

وزارة التعليم العالي و البحث العلمي

**BADJI MOKHTAR- ANNABA UNIVERSITY**  
**UNIVERSITE BADJI MOKHTAR- ANNABA**

جامعة باجي مختار- عنابة



**FACULTE DES SCIENCES DE LA TERRE**

**DEPARTEMENT DES MINES**

**MEMOIRE**

*Présenté En vue de l'obtention du*  
*Diplôme de MAGISTER*

*Thème*

*Dimensionnement d'un ouvrage souterrain*  
*par la méthode des éléments finis.*  
*Cas : Station de métro*

*Option : Exploitation et valorisation des*  
*ressources naturelle*

*Présenté Par :* **GUELMAMI Ali**

*Directeur du mémoire :* **Dr. SERIANI. A**                      **MC**                      **Université Annaba**

Devant le jury

*Président de jury :*  **Pr. KHERICI .N**                      **Pr**                      **Université Annaba**

*Examineurs :*  **Dr. SERRADJ.T**                      **M.C**                      **Université Annaba**

 **Dr. MEKSAUOINE. M**                      **M.C**                      **Université Annaba**

 **Dr. SID. M**                      **M.C**                      **C.U. Souk. Ahras**

*Membre invités :*  **Dr. BENSIHAMDI. S**                      **Ph.D**                      **Université Annaba**

❖ Année 2007/2008

## TABLE DE MATIERES

<b>NOTATION ET ABREVIATION.....</b>	<b>7</b>
<b>TABLE DES FIGURES.....</b>	<b>7</b>
<b>LISTE DES TABLEAUX.....</b>	<b>13</b>
<b>Résumé.....</b>	<b>14</b>
<b>ملخص.....</b>	<b>15</b>
<b>Abstract.....</b>	<b>16</b>
<b>Introduction.....</b>	<b>17</b>
<b>CHAPITRE .I Recherche bibliographique.....</b>	<b>18</b>
1.1 TUNNELS METROPOLITAINS.....	18
1.1.1 CARACTERISTIQUE .....	18
1.1.2 Pouvoirs obligatoires.....	19
1.1.3 Modèle générale de la planification.....	21
1.1.3.1 Centre de contrôle.....	25
1.1.3.2 Établissement des itinéraires.....	25
1.1.3.3 L'information.....	27
1.1.3.3.1 Investigations géotechniques.....	28
1.1.3.4 Type de construction et de programme.....	28
1.1.3.4.1 Chantiers de construction.....	29
1.1.3.4.2 Construction par étapes.....	31
1.1.3.5 La géométrie de voie .....	31
1.1.3.6 Alimentations en énergie.....	32
1.1.4 Conceptions.....	33
1.1.4.1 Tolérances.....	34
1.1.4.2 Equipement de trackside.....	35
1.1.4.2.1 Éclairage .....	36
1.1.4.2.2 Communications.....	37
1.1.4.3 Bruit et vibration.....	37
1.1.4.4 Drainage.....	37
1.1.4.5 Support de voie.....	37
1.1.4.6 Mesure de structure .....	38
1.1.4.7 Le flux des passagers et la capacité de charge.....	39

1.1.4.8 Ressources de construction.....	40
1.1.4.9 Doublure de tunnel .....	41
1.1.4.10 Ventilation et soulagement d'ébauche.....	41
1.1.4.11 Normes environnementales.....	42
1.1.4.12 Sûreté de passager.....	43
1.1.4.13 Mesures anti-incendie.....	43
1.1.4.14 Protection d'inondation.....	43
1.1.5 Constructions.....	44
1.1.5.1 Tunnels courants.....	44
1.1.5.1.1 Agrandissements de croisement.....	44
1.1.5.2 Stations.....	45
1.1.5.2.1 Escalators, concours, passages.....	46
1.1.5.3 Programme de construction.....	48
1.1.6 Systèmes principaux.....	48
1.1.6.1 Longueurs des itinéraires.....	49
1.1.6.2 Dimensions de typique * entraîneurs et tunnels.....	50
1.2 Principe de la méthode Autrichienne. NATM.....	51
1.2.1 Introduction.....	51
1.2.2 Application des principes de NATM.....	51
1.2.3 La différence entre la NATM et les autres méthodes.....	53
1.3 Conceptions de la NATM pour le métro D.C de Washington en terrain tendre.....	54
1.3.1 Présentation.....	54
1.3.2 Origine géotechnique.....	56
1.3.2.1 Commande et sûreté d'eaux souterraines .....	57
1.3.3 Approche de la conception.....	57
1.3.4 Conception de la NATM standard de WMATA pour les tunnels courants.....	60
1.3.5 Ordre d'excavation et les systèmes d'appui initial pour les tunnels courants.....	63
1.3.6 Les axe de la NATM .....	64
1.3.7 Conception d'une station extraite: Fort Totten.....	65

1.3.8 Conclusion.....	67
1.4 Station de Prague.....	68
1.4.1. Introduction.....	68
1.4.2. Caractéristiques courtes de la méthode des éléments finis.....	69
1.4.3. Détermination des pressions de roche et de la conception du revêtement par l'usage de la MEF.....	69
1.4.2. Station de Kaprova .....	70
1.4.2.1 Condition in situ.....	70
1.4.2.2 Méthode utilisée.....	71
1.4.2.3 Résultat .....	72
1.4.3 . Tunnel d'itinéraire sous le fleuve de Vltava.....	72
1.4.3.1 Condition in situ.....	72
1.4.3.2 Méthode utilisée.....	73
1.4.3.3 Résultats.....	75
<b>CHAPITRE .II : Technologie de construction d'une station de métro.....</b>	<b>76</b>
Constructions souterraines spéciales et stations ferroviaires souterraines.....	76
2.1 Puits d'accès servant au transport des matériaux et puits d'aération.....	76
2.2 Galeries de liaison (Couloirs de ventilation).....	88
2.3 Souterrains de grandes dimensions (aires de montage et aires de travail des boucliers, salles pour transformateurs ou autres installations électriques, usines et centrales souterraines, etc.).....	90
2.4 Stations de métro et usines souterraines.....	93
2.4.1 Station de métro construites à faible profondeur.....	94
2.4.2. Stations de métro construites en profondeur.....	98
<b>CHAPITRE .III : Description de l'état du tracé du tunnel de métro d'Alger.....</b>	<b>109</b>
3.1 Géologie et hydrogéologie régionales.....	109
3.1.1 Etude géomorphologique de la région d'Alger.....	109
3.1.1.1 Le massif et le Sahel d'Alger.....	109
3.1.1.2 La plaine de la Mitidja.....	109

3.1.1.3 L'Atlas blidéen.....	110
3.1.2 Géologie régional.....	111
3.1.2.1 La lithologie.....	111
3.1.2.2 Tectonique de la région d'Alger.....	113
3.1.2.3 Sismicité.....	117
3.1.2.3.1 Historique sismique de l'Algérois.....	117
3.1.2.3.2 Cadre sismo-tectonique.....	121
3.1.2.3.3 Les sources sismiques.....	121
3.1.2.4 Implantation des ouvrages dans les zones sismiques.....	121
3.1.2.4.1 Reconnaissances et études du sol.....	121
3.1.2.4.2 Le choix du site.....	122
3.1.2.4.3 Classification des sites.....	123
3.1.3 Etude hydrogéologique.....	124
3.1.3.1 Hydro-climatologie.....	124
3.1.3.1.1 La température.....	124
3.1.3.1.2 Pluviométrie.....	126
3.1.3.2 Hydrologie.....	126
3.1.3.3 Les principaux aquifères.....	129
3.2 Géologie et hydrogéologie locales.....	130
3.2.1 Description des sondages carottés.....	130
3.2.1.1 Campagne 1.....	130
3.2.1.2 Campagne 2.....	130
3.2.1.3 Implantation des sondages carottés.....	131
3.2.2 Renseignements apportés par les sondages carottés.....	132
3.2.2.1 Les formations du Plaisancien.....	132
3.2.2.2 Les formations de l'Astien.....	132
3.2.2.3 Les formations du Quaternaire.....	132

3.2.3 Les conditions hydrogéologiques.....	133
3.3 Etude géotechnique.....	133
3.3.1 Reconnaissance in-situ.....	134
3.3.1.1 Les essais de perméabilité.....	134
3.3.1.2 Les essais pressionmétrique.....	134
3.3.1.2.1 Présentation des résultats des essais pressionmétrique.....	134
3.3.1.2.2 Analyse et interprétation des résultats.....	136
3.3.2 Programme de la campagne de laboratoire.....	137
3.3.3 Campagne de reconnaissance par sondages.....	138
3.3.3.1 Description lithologique des unités.....	138
3.3.3.2 Analyse et interprétation des paramètres géotechnique.....	139
3.3.3.2.1 Etude de l'unité I.....	139
3.3.3.2.2 Etude de l'unité II.....	144
3.3.3.2.3 Etude de l'unité III.....	148
3.3.3.2.4 Etude de l'unité IV.....	150
3.3.3.3 Discussion générale sur les caractéristiques géotechniques.....	154
 <b>CHAPITRE .IV : Description du code de calcul Plaxis de la méthode des éléments</b>	
<b>finis.....</b>	<b>156</b>
4.1 Analyse des contraintes et déformation planes.....	156
4.1.1 Les méthodes numériques.....	156
4.1.2 L'histoire en bref de la méthode des éléments finis.....	156
4.1.3 Différentes étapes de calcul par éléments finis bidimensionnelles.....	157
4.1.3.1 Choix d'un système de coordonnées et d'un nombre de nœud convenables.....	157
4.1.3.2 Choix de la fonction de déplacement $[f(x,y)]$ qui définit le déplacement $\{\delta(x,y)\}$ à n'importe quel point dans l'élément.....	158
4.1.3.3 Etat de l'expression de déplacement $\{\delta(x,y)\}$ dans l'élément en	

fonction des déplacements nodaux $\delta^e$ .....	158
4.1.3.4 Les élongations $\{\varepsilon(x, y)\}$ liées aux déplacements $\{\delta(x, y)\}$ de tout point dans l'élément et par conséquent les déplacements nodaux $\{\delta^e\}$ .....	161
4.1.3.5 Les contraintes intérieures $\{\sigma(x, y)\}$ en relation avec les élongations $\{\varepsilon(x, y)\}$ et les déplacements $\{\delta^e\}$ .....	162
4.1.3.6 Détermination de la matrice de rigidité de l'élément, $[K^e]$ .....	163
4.1.3.7 Etablissement de la matrice contrainte - déplacement $[H]$ .....	163
4.2 Introduction au programme PLAXIS.....	164
4.2.1 Les sous-programme Plaxis.....	165
4.2.2 Les modèles de sol incorporent dans le Plaxis code.....	166
4.2.2.1 Le modèle élastique linéaire (EL).....	166
4.2.2.2 Le modèle de Mohr-Coulomb (MCM).....	166
4.2.2.3 Modèles de durcissement par écrouissage isotropique 'Hardening-Soil Model' (HSM).....	167
4.2.2.4 Modèle des sols doux ou 'Soft-Soil-Creep Model' (SSCM).....	167
<b>CHAPITRE. V : données input-application de la méthode-résultat.....</b>	<b>168</b>
5.1 Les données input.....	168
5.1.1 Les différentes lignes du métro d'Alger.....	168
5.1.2 Situation du projet.....	170
5.1.3 Emplacement de la station.....	171
5.1.4 Forme et dimension.....	172
5.1.5 Les paramètre du sol et de soutènement.....	173
5.1.5.1 Paramètres du sol.....	173
5.1.5.2 Paramètres du soutènement.....	178
5.2 Application de méthode.....	178
5.3 Résultats obtenue.....	179
5.3.1 : 97 Figures montrent les résultats obtenus à l'aide du logiciel PLAXIS.....	180
5.3.2 : Tableaux des résultats.....	232
<b>Conclusion.....</b>	<b>234</b>
<b>Bibliographie.....</b>	<b>236</b>

## NOTATION ET ABREVIATION

$\gamma_T$ : Poids spécifique total.....	[kN/m <sup>3</sup> ]
v : coefficient de poisson.....	[-]
$\sigma_h$ : Contrainte horizontal.....	[KN/m <sup>2</sup> ]
$\sigma_v$ : Contrainte vertical.....	[KN/m <sup>2</sup> ]
$\sigma_h/\sigma_v$ : Rapport de contrainte initial principal.....	[-]
$\phi$ : Angle de frottement interne.....	[°]
$K_H$ : Coefficient de réaction.....	[Kn/m <sup>3</sup> ]
$E_{\text{pais}}$ : Epaisseur de la couche de couverture .....	[m]
E : Module d'élasticité (Young).....	[KN/m <sup>2</sup> ]
c : La cohésion.....	[KN/m <sup>2</sup> ]
$\emptyset$ : Diamètre .....	[m]
$K_0$ : Coefficient de pression latéral.....	[-]
$\sigma_t$ : résistance à la traction.....	[KN/m <sup>2</sup> ]
$\sigma_c$ : Résistance à la compression.....	[KN/m <sup>2</sup> ]
z : La profondeur .....	[m]
F : La section horizontal du puits.....	[m <sup>2</sup> ]
U : le périmètre de la section F.....	[m]
$\gamma$ : le poids volumique.....	[KN/m <sup>3</sup> ]
p : pression spécifique.....	[KN/m <sup>2</sup> ]
$V_s$ : vitesse d'onde de cisaillement.....	[m/s]
PI : pression limite moyenne.....	[KN/m <sup>2</sup> ]
$E_p$ : module pressiométrique.....	[KN/m <sup>2</sup> ]
w : pression hydro-statistique.....	[KN/m <sup>2</sup> ]
$\gamma_d$ : poids volumétrique sec.....	[KN/m <sup>2</sup> ]
$\gamma_h$ : poids volumétrique humide.....	[KN/m <sup>2</sup> ]

W : teneur en eau.....	[%]
T : Température.....	[°]
P : Précipitation.....	[mm]
Sr : degré de saturation.....	[°]
Ic : indice de consistance.....	[-]
WL : limite de liquidité.....	[%]
WP : limite de plasticité.....	[%]
r : Rayon de la ligne médian du puits.....	[m]
v : Epaisseur de la paroi.....	[m]
x : Longueur.....	[m]
G <sup>p</sup> : poids du manteau.....	[KN]
M : Moment.....	[KN.m]
Q : Friction.....	[°]
K <sub>sn</sub> =EA : module de rigidité normal.....	[KN/m <sup>2</sup> ]
K <sub>sf</sub> =EI : module de rigidité en flexion.....	[KN/m <sup>2</sup> ]

## TABLE DES FIGURES

- 1.1 : Station de métro (croix) de Roi en 1868
- 1.2 : Diagramme des lignes de métro pour (a), (b), (c) et (d)
- 1.3 : Structures de la station avec deux croix des lignes.
- 1.4 (a) : Site de la construction pour la ligne de Victoria; (Pendant la construction)
- 1.4 (b) : Site de la construction pour la ligne de Victoria; (La restauré du site par la suite).
- 1.5 : Ligne de Victoria. Station de Brixton.
- 1.6 : Déplacement de l'entraîneur sur chemin courbée.
- 1.7 : Mesure de la structure de la ligne Victoria.
- 1.8 : Disposition de l'échange sur multi-plate-forme où une nouvelle ligne est incorporée dans un système existant.
- 1.9 : dispositions typique des tunnels de station avec les escalators.
- 1.10: Section transversal de la station métro
- 1.11: Détail du soutènement imperméable dans les tunnels courants.
- 1.12: Instrument de surveillance
- 1.13 : Profil généralisé de la Section E-5 de la Station de métro de Washington (D.C) et les tunnels Fort Totten.
- 1.14 : Profil généralisé de la Section E-6e.
- 1.15 : Profil généralisé de la Section E-8a.
- 1.16 : Coupe transversale originale de la Section E-5, station Fort Totten (remplacé par la Fig.1.20)
- 1.17 : Coupe transversale original de la section E-6<sup>e</sup> (remplacé par la Fig.1.20)
- 1.18 : Coupe transversale original de la Section E-8a (remplacé par la Fig.1.20)
- 1.19 : Diagramme comparatif montre le tunnel en coupe proposé et la section standard de la WMATA.
- 1.20 : Section transversale typique de NATM pour le tunnel en terrain tendre.
- 1.21 : Les géométries du tunnel pour la section transversal typique de la NATM.
- 1.22 : Détail de l'imperméabilisation typique de la NATM
- 1.23 : Procédure d'excavation typique de la NATM.
- 1.24 Section transversal de la section E-5 de la station Fort Totten.

- 1.25** Ordre d'excavation pour la section E-5 de la station Fort Totten.
- 1.26** Séquence typique de l'excavation avec pipe renversé jointoyé.
- 1.27** Station de Kaprova- état d'effort géostatistique
- 1.28** Station de Kaprova
- 1.29** : Tunnel sous rivière Vltava- état de la pression géostatistique  
**A)** milieu isotrope. **B)** milieu anisotrope.
- 1.30** : Tunnel sous la rivière Vltava\_ distribution de la charge sur la doublure  
**A)** Milieu isotrope; **B)** milieu anisotrope.
- 2.1** : Modes de construction des puits d'attaque (a - f).
- 2.2** : Efforts agissant sur les parois et la dalle du fond du puits.
- 2.3** : Efforts agissant sur les parois d'un puits foncé, d'après Karafiath.
- 2.4** : Efforts agissant sur les parois d'un puits, d'après Steinfeld.
- 2.5** : Efforts engendrés lors du fonçage thixotropique d'un puits.
- 2.6** : Détermination des efforts de traction verticaux et de la torsion due au frottement dans les parois d'un puits (d'après Széchy).
- 2.7** : Attaque du tunnel avec galerie de liaison.
- 2.8** : Travaux de dérochement d'un souterrain de grandes dimensions par une méthode classique.
- 2.9** : Exécution par des méthodes classiques d'une chambre pour l'assemblage d'un bouclier.
- 2.10** : Vue perspective (a) et coupe en travers (b) d'une station de métro implanté à faible profondeur.
- 2.11** : Vue intérieure de la station « Odenplan » (exécutée sans étayage à Stockholm).
- 2.12/a** : Les principales phases de l'exécution des tronçons de tunnel à faible profondeur du métro de Paris.
- 2.12/b** : Coupe en traves des stations à faible profondeur des métros de Paris, de Rome et de Lisbonne.
- 2.13** : Station de métro à faible construite en éléments préfabriqués à Moscou.
- 2.14** : Disposition isométrique de la station « Gant Hill ».
- 2.15** : Schéma d'une station à deux tuyaux (Londres).
- 2.16** : Etapes de construction de la station de Gants Hill (Londers).
- 2.17/a** : Schéma de construction d'une station à trois tuyaux du métro de Moscou.

- 2.17/b** : Maquette montrant la disposition générale d'une station à trois tuyaux (Moscou).
- 2.18** : Fermeture du cuvelage à l'aide de voussoirs spéciaux à la pie droit d'une galerie de liaison.
- 2.19** : Etapes de construction d'une station à colonnes type « Maiakovsky » (Moscou)
- 2.20** : Vue isométrique de la station Arbat.
- 2.21** : Coupe en travers d'une station d'un type nouveau (Leningrad).
- 2.22** : Station à cinq tuyaux d'un type nouveau du métro de Budapest (brevet de Budapest et Enyedi).
- 2.23** : Modèle d'un escalier d'accès mécanique (coupe en long) et vue du palier supérieur.
- 3.1** : Grands ensembles géométriques de la région d'Alger. (D'après Ben Allal, 1988)
- 3.2** : Coupe composite du massif d'Alger. (D'après Saad Allah, 1981)
- 3.3** : Evolution de Sahel, de la Mitidja et de l'Atlas pendant le Pliocène et le Quaternaire. (D'après Glangeaud, 1932)
- 3.4** Carte de zonage sismique de l'Algérie. (C.G.S 1999)
- 3.5** : Catre de sources sismique. (C.G.S ? 1993)
- 3.6** : Variation mensuelles de la température (1999-2000) O.N.M. la région d'Alger
- 3.7** : Précipitations moyennes mensuelles (1999-2000) O.N.M. la région d'Alger
- 3.8** : Variations des précipitations moyennes annuelles (1999-2000) O.N.M. la région d'Alger
- 3.9** : Variation des densités sèche ( $\gamma_d$ ) et humide ( $\gamma_h$ ) en fonction de la profondeur ( $z$ )
- 3.10** : Variation de ta teneur en eau( $w$ ), de la limite de liquidité (WL), de la limite de plasticité (WP) et le degré de saturation( $S_r$ ) en fonction de la profondeur ( $z$ )
- 3.11** : Classification des argiles sablo-limoneuses de l'unité I dans li diagramme de Casagrande
- 3.12** : Variation des densités sèche( $\gamma_d$ ) et humide( $\gamma_h$ ) en fonction de la profondeur ( $z$ )
- 3.13** : Variation de la teneur en eau ( $w$ ), la limite de liquidité (WL) et de la limite de plasticité (WP) en fonction de la profondeur ( $z$ )

**3.14** : Classification des argiles marneuses de l'unité II dans le diagramme de Casagrande

**3.15** : Variation de la densité sèche( $\gamma_d$ ) et humide( $\gamma_h$ ) en fonction de la profondeur (z)

**3.16** : Variation de la teneur en eau (w), la limite de liquidité (WL) et limite de plasticité (WP) en fonction de la profondeur (z)

**3.17** : Classification des marnes de l'unité IV dans le diagramme de Casagrande

**4.1** : coordonnées cartésiennes et numérotation des nœuds d'un élément triangulaire en élasticité plane.

**4.2** : déplacements nodaux et forces nodales

**4.3** : Organigramme de la structure du Plaxis code

**5.1** : Schéma générale du réseau métro de la ville d'Alger

**5.2** : situation géographique du site

**5.3** : Emplacement de la station

**5.4** : Dimensions de la station de métro

**97** : Figures montrent les résultats obtenus à l'aide du logiciel PLAXIS.

## LISTE DES TABLEAUX

**Tableau 1.1** : Longueurs des itinéraires dans quelques villes

**Tableau 1.2** : Dimensions et capacité dans quelques villes

**Tableau 1.3** : Paramètres de sol recommandés pour la conception de la NATM

**Tableau 1.4** : Paramètres de la station Kaprova

**Tableau 1.5** : Paramètres du tunnel du fleuve de Vltava

**Tableau 3.1** : Les principales phases tectoniques de la région d'Alger. (Yesli. A, 1995)

**Tableau 3.2** : Liste des principaux séismes de la région d'Alger durant la période (1365-1996) (CRAAG, 1998).

**Tableau 3.3** : Classification des sites selon les essais in situ

**Tableau 3.4** : Variation mensuelles des températures (1990-2000) O.N.M la région d'Alger

**Tableau 3.5** : Précipitations moyennes mensuelles (1999-2000)

**Tableau 3.6** : Précipitation moyennes annuelles (1999-2000) O.N.M. la région d'Alger.

**Tableau 3.7** : Implantation des sondages carottés

**Tableau 3.8** : Résultats de l'essai pressiométrique Pr1

**Tableau 3.9** : Résultats de l'essai pressiométrique Pr2

**Tableau 3.10** : Caractéristiques géotechniques des argiles sablo-limoneuses (Unité I)

**Tableau 3.11** : Caractéristiques géotechniques des argiles marneuses (Unité II)

**Tableau 3.12** : Caractéristiques géotechniques des sables (Unité III)

**Tableau 3.13** : Caractéristiques géotechniques des marnes (Unité IV)

**Tableau 5.1** : Perméabilité

**Tableau 5.2** : Caractéristiques des Marnes

**Tableau 5.3** : Caractéristiques des molasses

**Tableau 5.4** : Caractéristiques du Quaternaire

**Tableau 5.5** : Caractéristiques du Remblais

**Tableau 5.6** : Paramètres du sol

**Tableau 5.7** : Paramètres du soutènement

**Tableau 5.8** : Tableau récapitulatif N° :1 (les contraintes)

**Tableau 5.9** : Tableau récapitulatif N° :2 (les déformations)

**Tableau 5.10** : Tableau récapitulatif N° :3 (les déplacements)

## Résumé

Les stations de métro occupent des espaces de dimensions importantes, très larges et très hautes. Les facteurs déterminant leur structure et leur forme sont principalement la profondeur à laquelle elles se trouvent sous la surface du sol, les propriétés du terrain, la méthode de construction, les dimensions dépendant plutôt des besoins du trafic. Du point de vue de la structure du souterrain et de la méthode de construction adoptée, l'implantation de l'ouvrage en profondeur tient un rôle prépondérant, il y a en effet une différence entre les souterrains construits près de la surface et ceux implantés à de grandes profondeurs. En ce qui concerne le côté trafic et les dimensions à prévoir, le résultat dépend du choix de la disposition des quais (quais latéraux ou quai central). Limitons-nous ici à signaler que les stations implantées à proximité de la surface sont habituellement exécutées en tranchée ouverte, tandis que celles situées à grande profondeur sont construites au moyen d'une des méthodes d'excavation classiques (bouclier, excavation à front libre, etc.).

Le creusement d'un métro en zone urbaine peut engendrer des affaissements parfois importants qui peuvent affecter la stabilité des structures de surfaces. Il est donc important de simuler numériquement le creusement d'une station de métro afin d'éviter tout imprévue qui peut surgir lors de la réalisation de l'ouvrage souterrain. Ainsi le comportement mécanique de la station de métro située au niveau du JARDIN D'ESSAI a été étudié numériquement par le code plaxis.

Ce mémoire traite une analyse numérique réalisée en 5 étapes, avec paramétrage géotechnique, de l'effet du creusement d'une station de métro sur la structure du terrain encaissante. L'étude est effectuée à l'aide du code de calcul PLAXIS 8.2 qui est basé sur la méthode des éléments finis en déformation plane. L'analyse s'applique à un cas réel en l'occurrence le métro d'Alger, l'excavation a été réalisée selon la NATM (New Austrian Tunnelling Method) en tenant compte du déconfinement. Les résultats sont présentés en termes de déplacements, de contraintes et déformations.

Mots clé : station de métro, la méthode des éléments finis, la NATM, tunnels, plaxis, métro d'Alger, affaissement, déplacement, contraintes, déformations.

## ملخص

إن محطات المترو تشغل حيزا ذا أبعاد واسعة وعالية جدا. أساسا، العوامل التي تحدد بنيتها وشكلها هم العمق التي توجد فيه الأدنى من سطح التربة، خواص أرض المواقع، طريقة البناء، الأبعاد التي تعتمد على احتياجات حركة المرور. من وجهة نظر هيكل البناء الواقع تحت الأرض و الأسلوب المعتمد ، تموقع الهيكل في العمق له دور هام ، وهناك فرق بين الطرق السفلية التي شيدت بالقرب من السطح وتلك الموجودة في الأعماق. وفيما يتعلق بجانب حركة المرور و التنبؤ بالأبعاد ، فان النتيجة تتوقف على اختيار مكان الأرصفة (ارصفه جانبية أو في الوسط). نحن نشير هنا إلى أن المحطات الواقعة بالقرب من سطح الأرض، عادة ما تنفذ في خندق مفتوح ، في حين أن تلك الواقعة في العمق فإنها تبنى باستخدام اى من الأساليب التقليدية (درع ، الحفر بواجهة حرة ، الخ...).

أن حفر الأنفاق في المناطق الحضرية في بعض الأحيان يمكن أن يولد تشوهات سطحية هامه و التي يمكن ان تؤثر على استقرار الهياكل السطحية. ولذلك فمن المهم محاكاة عدديا حفر المحطة حيث نتجنب أي مفاجآت قد تحدث في ذلك الوقت من أعمال تحت الأرض. ذلك السلوك الميكانيكي للمحطة التي تقع في **حديقة التجارب** فإنه درس ببرنامج **بلاكسيس**.

هذا العمل الموصوف في هذه الاطروحه يتناول التحليل العددي في 5 مراحل ، بمقاييس جيوتقنيه ، بالنسبة إلى اثر حفر محطة المترو على هيكل التربة المحيطة. تمت هذه الدراسة بواسطة برنامج **بلاكسيس** الذي يعتمد على طريقة العناصر المنتهية (**ط ع م**) بتشوهات مستوية. طبقة هذه الدراسة على حاله حقيقية تتمثل في مترو الجزائر العاصمة، الحفر استعمل حسب الطريقة النمساوية الجديدة لحفر الأنفاق (**طن ج ن**) مع الأخذ في الاعتبار تراخي الهيكل. تتمثل النتائج في الانتقالات، الاجتهادات، والتشوهات.

كلمات المفاتيح.. محطات المترو، طريقة العناصر المنتهية، الطريقة النمساوية الجديدة لحفر الأنفاق، نفق، بلاكسيس، مترو الجزائر، التشوهات السطحية، الانتقالات، الاجتهادات، التشوهات.

## **Abstract**

The subway stations occupy space dimensions very important. Factors determining their structure and form are mainly the depth at which they are found below the soil surface, the properties of the ground, the method of construction, size-dependent instead of the needs of traffic. From the point of view of the structure of underground construction method adopted, the location of the structure in depth plays an important part; there is a difference between the underpasses constructed near the surface and those located in the deep. Regarding the traffic side and dimensions to predict, the outcome depends on the choice of available platforms (docks or dock side central). We limiting here to point out that stations located close to the surface are usually executed in open trench, while those located deep are built using any of the conventional methods of excavation (shield, excavation fronted free, etc...).

The digging of a subway in urban area can sometimes generate important settlement that can affect the stability of surface structure. It is therefore important to simulate numerically the digging of the station in terms to avoid any surprises the subway at the time of underground realization. Therefore, the mechanical behavior of station situated in JARDIN D'ESSAI is numerically studied by the code plaxis.

This work described in this dissertation deals with a numerical analysis in 5 stages, with a geotechnical parametric, study with regards to the effect of shallow tunneling on hosting rocks. Plane strain FEM software, namely Plaxis 8.2, was used to undertake a practical study about Algiers underground. For the latter, the NATM excavation method was used after taking into account the confinement loss. The resultants are presented in terms of displacements, stresses and strains.

Keywords: stations of subway, finites elements method, NATM, tunnels, Plaxis, metro of Algiers, settlements, displacements, stresses, strains.

## **Introduction**

Lors de la construction d'une station de métro en site urbain, les ingénieurs sont confrontés à un problème très délicat concernant le contrôle des mouvements de terrains induits par le creusement .Ces mouvements affectent la stabilité des structures de surface. Une bonne estimation de ces mouvements est donc nécessaire.

Les stations de métro occupent des espaces de dimensions importantes, très larges et très hautes. Les facteurs déterminant leur structure et leur forme sont principalement la profondeur à laquelle elles se trouvent sous la surface du sol, les propriétés du terrain, la méthode de construction, les dimensions dépendant plutôt des besoins du trafic. Du point de vue de la structure du souterrain et de la méthode de construction adoptée, l'implantation de l'ouvrage en profondeur tient un rôle prépondérant, il y a en effet une différence entre les souterrains construits près de la surface et ceux implantés à de grandes profondeurs.

