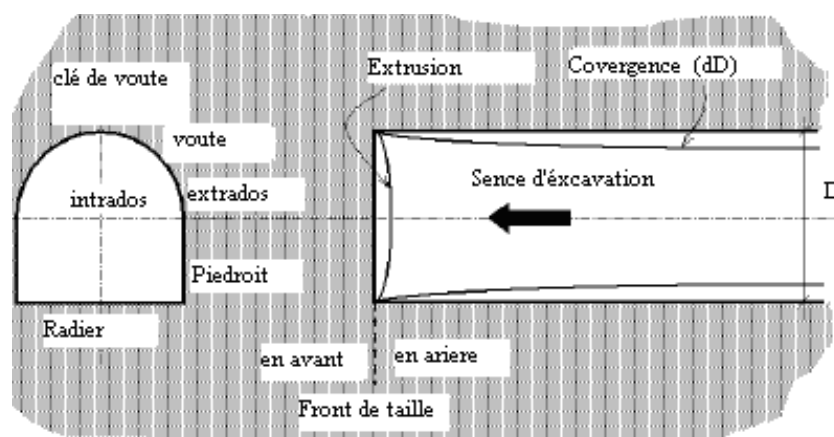


FIG. 6.7 – Coupe transversale et longitudinale d'un tunnel au voisinage du front de taille.

Le lecteur trouvera ci-dessous une liste succincte de quelques termes utilisés en travaux souterrains publiés par l'AFTES.

- **Auscultation** : instrumentation et mesure de grandeurs physiques permettant de comprendre et de maîtriser d'une part le comportement de l'ouvrage, d'autre part son incidence sur l'environnement (terrain, tunnel, ouvrages voisins).
- **Blindage** : enfilage de plaques métalliques ou de planches en bois entre les cintres de soutènement. Le blindage sert souvent de coffrage perdu lorsqu'il est accompagné d'un remplissage béton, il a également un rôle structurel de maintien.
- **Bouclier** : système de protection et de soutènement d'un tunnelier constitué le plus souvent d'un tube métallique épais à peu près du diamètre de la section excavée.
- **Cintre** : profilé métallique normalisé (IPE, HEA, HEB...) cintré selon la géométrie du tunnel et qui sert à soutenir le terrain.

- **Confinement** : application d'une pression sur les parois d'un tunnel, par le biais d'un soutènement principalement, dans le but de limiter les convergences et le Déconfinement du terrain.
- **Convergence** : rétrécissement diamétral d'une section de tunnel.
Déboufrage : venue d'eau et/ou de matériaux meubles violente et inattendue suite à l'excavation du front de taille.
- **Déconfinement** : réorganisation des contraintes autour du tunnel, de part et d'autre du front de taille. On dit que le terrain est entièrement déconfiné lorsqu'il a atteint son équilibre final.
- **Exhaure** : évacuation des eaux qui s'infiltrent naturellement dans le tunnel ou qui sont utilisées pour les besoins du chantier.
- **Injection** : terme générique désignant les techniques de substitution et de comblement des vides dans les terrains par un coulis durcissant. Les injections ont deux utilités : augmenter la résistance et/ou étancher.
- **Marinage** : évacuation des marins issus de l'excavation.
- **Marins** : déblais formés par l'excavation d'un pas d'avancement.
- **Pas d'avancement** : longueur de terrain excavée en une seule phase.
- **Rameau** : galerie reliant deux ouvrages souterrains.
- **Stross** : partie inférieure d'un tunnel dans une excavation par demi-sections (section inférieure).
- **Tunnelier** : machine pleine section destinée à réaliser des tunnels, pouvant aller du creusement à la pose du revêtement final. On parle aussi de TBM (Tunnel Boring Machine).
- **Volée** : pas d'avancement d'un tunnel creusé à l'explosif. La volée correspond à la longueur de forage des trous pour les explosifs.
- **Voussoir** : écaille de béton armé préfabriqué. Plusieurs voussoirs forment un anneau, et plusieurs anneaux forment le revêtement de certains tunnels.

liste des indices

A_i : paramètre d'écrouissage cinématique
 c_u : cohésion non drainée
 E_{eq} : Module d'élasticité équivalent
 I_1, I_2, I_3 : les invariants du tenseur contraintes
 K_{DV} : constante caractéristique du matériau
 k_0 : Coefficient de pression des terres au repos
 P_c : pression critique
 P_r : pression de rupture
 V_c : volume de la cuvette
 ε : Déformations
 ε_{ij} : composantes du tenseur déformation
 ε^e : déformations élastiques
 ε^p : déformations plastique
 ε^t : déformations totales
 ε^c : déformations de fluage
 ε_m : déformations moyenne
 ν : coefficient de Poisson
 λ : paramètre d'écrouissage isotrope
 ξ : : constante caractéristique du matériau
 σ : contrainte
 σ_{ij} : composantes du tenseur de contraintes
 σ_m : contrainte moyenne
 σ_c : résistance à la compression simple du sol
 $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$: contraintes principales
 τ : contrainte tangentielle
 τ_{max} : contrainte tangentielle maximale
 τ_0 : limite de rigidité

τ_p : limite de fluage
 τ_q : limite de rupture
 τ_t : résistance de cisaillement du sol à long terme
 φ : angle de frottement du sol
 ψ : angle de dilatance
 c : cohésion
 D : hauteur global de l'excavation
 E : Module d'élasticité (Module de Young)
 H : profondeur à partir de l'axe du tunnel
 G : module de cisaillement de sols
 L : demi longueur de la cuvette de tassement
 N : facteur de charge
 P : pression à l'interface massif-soutènement
 S_{ij} : composantes du tenseur des déviateur de contraintes
 T : température
 $S(x)$: tassement en un point e distance x
 $S(max)$: tassement maximal
 e : épaisseur
 i : distance du point d'inflexion au centre de la cuvette de tassement
 t : temps
 x : distance à partir de l'axe du tunnel
 e_{eq} : épaisseur équivalente
 γ : poids volumique
 γ_w : poids volumique de l'eau
 γ_h : poids volumique humide
 $\{f\}$: vecteur forces
 $[K]$: Matrice de rigidité