La méthode de creusement et la chronologie de creusement affectent le comportement mécanique de la station de métro. Depuis une trentaine d'années des ouvrages souterrains sont construits à l'aide des nouvelles techniques introduites sur les chantiers. Ces techniques permettent de réaliser des ouvrages souterrains dans des terrains meubles et aquifères sans occasionner de désordres en surface. Une technique de creusement doit assurer l'abattage du terrain et sa stabilisation tout en respectant des critères d'économie et de rapidité.

Le creusement de la station affecte les propriétés mécaniques intrinsèques du milieu environnant par le changement des contraintes naturelles des contraintes secondaires lesquelles génèrent des déplacements dans le massif et au niveau de l'interface de l'interaction sol-structure.

Pour évaluer la variation des contraintes et des déplacements, nous avons utilisé le code de calcul PLAXIS.

# CHAPITRE .I

## Recherche bibliographique

### 1.1 TUNNELS METROPOLITAINS

#### 1.1.1 CARACTERISTIQUE

Le terme ‘métró’ est de plus en plus utilisé pour distinguer les systèmes ferroviaires, particulièrement pour joindre les villes et leurs cites plus proches. les termes métró sous la terre, U-bahn, métró souterrain, transport rapide, S-bahn, sont utilisé moins distinctives dans beaucoup pays.

La caractéristique la plus importante d'un métró est la capacité de transporter et rapidement un grand nombre de personnes sur n'importe qu'elle chemin. Le transport par métró est libre pour qu'il soit interrompu par d'autres types de trafic. Les services fréquents, prévisibles et fiables pour les passagers sont très importants, desquels une majorité voyagent régulièrement entre la maison et le travail, avec beaucoup qui voyagent également dans et hors du centre de la ville pour l'éducation, achats, divers, et également dans le secteur du centre urbain.

Les métrós doivent être distingués fonctionnellement de la ligne principale et les chemins de fer suburbains par leur utilisation, pour des voyages plus courts et plus fréquents. Une définition possible d'un ‘métró’ est : un chemin de fer de transport urbain avec des stations pour fournir un transport commodes et rapides sur des distances courtes entre un centre ville et ses environs.

Les systèmes métropolitaines sont exigés pour satisfaire les besoins existantes dans une ville, dont les chemins de fer extérieurs du centre tellement sont déjà augmenter considérablement, ou ces chemins élever sont devient tout à fait inutilisable, donc le creusement d'un tunnel deviens très essentiel. La construction d'un tunnel par le percement ou par la méthode ‘couper-et-couvrent’ sous les rues existantes ou par le creusement sous les rues et les bâtiments, réduit au minimum l'interférence de la capacité existante du trafic.

Les coûts de construction des tunnels sont très élevés, surtout dans les secteurs encombrés et sous des grandes profondeurs. L'installation des voies sur la surface ou comme une voie ferrée élevée où l'espace adéquats est disponible aisément, peut être sur ou le long d'une autoroute existante.

L'emplacement correct d'une station de métró dans un espace étroit dans le centre urbain est une nécessité évidente si le trafic maximal sera attiré, bien que dans les secteurs suburbains les stations doivent être plus largement espacées pour éviter les retards de construction et les coûts inhérents aux arrêts fréquents <sup>[1]</sup>. Un équilibre doit être établi entre ces derniers (retard et coûts) et le trafic supplémentaire attiré. Dans les

sections des tunnels centraux le dispositif de construire des stations à deux point peut augmenter sensiblement le bassin de captage d'une station simple. Les entrées, les bureaux de réservation, et les escaliers d'accès sont fournis à l'extrémité des deux plateformes de station et peuvent être par conséquent fourni une distance plus de 200 m, et qui est souvent une distance considérable entre les stations.

Avant de projeter n'importe quel détail sur un itinéraire, il est essentiel d'avoir une estimation du nombre de passagers à prévoir et leurs origines et destinations, et plus en particulier le nombre maximal pendant une durée de pointe de 15 minute. À partir de cette information des propositions alternatives pour les itinéraires possibles peuvent être préparées, a fin de choisir un itinéraire simple pour une étude détaillée de ses aspects potentiel et technologique du trafic<sup>[2]</sup>.

La nature incluse des systèmes métropolitains avec leur propre priorité de passage fait l'automation de beaucoup aspects, ils réduisent de ce fait généralement le caractère de forte intensité de la main-d'œuvre du transport en commun. La signalisation, l'issue et la commande de billet on peut les réglées automatiquement et on les centralisées, mais le fait que le système de manipulation des êtres humains à des limites le point auquel les machines peuvent fonctionner d'une manière satisfaisante par rapport à la convenance et à la sûreté du passager et dans les urgences.

### **1.1.2 Pouvoirs obligatoires**

Pour la construction d'un système de métro dans une ville, les pouvoirs obligatoires sont habituellement nécessaires pour acquérir les droits de passage sur la terre, pour la construction et l'entretien. La disposition également doit être faite pour la compensation appropriée, et l'évaluation dont il ne faut pas laissé la planification et la construction retarder.

Au Royaume-Uni une Loi privée Parlementaire pour les buts précédents est obtenue par les instigateurs, décrivant le projet suffisamment, mais non excessif, détaillent et prescrivant la ligne centrale dans les limites définies de déviation. D'autres formes d'autorisation seront plus appropriées ailleurs, mais la nature et les limitations des puissances d'être exercé par les instigateurs doivent être essentiellement semblables.

Le droit de compensation des propriétaires de la propriété compromis par la construction ou l'exploitation exige, pour être définie tandis que les instigateurs doivent être donnés des droits d'entrer à la propriété pour les études, les carottes d'essai et des recherches sur le sol<sup>[3]</sup>. Un délai est habituellement défini dans le quel les droits doivent être exercées, mais avec la possibilité de prolongation. D'un autre part les réclamations pour l'affection nuisible par la construction ou l'exploitation sont également normalement à un temps limité.

D'autre côté il est habituel que la provision du bon emplacement du métro augmente les valeurs immobilières où elle sert à une région résidentielle, et améliore également les zones d'affaires et les marchés. Il peut également réduit considérablement

l'encombrement sur les rues. Des avantages sont dispersés dans toute la communauté et ne sont pas reçus par les organisateurs pour excentrer contre les articles nécessaires de compensation; par conséquent il est habituel et adéquat que l'autorité centrale devrait payer une partie substantielle des coûts approprié <sup>[4]</sup>. Les valeurs de terre sont augmentées considérablement ont suivi la construction du système de Toronto, par contre les effets semblables n'ont pas été éprouvé dans les premières années du système de BART en Californie.

La négociation avec ceux affectés par une nouvelle ligne soit plus difficiles pour la construction par la méthode de 'couper-et-couvrent' que la construction en profond. Des objectifs parfois sont données l'avis disproportionné ; les instigateurs doivent justifier leurs propositions dans un détail beaucoup plus grand.

Les problèmes spéciaux à examiner incluent :

- 1- L'établissement d'une priorité légale.
- 2- L'emplacement des stations pour convenir aux passagers éventuels.
- 3- Disposition des tunnels courants qui lient les stations dans des limites acceptables d'inclinaison et de courbure.
- 4- L'évitement des obstructions souterraines telles que les fondations profondes, les tunnels et les axes existants.
- 5- Adaptation aux conditions géologiques.
- 6- Distances appropriées pour maintenir les établissements qui sont particulièrement sensibles aux vibrations telles que les laboratoires, les grands hôpitaux ou des salles de concert.

Chacun de ces aspects influe sur les autres, et la structure adoptée à la fin doit être un compromis sur la base des évaluations de faisabilité et le coût de solutions de rechange possibles.

L'accès nécessaire pour la construction doit être déterminé comme compromis entre les idéaux incompatibles. Le bon emplacement des chantiers est très essentiels, mais il est difficile de trouver une place pour eux dans les zones développées et compactes, et sont un sujet souvent à des restrictions en ce qui concerne le bruit, la perte d'aménité, l'accès des véhicules lourds, ou la construction de bâtiments éventuelle. L'acquisition permanente des sites pour les stations, ou pour la ventilation ou l'alimentation électrique peut fournir plusieurs points d'accès nécessaires. Pour la construction par la méthode de 'couper-et-couvrent', les obstacles sont beaucoup plus sévères: les rues sont occupées pendant une longue période, où ils sont excavés et reconstitués ou, si des rues ne sont pas continues, les bâtiments doivent être coupés ou démolis avec un respect pour les frontières de la propriété.

Quand la disposition de la ligne et de ses stations a été résolue, on prend en considération la ventilation et les problèmes associés du soulagement de sécheresse. L'ampleur et la complexité du système nécessaire dépendent du climat de la ville et des normes adoptées, mais l'emplacement des axes pour les ventilateurs devrait être une

partie intégrale de conception métropolitaine, et donc la terre nécessaire soit acquise avant que la construction de la ligne commence.

L'aperçu à un haut niveau d'exactitude sur et sous la surface, et l'endroit de l'emplacement des services d'enterrés, est un préliminaire essentiel.

La planification ne doit pas oublier les exigences d'inspection et d'entretien quand le système devient opérationnel. Les dégagements limités dans les tunnels et les intervalles courts entre les trains, limitent ces opérations par le temps où les services de train peuvent être suspendus et le courant de phase a découpé d'un rail ou de tout autre conducteur <sup>[5]</sup>. Excepté où les vingt-quatre heures, les services sont maintenus, quelques heures soient habituellement disponibles chaque nuit, mais y a des opérations sont très coûteuse et devraient être gardés à un minimum soient la conception et le choix soigneux des systèmes les plus appropriés. Il est plus difficile et coûteux si les services de nuit sont courus.

### **1.1.3 Modèle générale de la planification**

La planification d'un système métropolitain est extrêmement complexe et implique différents intérêts incompatible. La planification est un élément à long terme, il affecte l'augmentation de la ville au futur, et le mode de vie de cette ville. Beaucoup de plans ont nécessairement des aspects politiques, mais le choix spécifique d'un itinéraire et de sa conception détaillée est correctement une question de jugement technologique. L'intention ici est de décrire des aspects que sont appropriés directement à la construction et à l'utilisation des tunnels.

Les décisions en principe devraient être incorporées au premier lieu un ensemble complet des critères de conception faisable, progressivement développé en caractéristiques précises, et régissant des sujets tels que les méthodes de construction, types de matériels roulant et toutes autres installation et équipement, des vitesses de fonctionnement, la géométrie de voie, tolérances, températures de l'air, taux de courant d'air et autres <sup>[6]</sup>. Une très large décision à prendre tôt est le niveau de la complexité mécanique et l'automation à adopter pour l'opération. Ceci sera influencé par la disponibilité ultime, après la formation du personnel convenable de fonctionnement et d'entretien.

Les frais financiers élevé sont inévitable, plus particulièrement dans les secteurs encombrés, et la dépense pour la construction doit être justifiée en fournissant un système de transport qui sert les besoins d'un grand nombre de passagers. Dans les villes modernes un grand nombre de personnes ont leurs maisons aussi loin du centre, et voyagent vers le centre pour des affaires et pour le plaisir. Ceci établit une demande de transport sur les itinéraires radiaux et le succès en satisfaisant cette demande commodément et économiquement, il faut qu'on encourage aussi plus de personnes à adopter ce modèle de voyage et de vie.

Un seul itinéraire radial n'est pas satisfaisant car il implique le changement des trains sur le centre mais un itinéraire diamétral traverse le centre, ou une combinaison de deux itinéraires radiaux avec un fonctionnement traversant est beaucoup mieux <sup>[7]</sup>. Les deux lignes radiales sont presque parallèles et elles sont reliées par une boucle de forme U. Les premières lignes du souterrain de Toronto ont personnifié ce modèle.

Les itinéraires radiaux sont ainsi le modèle régulier pour le transport de ville, et les itinéraires circulaires sont également adoptés pour la ville. Les premières lignes de métros de Londres ont été liées pour former « le cercle intérieur » en 1884 ; sa fonction spéciale était de relier la ligne principale qui termine, pour des raisons de congestion, et sont largement séparée et située autour du périmètre du noyau de la ville. Glasgow aussi en 1896 adopté un itinéraire circulaire, qui n'a pas été ajouté par la suite; Un autre exemple d'un itinéraire cercle est à Moscou où il est en plus, des nombreuses lignes radiales.

En plus de l'itinéraire courant un dépôt de matériels de transport est exigé pour la stabulation et l'entretien des trains. La provision doit être également prise pour les révisions principales, au même emplacement ou ailleurs; Donc un grand espace de terre est nécessaire, et qui est acquis à l'extérieur du centre de la ville puisque il est moins cher que dans les centres <sup>[8]</sup>.

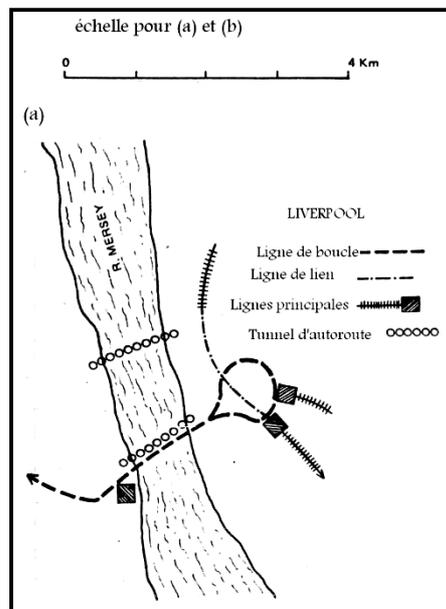
Les systèmes considérés ci-dessus sont les unités indépendantes, mais il peut y avoir également des liens directs par le centre de la ville entre les principaux lignes existantes ou suburbaines qui ayant de plusieurs caractéristiques des métros. La nouvelle boucle souterraine de Melbourne est un système, qui comporte des services de transport à un cercle intérieur de lignes suburbaines, fournissant les avantages des stations fréquentes au centre, servant toutes les lignes radiaux; les avantages d'exploitation est que sans besoin de faire le changement des voyageurs dans les stations et la stabulation les trains sont traversant. Les inconvénients remarquables ci-dessus de l'interférence entre les services radiaux et de cercle sont évités par la fourniture de quatre voies de boucle, chacune dans un tunnel séparé assez grand, pour porter les matériels roulant standard, et également les réserves suburbaines d'autobus à impériale possible.

Sur une échelle plus petite, la nouvelle ligne 'boucle' de Liverpool prolonge la ligne du Coss-Mersey comme boucle à sens unique, fournit l'échange de passager aux stations principales, et comme ça sont éliminent l'inversion des trains. Elle est complétée par une ligne, relie deux lignes locales à travers la ville et fournissant l'échange avec la boucle.

Les choix entre couper-et-couvrent et des tunnels creusé en profondeur, sont discutés en plus détail ci-dessous, de même que la question de la dimension des matériels roulant à adapter.



Fig.1.1 : Station de métro (croix) de Roi en 1868



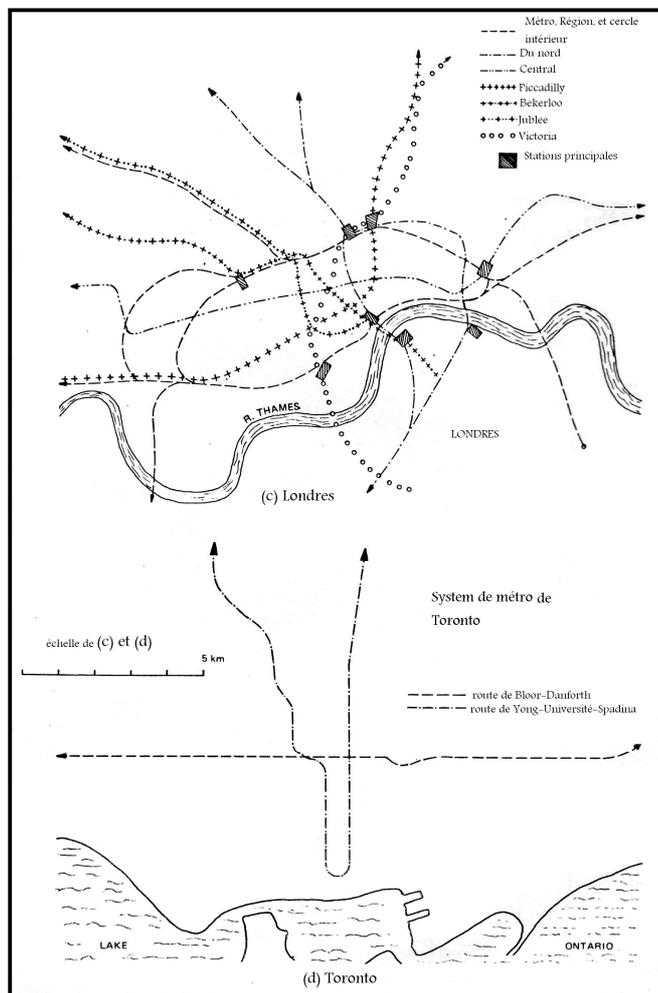
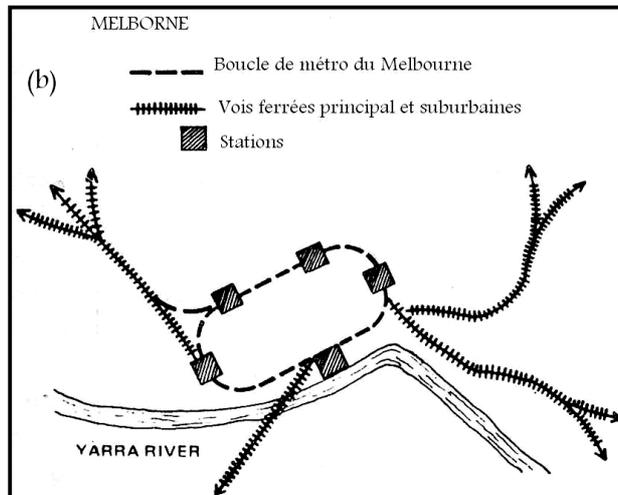


Fig.1.2 : Diagramme des lignes de métro pour (a), (b), (c) et (d)

### **1.1.3.1 Centre de contrôle**

Un établissement central est maintenant devenir important pour le fonctionnement efficace d'un métro moderne. La fonction primaire est la surveillance et le réglage des services de train, pour lesquels le but des informations complètes doit être fournies et montrées sans interruption.

D'autres fonctions mécaniques qui peuvent être centralisées habituellement avec avantage sont le contrôle des divers courants électriques fournis, et le fonctionnement à distance de tous les installations et équipements telle que les escalators, les portes à commande, la ventilation, le pompage, les portes d'inondation de secours, etc.

Le circuit fermé TV et d'autres liens peuvent fournir des informations essentielles sur les stations, on observant les mouvements de passager et on les transmettant les détails particulières qui concerne le fonctionnement de l'équipement. Un tel centre de contrôle est également le foyer adéquat pour des informations tel que, avertissement d'inondation, des mouvements de foule liés à des événements sportifs ou autres, publicités, des accidents de la route et des déviations.

### **1.1.3.2 Établissement des itinéraires**

Après avoir le choix, les régions à servir par une nouvelle ligne, son itinéraire doit être présenté en détail avec la considération des droits de passage et de l'acquisition nécessaires de terre, aussi bien que les possibilités technologiques.

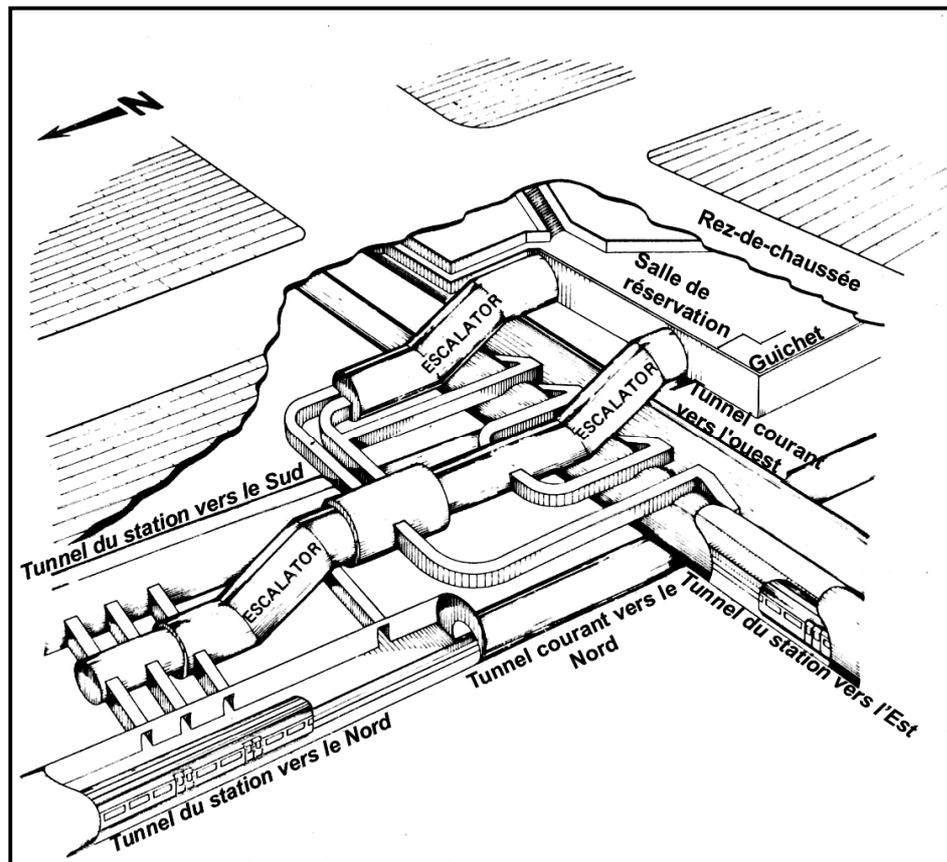
La balance des coûts contre les avantages est d'importance majeure, en justifiant la dépense à encourir, bien que ni les coûts ni les avantages ne puissent être mesurés avec n'importe quelle précision. Les coûts d'acquisition de terre et de la construction technologique, équipement et entretien, raisonnablement bien estimés dans des limites financières, de même peut être utilisé le revenu des prix des billets des passagers, mais dans d'autres grands facteurs tels que l'intrusion environnementale, la rupture pendant la construction, le soulagement de la congestion de route, le perfectionnement des valeurs de terre, etc., ne peuvent pas être évalués avec n'importe quelle précision<sup>[9]</sup>. Le choix de l'alignement exact, dans le plan et dans le niveau, l'examen plus détaillé des coûts comparatif et les avantages des solutions de rechange sont nécessaire.

Les deux éléments principaux du coût direct sont acquisition de terre et la construction, et l'acquisition d'un droit de passage vient en premier lieu. Là il faut exister un droit de passage sur une superficie qui peut être utilisé, suivant une route principale ou dans les limites d'une voie ferré. Même dans l'absence du droit de passage d'une partie ou la totalité de la ligne, il est mieux d'acquérir une nouvelle terre nécessaire pour une ligne extérieure que percer un tunnel. Ceci il est improbable de l'appliquer dans la zone centrale d'une ville où le perçage d'un tunnel sur une échelle substantielle doit être prévu. Une ligne sous les rues existantes a beaucoup d'avantages, à condition que les virages brusques soient évités, d'autre coté un droit de passage sous la terre est exigé<sup>[10]</sup>. Dans beaucoup de villes des itinéraires de rue sont les artères de circulation et satisfont ainsi aisément les besoins des passagers. Dans le passé,

cependant, des rues parfois ont été suivies alternativement, et la voie ferré a été construite avec des courbes regrettably graves. L'acquisition de la terre nécessaire ou les droites de passer sous la propriété privée à des points qu'il faut les justifiées complètement.

L'installation des stations est l'aspect le plus important dans la planification détaillé. L'expérience à Londres et ailleurs montré que une station placé où elle gêne considérablement la volonté de public, n'attire pas les passagers d'utilisés le métro. Une station devrait être placé le plus proche que possible d'un centre de circulation important, et même si l'emplacement idéal ne peut pas être réalisé, on peut fournir un accès piétonnier souterrain à la station, incorporé les escalators ou transporteurs horizontaux où ils peuvent améliorer sensiblement le temps d'arriver aux trains. Il est très important que les entrées aux stations devraient être situées dans les meilleurs endroits, au niveau de rue, et être conçues d'une manière attrayante et clairement signées ; les entrées par l'arrière de rue d'un aspect émoussé, n'est pas aisément identifiable et fera beaucoup pour décourager les passagers.

L'intégration des stations métropolitaines dans une ville en tant qu'élément, est un grand complexe pour les bâtiments, les magasins et le transport publics de la surface, et est un sujet plus largement discuté en détail plus tard en ce chapitre.



**Fig.1.3 : Structures de la station avec deux crois des lignes.**

Les stations qui fournissant l'échange avec d'autres lignes de métro ou avec la ligne principale de chemins de fer, exigent une considération particulière dans la planification. Les changements au cours d'un voyage sont un préventif pour l'utilisation du système, et qui doivent être minimisés. Le temps et la convenance des passagers doit être soigneusement étudiée, et il faut garder les distances et les différences de niveau entre les deux trains très petit. Il est évident et excellent de pouvoir faire que les passagers changent les trains en croisant simplement la largeur de la plateforme, et l'ingéniosité considérable a été parfois exercée en s'chargeant de la voie pour fournir cette disposition. Au croisement de deux lignes perpendiculaire, il faut faire une différence substantielle de niveau entre ces derniers.

Aux stations sur les sections externes l'échange avec des autobus et les voitures privées, implique un problème important des équipements de stationnement tel que les parkings, mais il est peu susceptible de percer un tunnel, excepté l'accès souterrains des piétonniers.

Le dessin d'une station sera régi par les prévisions du débit maximal de passager, sur lequel sera décidé l'emplacement du hall de billet, des couloirs de circulation, le nombre des escalators ou d'ascenseurs, la largeur des escaliers de passages et des accès qui fournis aux plateformes. La forme et la dimension du hall de réservation seront adaptées à la vente de billet et le système de vérification proposé <sup>[11]</sup>. Les longueurs de plateforme doivent toujours adapter au plus long train exigé dans les périodes de pointe, et ce longueur fournie même aux stations moins-utilisées et près de la limite externe d'une ligne.

Les mouvements de train dans les tunnels causent les courants d'air dans les stations, qui peut être très élevé de façon inacceptable, en particulier dans les passages, les escalators ou les halls de billet, à moins que les stations soient conçues pour adapter les écoulements maximum par la disposition appropriée de tous les passages et les sections transversales adéquates, on fait l'aide par des axes de soulagement d'ébauche.

D'autres aspects de planification de la station peuvent inclure l'espace pour des magasins, des kiosques et des équipements pour le public, en tant que volonté comme logement de personnel, tout localisé loin que possible pour éviter n'importe quelle interférence avec l'écoulement des passagers. Des arrangements doivent être également pris pour manier l'argent et pour le déplacement de la civière et le déchet général.

### **1.1.3.3 L'information**

Pendant que le travail est commencé dans les chantiers aux centres de la ville, des rapports sont supposé pour fournir beaucoup de détail de la structure et des services enterrés. Plus que la ville et ses ancienne bâtiments sont anciens, plus qu'il y a des difficultés d'obtenir ou de trouver les informations nécessaires qui concerne les fondations souterraines existantes.

Des inspections précisant sont fait sur les autres tunnels, en service ou abandonné, pour fixé les lignes et les niveaux du nouveau tunnel. Ainsi les sous-sols profonds, les fondations s'entassées, les puits, fleuves et ruisseaux, sont former des obstacles pour la construction. Les égouts, conduits d'eau, conduites de gaz, câbles de l'électricité, téléphones et d'autres utilités normalement sont tous présents sur des plans. D'un part les tunnels percé en profondeur, les égouts puissent parfois être très profonds, et quelques services d'eau sont courus dans des tunnels profonds sont formé un grand problème et la solution est de les faire courir dans ses tunnels. D'autre part pour couper-et-couvrez tous les services sont localisé avec exactitude en vue de leur protection, ou on les déviés.

Pour percer un tunnel sous un fleuve, il est très nécessaire d'avoir des informations complètes sur la profondeur, l'étude aussi faite sur les registres existantes pour des informations du niveau de la marée et les niveaux d'inondation, les structures entassées pour les quais et les piliers de pont et toutes autres fondations de pont et des murs du fleuve.

#### **1.1.3.3.1 Investigations géotechniques**

L'étude pour percer un tunnel comporte les informations existantes sur les cartes, les registres de forage et des constructions précédentes, suivis d'un plan pour la recherche par le forage sur les routes, les puits de sondage, et par les méthodes géotechniques. D'un autre côté, y a des informations à aucun rapport avec le percement du tunnel, parce que sont basé sur les couches supérieures du sol au-dessus de la profondeur du tunnel. Le problème d'obtenir les forages appropriés suffisants pour personnalisé la terre est souvent difficile, et le choix des positions malheureusement régi par la disponibilité plus que par les conditions de perçage. À cet égard le perçage d'un tunnel sous les rues est devenir mieux.

#### **1.1.3.4 Type de construction et de programme**

Bien que le choix d'un itinéraire dépend principalement sur les besoins de la circulation, les techniques technologiques appropriées sont utilisé, la séance précise et la disposition de détail des stations différera selon le forage du tunnel, couper-et-couvrent, ou l'adoption des surfaces ou des voies élevées.

La première possibilité probable à examiner est celle de couper-et-couvrent. Un avantage important pour l'exploitation des stations peu profondes est l'accès plus facile depuis la surface, et qui est de grande importance, en attirant des passagers vers le système fournissant un passage rapide sur une distance courte d'excédent. Le temps pris dans la descente de la rue à la plateforme de station et de l'attente, déterminé par la fréquence du service critiques, en décidant si la métro ou tout autre transport extérieur est employée pour un voyage particulier<sup>[12]</sup>. De même, sur des voyages qui comportent l'échange, le temps et l'effort nécessaires pour changer de trains devraient être maintenus un minimum.

Il y a deux inconvénients substantiels dans la construction par couper-et-couvrent a un peu profonde par. En premier est l'interruption inévitable pendant la construction. Les rues sont ouvertes pour une longue période avec la perturbation étendue de la circulation des rues etc. En deuxième lieu la nécessité à passer sous les service-pipes, câbles, égout et probablement sous les fleuves et les tunnels existants, qui peuvent forcer le tunnel de passé à une profondeur dans laquelle l'excavation de fossé est plus chère que le forage d'un tunnel. Ce dernier facteur est très important pour les villes qui élaborent son system métropolitaine avec plusieurs lignes croissantes.

Il est important de prend en considération la couche la plus appropriée pour le perçage d'un tunnel, sur lesquels la décision de la profondeur sera fait, donc de mieux choisir les couches imperméables <sup>[13]</sup>. Selon la distance entre les stations et l'inclinaison acceptables, les stations construites à des profondeurs plus faibles avec les tunnels courants descendant et montant entre les stations.

Un autre paramètre importante du choix entre couper-et-couvrent et le perçage, est la taille et la section transversale. Généralement, un fossé de section rectangulaire est utilisé pour avoir une réduction des coûts, contre l'utilisation des sections circulaires ou en fer à cheval qui occupent d'autre espace supplémentaire et seront cher.

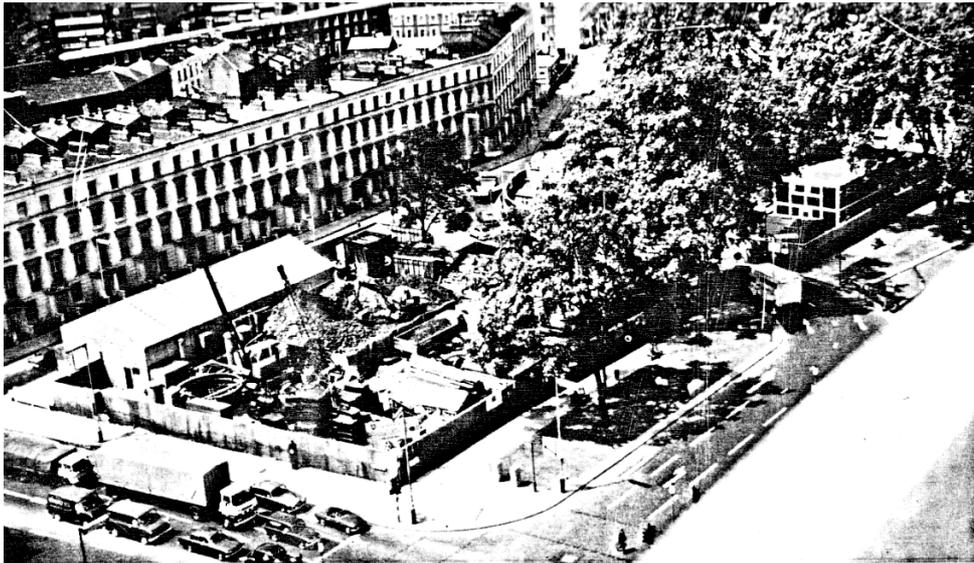
#### **1.1.3.4.1 Chantiers de construction**

En premier lieu de la planification il est important de trouver les chantiers de construction possibles dont le travail peut être exécuté économiquement. Dans la méthode couper-et-couvrez la ligne entière constitue un chantier, et les grands régions sont exigés hors de la ville pour l'ensemble des opérations, l'entretien et l'installation, stockage et traitement de matériels. Dans les tunnels percés les régions semblables sont également essentielles avec des exigences supplémentaires comme les axes, les puits ou les accès.

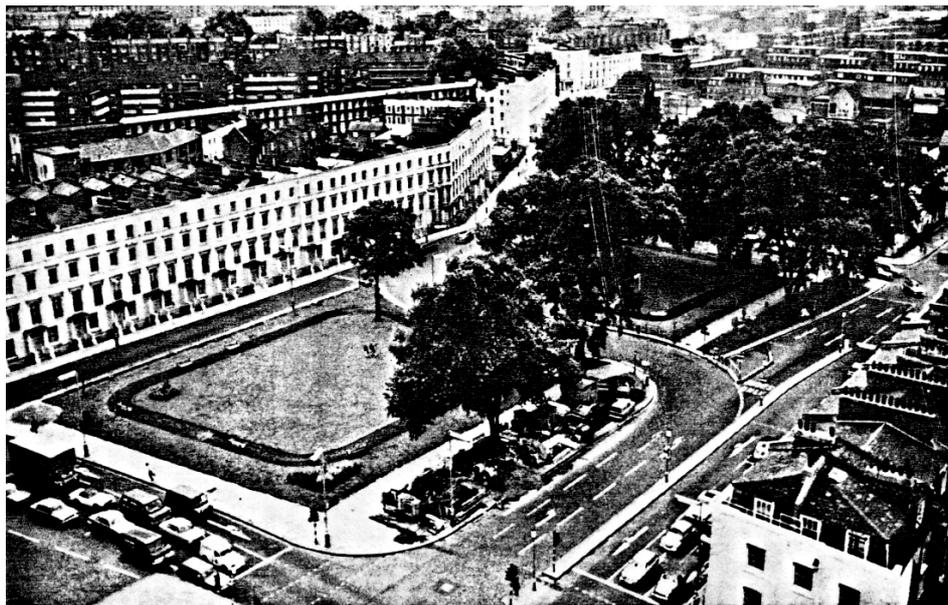
Bien que les sites de station soient utiles comme des chantiers, où à partir d'elle on commence le creusement des tunnels, sa construction n'est pas souvent subordonnée aux opérations de perçage d'un tunnel, donc il faut trouver d'autres région pour commencé le perçage.

Les axes de ventilation, les axes de câble et les sorties de secours peuvent fournir des chantiers de construction provisoires, et devraient donc être déterminés le plutôt que possible avec cet esprit d'utilisation et intention d'utiliser les axes actifs pour des conditions permanentes. L'espacement de tels axes actifs dépend de la profondeur et le type de tunnel à construire, l'utilisation d'un bouclier de perçage d'un tunnel ou une machine et les longueurs des commandes ; tous étant liés également à la nature de la terre <sup>[14]</sup>.

On constate généralement que la construction et l'équipement des stations prennent plus longtemps pour accomplir que le perçage des tunnels et les reliant, donc il est plus approprié de commencer d'abord la construction des bâtiments des stations. Néanmoins, l'installation de l'équipement ferroviaire spécialisé dans les tunnels courants peut être un processus prolongé, et le temps requis ne devrait pas être sous-estimé. (Fig. 1.4 : a et b).



**Fig.1.4 : (a) Site de la construction pour la ligne de Victoria; Pendant construction**



**Fig.1.4 : (b) Site de la construction pour la ligne de Victoria; La restauré du site par la suite.**

#### **1.1.3.4.2 Construction par étapes**

Où une nouvelle longue ligne de chemin de fer sera construite il est avantageux de la diviser en un certain nombre de sections qui peuvent être ouvertes pour trafiquer successivement à des intervalles d'une année ou moins. Les contrats peuvent être ont laissé progressivement, évitant la charge de l'industrie de construction et fournissant la continuité du travail sur une plus longue période pour les compétents spéciales, et en s'appliquant l'expérience acquise sur les sections prochaines. Du point de vue fonctionnel, le personnel responsable qui introduire chaque section dans l'utilisation, doit être concentré plus efficacement, et se sert aussi d'une expérience acquise.

Si une ouverture par étapes est projetée l'acquisition tôt d'un emplacement pour le dépôt de matériels roulants sera la plus valable de sorte qu'elle puisse être employée comme dépôt principal pour l'installation de la voie et de tout autre équipement dans les tunnels <sup>[15]</sup>. Si le dépôt est loin du centre de la ville, ceci implique d'ouvrir d'abord une section externe de la ligne qui a l'avantage encore de fournir la formation rectifié où la circulation est moins intense qu'au centre. Une condition dans chaque étape qui est la fourniture d'équipements provisoires pour renverser les trains à l'extrémité de chaque section, et les étapes peut bien être arrangée par des positions, où un croisement de secours est un dispositif de conception permanente peut être utilisée.

L'ouverture par étapes affecte tous les sections et aspects du projet : aperçu, acquisition de terre, préparation des contrats, surveillance des travaux, fabrication et provision du matériels roulant et tout autre équipement, et formation de personnel ferroviaire de fonction et d'entretien.

#### **1.1.3.5 La géométrie de voie**

La géométrie de base d'un chemin de fer métropolitain en termes de courbes et inclinaison, détermine étroitement l'alignement des tunnels et les stations. Les marges de sécurités adéquates pour la stabilité des trains doivent être maintenues une stabilisation des trains, avec des courbes conçues pour fournir un tour confortable pour les passagers.

La géométrie horizontale est considérée initialement comme consisté des lignes droites et des courbes circulaires, qui devraient avoir le rayon au maximum faisable. Les courbes sont surélevées pour égalé une vitesse de conception spécifié, et qu'il est habituellement légèrement moins que le maximal.

Les courbes de petit rayon doivent être évitées, non seulement a cause des longues transitions requises mais également a cause de l'inclinaison excessif nécessaire si la vitesse limite doit être maintenue, et aussi a cause du surplomb des entraîneurs sur les courbes.

Dans quelques systèmes existants utilisent des rayons en-dessous de 150m, mais la norme souhaitable comme minimum pour les nouvelles constructions est 400 m, bien que des rayons moins de 200 m aient été adoptés pour les systèmes importants.

L'alignement vertical est réglé par l'inclinaison souveraine, inclinaison minimal de drainage, inclinaison des stations et voies de garage. La pente maximale acceptable pour un long linge incliné est limitée par la puissance motrice des trains.

Pour assurer un drainage efficace, il est recommandé qu'aucune longueur de tunnel entre deux stations être tout à fait plate. Il est parfois nécessaire de fournir une tache basse pour un puisard de drainage à pompes. Aux stations il est souhaitable pour des raisons de sécurité d'utiliser des voies plate, et de même s'applique aux voies des garages [16].

Puisque les stations ne sont pas très éloignées entre eux, il est important que les trains aient un freinage et une accélération estimé avec le confort des passagers. Les trains peuvent être aidés par la fourniture une inclinaison croissante à l'arrivée des trains et autre qui baisse à la coté de quittassions de la station; ceci constitue un profil prétendu de bosse, et comme ça on peut économiser la consommation courante d'usage des freins.

### **1.1.3.6 Alimentations en énergie**

Le courant électrique est exigé dans un système métropolitain pour la traction, l'éclairage, ventilation, pompage, escalators ou ascenseurs, systèmes de signalisation et commande, et aussi pour les différents services des bureaux de réservation, logement du personnel et autres.

La puissance de traction est habituellement DC, qui a été trouvé approprié par rapport au kilométrage limité de l'itinéraire, qui est généralement moins de 200 milles. Le conducteur de systèmes à rails employé généralement D.C dans la gamme 600 V à 1000 V, tandis que pour un système DC aérien et approximativement 1500 V est commun, et pour un système AC aérien 6 KV à 25 KV. Le conducteur de n'importe quel train devrait pouvoir en cas d'urgence de découper l'alimentation d'énergie de traction dans la section.

L'éclairage de station et de tunnel est habituellement fluorescent et fourni au CA, 240 V par une sous-station de transformateur local. L'éclairage de secours d'une source d'énergie est essentiellement séparé. La ventilation et le pompage, probablement avec le contrôle à distance ou automatique, peuvent exiger une alimentation de 240 V ou de 415 V entre les stations. Les escalators et les ascenseurs exigent une puissance substantielle fiable. Si la duplication de leur approvisionnement exige le fonctionnement des câbles électriques à travers les tunnels, un raccordement à CA de haute tension est beaucoup plus préférable en raison du risque d'incendie des câbles.

L'approvisionnement pour le système de signal doit être disponible sur la longueur entière de la ligne. Il est préférable que ce soit un système séparé ainsi relié dans les sous-stations que l'approvisionnement est maintenu quand n'importe quelle une sous-station est arrêtée.

### 1.1.4 Conceptions

Il n'y a pas une séparation bien définie entre la planification et la conception ; chacun réagit sur l'autre, mais on peut suggérer que la planification technique est faite sur une échelle plus petite que 1 de 1000, pendant que l'étude technique prend l'échelle 1/250, n'ignorant pas la disposition sur une échelle plus petite projetée.

La conception de la fonction des diverses élément-structures, machines, équipement est très étroitement limitée par les limitations de l'espace dans les trois dimensions, et le calcul géométrique précis infiltre le sujet entier.

Si les matériels roulants existants adaptés, donc c'est le point de départ pour considéré les dimensions, inclinaison, la courbure, la provision des voies appropriés et l'équipement trackside du tunnel<sup>[17]</sup>. Il est évident que les réserves adaptées au tunnel puissent fournir une grande économie et beaucoup d'avantages, à condition que il n'y ait aucune exigence d'accepter d'autres matériels roulants des lignes de raccordement. Les 'tubes' de Londres, y compris des projets récents et en cours, exemplifient la grande économie dans la distance entre wagons et la section transversale excavée. L'étalonnage tôt du diamètre de tunnel en tant que 12' 6" (3.81 m) du diamètre externe et 11'8 1/4" (3.56 m) interne, augmenté progressivement jusqu'à 3.81 m interne, a régi la conception et le développement des matériels roulant. La plupart des nouveaux systèmes dans d'autres villes sont de grandes dimensions, comme par exemple Toronto, Washington, Hong Kong et Bruxelles, parce que le matériel roulant a été développés au début pour convenir les sections couper-et-couvrent ou parce que une plus grande importance placée sur des wagons espacé à l'intérieur, plus particulièrement dans les climats chauds.

Dans la conception de tunnel le but est de fournir une structure qui n'exige aucun entretien principal. Son alignement, horizontal et vertical, doit être le meilleur possible, parce que les modifications subséquentes sont difficiles et le temps de construction implique probablement l'arrêt opérationnel.

La fonction primaire de la doublure est de soutenir la terre et les structures ci-dessus, mais elle doit aussi adapter à l'équipement ferroviaire tel que des câbles et les signaux. L'appareillage électrique est sensible à l'humidité, mais l'humidité est presque inévitable dans les tunnels, et la doublure doit être conçue pour minimiser les effets de l'humidité. Même quand les plus grandes précautions sont prises pour assurer l'étanchéité de l'eau dans la construction, des légers mouvements au sol peuvent se produire, ce qui pour résulte l'infiltration de l'eau dans le tunnel. Un écoulement efficace devrait être fournie, mais là il reste le problème de l'humidité atmosphérique et la condensation de l'eau sur les surfaces froides de tunnel, le problème est peut résolu par l'installation d'un system de ventilation complètement opérationnel<sup>[18]</sup>.

### 1.1.4.1 Tolérances

Des tolérances pour différentes erreurs pendant la construction doivent être fournies.

1. La première source d'erreur peut se trouver dans le cadre de l'étude. Il n'y a pas de grande erreur qui devrait survenir, mais le transfert des lignes et des niveaux à la taille en activité ou au bouclier est fait en conditions difficiles sous pression de temps, et comporte la mesure de la ligne, du niveau, et de l'attitude de bouclier.
2. Un tunnel en terre molle, si machine excavée ou conduit bouclier ou sans bouclier, ne peut pas être excavé et construit à un alignement et à un profil parfaits sans un retard intolérable. Plus que l'excavation avancée très rapidement plus que c'est difficile d'éviter des départs à la ligne et au niveau indiqués. Si un bouclier ou une machine s'avère en dehors de la ligne, ne peut pas être immédiatement ajusté sur sa position correcte; elle doit être déviée et rayer encore une distance courte en avant cependant sans dépasser dans une erreur inversée.
3. La doublure présente la troisième source d'erreur, bien qu'avec quelques occasions de rectifier les erreurs des travailleurs dans l'excavation en particulier si la doublure en béton fait in situ relativement épaisse est employée. Là où la doublure se fait par des éléments préfabriqués, les erreurs peuvent survenir dans les éléments eux-mêmes des tolérances de bâti et également dans la construction à cercle et dans le remplissage des joints.
4. Après la doublure du tunnel, les efforts dans la terre environnante se rajustent et le chargement de la doublure cause normalement le léger mouvement; de plus le mouvement doit être prévu si un autre tunnel est construit à proximité.

Toutes ces causes peuvent s'accumuler à une erreur de plusieurs centimètres. Plus les travailleurs, les surveillants et les ingénieurs ont plus d'expérience, plus le travail est précis, et plus le tunnel est avancé plus rapidement pour des raisons économiques, et parfois pour des raisons de sécurité, plus que c'est difficile d'éviter des déviations même sont plus petites.



**Fig.1.5 : Ligne de Victoria. Station de Brixton.**

#### **1.1.4.2 Equipement de trackside**

Il faut faire toute les possibilités pour que l'équipement ne pas rester beaucoup de temps dans les tunnels courants, à cause des difficultés de l'accès pour l'entretien en cas de l'échec ou des accidents. Le minimum nécessaire dans le tunnel, en plus des câbles:

1. mécanisme pour l'isolement de l'alimentation de traction;
2. têtes de signal ;
3. arrêts de train ou dispositifs semblables pour freinage de secours des trains;
4. boîtes de déconnection pour les raccordements de circuit et d'équipement de voie.

L'équipement conçu doit être disponible pour entrer dans le tunnel, sans contacts avec les dégagements indiqués qui doivent être exactement vérifiés par rapport à l'installation réelle de rail, et également dans les courbes horizontales et verticales.

##### **1.1.4.2.1 Éclairage**

Un éclairage de qualité dans les stations est très important pour donnée un environnement attirant. Par contre il n'est pas nécessaire d'éclairer les tunnels courants, seulement un éclairage de secours fiable pour l'usage dans des urgences et l'entretien.

#### **1.1.4.2 Communications**

Un raccordement de téléphonie de secours accessible entre les stations aux conducteurs et les gardes des trains devrait être installé; constitué par des fils continués sur des supports fixés à la doublure, ou un système par radio adapté convenablement.

#### **1.1.4.3 Bruit et vibration**

La réduction de bruit éprouvée par les passagers dans les tunnels a été un problème étudié depuis beaucoup d'années. Le bruit provient par les sons moteurs et les essieux, les roues et l'interaction avec la voie. Les surfaces dures de la doublure et la voie de tunnel reflètent les sons aisément, à moins que traité avec le matériel insonorisant (qui devrait être non-toxique), et dans l'espace confiné d'un tunnel le bruit transmis dans les entraîneurs de passager peut être excessif.

La conception de véhicule peut effectuer une certaine amélioration de même que peut l'utilisation du caoutchouc dans les supports de roue. Les panneaux absorbants des sons, agissant également comme des cloisons, peuvent fixes à la taille de roue près de la jauge de structure et les surfaces de tunnel peut garni ou pulvérisé par un matériel convenable. Le cachetage soigneux des ouvertures dans le corps de la voiture avec conception soigneuse, construction et entretien de la voie, les roues et la suspension sont bien plus importants pour réduire le bruit éprouvé par les passagers.

#### **1.1.4.4 Drainage**

Le drainage est fourni le long du tunnel pour se débarrasser de toute l'eau d'infiltration ou de débordement. L'inclinaison du tunnel, de la voie et des pipes sont au moins 0.25%, menant à un puisard de vidange et à une pompe, qui peuvent être intermédiaires entre les stations. La fonction importante de bon drainage est d'assurer des conditions sèches pour des circuits de voie, employées pour détecter et enregistrer la présence d'un train. Le profil vertical d'une nouvelle ligne souvent rend nécessaire de fournir un puisard de drainage entre les stations. Les puisards de vidange sont pompés en dehors automatiquement, avec des avertissements appropriés en cas des pannes de pompe. Ils seront déchargés au puisard de vidange de station la plus proche, ou diriger vers la surface.

#### **1.1.4.5 Support de voie**

Le support conventionnel de voie ferroviaire comporte des dormeurs en travers du bois de construction ou béton, s'étendent sur le ballast en pierre. Ceci distribue des charges et tient compte du drainage efficace. Dans les tunnels, les opérations de l'entretien et de la vérification deviennent beaucoup plus difficiles parce que l'aire de travail et les temps de l'accès sont restreints, par conséquent exigent une vérification et un rétablissement plus fréquents; donc il est préférable d'utilisé des supports en béton.

Les conditions d'être satisfait aussi loin que praticable par le système de voie adopté incluent :

1. Taille minimal de tunnel, et donc dégagements et tolérances faisables minimal.
2. Installation de voie avec de bas coût.
3. Installation précise qui exige un positionnement exact et sûr des rails avant de bétonner l'endroit.
4. Drainage efficace, avec référence particulière aux contrôles électriques.
5. Minimum Entretien d'exploitation avec la disposition pour l'ajustement vertical au moins de 10 millimètres de permettre de nouveaux et usés les rails d'être correspondu.
6. Fiabilité à long terme.
7. Entraîneurs de niveau à faible bruit.
8. Transmission minimale des vibrations à la terre.
9. Piste lisse pour empêcher l'accumulation de la poussière qui peut mettre à feu.

Les diverses conceptions des attaches et de travail du béton sont disponibles, mais le plus approprié à n'importe quelle métro particulière dépendra des matériels de transport, structure de tunnel, compétences et ressources disponibles, climat et d'autres facteurs spéciaux. Quel que soit système est adopté implique un certain compromis entre les différents exigences, et sera capable du développement progressif dans l'utilisation réelle.

Le bruit est plus grand avec le bétonnage qu'avec le ballastage de la voie, et augmente considérablement avec la vitesse <sup>[19]</sup>. Au-dessous d'environ de 50 km/h le bruit d'une voie par béton n'est pas important, mais où les vitesses sont plus hautes, des nouvelles mesures deviennent nécessaires comme discuté ci-dessus.

#### **1.1.4.6 Mesure de structure**

La mesure de structure est le profil dans lequel aucune pièce d'une structure ou d'un équipement fixe ne peut entamer.

C'est la mesure de structure qui concerne directement le tunnel percé, son profil est la forme dérivée du gabarit de chargement par l'addition des dégagements de sécurité.

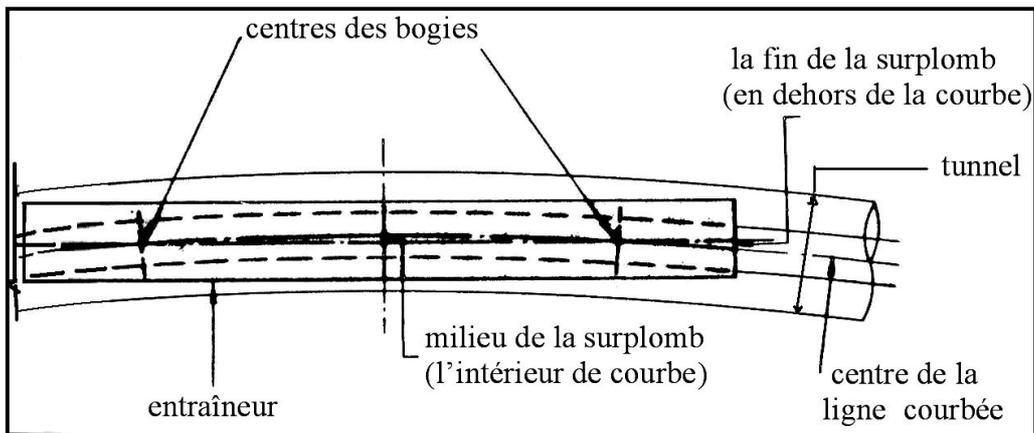
Le gabarit de chargement est présenté par rapport aux rails courants comme base et est développé à partir du profil maximal de voiture (y compris au besoin toute projection provoquée en balançant des portes de voiture) par l'addition des allocations dans la largeur et la taille, pour :

1. Mouvement de voie, tolérance et usage de rail.
2. Déplacements de train dans le mouvement dû aux débattements de ressort, aux tolérances, aux défauts et à l'usage de roue.
3. Sur des courbes, les surplombs résultant de la géométrie de l'entraîneur par rapport à la voie incurvée.

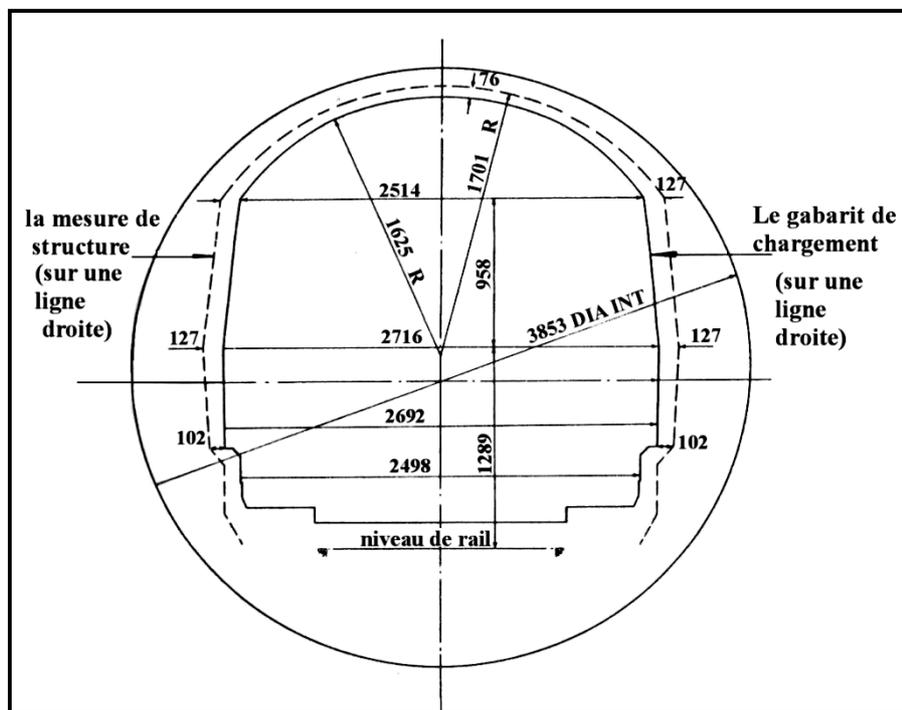
Le mouvement de voie à laisser dépendra de la forme de support de voie adoptée. Évidemment, la voie ballastée avec les traverses est exposé à un degré de mouvement beaucoup plus grand que quand des traverses ou d'autres supports sont enfermés en béton.

Le déplacement de voiture dans le mouvement peut être horizontal et verticale et a des causes multiples: dans les bands, la suspension du véhicule, entre les bogies et l'armature; en portant vers le bas de nouvelles surfaces originales de rail et pneu; et dans les variations de la mesure de voie. Ces effets peuvent seulement être estimés sur la base de l'expérience et seront affectés par les normes de l'entretien imposées et le degré de renouvellement.

Pendant que l'entraîneur rectangulaire conventionnel voyage autour d'une voie incurvée les bogies suivent la courbe, mais le milieu de l'entraîneur 'coupe le coin' et le surplomb sur l'intérieur de la courbe, pendant que les fins du surplomb de l'entraîneur à l'extérieur<sup>[20]</sup>. Une fois la conception des matériels roulant est arrangée, ces surplombs sont calculés. Leur ordre de grandeur peut être indiqué par l'exemple d'un entraîneur rectangulaire ordinaire marche sur une courbe de rayon de 400 m pour laquelle les surplombs sont environ 50 millimètres.



**Fig.1.6 : Déplacement de l'entraîneur sur chemin courbé.**



**Fig.1.7 : Mesure de la structure de la ligne Victoria.**

#### 1.1.4.7 Le flux des passagers et la capacité de charge

Le devoir des résultats d'une partie considérable du coût de métros est de transporter un max de passager, qui dans la plupart des villes sont limités à quelques heures, matin et soir et cinq jours par semaine. S'ils doivent atteindre leur objectif de réduire la congestion de la circulation routière, tous les éléments du système doivent être conçus en conséquence : type de train, nombres d'autocars, disposition d'entraîneur, longueur, fréquence de service, ainsi que le détail de station, la longueur et la largeur des plateformes, les largeurs des escaliers et le passager, nombres d'escalators et d'ascenseurs, les halls de billet et les tourniquets. Quelques aspects de conception doivent être basés sur des débits de pointe d'une durée de 15 minutes.

Le facteur limitateur dans le service de train est la durée de l'arrêt dans la station, qui doit être très court que possible, pour éviter les retards entre les stations et respecter les temps de départ. Nombreuses portes larges et large espace pour une circulation libre des voitures, sont nécessaires pour le chargement et le déchargement le plus rapide, mais ceci signifie que la capacité de places assises est limitée et les conceptions d'entraîneur sont moins convenable aux voyages suburbains et plus longs <sup>[21]</sup>. Ainsi le métro très spécialisée ne peut pas satisfaisant pour être prolongé aux secteurs externes éloignés. La capacité de charge pratique des systèmes métropolitains modernes est entre 30.000 et 50.000 personnes par heure, où probablement plus, dans chaque direction, mais les métros légers d'une capacité de 15.000-20.000 par heure sont maintenant favorisés dans beaucoup de villes.

La conception de station est considérée par le commencement par le hall de billet, divisé en 'secteur libre' en dehors des barrières d'inspection de billet. Dans la pratique

l'inspection visuelle est deux fois plus rapide que le contrôle automatique de porte <sup>[22]</sup>. Un taux approximativement 25 passagers par porte automatique par minutes, est un moyenne juste mais peut être bien dépassé où la plupart des passagers sont complètement au courant du système. Un escalator utilisé avec 5 portes est manipulent environ 7.500 personnes par heure. Entre la tête de l'escalator et les portes une distance d'au moins 10 m est donnée pour éviter la congestion dangereuse. Le couloir et la disposition de hall de réservation doivent également conçus pour convenir à l'émission de billets et les méthodes de vérification avec l'étude soigneuse des flux piétonniers <sup>[23]</sup>. Pour les escaliers fixes les taux correspondants sont 62 montants et 69 descendants, et un escalator à une vitesse 44 m/minute (2.5 km/heure) a une capacité environ 133 par minute.

#### **1.1.4.8 Ressources de construction**

La conception des structures et des méthodes de construction pour un métro est influencé par la disponibilité des ressources, des matériaux et des qualifications humaines. Les principaux matériaux utilisés dans le perçage d'un tunnel sont acier, fonte, béton et bois de construction. L'acier fournir des supports provisoires pour les fossés et les tunnels, et les doublures permanentes en tant que sections structurales ou pour le renforcement. La fonte est le matériel qui est, en combinaison avec le grand bouclier principal, a rendu le développement possible de la terre molle et continue à fournir une matière de grand mérite pour les doublures par des éléments, en particulier en terre aquifère. Le fer de graphite sphéroïdal est une forme de fonte qui a des avantages structuraux spéciaux. Le béton presque remplace totalement la maçonnerie et la brique pour les doublures in situ dans la méthode couper-et-couvent des tunnels. Le bois de construction n'est pas une matière de construction permanente mais il est toujours le plus important pour l'appui provisoire pendant l'excavation <sup>[24]</sup>.

Le choix principal à faire dans la phase de conception est celui de la matière à employé pour la doublure permanente. La disponibilité des éléments préfabriqués, fer ou béton, dans les bonnes quantités et les différentes tailles aux bons temps doit être assurée à l'étape de conception. Les éléments en béton sont coûter sensiblement moins que la fonte, mais dans des cas difficile il est avantageux d'utiliser les éléments en fonte.

Le choix entre le bois de construction et l'acier pour le support provisoire est influencé par la disponibilité de ces deux matières, mais l'acier peut être certainement indiqué à la phase de conception pour quelques buts, en particulier où les supports provisoires seront intégrés.

Les méthodes de perçage d'un tunnel à adopter doivent également être considérées par rapport à la disponibilité des hommes habiles, au courant des techniques particulières ou capables de se former. Le degré de mécanisation à adopter dans la construction dépendra de beaucoup de facteurs, et parmi les plus importants la capacité de travailler en groupe et a maintenu les machines <sup>[25]</sup>.

#### **1.1.4.9 Doublure de tunnel**

La doublure pour un tunnel doit être choisie en première étape comme partie du système métropolitain entier. Des problèmes de soutien du sol, les méthodes de construction, l'exécution en service et les problèmes de l'entretien doivent tout être tenus en compte, en plus l'approvisionnement de coût et l'installation.

Les conditions de sol changent très considérablement sur des distances courtes et bien que là pourrait sembler une économie, lorsqu'on utilise les meilleures doublures pour avoir un bon soutènement de la terre, en utilisant des doublures plus chères, telles que la fonte, et le fer de S.G. Un changement qui implique la modification de la région excavé n'est pas habituellement acceptable où un bouclier ou une machine d'excavation est en usage, et même si la même région excavée est maintenu la rupture du système du progrès peut être très nuisible <sup>[26]</sup>. Les éléments préfabriqués de la doublure sont fabriqués à l'avance et stockés, pour éviter les interruptions de manque pendant la construction de la doublure.

Elle est donc mieux de concevoir la doublure pour les plus mauvaises conditions soutenues dans la longueur du tunnel qui est en construction. Ceci n'exclut pas l'utilisation de différentes doublures sur différentes sections d'une ligne, comme par exemple l'utilisation de fonte dans une région de centre urbain sous les bâtiments et de béton en dehors où les charges de construction sont plus légères ou où un choix plus favorable de la terre est possible.

L'étanchéité de l'eau est un autre facteur à considérer dans le choix de la doublure. La fonte pratiquement imperméable et très efficace que le béton, où une certaine porosité est presque inévitable et les fissures sont de même exposées à se produire et il est très difficile de les sceller <sup>[27]</sup>. Même en argile apparent imperméable et avec la fonte, on trouve une certaine infiltration de l'eau. Le drainage doit être fourni pour empêcher l'accumulation de l'humidité ; la bonne ventilation est également utile.

#### **1.1.4.10 Ventilation et soulagement d'ébauche**

Il y a deux aspects de ventilation qui doivent être considérés dans la conception des stations et des tunnels courants. L'exigence principale de l'air est le refroidissement des tunnels, a fin de garder dans les limites acceptables l'intensification de la chaleur qui provient par des moteurs et le freinage. La terre fournit un radiateur substantiel, mais à long terme la température augmente inévitablement jusqu'à ce que l'air d'aérage devienne assez chaud. Le deuxième aspect, et dans les effets immédiats le plus important, est le confort du passager. Ceci exige à un air farsis avec une limitation sur la vitesse d'air dans les stations où le passage des trains peut causer des mouvements d'air forts et importun.

L'air nécessaire est qui, à l'augmentation acceptable au maximum de la température, enlèvera l'énergie produite par les trains, et fait la moyenne sur une longue période. Les problèmes seront différents dans des climats tempérés ou froids où une augmentation substantielle de la température est acceptable et dans des climats chauds où n'importe

quelle augmentation peut être inacceptable dans les régions de passage <sup>[28]</sup>. Ceci influencera le choix des points d'approvisionnement et d'extraction de l'air. L'effet du piston des trains dans les tunnels peut causer des mouvements puissants d'air aux stations. La réduction peut être effectuée en partie par des axes de soulagement dans les tunnels près des stations <sup>[29]</sup>. Une vitesse d'air 7 m/s est considérés comme un maximum acceptable pour la plupart des secteurs, mais une limite de 4.5 m/s sera préférée si faisable, en particulier pour un écoulement d'air froid.

La réfrigération des métros est un problème à considérer dans les climats chauds. La difficulté fondamentale est que la chaleur perdue est produite dans le fonctionnement, donc un système de refroidissement est exigé, et installé en dehors du système métropolitain.

#### **1.1.4.11 Normes environnementales**

La fonction et les aspects esthétiques de l'architecture de métro ne peuvent pas être séparés. Indépendamment les trains eux-mêmes, la majeure partie de l'impact visuel sur les utilisateurs est dans les stations.

Dans les stations très peu profondes il y aura habituellement deux niveaux, avec un hall de réservation dans un des niveaux et des tunnels plus profonds de station, relie par des escalators.

Dans le meilleur des cas, la station devrait être bien positionné avec ces élément telle que les passagers entrant de la rue progressent directement devant le bureau de billet en suit vers les escaliers ou l'escalator qui menant directement vers la plateforme, avec un minimum de tours <sup>[30]</sup>. La capacité de flux du route d'accès presque uniforme, sauf que les portes d'entrée au dessus devraient avoir légèrement moins de capacité que les escalators, et toutes les portes ou barrières de sortie devraient avoir une capacité légèrement plus grande, de sorte que les escalators eux-mêmes ne souffrent pas de la congestion dangereuse.

La longueur de plateforme sera fixée par la longueur du plus long train avec la marge d'arrêt ; la largeur devrait être suffisante pour adapter le nombre maximal des passagers <sup>[31]</sup>. Les marges de secours de l'espace sont également nécessaires pour des telles circonstances comme le vidage d'un train chargé qui doit être retiré du service, pendant que les nouveaux passagers continuent à arriver sur la plateforme.

Un autre aspect de conception de la station est l'élimination des coins et des cavités qui peuvent aisément accumuler des déchets et causent un risque d'incendie. La même considération applique également aux tunnels courants entre les stations.

On choisit des finitions appropriées pour les murs, le plancher et les plafonds de la station, des matériaux qui sont disponibles dans des couleurs convenable et facilement a nettoyés. La résistance au feu et le comportement dans un feu sont de grande importance. Là où la structure de station est souterraine, et plus particulièrement au-dessous de la nappe d'eau, l'imperméabilisation parfaite est presque impossible en raison

de l'inévitabilité des petites mouvements de la terre et de porosité même le béton est bien fabriqué<sup>[32]</sup>.

#### **1.1.4.12 Sûreté de passager**

Un des aspects de sécurité les plus importants sur les chemins de fer souterrains est l'action d'éviter le sur chargement, plus en particulier sur les plateformes quand il y a un retard de train. Quand la capacité conçue sera probablement dépassé, la surveillance étroite et la restriction à l'entrée d'autres passagers deviennent essentielles, et il est important que la disposition conçue inclue des portes et des barrières bien situées qui peuvent être fermées comme appropriées à l'urgence particulière.

#### **1.1.4.13 Mesures anti-incendie**

N'importe quel feu important sur un chemin de fer souterrain est une question très intéressante, on peut dire que sont très rare à cause des matériels biens appropriés et des techniques d'entretien utilisés. Ces feux qui se produisent sont le plus souvent provoqués par l'accumulation de la poussière ou des déchets inflammables, qui sont très vulnérables à l'allumage par des mégots dans les stations ou dans les tunnels.

Les feux peuvent aussi résulter de la surchauffe de l'équipement ou des câbles dus à un défaut électrique, un risque important en particulier où les bâches en plastique peuvent engendrer les vapeurs toxiques, bien que beaucoup de travail ait été effectué pour réduire ce danger<sup>[33]</sup>. L'eau ne peut pas être employée pour s'éteindre les feux dans l'appareillage électrique, et que le sable ou d'autres méthodes sont appliqués difficilement dans quelques endroits.

Avec les matériels de transport modernes les feux sont très rares et peuvent habituellement être traités au moyen des extincteurs portatifs, ou en feux électriques en découpant le courant de traction.

C'est une vérité simple, pas toujours appréciée, que la meilleure précaution contre les feux est l'action d'éviter de tous les matériaux qui peuvent brûler, dans les finitions et l'équipement du métro et dans les trains eux-mêmes.

Des sorties de secours de passager doivent être entièrement considérées dans la conception du système, y compris des plans d'urgence pour la sortie à une station adjacente si un lien d'escalator ou toute autre sortie essentielle est bloqué.

#### **1.1.4.14 Protection d'inondation**

Les chemins de fer souterrains, et en particulier les tunnels profonds, sont potentiellement vulnérables à l'inondation. Dans une ville, des longs ouvrages sont susceptibles d'être au-dessous du niveau des fleuves, des canaux et des égouts. La précaution fondamentale est d'étudier soigneusement tous les registres d'information et de s'assurer que l'entrée nivelle aux stations, et toutes les ouvertures pour la ventilation, les câbles ou d'autres buts, est placée au-dessus des niveaux connus et prévus d'inondation. Des systèmes d'avertissement anticipés devraient être organisés par lequel

l'information de toutes les sources soit dirigée sans tarder vers un centre de contrôle duquel les instructions nécessaires sont prises<sup>[34]</sup>.

### **1.1.5 Constructions**

Plusieurs des problèmes de la construction de métro ont été déjà discutés en considérant la planification et la conception. Des méthodes de construction de tunnel ont été décrites précédemment, mais quelques aspects spéciaux au métro peuvent être examinés en plus détail. Ce qui suit plus en particulier est lié aux tunnels percés en terre molle.

#### **1.1.5.1 Tunnels courants**

Ceux-ci comportent des longueurs de l'ordre de 1 ou 2 kilomètres entre les stations. Habituellement pour les tunnels d'une seule voie le diamètre est petit. Le perçage d'un tunnel peut commencer à partir d'un axe ou dans la proximité d'une station, ou souvent à l'intermédiaire de deux stations<sup>[35]</sup>. Les boucliers ou les machines d'excavation s'assemblent au-dessous de la terre dans une chambre de bouclier qui peut être formée comme agrandissement du futur tunnel courant. Les problèmes spéciaux sont ceux du travail approprié commodément dans un programme global, le fonctionnement exact dans la direction et le niveau, traitement des défauts d'excavation et l'opération de soutènement sur un emplacement fonctionnant restreint, probablement le sujet de règlement strict pour réduire au minimum le dérangement à la circulation de rue et aux voisins. La mécanisation du perçage à pleine section d'un tunnel est trouvée avantageuse seulement quand les conditions du sol sont raisonnablement uniformes, en raison du temps consommé dans l'installation des machines, leurs frais financiers, leur manque de flexibilité en conditions du sol variables, des difficultés de la contrôle précise de la géométrie et les équipements de réserves compliqué pour atteindre le rendement maximal. Une grande commande principale de bouclier ("bouclier de main") avec doublure par éléments préfabriqués est susceptible de progresser plus lentement, mais peut être commencée plus rapidement et utilisera des installations de disposition plus uniformément sur une plus longue vie active<sup>[36]</sup>. Il est également plus facile de présenter les modifications nécessaires si les conditions au sol changent inopinément.

##### **1.1.5.1.1 Agrandissements de croisement**

Pour des raisons opérationnelles des croisements de voie sont exigés dans des endroits pour le renversement des trains, dans l'opération normale ou en cas d'urgence. Leur pertinence avec l'ouverture d'une ligne par étapes a été déjà mentionnée. Avec le fonctionnement à rail unique perce dans les tunnels courants l'agrandissement nécessaire pour inclure la voie et les changements intervenants de l'espace, l'échelle du perçage d'un tunnel et présente des problèmes spéciaux d'excavation et de soutènement pendant l'excavation<sup>[37]</sup>. Il est susceptible qu'il soit le meilleur de conduire et régler les tunnels courants d'abord et pour les employer en tant que tunnels pilotes et être agrandir à la taille de croisement. Pour les normes de Londres le diamètre minimal du tunnel de croisement est 9.6 m.

### 1.1.5.2 Stations

Le terme « tunnel de station » est utilisé ici pour faire référence à un tunnel qui encercle la voie ferroviaire et la plateforme, et pas à d'autres tunnels faisant partie du complexe de station, pour les passages, les escalators, les secteurs de circulation, etc.

Il est habituellement avantageux ainsi de concevoir les tunnels de station que le bouclier de tunnel courant ou autre équipement peut être conduit par la longueur de station auparavant ou après que le tunnel de station lui-même ait été excavé.

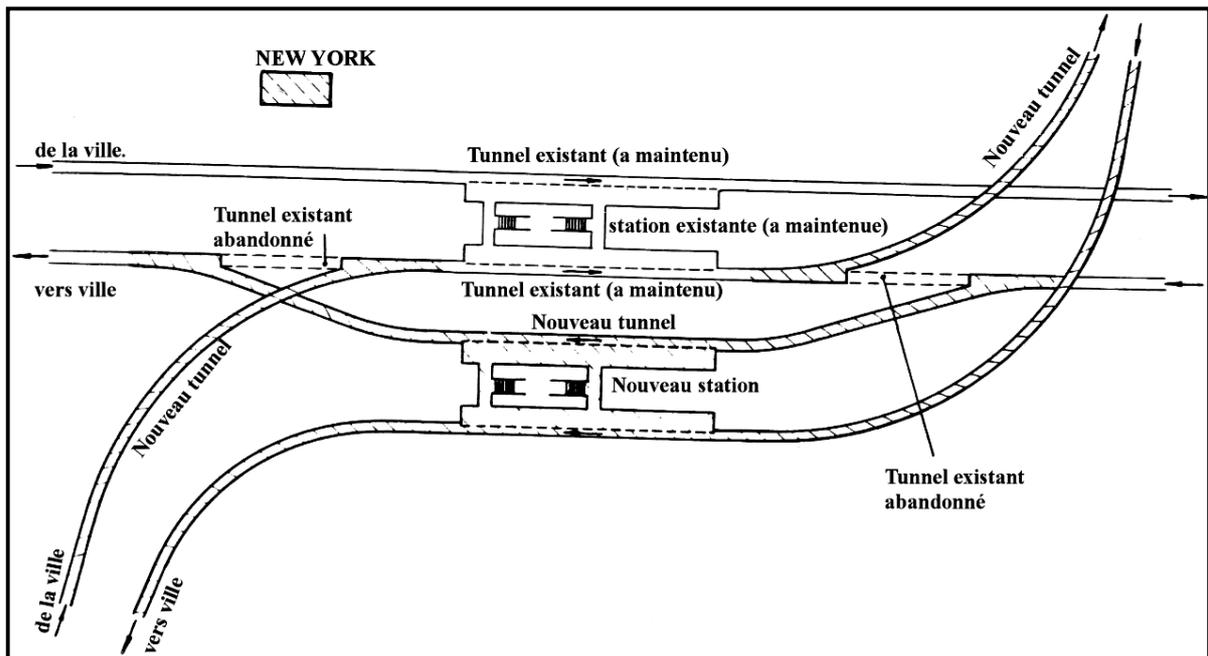
Les problèmes spéciaux surviennent en devant de conduire côté à côté deux ou plus d'un tunnel et en montrant les raccordements et l'accès aux escalators. Un modèle commun est cela illustré dans la fig. 1.9 où les plateformes de la station sont reliées à un secteur de circulation intermédiaire dans le tunnel qui forme l'extrémité inférieure d'un tunnel incliné d'escalator<sup>[38]</sup>. L'ouverture nombreuse d'accès doit être construite au fond de la plateforme à travers le mur de tunnel.

La séquence des opérations doit être projetée avec un grand soin, pour équiper l'ensemble d'excavation synchroniser des tunnels courants et les stations des escalators et les chambres de circulation, en accordant avec le temps appropriée pour l'installation des escalators et tout autre équipement par rapport à la date étant d'avis pour la ligne.

Il n'est pas, naturellement, essentiel que les tunnels de station pour les deux voies devraient être latéraux au même niveau. Il y a des exemples où pour garder la construction dans les limites de propriété définies par une rue sur la surface, des tunnels de station ont été construits verticalement l'un au-dessus de l'autre. Une autre variation importante est aux stations d'échange entre deux lignes qui convergent et sont parallèles par la station: les voies attachées à l'extérieure de chaque ligne peuvent être apportées l'échange en travers simplement la plateforme, et de même les voies liées vers l'intérieur. Beaucoup d'exemples de ceci se produisent sur la ligne d'échanges de Londres Victoria montrés dans la fig. 1.8.

Là où la station n'est pas trop profonde les complexités de la construction dans le tunnel peuvent le rendre avantageuse d'établir la station entière, ou une grande partie d'elle, s'ouverte de la surface. Cette méthode a été employée largement dans le métro de Montréal.

Dans le percage du tunnel de station il y a aussi des exemples de construction spacieuse. Moscou a adopté une construction de triple compartiment où les tunnels normaux de station ont été ouverts sur la longueur entière en dehors et en arrière de chaque plateforme et soutenu par une ligne de colonne et des linteaux qui porte un reliant de voûte <sup>[39]</sup>. En Leningrad les tunnels courants de diamètre normal ont été pareillement reliés par une beaucoup plus grande voûte qui couvre les plateformes. Dans la ligne centrale de Londres en 1935-40 une station de voûte multiple compliqué de ce type a été construite à Gants Hill, fournissant une station spacieuse, mais trop coûteux pour l'usage général.



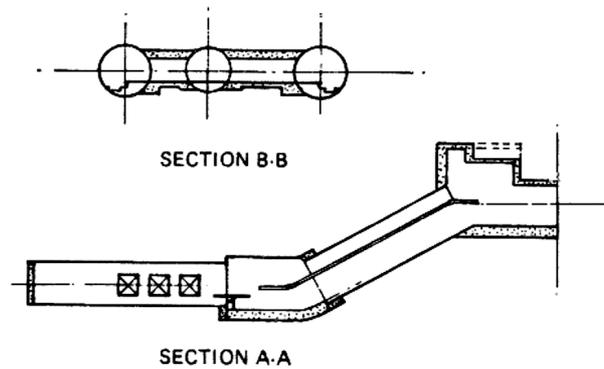
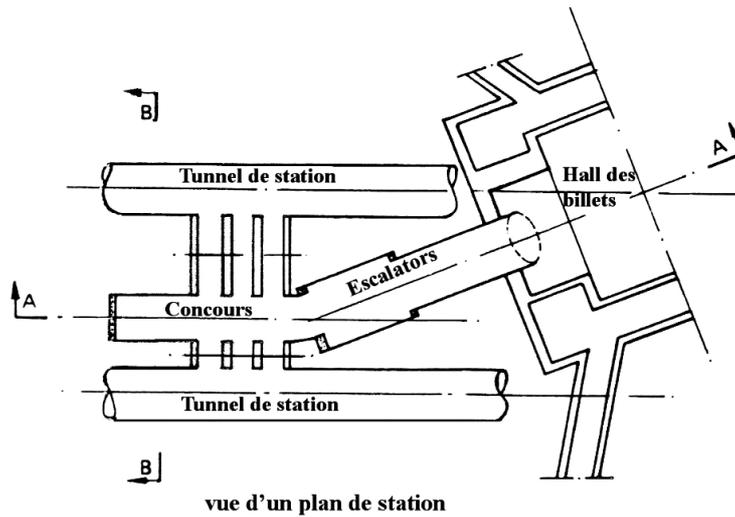
**Fig. 1.8 : Disposition de l'échange sur multi-plateforme où une nouvelle ligne est incorporée dans un système existant**

#### 1.1.5.2.1 Escalators, concours, passages

La construction des tunnels d'escalator peut impliquer des problèmes intéressants. Le tunnel doit être grand pour adapter deux escalators et les machines de fonctionnement et est conduit à une pente de 30°. Pour une paire d'escalators le diamètre exigés est environ 6 m. le tunnel sera conduit presque invariablement le long de la pente, et, bien que la partie inférieure puisse être dans la terre la plus favorable choisie pour les tunnels courants, la partie supérieure peut être dans les alluvions de l'eau-portée où des moyens spéciaux sont nécessaires, tels que l'injection de coulis, ou congélation de la terre <sup>[40]</sup>. Un tunnel pilote peut être utilisé non seulement pour aider directement à la construction du tunnel principal d'escalator, mais peut fournir également le premier accès à l'autre travail au niveau profond.

Les concours, particularité à l'arrêt inférieure des escalators, peuvent également exiger des tunnels à large diamètre construits comme prolongements du tunnel d'escalator, et utilisés pour loger les machines nécessaires d'escalator.

L'étanchéité de l'eau de ces tunnels est particulièrement importante pour protéger l'équipement et les structures installés, et également dans la voûte supérieure exposée au public, où les contraintes d'infiltration même sont très petite peuvent endommager les finitions décoratives.



**Fig.1.9 : dispositions typique des tunnels de station avec les escalators.**

### **1.1.5.3 Programme de construction**

Comme avec n'importe quel autre projet complexe de technologie, si un métro sera construit efficacement et ouvert aussitôt que possible, un programme nécessaire est soigneusement préparé pour assurer que chaque opération est commencée à la date appropriée. Cette généralisation couvre un réseau très compliqué par des activités et des intérêts. Les pouvoirs légaux doivent être obtenus dès que la ligne a décidé, les finances doivent être assurées pour rencontrer la dépense prévue, les emplacements doivent être acquis, les matériaux et le travail nécessaires doivent être disponibles et le travail doit être conçu en détail de sorte que les contrats puissent être laissés et l'équipement doit être commandé<sup>[41]</sup>.

Les événements et les dépendances principaux doivent être identifiés, et les périodes doivent être exigées pour les différentes activités estimées aussi attentivement que possible, de sorte qu'un réseau qui incorpore ces activités et les liens entre eux puisse être établi pour l'usage dans les prévisions et le contrôle. L'ordre général des conditions pour n'importe quelle section de tunnel courante inclura.

- acquisition des chantiers
- conception de détail
- commande anticipée de l'équipement
- laisser des contrats de construction de tunnel
- achèvement des contrats de construction de tunnel
- installation de voie
- installation d'équipement de trackside

Les considérations semblables sont impliquées pour la construction de la station et le dépôt, et pour différents aspects d'équipement et également de l'approvisionnement des matériels roulants. Un réseau très étendu et complexe est développé tels que la gestion par ordinateur est susceptible d'être nécessaire si elle doit être entièrement utilisée pour surveiller et régler la construction au meilleur avantage. Le compte-rendu précis des progrès du programme permet au réseau d'être apporté à jour ; de ceci les conséquences ultimes de retard peuvent être vues, et une mesure appropriée peut être prise par le rajustement des diverses activités<sup>[42]</sup>.

Même sans automatisation la commande flexible des programmes de la construction est la plus valable.

### **1.1.6 Systèmes principaux**

Les circonstances de chaque ville tellement changent considérablement, chacune produit un différent système métropolitain qui adapté à ses propres besoins. Quand un système est lancé il est susceptible d'être considérablement influencé par les équipements existants de transport public; la première ligne peut être une interconnexion de ligne

principale ou les fins des métros suburbains, ce peut être l'adaptation des tramways à un itinéraire à la surface de la terre, ou un système complètement nouveau <sup>[43]</sup>.

Le facteur précipitant une décision pour construire un métro avec les lignes souterraines est habituellement la congestion dans laquelle se développe, et au sujet du centre d'une ville qui a une population de l'ordre d'un million de personnes ou de plus <sup>[44]</sup>. Il est, naturellement, difficile de faire n'importe quelle comparaison précise des populations de ville parce que le trafic produisant des zones qui sont susceptibles de différer considérablement des zones administratives, et de toute façon de n'importe quelle ligne de métro sert plutôt un couloir étroit que l'ensemble de la ville.

#### 1.1.6.1 Longueurs des itinéraires

Les systèmes métropolitains principaux qui ayant des itinéraires dépasse 100 km sont dans les villes avec des populations excédant 6 millions comme suit : (les chiffres sont de U.I.T.P. catalogue de 1975.)

**Tableau 1.1 : longueurs des itinéraires dans quelques villes**

Ville	No. de lignes	Passagers par an*10 <sup>6</sup>	Longueurs des itinéraires (Km)	
			Total	En tunnel
New York	36	1266	407	232 Incl. P.A.T.H.
Paris	19	1225	248	178 Incl. express
Londres	8	655	393	171
Moscow	8	1628	150	132
Tokyo	7	1498	150	125 Incl. TBTMG

### 1.1.6.2 Dimensions de typique \* entraîneurs et tunnels

**Tableau 1.2 : dimensions et capacité dans quelques villes**

Ville	Longueur	Largeur	Hauteur	Capacité des passagers		Tunnel
				Total	Sièges	
Glasgow	12.80	2.34	2.69	84	42	3.35 m dia.
Leningrad	19.70	2.70	3.70	170	40	5.10 m dia.
Londres (tube)	15.94	2.59	2.88	162	40	3.71 m dia.
Moscow	19.10	2.70	3.70	170	40	(7.6 m * 3.9 m (5.46 m dia.
New York	18.30	3.05	3.66	200	54	7.69 m * 3.89 m
Paris	15.15	2.40	3.49	157	24	7.10 m * 5.20 m
Tokyo	18.0	2.79	3.65	124	52	7.8 m * 3.9 m
Toronto	16.95	3.15	3.64	208	62	4.88 m dia.
Washington	22.86	3.05	3.30	175	81	

## 1.2 Principe de la méthode Autrichienne. NATM

### 1.2.1 Introduction

La nouvelle méthode autrichienne (NATM) est produite aux Etats-Unis, où un contrat pour construire 2500 m. Les tunnels courants est excavé à un profil en fer à cheval, 6m de hauteur, 5.8 m de larges. Le tunnel de croisement 13m de hauteur 18 m de large, avec une section transversale 164 m<sup>2</sup>. Les tunnels de station 8.7m de hauteur, 11m de large, au fond de l'axe d'escalier roulant, un croix-tunnel porte les passagers à chaque plateforme du tunnel. La largeur à travers les deux tunnels de station avec le croix-tunnel sera 37m.

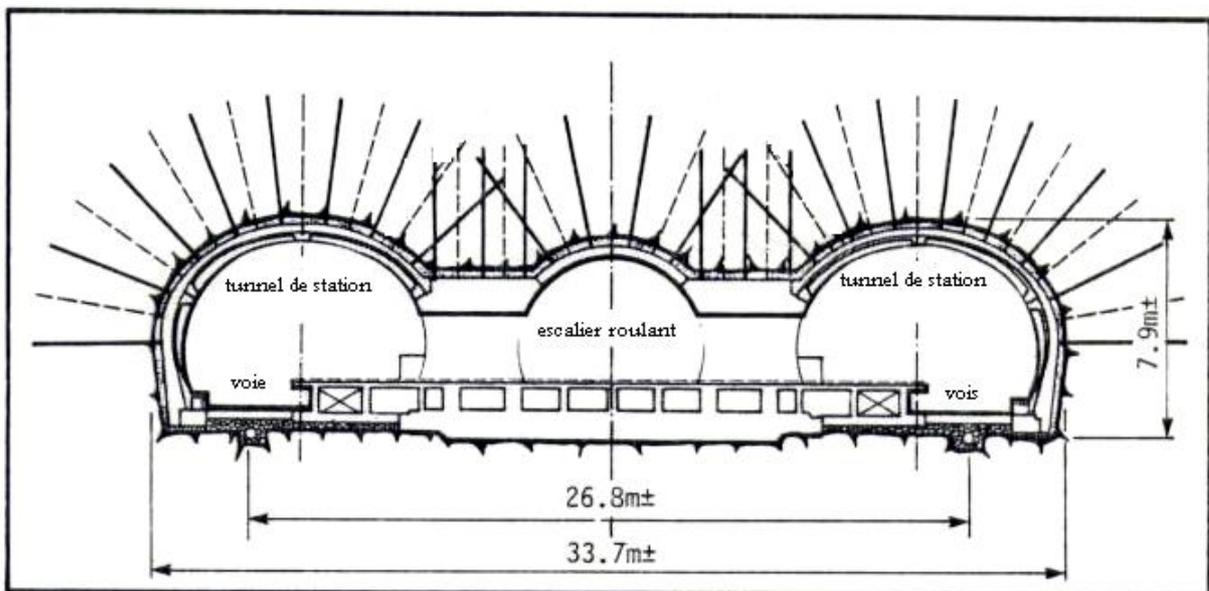


Figure. 1.10: Section transversal de la station métro

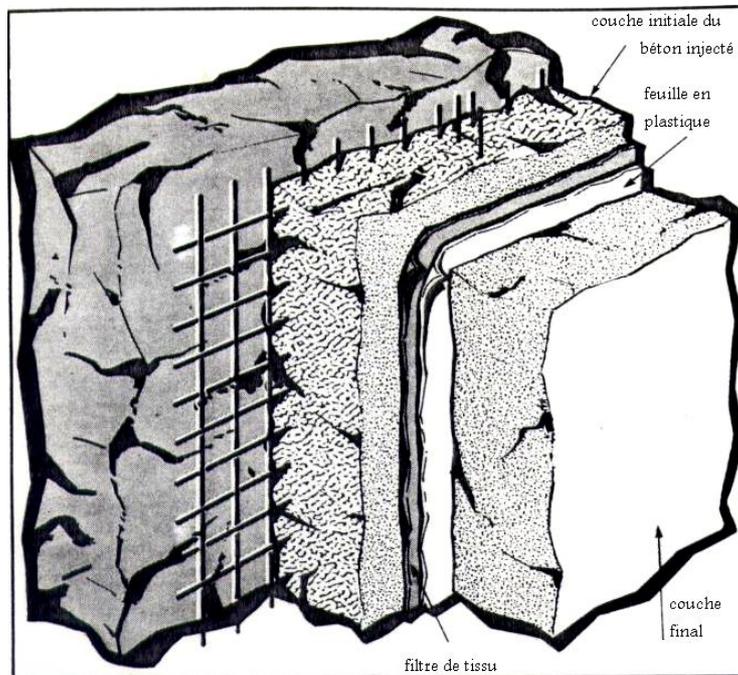
Le principe de la NATM (New Austrian Tunnelling Method) est de consolider immédiatement le vide par le béton projeté, renforçant la masse de roche environnante par des boulons d'encrage, grillage soudé, et les cintres métallique si nécessaire, pour induire le comportement de roche afin de modifier les éléments de soutènement <sup>[45]</sup>. Un recouvrement en plastique de PVC complètement soudé, est inclus pour résoudre les problèmes d'eau qui se sont produits dans d'autres contrats sur le projet.

### 1.2.2 Application des principes de NATM

La longueur du boulon de roche à employer dépend de la dimension de la coupe transversal du tunnel, habituellement un à deux-tiers du diamètre du tunnel <sup>[46]</sup>. La longueur du boulon de roche doit être augmentée ou diminuée selon l'état de roche. Le modèle est de placer séparément cinq à huit boulons de roche par rond dans la couronne du tunnel avec une distance de 1.5m à 3m. Le grillage soudé se compose par des grilles de 150\*150mm, avec un diamètre de fil (5-8mm); et en fixe aussi les poutres de treillis.

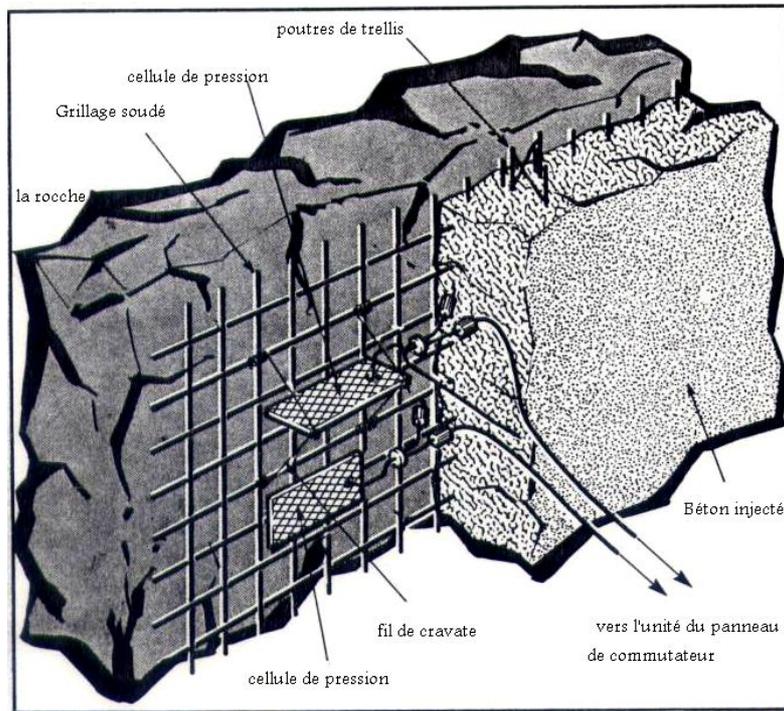
L'épaisseur de la couche initiale du béton injecté est selon la qualité des roches et la largeur de la section, souvent elle est de 100-200mm.

Pour l'imperméabilité, d'abord le filtre de tissu d'une épaisseur de 3-5 mm est fixé au béton injecté par les disques en caoutchouc cloués. Ceci aide non seulement à évacuer l'eau loin, mais empêche également le recouvrement en plastique qui déchiré sur la surface rugueuse du béton injecté. La feuille de PVC d'une épaisseur de 1.5mm est soudée sur la surface du disque en caoutchouc. Dans les tunnels courants, après que l'imperméabilité soit assurée en place, on suite un revêtement intérieure de béton est versé avec une épaisseur de 0.25-035m, en utilisant le coffrage de Cifa. Après que le béton injecté est consolidé, tous les vides entre la feuille de PVC et la coquille intérieure de béton injecté sont remplis par le coulis passé dans les tubes de coulis, qui sont précédemment installés, l'épaisseur de colis est environ 3-10mm. Dans les stations le soutènement se fait par des éléments de béton préfabriqué, et le vide qui reste entre le mur de soutènement et la roche encaissante (0.3m) est remplir par le béton <sup>(47)</sup>.



**Figure. 1.11: Détail du soutènement imperméable dans les tunnels courants.**

Un dispositif essentiel du NATM pendant la commande est l'installation des instruments pour surveiller les divers paramètres de l'état de roche. Ceux-ci sont : déformation de la roche ; transmission de la charge de roche à la doublure ; effort dans la couche de béton injecté lui-même ; règlement de la couronne ; et convergence des murs latéraux. Les deux derniers sont mesurés chaque 10-50m le long du tunnel. Les mesures de la charge sont mesurées chaque 100-500m.



**Figure. 1.12: Instrument de surveillance**

### 1.2.3 La différence entre la NATM et les autres méthodes

Un des problèmes dans les tunnels existants de WMATA (Washington Metropolitan Area Transit Authority) est l'infiltration d'eau souterraines, il n'y a aucune disposition de traiter le problème, à part le drainage. Dans les stations existantes le problème peut seulement être résolu par un faux-plafond pour attraper l'eau, et le canaliser loin sans risque. Ceci exige alternativement une plus grande caverne excavée, de ce fait les coûts sont augmentés. Dans des quelque tunnels, le jointoiment a été essayé avec un certain succès, mais était cher et pas totalement réussi<sup>[48]</sup>.

La solution autrichienne est d'installer un recouvrement de feuille en plastique complètement soudé, non seulement dans les deux stations, mais également dans les tunnels courants et dans les accès. L'avantage principal est sans besoin de faux- plafond, et la taille des cavernes de station peut être réduit. Cela produit une bonne économie.

### 1.3 Conceptions de la NATM pour le métro Washington D.C en terrain tendre.

#### 1.3.1 Présentation

Une extension logique d'une expérience réussie de construire un tunnel avec la nouvelle méthode autrichienne de construction (NATM) dans la roche. Washington (D.C.) Metropolitan Area Transit Authority (WMATA) a inclus une autre solution pour les sections E-5, E-6e et E-8a de l'itinéraire de Greenbelt qui est la méthode Autrichienne NATM. La décision pour inclure les conceptions de la NATM en terrain tendre a été prise après la considération délibérée de la situation actuelle de cette terre, comme exemplifié par l'expérience européenne, et les considérations de la faisabilité technique, la sécurité et la compétitivité économique.

Le creusement qui est représenté par ces projets se fait sur un total de 23.183 pi linéaires (7068 m) d'un tunnel à rail unique (pour une longueur de dérouté combinée est approximativement 2.2 mille [3.5 kilomètres]) ; 11.760 pi (3587 m) pour la section E-8a d'un tunnel à rail unique; et 9611 pi et 1812 pi (2931 et 553 m), respectivement, pour les sections E-6e et E-5. Les profils généralisés des sections E-5, E-6e et E-8a sont fournis dans les Fig. 1.13, 1.14 et 1.15, respectivement.

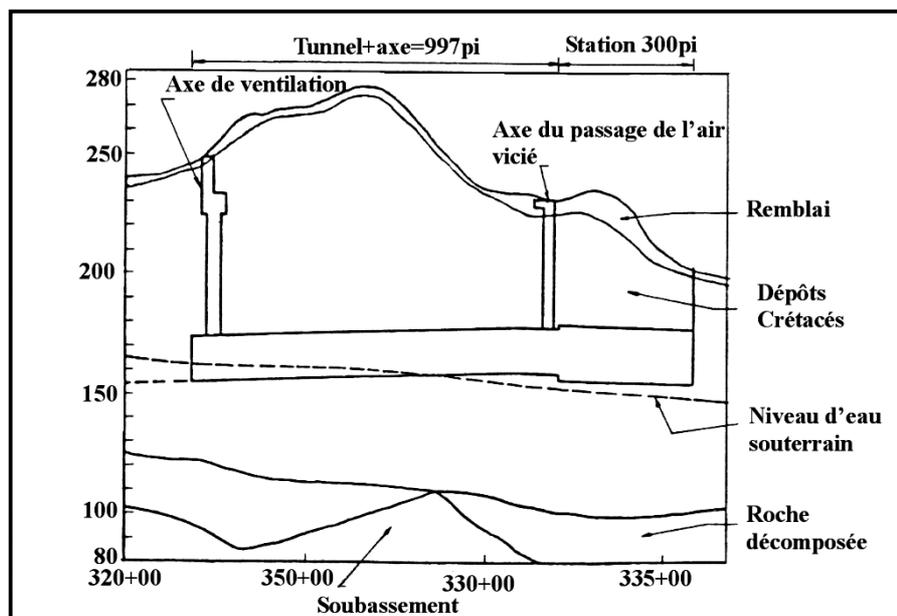


Fig.1.13 : Profil généralisé de la Section E-5 de la Station de métro de Washington (D.C) et les tunnels Fort Totten.

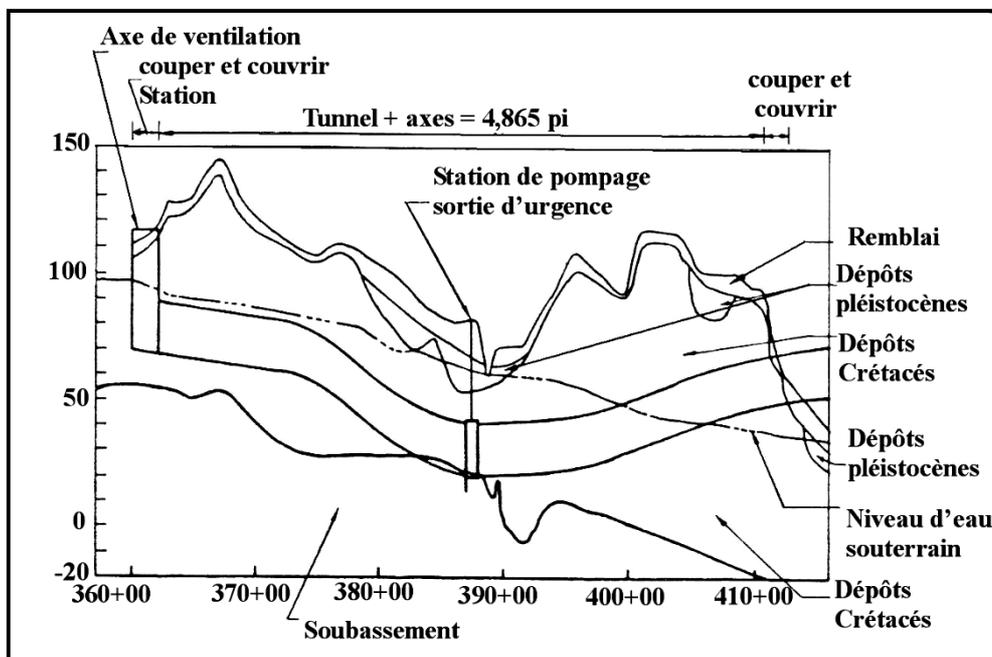


Fig. 1.14 : Profil généralisé de la Section E-6e.

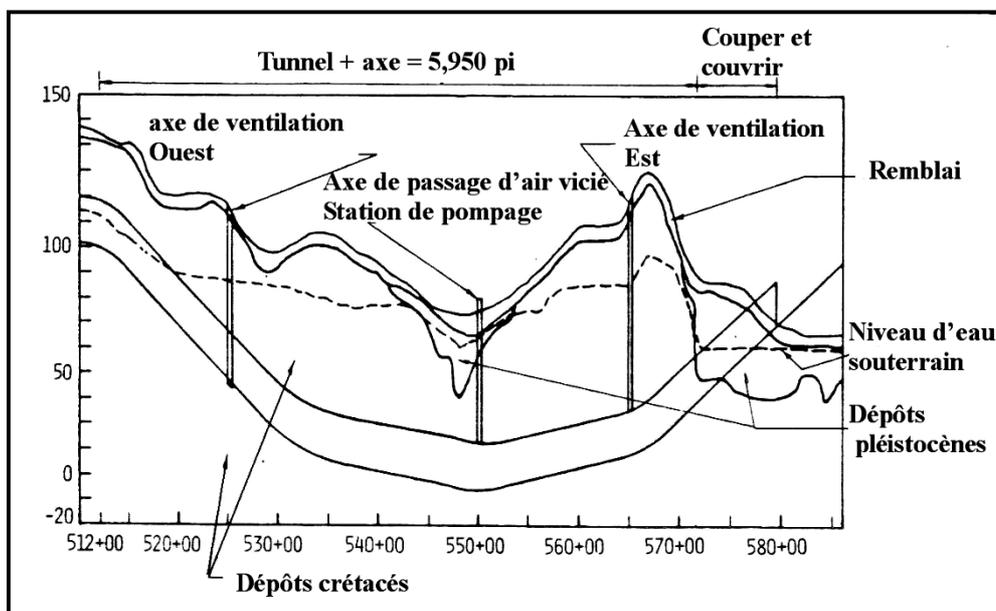


Fig. 1.15 : Profil généralisé de la Section E-8a.

Les conceptions incluent également des axes de NATM. La section E-5 inclut un axe de ventilation et un axe de passage d'air vicié, tous les deux ont une configuration elliptique, pour la section (E-6<sup>e</sup>) un axe d'urgence circulaire, dans la section E-8a deux axes de ventilation, un qui sert comme une sortie de secours, et un axe de passage d'air vicié à l'endroit de la station de pompage. Tous les axes de (E-8a) ont des sections transversales aussi elliptiques. En plus de ces tunnels courants et ces axes, il inclut une station de Fort Totten par la NATM.

Les conceptions de la NATM pour les tunnels courant concurrencés la construction des tunnels par la technologie conventionnelle qui utilise la WMATA, boulonner-et-muni les joints des éléments de béton préfabriqué du revêtement du tunnel. Les conceptions de la NATM pour la station Fort Totton dans la section (E-5) est complété contre l'approche couper-et-couvrir conventionnelle de la WMATA, qui utilise la construction voûté en béton renforcée moulé sur place.

L'introduction des conceptions de la NATM sur le projet de WMATA représente un développement important dans l'industrie de construction des tunnels aux États-Unis. Pour la construction du tunnel peu profond dans l'environnement urbain, les conceptions de la NATM soutiennent la promesse de l'économie, de la flexibilité en termes de l'ordonnancement de la construction et d'équipement, et du potentiel de la réaliser des tunnels secs dans les terres aquifères.

### **1.3.2 Origine géotechnique**

Les trois sections du tunnel en terrain tendre se situent dans une plaine côtière se composant d'une large ceinture des sédiments alluviaux cristallin et le soubassement métamorphique. La province de la plaine côtière se compose le crétacé. Le creusement d'un tunnel aura lieu dans les dépôts bien plus de 100 millions d'années. Les dépôts sont composés de gravier, de sable (grès et conglomérats dans les basses parties), et principalement l'argile plastiquée intercalé avec lentilles de sable dans les parties supérieures. Des couches de rocher et des lentilles de fer sont également occasionnels trouvés.

Les matériaux crétacés dans le secteur du tunnel sont divisés en trois strates suivantes, indiquées P pour la formation de Potomac :

Strate P1 : Une argile plastiquée dur avec des poches occasionnelles du sable fin. Les moyennes de la résistance au cisaillement est approximativement  $4 \text{ kgf}/\pi^2$ .

Strate P2 : Argile compact à très compact ou sable avec des poches d'argile limon et des traces du petit gravier compact. Les essais directs de cisaillement pour ces sables arkosique indiquent un angle moyen de frottement de  $35^\circ$ .

Strate P3 : Généralement un limon dur ou argile sableux à sable fin avec de petit gravier occasionnel, habituellement près du soubassement décomposé. La résistance standard de pénétration est haute à très haut, environ 40 à 100 coups/ $\pi$ , avec la résistance au cisaillement de 3 à 4  $\text{kgf}/\pi^2$ .

Les tunnels courants de la section (E-5) et la station sont situés principalement au-dessus de la table de l'eau. Seulement dans la partie de l'ouest du tunnel E-5 fait l'élévation du niveau d'eau, environ à l'altitude de la ligne de la source (Fig. 1.13). Les sections E-6e et E-8a sont généralement au-dessous de la table d'eau (Fig. 1.14 et 1.15).

### **1.3.2.1 Commande et sûreté d'eaux souterraines**

Pour exécuter la construction des tunnels sans risque par la NATM dans les états du terrain tendre, la terre coulante doit être empêchée, et même les situations courantes limitées du sol doivent être gardées contre. La stabilité du sol doit être assurée par l'abaissement du niveau proportionné des eaux souterraines

Une expérience européenne depuis 20 ans indique que le creusement des tunnels par la NATM en terrain tendre est une méthode de construction très fiable et faisable; cependant, dans quelques cas d'isolement où le principe de base pour assurer la stabilité du sol a été violé, quand les problèmes se sont produits. L'analyse par la méthode des éléments finis (FEM) sophistiquées et les méthodes de conception utilisées dans la pratique de la NATM peuvent être considérées valides seulement si les dispositions de contrat et l'usage correcte la de construction empêche la possibilité de l'instabilité du sol.

Les conceptions de la WMATA définissent les exigences d'assèchement pour assurer la réduction de pressions de l'eau interstitielle aux limites tolérables. Aux endroits critiques, des piézomètres de contrôle ont été exigés avec un nombre suffisant pour s'assurer que l'intention de calcul sera accomplie dans le domaine. Pendant l'excavation de tunnel, toutes les eaux infiltrées sont rassemblées et pompés en dehors à l'aide des tuyaux de drainage. En cas de besoin, des trous de soulagement seront forés pour rassembler les eaux souterraines. Sous des conditions difficiles il est peut être nécessaire de couvrir la surface de l'excavation par le béton brocheter et puis utiliser des tuyaux aspirants pour soulager le sol de l'eau.

### **1.3.3 Approche de la conception**

La tâche de la NATM d'optimiser la conception par des l'harmonisation structurales, géotechniques et considérations de la construction. La NATM exige une excavation ordonné soigneux et de une installation de support qui assure que les mouvements de sol environnants restent petits, à fin que aussi ne pas amoindrir considérablement la force inhérente de l'anneau du sol.

En même temps, les déformations ne doivent pas être empêchées dans l'ampleur où elles résultent des grandes charges sur le système structural de soutènement. La forme de tunnel est choisie pour minimiser la flexure et pour la concentration des contraintes et pour assurer également la stabilité des systèmes de soutien. Le revêtement de tunnel est maintenue relativement mince et flexible et en-même-temps un plein contact avec la terre pour atténuer plus loin le développement des moments de flexion excessifs localisés <sup>[49]</sup>. La terre est subdivisée en plusieurs catégories, n'excédant pas habituellement six, selon les conditions géologiques, et les systèmes structuraux de soutien sont conçus en conséquence.

La NATM est une méthode souple et polyvalente ce qui peut être adaptée à des plusieurs conditions du sol et être appliquée aux tunnels de différentes tailles et formes. Son approche d'observation fait au NATM une méthode particulièrement sûre en conditions du sol difficiles.

À la différence des conceptions conventionnelles de tunnel, la NATM traite le revêtement initial comme une partie intégrante de la conception globale. La méthode des éléments finis (MEF) est employée intensivement pour exécuter l'analyse structurale des systèmes initiaux et finals du revêtement, et pour vérifier les contraintes et les déformations dans la terre environnante.

Généralement, l'analyse de la MEF traite le comportement du sol sur une base élasto-plastique, pendant que le béton projeté du revêtement et les ancrages de sol sont modélisés élastiques. Un critère approprié de rupture, tel que le Cercle de Mohr, est employé pour vérifier la plastification des éléments du sol. Typiquement, des calculs sont exécutés pour simuler les divers ordres d'excavation. En tant que applicable, la pression hydrostatique est incluse dans la conception de revêtement.

Le tableau 1 énumère les divers paramètres de sol requis pour l'analyse par la MEF. Si le doute existe au sujet des valeurs réelles des paramètres de sol, des études paramétriques doivent être réalisées pour vérifier la conception. De telles études paramétriques ou analyses de sensibilité sont considérées nécessaires dans les situations où des paramètres de sol ne sont pas totalement définis ou l'applicabilité des approches de conception du dernier cri alternatives est incertaine. Les contrôles empiriques par la suite doivent valider les concepts de construction finals.

**Tableau 1.3 : Paramètres de sol recommandés pour la conception de la NATM**

Paramètres de sol	Strate	
	P1 Argiles.	P2 Sables
Poids spécifique total, $\gamma_T$ , $\text{kN/m}^3$ ( $\text{lb/pi}^3$ )	20.42 (130)	20.42 (130)
Coefficient de Poisson	0.4	0.3
Rapport de contrainte initial principal. $\sigma_h/\sigma_v$ , avant l'exploitation.	plus grand que 1	Probablement 1 approxima.
Rapport de contrainte principal $\sigma_h/\sigma_v$ , après l'exploitation avec installation du revêtement initiale.	0.60	0.45
résistance au cisaillement non drainé $\text{KN/m}^2$ ( <u>KSF</u> )	191.52 à 215.46 (4 à 4.5)	143.64 à 167.58 (3 à 3.5)
Angle de frottement interne, $\phi$ (contrainte efficace)	25°	36°
Module de contrainte-tension « Elastique » E, $\text{mN/m}^2$ (KSI): déformation du revêtement initiale	55.16 (8) Terrain est stable P1, argile plastique	27.58 (4) Terre moins stable, P2, (SP-SM)
déformation du revêtement final	82.74 (12) Terrain stable, P1, argile plastique	41.37 (6) Terre moins stable, P2, (SP-SM)
Coefficient de réaction du niveau haut horizontale, $K_H$ , $\text{Kn/m}^3$ (KCF)	157.09 E/2C1 (E/2C1)	157.09 E/2C1 (E/2C1)
Note: C1= longueur de la corde de l'ARC auquel la déviation extérieure a lieu, C1 = 0.6R.		

L'approche semi-finale-empirique et d'observation de la construction de la NATM met la grande insistance sur les exigences de l'instrumentation et leur mise en œuvre. Les besoins initiaux de soutènement sont basés sur les conditions géologiques réelles produites pendant la construction et la réponse de la terre excavée. Pour assurer que la méthode de la NATM soit appliquée correctement et efficacement, les suppositions de la conception doivent être vérifiées par des instrumentations in-situ. Les conceptions de contrat identifient les sections transversales critiques où la surveillance est exigée.

La gamme complète de l'instrumentation pour les trois projets inclut : les indicateurs de détermination peu profonds, extensomètres, micromètres glissant, convergence se dirige dans le tunnel au pour mesure le mouvement dans toutes les directions, cellules de pression pour mesure les pressions de la terre, cellules de charge pour mesurer la charge dans le béton projeté dans le revêtement, et des piézomètres pour surveiller les variations dans la pression d'eau interstitielle.

### 1.3.4 Conception de la NATM standard de WMATA pour les tunnels courants

Les trois sections transversales des tunnels courants à l'origine proposées par les conceptions de chaque section montrent une diversité considérable en termes de forme externe et de configuration interne. Les dessins proposée des sections (E-5) et E-6e ont une forme ovoïde ; cependant, les dimensions en coupe et la configuration de l'inverti différé (voir les Fig. 1.16 et 1.17). La conception de la section E-8a, d'une part, a employé une section transversale circulaire (Fig. 1.18).

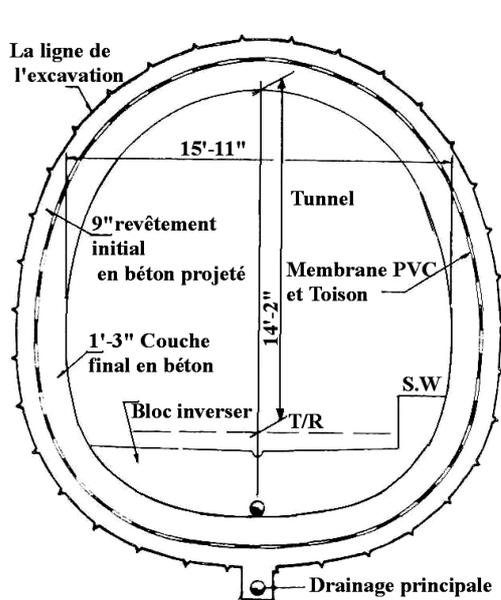


Fig. 1.16 : Coupe transversale originale de la Section E-5, station Fort Totten (remplacé par la Fig.1.20)

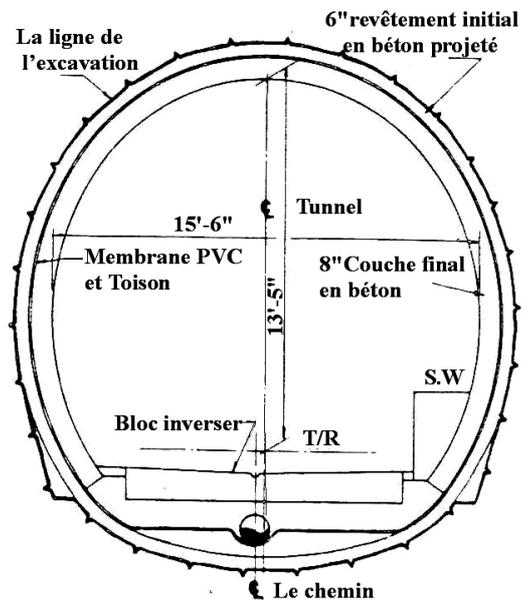
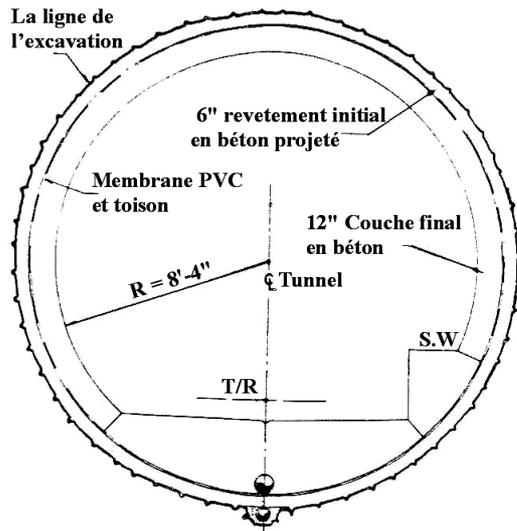
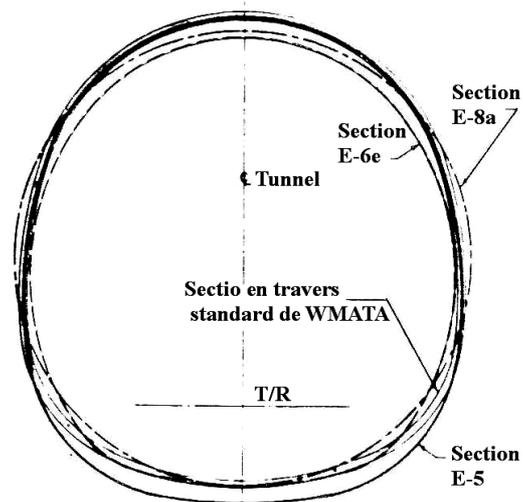


Fig. 1.17 : Coupe transversale originale de la section E-6e (remplacé par la Fig.1.20)



**Fig. 1.18 : Coupe transversale original de la Section E-8a (remplacé par la Fig.1.20)**



**Fig. 1.19 Diagramme comparatif montre le tunnel en coupe proposé et la section standard de la WMATA.**

En raison des avantages évidents associé avec la standardisation de la conception, la WMATA a dirigée son consultants d'Ingénieur Général (DeLeuw, Cather & Company) de développer une section transversale standard de tunnel qui combinerait les meilleurs dispositifs des trois sections transversales préliminaires et améliorerait d'autres détails selon les besoins pour assurer une conception optimale. Les schémas directifs ont été développés en conséquence, montrant une section transversale ovoïde comme illustré dans la Fig. 1.20. Les géométries liées à cette section transversale sont montrés sur la Fig. 1.21. Les des sections transversales proposées et la section transversale standard de WMATA sont montrés sur la Fig. 1.19.

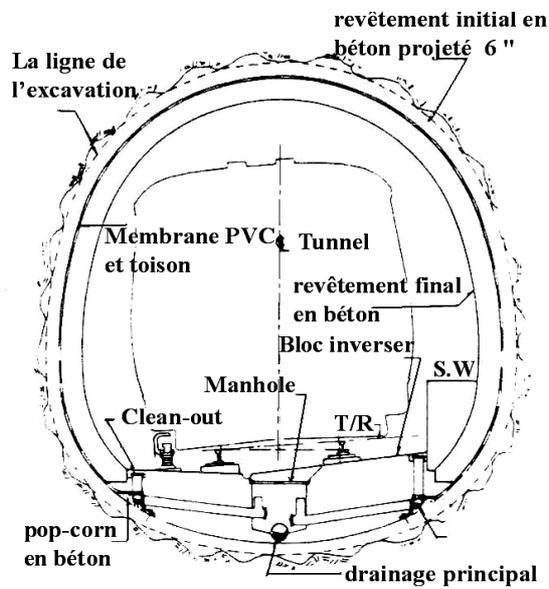


Fig. 1.20 : Section transversale typique de NATM pour le tunnel en terrain tendre.

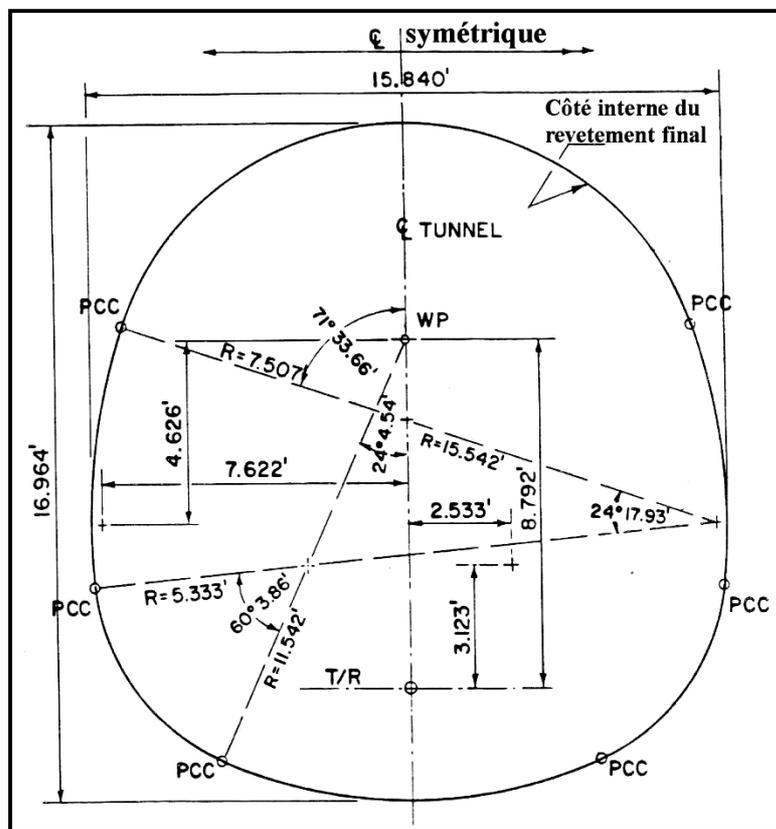
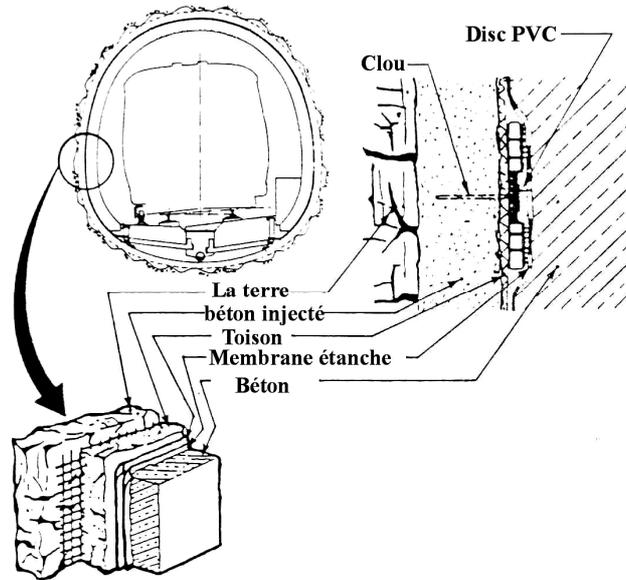


Fig. 1.21 : Les géométries du tunnel pour la section transversal typique de la NATM.

Comme peut être vu, l'épaisseur minimal revêtement initiale du béton projeté est 6 pi. (15-cm), et est renforcé habituellement par le treillis métallique. La couche finale du

revêtement en béton est moulée sur place, généralement n'est pas renforcée. Les détails schématiques du système sont montrés sur la Fig. 1.22.



**Fig. 1.22 : Détail de l'imperméabilisation typique de la NATM**

Le système d'imperméabilisation se compose d'un filtre en tissu poreux à une épaisseur approximativement 0.25po. (0.64 cm) (géo-fabrique), et une membrane de PVC (Chlorure de Polyvinyle) (géo-membrane) est utilisé comme barrière d'eau. Le géo-fabrique, parfois connu sous le nom de toison, est fixé sur la surface de la couche 'initiale du béton projeté par des clous plastique avec tête. Le filtre en tissu jeux ici deux rôles, il facilité l'écoulement et se protège la géo-membrane, qui se déchire sur la surface rugueuse du béton projeté.

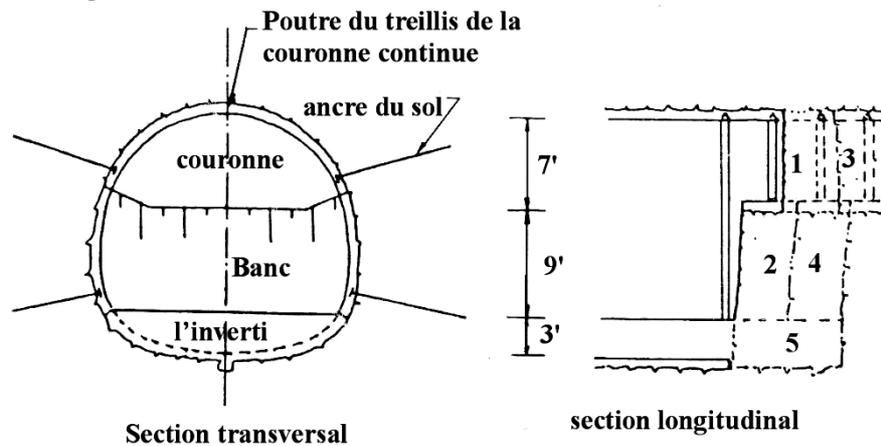
### 1.3.5 Ordre d'excavation et les systèmes d'appui initial pour les tunnels courants

Les conditions du sol prévues sont classées par catégorie pour refléter la facilité ou la difficulté prévue de l'opération de creusement. Un menu des systèmes de soutènement initial est fourni pour satisfaire les besoins des différents types du sol réellement rencontré.

Basent sur les conditions du sol réelles observées, les ingénieurs du domaine décident, en commun avec l'entrepreneur, quel appui initial sera employé et si l'appui additionnel soit nécessaire. Cependant, l'appui initial additionnel est exigé par l'entrepreneur pour protéger les structures adjacentes.

Quatre catégories de base du sol généralement sont employées pour la conception des trois sections, Excellente, Bonne, moins bonne et Pauvre. Seulement la section E-8a utilise une catégorie supplémentaire, connue sous le nom de Condition-5, qui reflète l'appui additionnel exigé nécessaire à sept endroits critiques pour protéger les structures adjacentes et les installations et pour tenir en compte des conditions géologiques localisées défavorables.

La procédure de l'excavation spécifiée minimise la perturbation du sol, a fin de préserver la force inhérente de la terre<sup>[50]</sup>. Le premier gradin se excavé avec une petite hauteur et le toit de cette gradin sera supporté. Typiquement, la gamme complète de l'ordre d'excavation se fait par l'excavation de la couronne suivie par le banc et en fin l'excavation de l'inverti. Le détail typique du procédé de base de l'excavation est montré sur la Fig. 1.23.



**Fig. 1.23 : Procédure d'excavation typique de la NATM**

### 1.3.6 Les axes de la NATM

Sur la base des études réalisées séparément pour les sections E-5, E-6e et E-8a, on l'a établi que dans chaque cas il était très souhaitable d'utiliser des conceptions de la NATM pour les axes avec le remplacement du tunnel courant par la NATM. Indépendamment d'économie significative, les axes de la NATM donnent les avantages suivants :

(1) Le système de l'imperméabilisation utilisé pour les tunnels courants peut être économiquement prolongé pour inclure ces parties des axes qui se trouvent au-dessous de la table de l'eau, et empêchant de ce fait efficacement l'intrusion de l'eau à travers les axes.

2) les règlements excessifs de construire un poteau de la terre autour des axes peuvent être évités parce que les mouvements du sol liés à la construction d'axe de NATM sont minimaux.

(3) les axes de la NATM utilisent relativement une construction flexible qui est structurellement plus compatible avec le comportement du tunnel de la NATM que la construction des axes conventionnelle plus rigide d'axe. Les détails de la construction à la jonction du tunnel et l'axe, ou l'accès de tunnel et de crois, sont simplifiés. La transition facile à la jonction de l'axe-tunnel réduit la possibilité de n'importe quelle concentration indésirable d'effort.

(4) les conceptions de l'axe de NATM rendent possible de creuser les axes avant de continuer l'excavation du tunnel. Ce processus donne la flexibilité de travailler dans des plusieurs section simultanément pour accélérer le taux de l'avancement et, alternativement, pour réduire le temps et les coûts de construction.

### 1.3.7 Conception d'une station extraite:

#### Fort Totten

La station de Fort Totten dans la section E-5 représente un concept de construction mixte: la moitié de la station de 600 pi (183 m) est souterraine et l'autre moitié est au niveau de la surface de la terre. La décision pour choisir ce plan était le point culminant d'une étude approfondie pour résoudre les inquiétudes de l'environnement et les problèmes de technologie liés à cette installation.

Après avoir décidé de développer la NATM les conceptions remplaçante pour les tunnels courants, WMATA a entrepris une étude détaillée pour étudier la praticabilité d'une station extraite vis-à-vis de la construction conventionnel couper-et-couvre. Sur la base des résultats positifs de cette étude, les plans généraux pour le remplacement par la conception d'une station extraite ont été préparés, et une conception détaillée qui utilise les techniques de construction de la NATM a été commissionnée.

La conception de section transversale typique de la NATM est montrée sur la figure 1.24. L'appui initial est fourni par 10 pi (25 cm) de béton projeté renforcé. Le recouvrement final est de 16 pi (40.6cm) de béton armé moulé sur place.

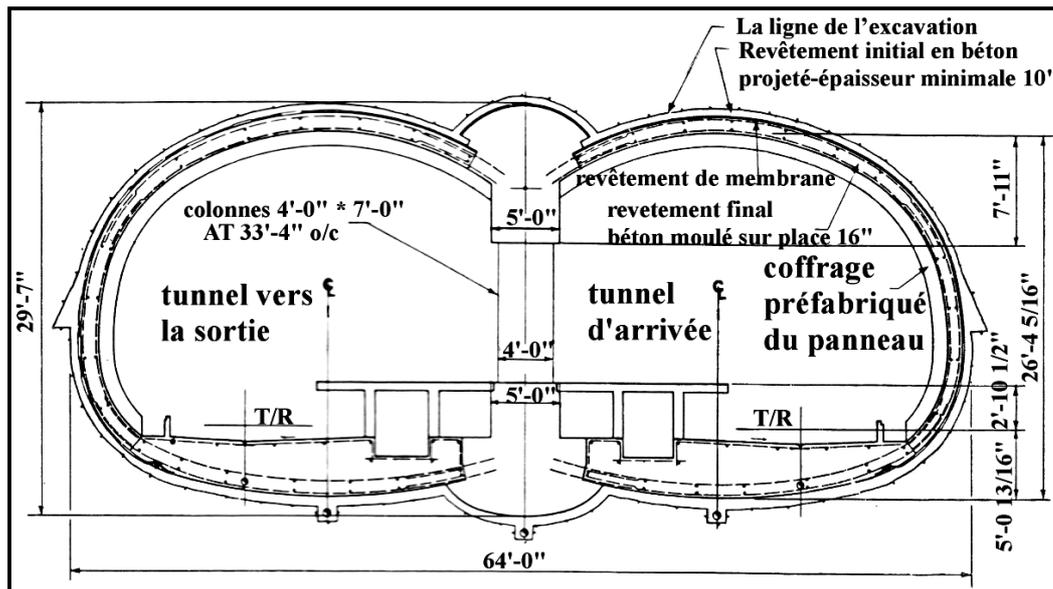
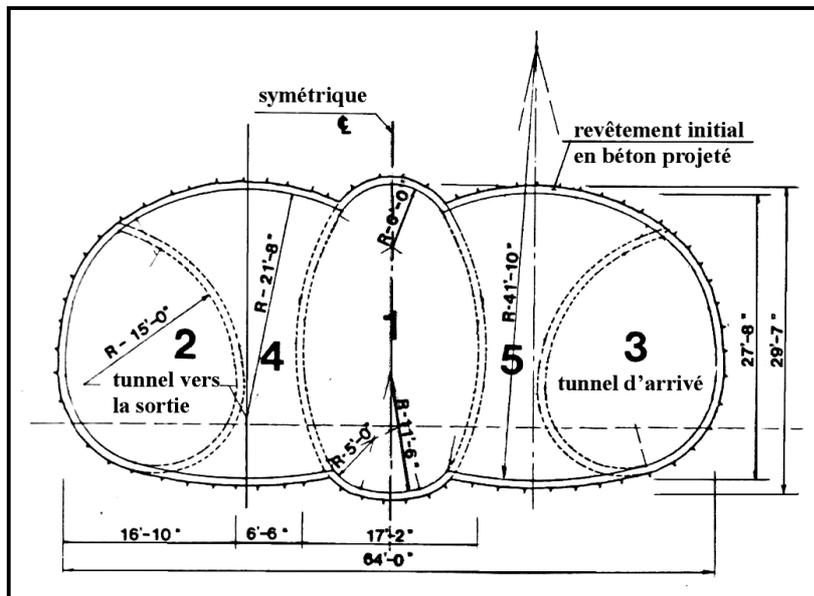


Fig. 1.24 Section transversal de la section E-5 de la station Fort Totten.

Un système typique de l'imperméabilisation de membrane est utilisé, semblable à celle qui est utilisée pour le tunnel courant. L'architecture de soutènement se compose par du béton préfabriqué. Contre de la conception conventionnelle, qui a fourni un espace libre, la conception de la NATM emploie des colonnes de 4 pi \* 7.5pi (102-m \* 2.3-m), placées à 33.3ft (10m) sur le centre, le long de la ligne centrale de la station. Bien que la conception de la NATM maintienne la largeur de la salle de train, qui a une plateforme centrale, la hauteur du plafond est moins que pour la conception conventionnelle. Cependant, le remplacement par la NATM a un avantage clair en termes de diminution de manière significative les incidences sur l'environnement défavorables liées à la construction par la méthode couper-et-couvrent. Pour minimiser la perturbation du sol, l'excavation de NATM emploie l'approche multi dérive (Fig. 1.25). Les 5 étapes séparés pour achever l'excavation, sont montrées sur la (Fig. 1.26).



**Fig. 1.25** Ordre d'excavation pour la section E-5 de la station Fort Totten.

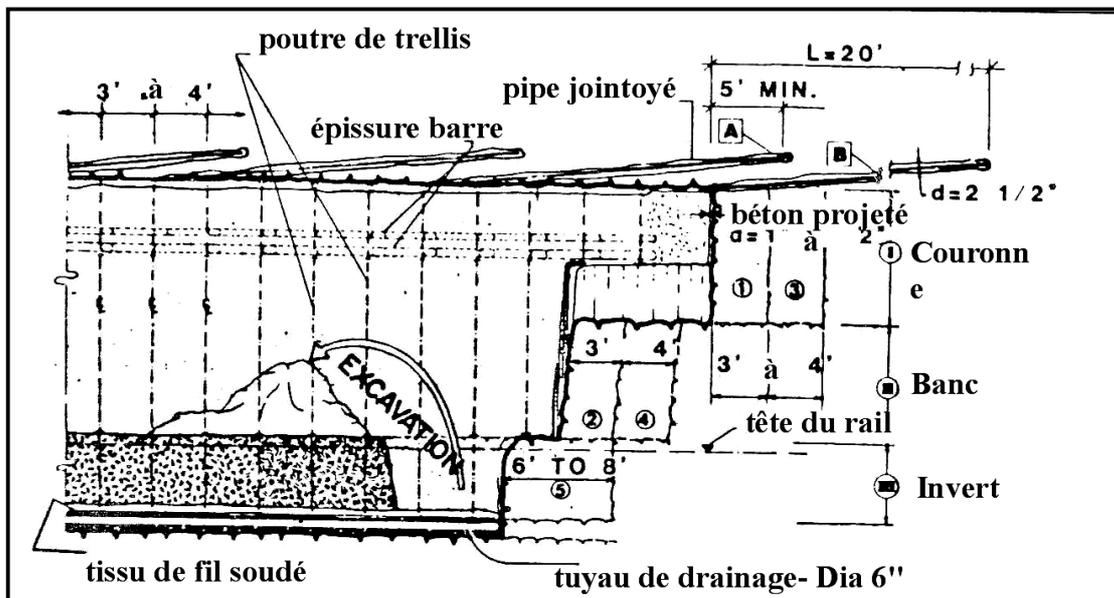


Fig. 1.26 Séquence typique de l'excavation avec pipe renversé jointoyé.

### 1.3.8 Conclusion

Là où faisables, les conceptions de la NATM pour le creusement du tunnel en terrain tendre méritent la considération due à côté des conceptions conventionnelles. Dans les applications de transit-rail, les conceptions de la NATM sont capables de donner des coûts et des solutions techniquement désirables, aussi beaucoup de défis du creusement du tunnel sont régulièrement produits dans l'environnement urbain et suburbain. L'expérience européenne indique que la technologie de creusement de la NATM en terrain tendre est basée sur des principes sains et faisables.

Dans les conditions favorables, non seulement les tunnels mais les plus grandes ouvrages telles que les stations sont également faisables. L'expérience de la conception de WMATA indique que les axes de NATM devraient être utilisés en même temps que les tunnels de NATM pour extraire un maximum d'avantages de cette méthode de construction.

Des cas incluent des situations où l'assèchement était non permis à cause des inquiétudes concernant le règlement des vieilles structures, ou inutilisable à cause du manque de l'espace extérieur pour la bonne installation dans les secteurs urbains encombrés. Toutes les conceptions de la WMATA utilisent la méthode standard de construction d'air libre. À l'abaissement du niveau proportionné des eaux souterraines est exigée par les documents de conception pour assurer la réduction suffisante de la pression d'eau interstitielle avant l'excavation.

La conception compétente et les procédures correctes de la construction sont la condition préalable pour une application sûre et réussie de la NATM en terrain tendre. Les documents du contrat pour les conceptions de la NATM sont d'habitude plus détaillés et explicites que les documents des conceptions conventionnelles. Les techniques de construction doivent être adaptées pour être compatibles avec la philosophie de la NATM.

Aucunes règles strictes ne peuvent être citées pour comparer la NATM avec la construction du tunnel par bouclier-conduit <sup>[51]</sup>. Dans quelques situations, le creusement d'un tunnel par bouclier-conduit peut être considéré plus souhaitable ou même indispensable. Par exemple, dans la construction relativement longue du tunnel, une foreuse de tunnel (TBM) peut prouver plus efficace en termes de taux d'avancement.

En termes de conceptions de WMATA, la construction de la NATM présente les avantages suivants :

- (1) La construction de NATM en terrain tendre a un peu de règlement que la construction des tunnels par les méthodes conventionnelles. Non seulement les valeurs absolues de règlement sont moins, mais les règlements différentiels également sont sensiblement réduits.
- (2) l'utilisation des résultats de l'imperméabilisation de la membrane dans les tunnels, les axes, et les stations étanches.
- (3) l'élimination des ensembles d'acier lourds pour le revêtement initiale.
- (4) la disponibilité des axes de construction permet généralement à l'entrepreneur d'avancer les tunnels simultanément sur plusieurs front. Les taux d'avancement estimés à l'avance de moyenne de 10 pi (3 m) par jour par front étaient faisables pour les tunnels de WMATA. Où un axe intermédiaire est disponible pour exécuter l'excavation des deux tunnels, quatre fronts peuvent être avancés simultanément. Ceci implique un taux anticipé de 40 pi par jour, basé sur l'hypothèse plutôt conservatrice.
- (5) contre la méthode de creusement conventionnel, la construction de la NATM ne compte pas sur les foreuses de tunnel chères.

## **1.4 Station de Prague**

### **1.4.1. Introduction**

Le problème de base du statistique des structures souterraine est le calcul de l'influence mutuelle des structures et la masse de roche environnante, clairement en déterminant le chargement et les conditions des couches du revêtement <sup>[52]</sup>. C'est normal seulement, dans l'esprit que le revêtement remplace la fonction de la roche enlevée.

Les statistiques classiques utilisent pour diviser la structure de la masse de roche environnante. La conséquence d'une telle procédure est que les quantités statistiques essentielles (chargement, soutènement) sont transférées à la catégorie des suppositions. Comme solution, modeler (photoélasticimétrie, modèles des physique de matière équivalente, etc.), et modèle récemment mathématique en premier lieu. Actuellement, la

méthode la plus efficace de mathématique modèle de l'ingénieur des structures est la méthode des éléments finis (MEF).

#### **1.4.2. Caractéristiques courtes de la méthode des éléments finis**

La méthode d'élément fini (MEF) est une méthode de variation très efficace, pour la solution des problèmes de la mécanique de continuum. Sa substance est déjà contenue dans son nom: essentiellement, c'est un processus qui remplace un continuum avec un nombre infini d'étapes de liberté par un ensemble d'éléments avec un nombre fini de liens <sup>[53]</sup>.

Au moyen d'une telle discrétisation, le système original des différentielles qui déterminent les problèmes peut être transféré dans un système des équations algébriques linéaires, qui peuvent être résolues par un ordinateur. La méthode autorise à respecter l'anisotropie, l'inhomogénéité et la non-linéarité de la solution des problèmes de la terre et de la mécanique des roches. Une variante modifiée du M-E-F a été déjà développée pour déterminer l'état de contrainte et la déformation d'une roche jointée. Les joints sont modélisés par les éléments laminaires spéciaux et soi-disant n'ayant aucun contenu mais ayant la rigidité et la force. Les caractéristiques de la déformation et de la force sont déterminées par des essais en terrain, séparément pour les blocs de roche et pour les joints <sup>[54]</sup>. Des joints peuvent être également créés artificiellement (par le contact du revêtement et la roche) et donc, le programme modifié est particulièrement convenable à modéliser les structures souterraines y compris le boulonnage de la roche.

#### **1.4.3. Détermination des pressions de roche et de la conception du revêtement par l'usage de la MEF**

La pression de la roche sur la structure souterraine dans une certaine roche est le résultat des influences simultanées des facteurs suivants :

- L'état géostatistique des contraintes dans la roche.
- La force et les déformabilités de la masse de roche.
- La taille et la forme de la cavité.
- La méthode de l'excavation de la cavité de la construction du revêtement.
- La rigidité de l'appui temporaire et permanent.

Les MEF permis de simuler et de déterminer la procédure chronologique de la construction, pendant une période de temps court choisie, l'état de contrainte et la déformation de la roche qui inclut son appui temporaire et permanent <sup>[55]</sup>. Tous ces facteurs peuvent respecter à une ampleur que nous pouvons les mesurer, c.-à-d. les exprimer mathématiquement. Cette circonstance arrange également le degré de conformité du modèle mathématique.

L'intensité de la pression de roche suit alors de l'analyse de la redistribution d'effort dans la roche, c.-à-d. à partir de l'ampleur de la zone de l'état de limite autour de la

cavité. Si les cotés de la cavité restent stables, la pression de la roche est provoqué par défaut.

La solution de la MEF offre en même temps des données détaillées sur l'état de contrainte et de la déformation du revêtement du tunnel pour le cas de charge qui est considérée. Nous recevons une étude sur le comportement de la structure dans les conditions de travail habituelles et pour cela la possibilité pour vérifier les valeurs calculées par les mesures de la déformation in situ <sup>[56]</sup>. La fiabilité de contraintes calculées, c.-à-d. son utilité pour la conception du revêtement, dépend du degré de conformité du modèle avec le contact entre la roche et le revêtement aussi bien que l'ordre et le nombre des éléments finis qui remplacent le revêtement <sup>[57]</sup>.

En résumé on peut dire, qu'un haute degré de conformité de modeler la procédure de construction de la structure souterraine est le plus essentiel pour la détermination des pressions de roche et les dimensions du revêtement par la MEF. Une telle conformité du modèle est cependant très limitée par la complication de conditions réelles. Par conséquence; les solutions résultantes représentent toujours un certain compromis entre les exigences et les possibilités, comme les exemples suivants prouvent.

## 1.4.2. Station de Kaprova

### 1.4.2.1 Condition in situ

La station Kaprova est de type de pilier rond en acier. Avec les paramètres suivants:

**Tableau 1.4 : Paramètres de la station Kaprova**

Paramètres	Symboles	Mesures	Unités
<b>Epaisseur de la couche de couverture</b>	$E_{\text{pais}}$	23.0	m
<b>Module d'élasticité</b>	$E_1$	2.000	kp/cm <sup>2</sup>
	$E_{11}$	6.000	
<b>La cohésion</b>	$c_1$	3.0	kp/cm <sup>2</sup>
	$c_{11}$	1.0	
<b>Angle de frottement</b>	$\varphi_1$	35	°
	$\varphi_{11}$	30	

La station est située dans une section exposée de la région historique de la vieille ville. Par conséquent, la taille et le caractère du règlement de couverture de roche est d'une importance exceptionnelle. Il a été exigé pour déterminer le règlement de la surface de couverture de roche provoquée par la déformation de l'appui du pilier aussi bien que déterminer l'influence de la méthode de construction du station sur le développement de ce règlement <sup>[58]</sup>.

### 1.4.2.2 Méthode utilisée

A fin de protégé la vielle ville contre l'effacement, on a résolu les problèmes donnés par la MEF avec un ordinateur IBM-7040. Pour la reconstruction de l'état original d'effort de la masse de roche, l'anisotropie et l'inhomogénéité des médias géologiques ont été prises en compte (Fig. 1.27). La redistribution d'effort dans la masse de roche accompagnant libérer des limites de cavité des tunnels de station, des efforts fondamentales prouve l'influence progressive du poids entier du roche de couverture comme pression sur l'appui permanent de la station<sup>[59]</sup>. Tout le règlement correspondant de la couverture de roche provoquée par la déformation de l'appui du pilier cependant n'excède pas 2.5 centimètres, ce qui signifie, que la sûreté des bâtiments n'exige aucune précaution spéciale d'entretien (Fig. 1.28), 40% seulement de ce règlement est provoqué par la construction des tunnels de station, alors que la plupart restante du règlement est provoquée en reliant les tunnels de station par des passages.

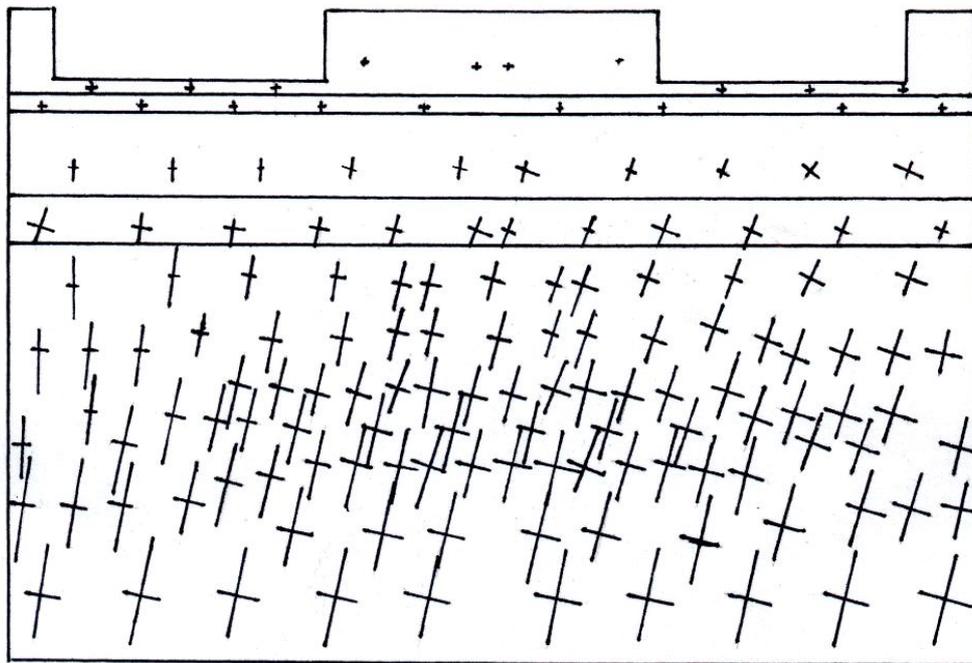
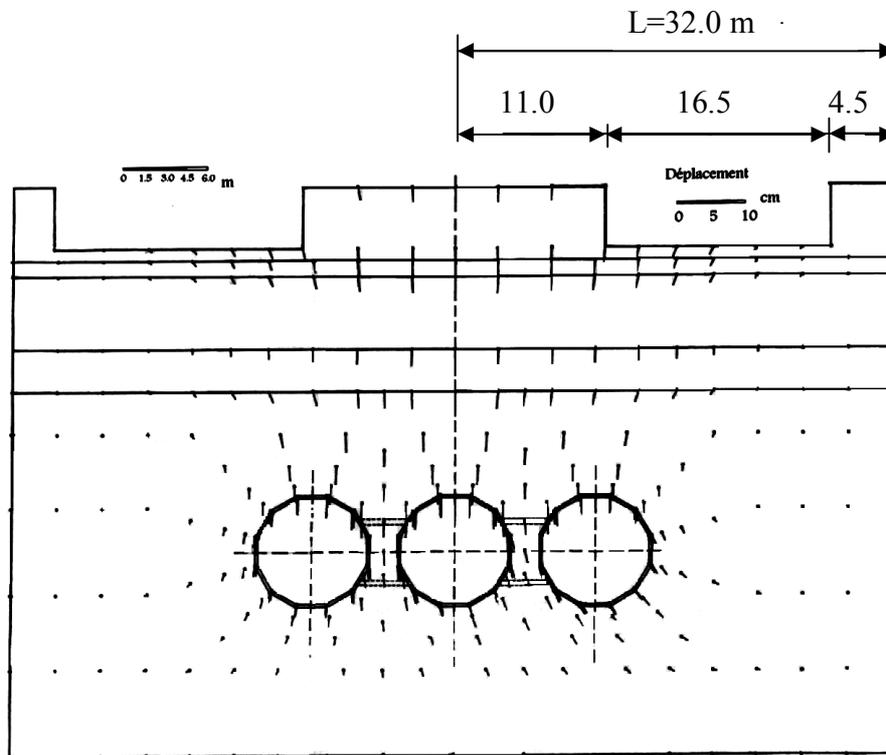


Fig.1.27 Station de Kaprova- état d'effort géostatistique



**Fig. 1.28 Station de Kaprova**

### **1.4.2.3 Résultat**

Il est important de noter, qu'avec une petite épaisseur des couches, la déformation verticale du toit de cavité est transférée à la surface de terrain par une valeur jusqu'à 90%. Ce fait met des haute réclamations à maintenir une telle technologie de construction, qui empêche n'importe quel espace non rempli autour de la doublure (continuité étroite de la rupture ; construction de pilier ; remplissage de l'espace et du jointoiement du contact).

### **1.4.3 .Tunnel d'itinéraire sous le fleuve de Vltava**

#### **1.4.3.1 Condition in situ.**

Le tunnel du trafic est de section circulaire avec les paramètres suivants :

**Tableau 1.5 : Paramètres du tunnel du fleuve de Vltava**

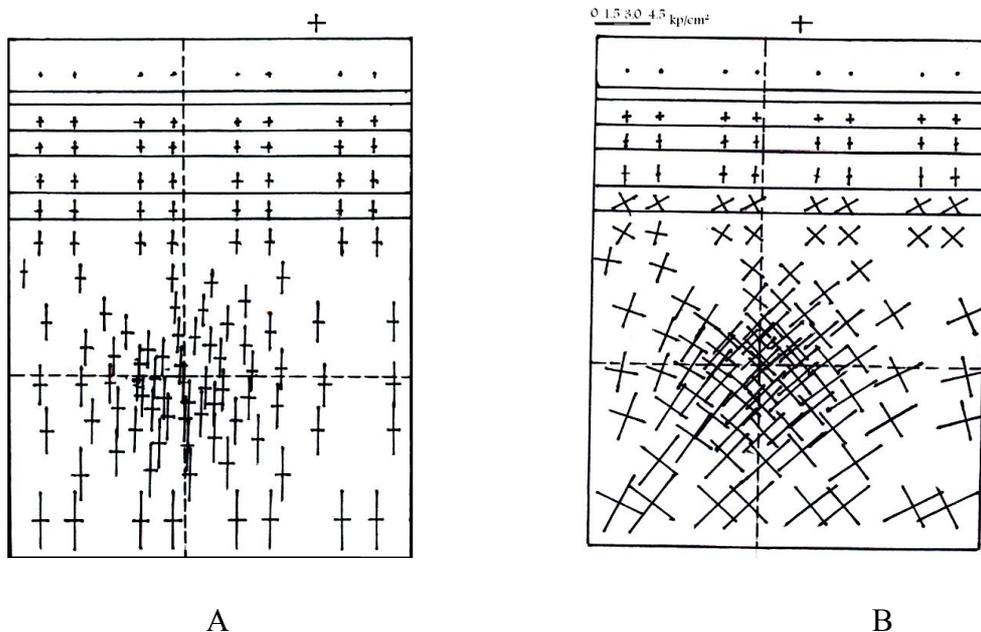
Paramètres	Symboles	Mesures	Unités
Diamètre du tunnel	$\emptyset$	5.30	m
Epaisseur de la couche de couverture	$E_{\text{pais}}$	24.0	m
Module d'élasticité	$E_1$	1.500	kp/cm <sup>2</sup>
	$E_{11}$	6.000	
La cohésion	$c_1$	0.25	kp/cm <sup>2</sup>
	$c_{11}$	0.20	
Angle de frottement	$\varphi_1$	35	°
	$\varphi_{11}$	25	

#### 1.4.3.2 Méthode utilisée

Un mur de soutènement par béton serré de 30cm est profondément considéré. La technologie de soutènement du tunnel par le béton serré est caractérisée par un niveau élevé de la mécanisation de tous les procédés de construction. Le béton est transporté par une pompe, et serré sous une pression jusqu'à 15ata, également réparti sur la section transversale du soutènement. Le mélange du béton remplit immédiatement l'espace qui est entre le coffrage et la cavité. Avec l'utilisation de cette technologie, la charge sur la doublure est déterminée par la pression réactive de la roche, qui est variable avec de temps et l'espace<sup>[60]</sup>.

En choisissant les problèmes et les états de charges, le processus technologique de la construction du béton serré était maximum pris en compte c.-à-d. le procédé de la solution du MEF simule l'ordre de temps de la construction<sup>[61]</sup>.

L'état géostatique original d'effort de la masse de roche étudiée a été approximativement déterminé au moyen des problèmes de consolidation résolus dans l'acceptation d'un chargement soudain de la région par son propre poids. En ce qui concerne la dispersion considérable de la caractéristique de déformation trouvée par recherche géologique, les problèmes de consolidation ont été résolus pour un isotrope aussi bien qu'un milieu transversal-isotrope. Les résultats des solutions (Fig. 1.29 a/b) prouvent en avant l'influence de l'anisotropie des déformabilités de roche sur le coefficient de pression latéral  $K_0 = \frac{\sigma_{\text{horiz.}}}{\sigma_{\text{vert.}}}$ . Pour un milieu isotrope,  $K_0 = 0.3$  ; tandis que pour une isotropie transversal avec  $\beta = 27^\circ$ , la valeur de  $K_0$  atteint 0.7.

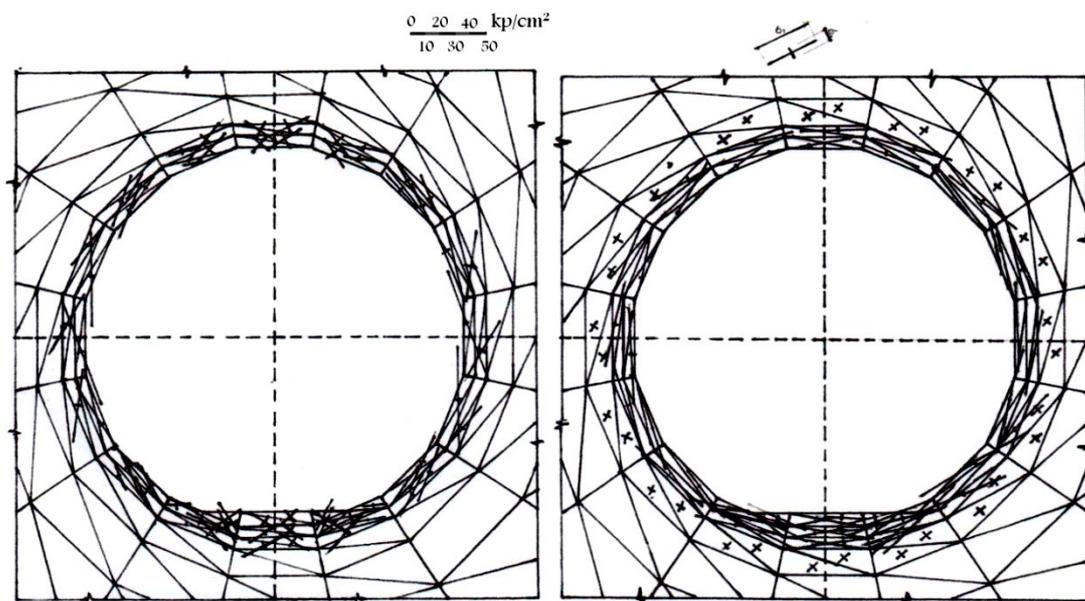


**Fig. 1.29 : Tunnel sous rivière Vltava- état de la pression géostatistique**

**A) milieu isotrope. B) milieu anisotrope.**

Pour la simulation de l'état dans une section libre de cavité (non soutenue ni par le bouclier ni la doublure), des problèmes du changement de l'état d'effort dans la région ont été chargés par des forces se concentrant dans les nœuds des limites de cavité, quand la direction et la taille des forces ont correspondu à la réaction de la masse enlevée de roche <sup>[62]</sup>. L'état résultant d'effort signale une perturbation de la partie supérieure et inférieure de la cavité. L'ampleur d'une perturbation dépend des valeurs assumées des paramètres de déformation de la masse de roche et permet à un certain degré de prévoir l'ampleur de la cavité ci-dessus de toit <sup>[63]</sup>.

L'influence de la surpression sur la roche environnante et la doublure elle-même a été déterminée par des problèmes, où une surpression a été présentée en tant que charge uniforme de l'intensité de 10 atmosphères. On l'a trouvé, les causes de cette surpression dans la roche anisotrope un déplacement radial de 18 millimètres, qui selon les dernières données peuvent sensiblement augmenter sous l'influence du rampement. La déformation radiale de la doublure, cependant, est seulement 0.8 millimètre, qui s'avère, que dans ces schistes qu'aucune constante du béton précontraint de la doublure ne peut être provoquée par la pression. L'état de chargement la plus défavorable pour la doublure surgit ainsi seulement après l'effacement des processus rhéologiques, et la pression de roche peut atteindre l'intensité de la pression dans le repos. Car cette pression diffère pour le milieu isotrope et anisotrope, et les calculs ont été faits pour les deux cas. L'état correspondant d'effort de la doublure est montré dans la (fig. 1.30). La réduction de  $K_0$  de 0.7 (anisotrope avec  $\beta = 27^\circ$ ) à 0.3 (isotrope) cause la croissance de la résistance à la traction dans la doublure de  $\sigma = 0.3 \text{ kp/cm}^2$  (Fig. 1.30 b) à  $\sigma = 23.0 \text{ kp/cm}^2$  (Fig. 1.30, a). Avec une relation défavorable des efforts horizontaux et verticaux.



**Fig. 1.30 : Tunnel sous la rivière Vltava\_ distribution de la charge sur la doublure.**

**A) Milieu isotrope; B) milieu anisotrope.**

### 1.4.3.3 Résultats

L'application du FEM se distingue par une bonne conformité des acceptations théorétiques du calcul avec la réalité. En utilisant la technologie du béton serrée pour la localité donnée, l'état d'effort de la doublure est distinctement influencé par l'intensité et la distribution des efforts originaux dans la masse de roche. L'état primaire de l'effort de roche cependant dépend de beaucoup de facteurs (tectonique, morphologie, dénudation, déformabilités de la roche) et sa reconstruction par calcul est très approximative.

# CHAPITRE .II

## Technologie de construction d'une station de métro

### **Constructions souterraines spéciales et stations ferroviaires souterraines. (Dépôts souterrains, puits d'accès, etc. )**

Bien que les constructions dont il est question dans ce paragraphe fassent généralement partie des ouvrages des métros, elles peuvent néanmoins être réalisées dans d'autres buts (puits d'accès, dépôts, usines, salles souterraines, etc.). L'exécution sous la surface du terrain d'un ouvrage quelconque demande en général la création d'un puits d'accès vertical du fond duquel partent, dans les directions et aux profondeurs désirées, les tunnels et les galeries implantés le plus souvent avec une pente voisine de l'horizontale. L'exécution de l'ouvrage principal se fait alors à partir de ces galeries. Dans ce qui suit, ces ouvrages seront examinés dans l'ordre de leur exécution dans les travaux des chemins de fer métropolitains, où les espaces créés servent principalement au montage des boucliers et sont en même temps Les aires de départ des t travaux d'excavation.

#### **2.1 Puits d'accès servant au transport des matériaux et puits d'aération**

Les puits rencontrés dans la construction des tunnels peuvent être verticaux ou inclinés. Suivant la nature du terrain et la profondeur à atteindre, ils peuvent être exécutés de différentes manières (fig. 2.1/a-f).

a) Dans des roches dures et de bonne tenue on peut exécuter des puits de profondeur limitée, dans des roches de tenue moyenne et dans des terrains cohérents ils peuvent être construits par tranches de 10-12 m avec l'utilisation de cadres d'étayage, éventuellement de marchavants, le bétonnage étant réalisé du bas vers le haut (fig. 2.1 /a).

b) Si l'on a affaire à des sols cohérents ou à des terrains granuleux et humides, mais non imprégnés d'eau, dont l'eau peut facilement être évacuée par pompage, et qui, sur une hauteur réduite de 80-100 cm, peuvent être laissés sans étayage pendant quelque temps après leur excavation (5-6 heures), le puits pourra être muni d'un revêtement en éléments préfabriqués, ou, si la stabilité du terrain ne le permet pas, les anneaux successifs pourront être exécutés à l'aide de béton coulé sur place (fig. 2.1 /b-c).

c) Dans des terrains granuleux, imprégnés d'eau, ou dans des limons et dans des argiles plastiques ou fluentes, l'exécution se fait d'une manière semblable à celle par caissons ouverts foncés dans le terrain. On pose sur le fond d'une enceinte excavée dans le sol, jusqu'au niveau de la nappe phréatique, un cadre faisant

couteau, dont la section correspond à celle du futur puits et sur lequel on élèvera progressivement les parois pendant qu'on enfonce la construction au même rythme dans le terrain (fig. 2.1 /d).

d) Si dans un sol perméable on désire foncer un puits à une grande profondeur, on est obligé de recourir à l'étanchement du terrain par la méthode pneumatique afin de pouvoir éloigner les obstacles qui pourraient se trouver sous le couteau et qui pourraient empêcher la descente du tuyau. On peut envisager de créer une chambre de travail pneumatique spéciale qui sera perdue, servant exclusivement au travail de fonçage, et sur laquelle on construit progressivement le manteau étanche et résistant du puits (e'). Mais rien n'empêche d'isoler à l'aide d'une dalle étanche la partie inférieure du manteau et d'y installer provisoirement la chambre de travail; le travail de fonçage terminé, on démolit la dalle de séparation (e). L'avantage de cette dernière solution est qu'étant étanche à l'air, la construction peut rendre service lors de l'exécution de la galerie latérale. Par contre, son inconvénient réside dans le fait que si, pour une raison quelconque, il devient impossible de descendre le manteau par fonçage jusqu'au niveau désiré, le travail doit être poursuivi par excavation classique et bétonnage du revêtement sur place, la dalle de séparation cetera à une hauteur fixe et c'est une chambre de travail de volume grandissant que l'on devra désormais alimentée en air comprimé.

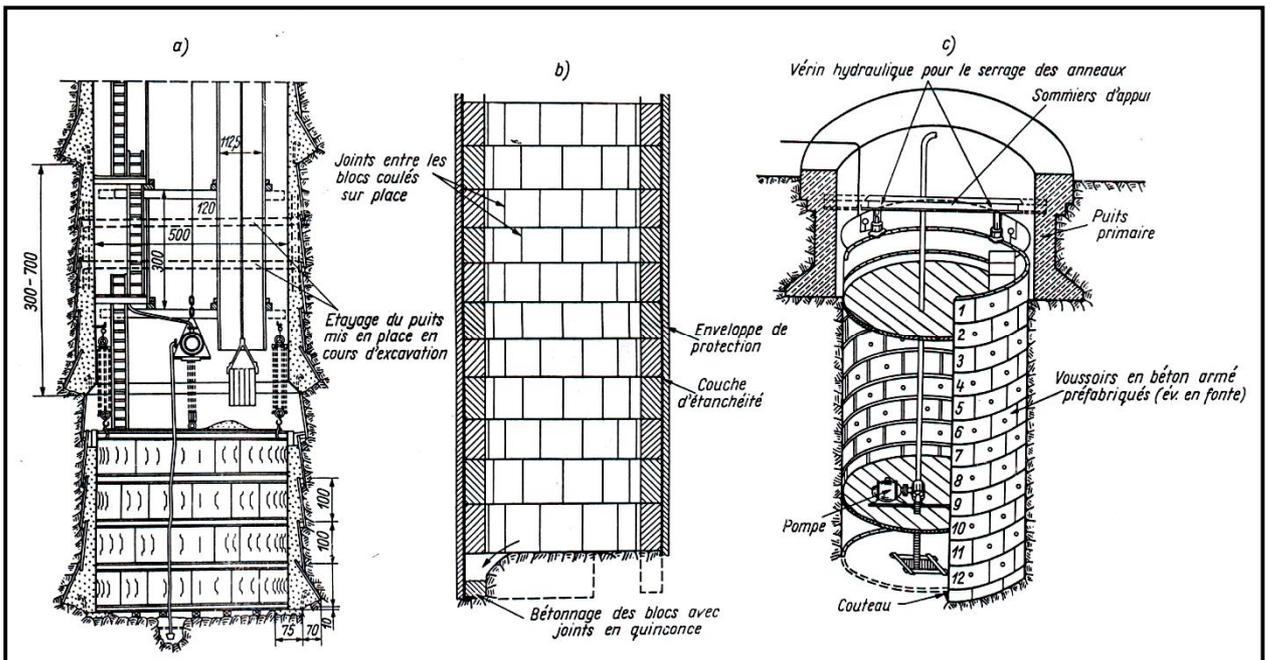
e) Enfin, si le puits est destiné à atteindre de grandes profondeurs, la technique de fonçage sera utilement remplacée par la congélation du sol et par un revêtement monolithique muni d'une couche d'étanchéité (fig. 2.1 / f).

On doit s'efforcer de construire les puits avec un profil circulaire. En effet, bien que, du point de vue de l'utilisation de la place disponible, cette forme ne soit pas particulièrement favorable, le travail de fonçage en est facilité, et sa stabilité est aussi meilleure que celle d'un puits à section rectangulaire <sup>[64]</sup>. L'effet de voûte engendré dans les couches de terrain se déplaçant en direction du puits sera en effet plus marqué dans ce cas que pour un manteau de section rectangulaire. Cet effet de voûte améliore la stabilité des parois du terrain non encore revêtues sur in hauteur désirée; d'une part, la diminution de la poussée des terres représente en fait la diminution de l'effort de frottement, c'est-à-dire assure un rythme de fonçage accru. Et comme la profondeur des puits d'accès en question est en général telle que l'opération de fonçage représente la phase de travail la plus difficile, les deux points de vue considérés parlent en faveur d'une section circulaire de la construction. En ce qui concerne la méthode de soutènement à l'aide de cadres d'étagage, dont il a été question en a), les avantages cités n'ont pas le même rôle déterminant; au contraire, la fabrication des cadres d'étagage rectangulaires est plus facile que celle des cadres circulaires.

En dehors de la destination de l'ouvrage terminé, le choix de la structure du puits et des matériaux utilisés dépendent dans une large mesure des méthodes d'exécution

énumérées plus haut. Dans les cas a), b) et f) le manteau peut être construit en béton ou en briques, combiné avec une couche d'étanchéité. L'étanchéité à l'eau, la résistance au gel et la bonne résistance de la dalle de fond doivent donner toutes les garanties. Dans le cas c) on peut imaginer d'utiliser des éléments préfabriqués en béton, en béton armé, ou éventuellement des voussoirs en fonte ou encore en béton coulé sur place, tandis que si l'ouvrage est exécuté selon ce qui est dit en d), e), ou e'), les parois seront en béton armé. Différents détails relatifs à ces variantes sont représentés sur la figure (2.1 /a – f).

Il peut arriver lors du fonçage d'un puits dans un sol incohérent, plastique ou franchement fluent, où le travail est exécuté à puits ouvert, avec pompage des eaux, que, malgré une intervention artificielle tendant à diminuer le frottement entre le manteau et le sol, on se trouve dans l'impossibilité de découper et d'éloigner le terrain situé sous le couteau et de pouvoir descendre ainsi le tube à la profondeur prévue (voir fig. 2.5). Dans ces conditions, on peut être amené à mettre en place, dans la partie inférieure du puits, une dalle étanche transformant cette zone en chambre de travail pneumatique, le travail pouvant alors être poursuivi en assurant l'étanchéité de l'aire de travail à l'aide d'air sous pression.



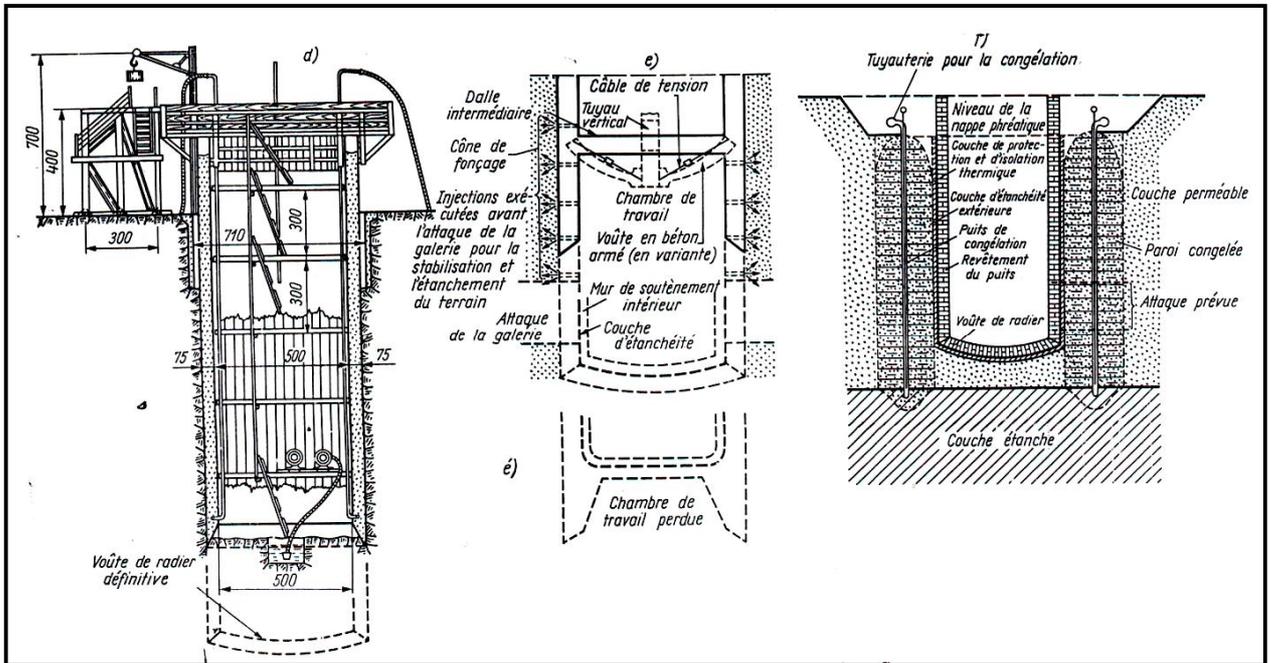


Fig. 2.1 : Modes de construction des puits d'attaque (a - f).

On accèdera aussi plus facilement aux endroits délicats sous le couteau, et le fonçage pourra en outre être facilité en chargeant la dalle à l'aide de matériaux appropriés. Le fonçage des puits entraîne des tassements du terrain environnant et conduit à la formation d'un cône de tassement. L'adoption de la méthode pneumatique présente l'avantage d'empêcher à l'eau et au terrain de pénétrer sous le couteau dans l'espace de travail et, partant, d'éviter la formation du cône de tassement. Étant donné que lorsque l'on entreprend un travail de ce genre on ne peut généralement pas savoir à l'avance si l'on sera contraint ou non de recourir à la méthode pneumatique, il paraît judicieux de concevoir la construction en y prévoyant les appuis et les points de jonction des futures dalles éventuelles, assurant le cas échéant la mise en place rapide et sans complications, par exemple, d'une contre-voûte préfabriquée<sup>[65]</sup> (fig. 2.1/e ligne discontinue).

Les efforts agissant sur le manteau sont en général la poussée extérieure du terrain et de l'eau souterraine, à laquelle il faut encore ajouter la pression intérieure exercée par le sol et par l'eau déposés sur la dalle, fonction de la nature de ce ballast (gravier, sable, eau) (fig. 2.2). Tandis que la pression exercée est en relation avec la hauteur hydrostatique, la valeur de la pousse des terres et de la traction verticale qui en résulte par l'effet de frottement n'est pas encore entièrement définie.

Si c'est de l'eau qu'on utilise comme ballast, son amenée et son évacuation seront aisées; mais dans le cas de grandes hauteurs celles-ci exercent une poussée considérable sur le manteau, à moins que cette pression ne soit compensée par la poussée extérieure de l'eau souterraine.

La poussée intérieure agissant sur la dalle et sur les parois sera moins importante si le ballast est constitué par un matériau tout venant, sable ou gravier, car une grande partie du poids du matériau sera transmise verticalement, par l'intermédiaire du frottement agissant sur les parois, comme c'est le cas pour les silos. La poussée horizontale peut être calculée par l'expression

$$P_{bx} = \frac{F\gamma}{Utg\delta} \left( 1 - e^{-\frac{KUz}{F}} \right), \quad (1)$$

tandis que l'équation ci-dessous permet de déterminer la pression verticale qui s'exerce sur la section considérée à une profondeur  $z$

$$p_{bz} = \gamma \left[ z + \frac{F}{UK} \left( e^{-\frac{UKz}{F}} - 1 \right) \right]. \quad (2)$$

Où  $F$  représente la section horizontale du puits,  $U$  le périmètre de cette section,  $\gamma$  le poids volumique du terrain et  $K$  le coefficient de la poussée des terres =  $tg^2(45^\circ - \varphi/2) tg\delta$  avec

$$\delta \cong \varphi/2$$

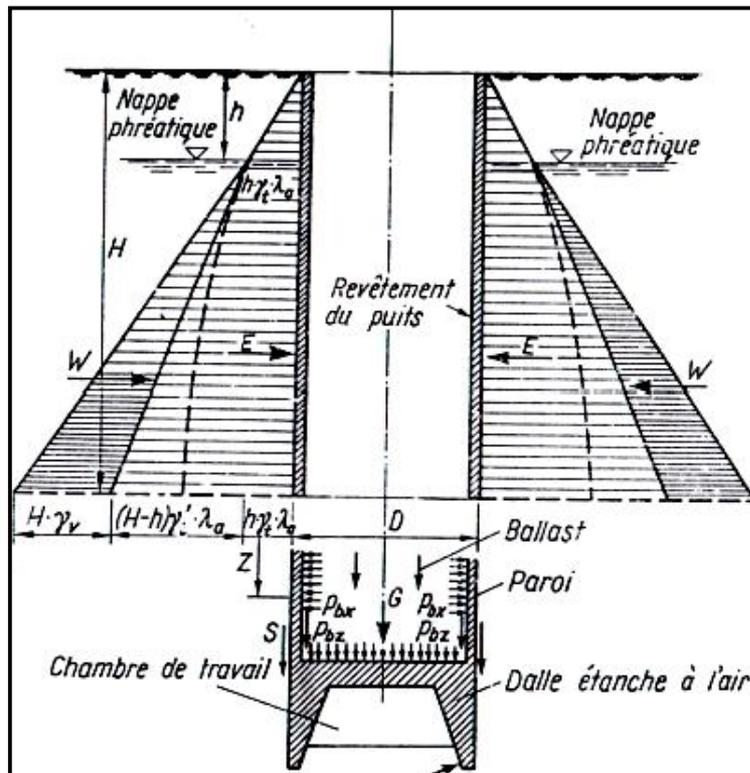


Fig 2.2 : Efforts agissant sur les parois et la dalle de fond du puits.

La pression intérieure horizontale est uniformément répartie sur tout le pourtour et n'engendre en conséquence que des efforts annulaires, ce qui, en général, ne représente pas de sollicitation déterminante pour l'anneau. Par contre, la pression verticale doit bien être considérée comme charge maximale en ce qui concerne le calcul de la dalle étanche au-dessus de l'aire de travail.

La détermination de la poussée extérieure est un problème plus délicat, bien que du point de vue du calcul du manteau son importance ne soit pas primordiale. En effet, on admet que cette poussée est aussi uniformément répartie, ce qui revient à dire qu'elle aussi n'engendre à l'intérieur de l'anneau que des contraintes normales, sans flexion. Malgré les dimensions relativement faibles de la paroi, choisies pour diminuer le poids de la construction autant que possible, ces contraintes n'occasionneront pas de sollicitations exagérées dans une paroi à haute résistance. La question garde plutôt son intérêt dans le cas du calcul des puits miniers pouvant atteindre des profondeurs considérables ou l'on doit pouvoir estimer à l'avance l'importance de la résistance que le sol opposera à l'avancement du fonçage, cette résistance étant également fonction des efforts normaux agissant depuis l'extérieur sur le manteau.

D'après la théorie classique de Coulomb relative à la poussée des terres, celle-ci augmente linéairement avec la profondeur. Cependant, dès le début de ce siècle on a constaté que cette hypothèse ne correspond pas à la réalité du fait de l'effet de voûte qui modifie la répartition des poussées à l'intérieur du sol. C'est ce qui explique l'épaisseur relativement mince des parois des puits des mines qui, dans certains cas, atteignent plusieurs centaines de mètres de profondeur. Ce sont les recherches de TERZAGHI qui, en premier, ont permis de reconsidérer à fond le problème et qui ont donné la possibilité de conclure que l'importance de la poussée des terres dépend également des mouvements et des déformations du mur de soutènement. Dans le calcul de la grandeur des terres autour du puits, Terzaghi a notamment tenu compte du fait que l'évolution de la poussée active et le déplacement qui est à son origine sont combattus par une résistance au cisaillement agissant sur la surface d'un cylindre concentrique vertical en mouvement simultané avec le tube. Le rayon de ce cylindre est fonction du rapport des contraintes de cisaillement et de la poussée radiale.

Selon lui, la valeur minimale de la poussée radiale extérieure est <sup>[66]</sup>

$$\sigma_{r_0} = \gamma r_0 m_\sigma$$

où

$$m_\sigma = \frac{Z}{r_0} * \frac{\lambda_{p+1}}{2\lambda_p} * \frac{\lambda_p - (\lambda_p - 2)n_1^2}{\lambda_p + n_1^{\lambda_p+1}}, \quad (3)$$

et

$$n_1 r_0 = r$$

représente le rayon critique du cylindre où sont réparties les contraintes de

cisaillement diminuant la poussée ( $n_1 = \sqrt{\frac{\lambda_p}{\lambda_p - 2}}$ ), pour  $z = 0$ ,  $n_1 = 1$  et  $m_\sigma = \frac{E}{\lambda_1 r_0} = 0$

si 
$$z = \infty, n_1 = \sqrt{\frac{\lambda_p}{\lambda_p - 2}} \text{ et } m_\sigma = \frac{(\lambda_p - 2)^{\frac{\lambda_p}{2} - 1}}{n_1^{\frac{\lambda_p}{2} + 1} g \varphi_2} \quad (4)$$

(où l'on peut admettre que  $\varphi_2 = \varphi - 5^\circ$ )

De son côté KARAFIATH <sup>[67]</sup> a admis que si, au cours du fonçage du manteau, le prisme élémentaire situé sur le pourtour du puits montre une tendance à glisser en direction de la paroi en y exerçant une poussée, ce mouvement sera contrecarré par la poussée latérale P des masses de terres qui se trouvent de part et d'autre (fig. 2.3 /a-b), ce qui, à cause de l'angle que font les deux efforts opposés, provoque une force H dirigée vers l'extérieur. Considérant les efforts dans le polygone des vecteurs (c), on remarque que la force provenant du poids propre de la masse instable G et les efforts dus au frottement sur le plan de glissement Q sont équilibrés par le vecteur de la poussée des terres E, moins le vecteur H (fig. 2.3/c). En ce qui concerne les efforts de frottement latéraux, qui exercent une certaine résistance au glissement, il les admet proportionnels à la pression initiale régnant à l'intérieur du sol. Les efforts admis ne satisfont pas la condition d'équilibre des moments. Sur la base des hypothèses énoncées, il ne conclut que la grandeur de la poussée extérieure.

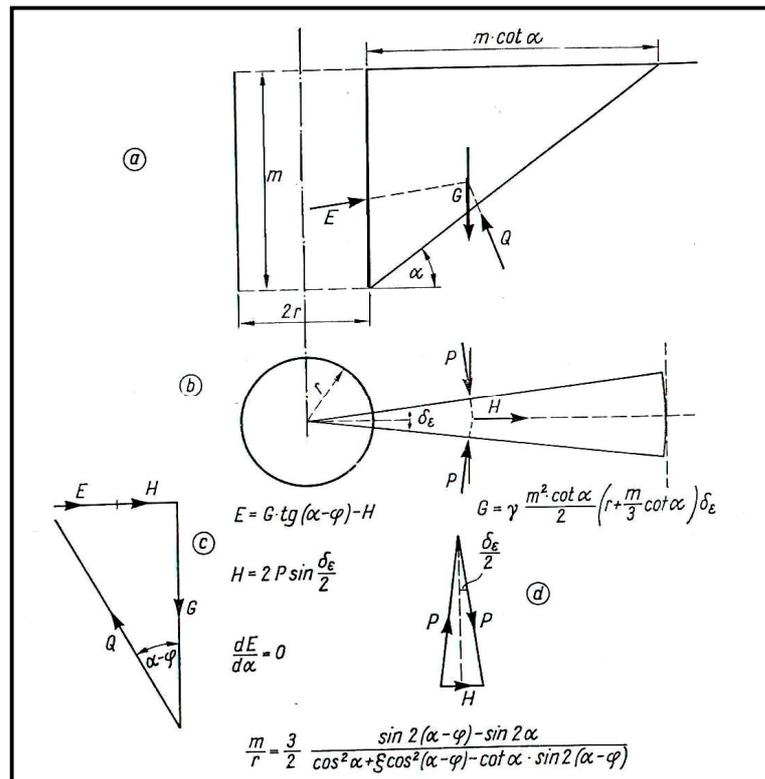


Fig. 2.3 : Efforts agissant sur les parois d'un puits foncé, d'après Karafiath.

est  $E = K_0 \frac{m^2 \gamma}{2}$ , la valeur de  $K_0$  étant déterminée en cherchant l'inclinaison minimale du plan de glissement; les valeurs de  $K_0$  sont données sous forme de tableau en fonction du rapport  $\frac{m}{r}$  (coefficient de silo) et du coefficient de la poussée naturelle des terres  $\zeta$ .

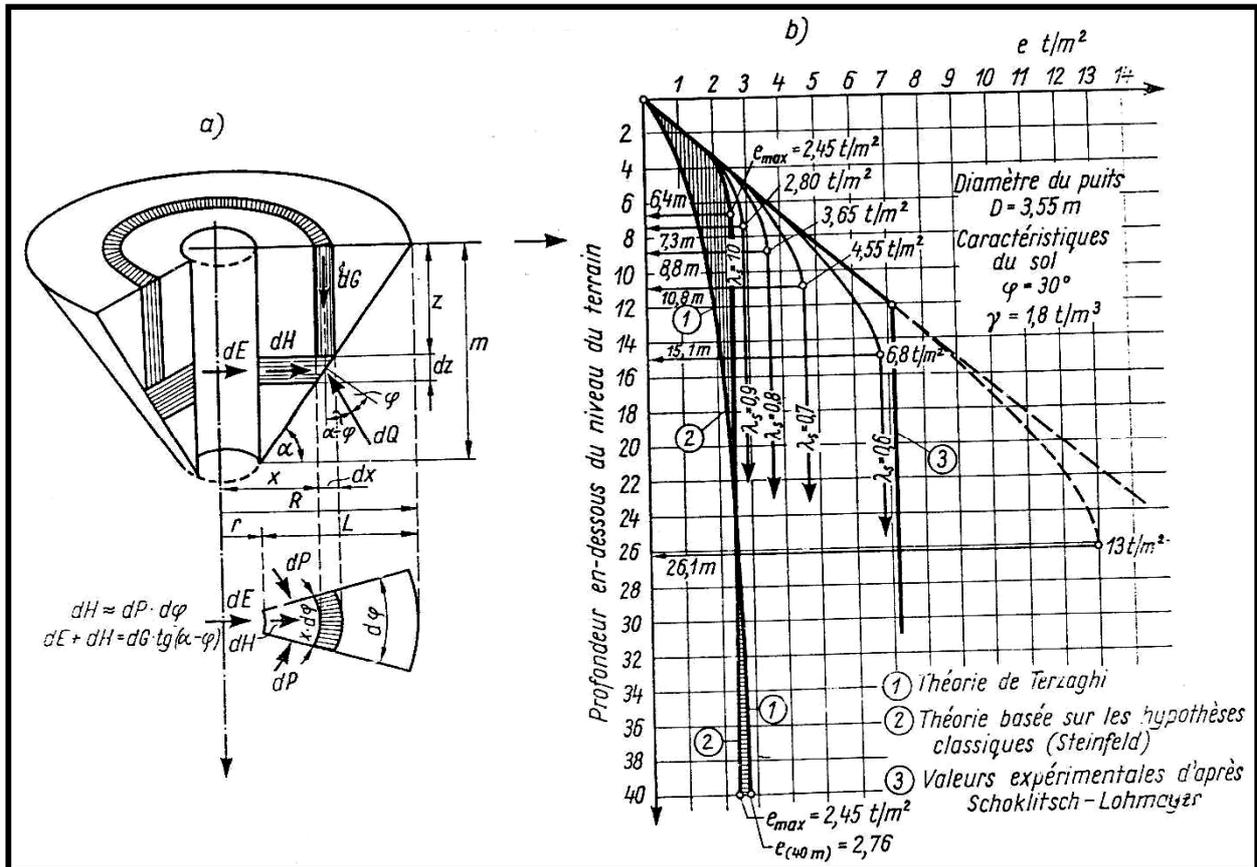
(Les expériences n'ont pas confirmé les valeurs calculées par KARAFITH)

L'effort de voûte a été évalué par STEINFELD<sup>[68]</sup> d'une façon semblable à celle de Karafiath; cependant Steinfeld donne, après double intégration et en tenant compte de l'effet de voûte (effet annulaire), l'équation de l'angle critique de la surface de glissement conique (fig. 2.4 /a).

$$\begin{aligned} \operatorname{tg}^3 \alpha \left( \lambda_s * \frac{m}{r} * \operatorname{tg} \varphi - 3 \right) + \operatorname{tg}^2 \alpha \left( 2\lambda_s * \frac{m}{r} + 6\operatorname{tg} \varphi - 2 \frac{m}{r} \right) \\ + \operatorname{tg} \alpha \left( 3 \frac{m}{r} + \operatorname{tg} \varphi + 3 + \frac{\lambda_s - 1}{\operatorname{tg} \varphi} * \frac{m}{r} \right) + 2 \frac{m}{r} = 0. \end{aligned} \quad (5)$$

La pression atteindra son maximum au niveau du radier, à une profondeur  $m$ , où sa valeur sera environ  $e = \gamma m * \frac{\operatorname{tg}(\alpha - \varphi)}{\operatorname{tg} \alpha}$ , la valeur de  $\alpha$  devant être calculée par l'équation du troisième degré. Ici,  $\lambda_s$  est le coefficient de la poussée des terres qui, en raison du frottement, diminue la pression. Il s'agit en fait du facteur  $\xi$  de Karafiath qui, comme le montre Steinfeld, a une influence prépondérante sur la valeur de la pression que le sol exerce sur le puits (plus il est grand, plus petite sera la pression). Steinfeld propose d'admettre comme ligne des pressions agissant sur le puits, la courbe enveloppe de ces valeurs maximales calculées au niveau du point bas de l'ouvrage. En fait, le niveau du fond du puits représente un point singulier, au-dessous duquel les pressions qui s'exercent sur le manteau devraient être calculées d'après l'expression suivante:

$$e = \frac{\gamma}{\operatorname{tg} \alpha} \left[ \left( \frac{m}{r} z + z * \operatorname{tg} \alpha - \frac{1}{r} z^2 \right) \frac{\operatorname{tg}(\alpha - \varphi)}{\operatorname{tg} \alpha} - \lambda_s \left( \frac{m}{r} z - \frac{1}{r} z^2 \right) \right] \quad (6)$$



**Fig. 2.4 : Efforts agissant sur les parois d'un puits, d'après Steinfeld.**

En pratique, il suffit d'admettre que la pression au-dessous de ce point reste constante. D'après Steinfeld, le coefficient de la poussée latérale dépend en outre de la rigidité de la paroi du puits et de la compacité du terrain; sa valeur sera faible si la paroi est rigide et le terrain peu compact ( $0,5 < \lambda_s = 0,7$ ); elle sera au contraire élevée dans le cas d'une construction flexible et d'un terrain compact ( $\lambda_s \cong 1,0$ ). L'angle d'inclinaison de la surface de glissement augmente avec la profondeur chez Karafiâth aussi bien que chez Steinfeld. (La même tendance a été constatée par M. Horn<sup>[69]</sup> lors des recherches théoriques et des essais relatifs au front d'attaque blindé d'un tunnel.)

En partant de trois différentes théories relatives à la poussée des terres, théories de Coulomb, de Terzaghi et de Steinfeld, cette dernière appelée par lui "classique", cet auteur a déterminé, dans un exemple numérique (fig. 2.4 /b) les diverses valeurs de la pression extérieure en fonction du coefficient de la poussée latérale (de  $\lambda_s = 1$  à  $\lambda_s = 0,6$ ), et les a comparées aux chiffres déduits des observations de Lohmeyer et de Schoklitsch (les valeurs de Coulomb valables jusqu'à une profondeur de 10-14 m, la pression restant ensuite constante!).

Traitant maintenant du calcul du tube lui-même, la pression spécifique s'exerçant sur un anneau de 1 m de haut est:  $p = e + w$ , où la valeur de  $e$  doit évidemment être

prise en tenant compte de l'effet d'Archimède, le poids volumique étant celui du matériau sous l'eau, et  $w$  représente la pression hydrostatique

$$pr = \sigma v, \quad v = \frac{2r}{\sigma} \quad (7)$$

où  $r$  est le rayon de la ligne médiane du puits,  $v$  étant l'épaisseur de la paroi.

Le fonçage des puits à des profondeurs élevées est rendu difficile par le frottement dû à la pression extérieure du sol agissant sur la paroi. Sa valeur ainsi que celle de la pression extérieure peuvent être diminuées notablement si l'on introduit entre le manteau et le sol une fourrure constituée par un liquide thixotropique (suspension de bentonite ou d'argile activée). Cette substance thixotropique exerce une pression qui retient la poussée extérieure du sol et de l'eau souterraine du cylindre du puits et empêche la formation du cône de fonçage. D'autre part, le coefficient de frottement entre la paroi du puits et le liquide thixotropique étant très faible, l'effort de frottement diminue dans une forte proportion. La répartition des pressions accuse, elle aussi, une forme plus favorable, comme le montre la figure (2.5) le cas concret d'un des puits du métro de Budapest. (Les variations brusques que l'on voit sur la figure sont dues à la différence entre les caractéristiques physiques des diverses couches du terrain). La substance thixotropique a été introduite dans l'espace créé par le décrochement de 10 cm prévu à la partie inférieure du puits <sup>[70]</sup>.

Dans le sens longitudinal les cylindres des puits foncés doivent être calculés pour résister à la traction due à leur poids propre ainsi qu'à la flexion provenant des moments engendrés par un fonçage asymétrique. Selon l'auteur, la sollicitation maximale à la traction correspondrait au cas où l'effort de frottement agissant sur la partie supérieure de la paroi,

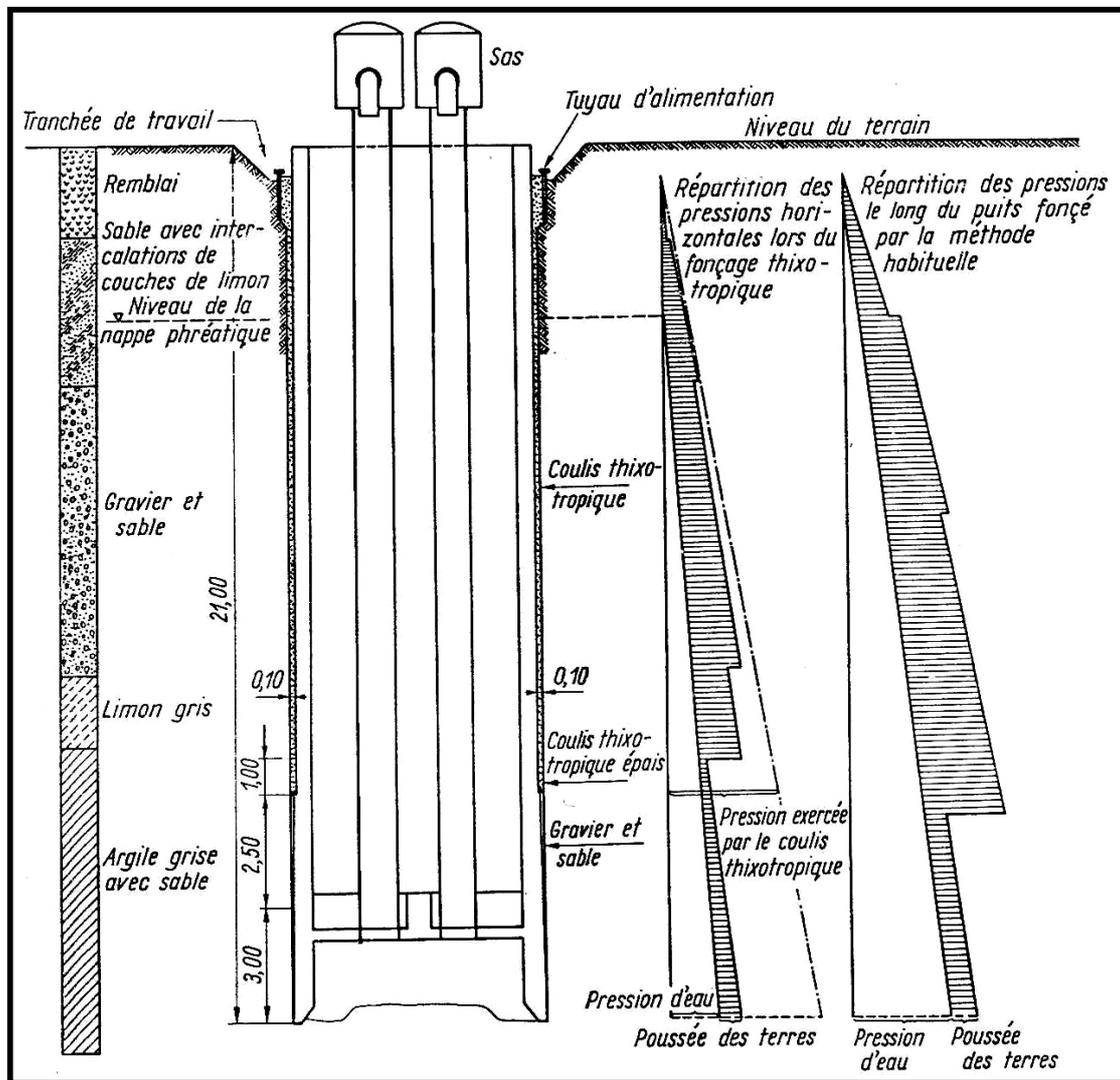


Fig. 2.5 : Efforts engendrés lors du fonçage thixotropique d'un puits.

Sur une longueur  $x$ , serait tout juste capable de supporter le poids propre de la partie inférieure de la construction. Si le puits est construit par fonçage intégral, la situation la plus dangereuse se présente à la fin du fonçage (fig. 2.6 /a).

Dans ce cas le frottement maximal est :

$$s = U \gamma_t g^2 (54^\circ - \varphi/2) \frac{x^2}{2} * \text{tg } \delta.$$

D'autre part, le poids du manteau situé sous la section  $x-x$  est  $G' = F_0 h \gamma_b$

d'où 
$$U \gamma_t g^2 (45^\circ - \varphi/2) \text{tg } \delta \frac{x^2}{2} = F_0 h \gamma_b$$

c'est-à-dire 
$$U \gamma_t g^2 (45^\circ - \varphi/2) \text{tg } \delta \frac{x^2}{2} - F_0 h \gamma_b = 0. \quad (8)$$

D'après les expériences faites, et en se basant sur les résultats des mesures effectuées lors des travaux de fonçage des puits du métro de Budapest, Horn et Kovacs<sup>[71]</sup> sont arrivés à la conclusion que ce n'est pas dans l'état statique que la

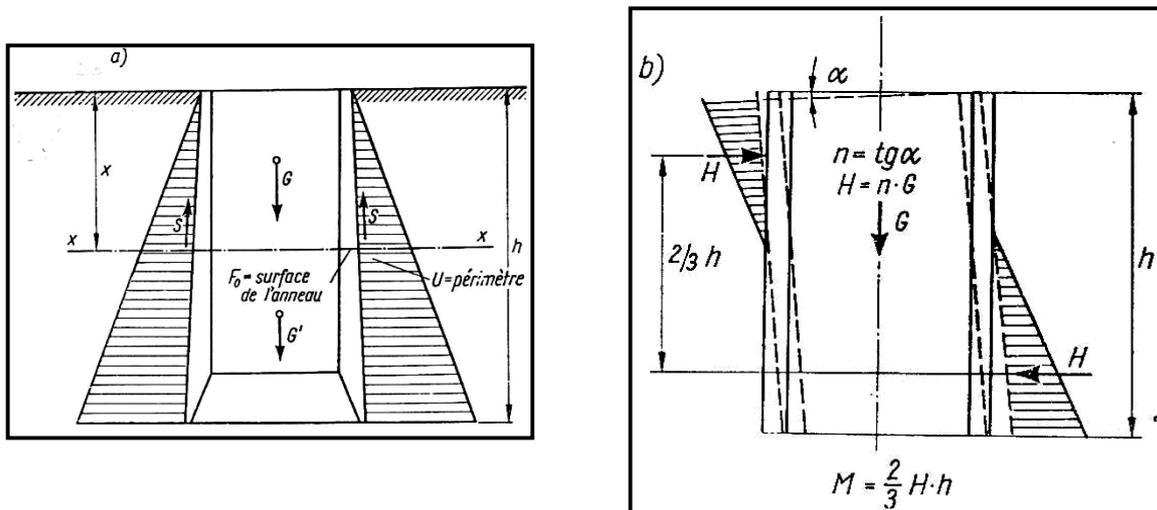
plus grande traction se manifeste, mais pendant les mouvements du manteau, et sa grandeur est

$$T = \sum_0^x S_c - \left[ \sum G_s + G_f \right] \cdot \frac{g - a}{g} \quad (9)$$

où  $a$  représente l'accélération du fonçage  $= \frac{\Delta G}{M}$ .

$\Delta G = \Sigma G - \Sigma C_s$  (la résultante des efforts de frottement sur le manteau)

$$\sum_0^x S_c = [E_a * tg\varphi + hc] U \text{ et } E_a = \frac{k^2 y}{2} tg^2(45^\circ - \delta/2) - 2ch tg(45^\circ - \delta/2).$$



**Fig. 2.6 : Détermination des efforts de traction verticaux et de la torsion due au frottement dans les parois d'un puits (d'après Széchy).**

C'est en partant de cette relation et en se basant sur le programme de fonçage que l'on pourra déterminer la valeur extrême à considérer. Si celle-ci est inférieure aux chiffres précédents, c'est que dans les relations ci-dessus on a fait intervenir l'influence de la cohésion du sol.

Le calcul des moments de flexion dus aux déviations du manteau au cours du fonçage ne peut être effectuée, lui aussi, qu'avec certaines hypothèses arbitraires. Si la déviation totale est  $tg\alpha = \frac{1}{n}$ , dans le cas du manteau librement suspendu (effort de réaction sous le couteau = 0), le maximum de la composante horizontale provenant du poids propre  $G$  peut atteindre  $H = G/n$ . Si l'on admet que cet effort agit sur les surfaces du manteau suivant une répartition linéaire, proportionnelle à la rotation, on obtient un moment égal à

$$M = \frac{2}{3} Hh = \frac{2}{3} G \cdot h \cdot tg \cdot \alpha, \text{ sollicitation qui servira de base pour calcul des parois du puits (fig. 2.6/b)}$$

Pour des raisons pratiques on adopte en général des épaisseurs de paroi supérieures à celles déterminées d'après le calcul ci-dessus. Cette épaisseur  $n$ 'est en règle générale jamais inférieure à  $\frac{1}{12}$  du diamètre du puits ( $n \geq \frac{D}{12}$ ).

L'exécution des puits inclinés, en particulier ceux des mines, ne peut pas être

effectuée par les méthodes spéciales ci-dessus, soit fonçage ou bétonnage des parois par en dessous; on est donc obligé de revenir aux moyens de construction classiques. Suivant la nature et l'état du rocher, et selon l'inclinaison des puits, ceux-ci seront excavés avec avancement à front libre, au moyen d'une des méthodes d'excavation classiques, voire à l'aide de la méthode du bouclier. Si la pente est très forte, le revêtement peut être constitué par des anneaux verticaux décalés l'un par rapport à l'autre dans un plan vertical, en forme de marches d'escalier. Les voies de transport dans les puits inclinés doivent être munies de dispositifs de sécurité renforcés (wagonnets avec freins, dispositif de freinage sur la voie, poulies de support et de guidage des câbles, etc.) afin de prévenir les accidents causés par l'accrochage des wagonnets. Si un bouclier est utilisé, le puits sera de préférence construit de haut en bas, ce qui permet de compter sur le talus naturel du sol pour l'étaillage du front. Si la stabilité du terrain est suffisante, le bouclier incliné est abandonné, l'excavation se fait sans étaillage du front et les voussoirs sont mis en place à l'aide d'un érecteur spécial à axe incliné. Souvent le montage des voussoirs est exécuté non pas dans l'ordre habituel, c'est-à-dire de bas en haut, mais en sens contraire, si les éléments peuvent être bien appuyés contre le front.

C'est surtout dans l'excavation des puits d'accès à escalier mobile des métros implantés à grande profondeur que la méthode du bouclier est utilisée. L'étanchement des couches supérieures, incohérentes; du sol, qui contiennent très souvent de l'eau, peut se faire soit par la méthode pneumatique, soit au moyen de congélation du terrain, procédé utilisé lors de la construction du métro de Moscou [72]. Dans ce dernier cas, les puits de congélation, inclinés de 30° environ, doivent être exécutés avec un très grand soin et en veillant au strict maintien de leur direction, car ils peuvent atteindre de grandes longueurs.

Il faut remarquer, que l'expérience faite à la construction du Métro de Budapest avait montré, que la méthode la plus simple pour la construction de ces puits obliques était le fonçage d'un caisson en béton armé, avec escalier mobile incorporé pour l'accès [73].

$$E_{\alpha} = \frac{h^2 \gamma}{2} \operatorname{tg}^2(45^{\circ} - \varphi/2) - 2ch \operatorname{tg} 45^{\circ} - \varphi/2.$$

## 2.2 Galeries de liaison (Couloirs de ventilation)

La conception des galeries de liaison ne diffère en rien de celle des autres tunnels à section circulaire. Comme elles sont d'habitude assez courtes, l'installation d'un bouclier n'est généralement pas économique; c'est pourquoi elles sont construites par un des moyens d'excavation classiques ou par excavation sans étaillage du front d'attaque, avec éventuellement un soutènement métallique mobile ou un clouage de la calotte. La construction d'une galerie de ventilation à l'aide de la méthode allemande (stross) est représentée sur la figure 2.8.

Le point de départ des galeries de liaison des puits, ainsi que leur raccordement à l'aire souterraine, sont des endroits particulièrement délicats (fig.

2.7). Si le puits est construit au moyen de fonçage, la surface d'où partira la galerie latérale doit être munie d'avance d'un mur en briques ou en béton maigre, afin de faciliter sa démolition au début des travaux d'attaque. On peut aussi envisager d'y poser une porte blindée. Le départ du futur embranchement sera aménagé dès le début par une voûte portante ou autre structure résistante, enjambant l'ouverture. Le calcul exact de la voûte à trois dimensions est un problème assez difficile. <sup>[74]</sup> L'exécution elle-même demande un soin et des précautions particulières en raison du cône d'affaissement créé lors du fonçage du puits, qui offre aux eaux de surface une voie de pénétration par excellence. Par conséquent, si l'on ne prend pas les mesures qui s'imposent dès le début des opérations en ce qui concerne le soutènement du cône d'affaissement et le captage des eaux d'infiltration, on pourra s'attendre, lors du percement de la paroi du puits, à l'irruption de grandes quantités d'eau limoneuse et d'éboulis, ce qui peut être la cause d'accidents graves. <sup>[75]</sup> C'est la méthode pneumatique qui offre le maximum de sécurité contre les irruptions d'eau dans le souterrain, cependant que des injections du terrain, exécutées au travers de la paroi du puits permettent la consolidation préliminaire et efficace du sol. Si l'absence d'installation d'air comprimé interdit le recours à la méthode pneumatique, les injections doivent être effectuées de manière à assurer simultanément l'étanchement du terrain (cf. fig. 2.1/e et 2.7). Dès qu'un court tronçon de la galerie est terminé, on aura avantage d'y monter une cloison étanche munie d'un sas.

L'aménagement du point de jonction de la galerie à l'ouvrage principal (par exemple la chambre de travail du bouclier) doit débiter par l'exécution de la voûte portante, qui sera suivie par la construction des parois et des voûtes des galeries proprement dites.

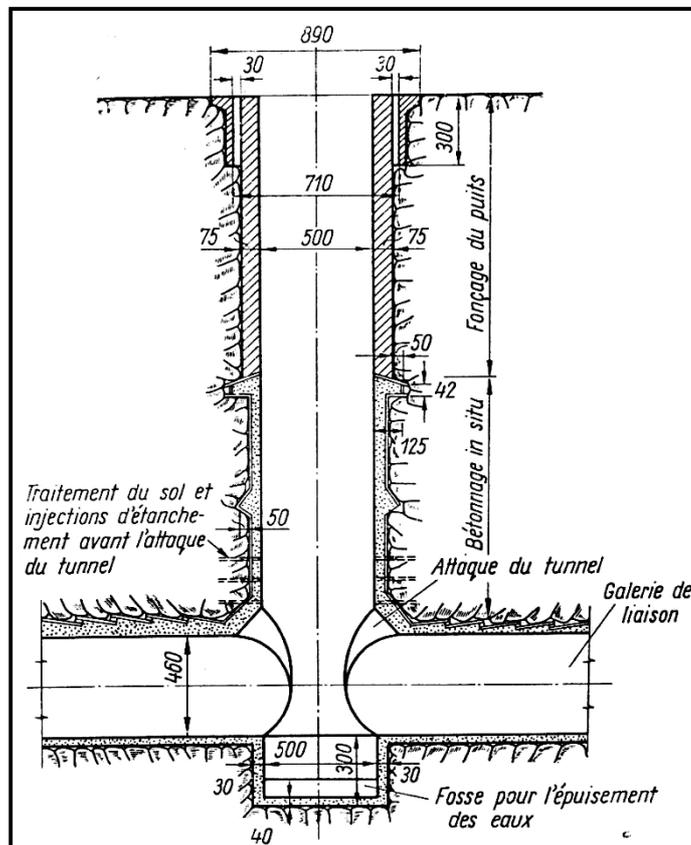
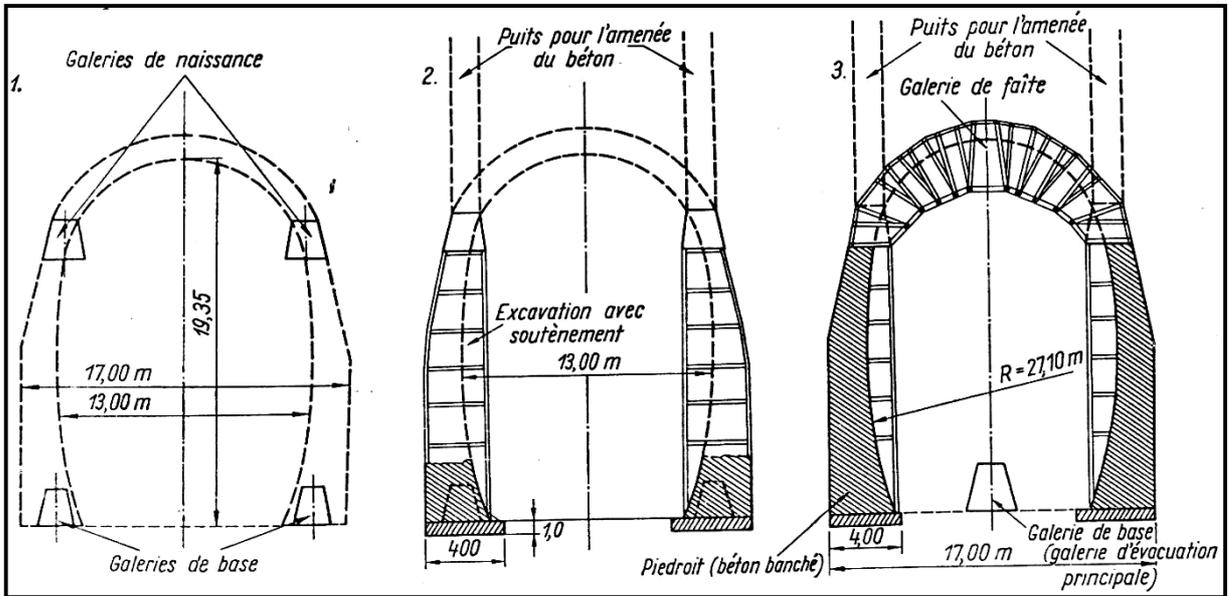


Fig. 2.7 : Attaque du tunnel avec galerie de liaison.

### 2.3 Souterrains de grandes dimensions (aires de montage et aires de travail des boucliers, salles pour transformateurs ou autres installations électriques, usines et centrales souterraines, etc.)

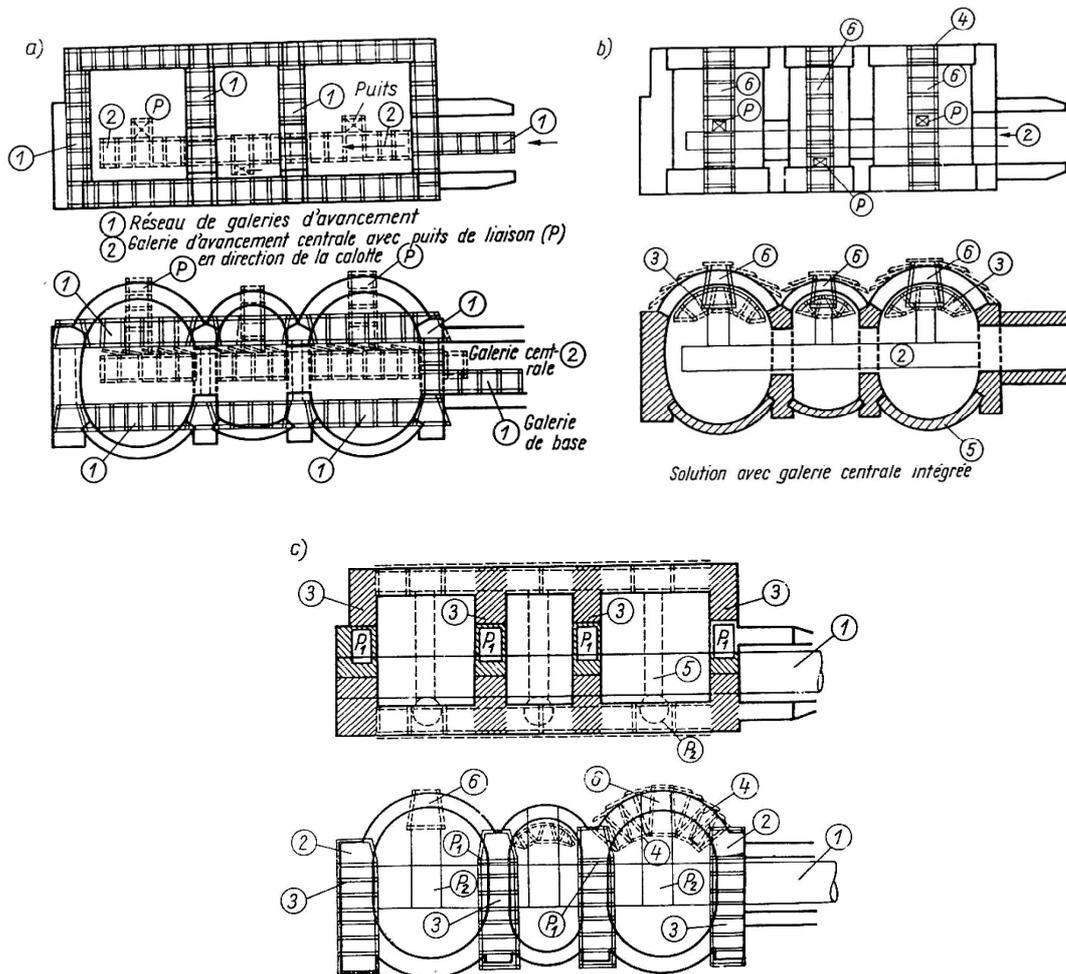
Les salles souterraines ne se distinguent des tunnels que dans leurs dimensions et leur destination et éventuellement en ce qui concerne l'importance des charges et le degré de sécurité à assurer (abris antiaériens). Du reste, les ouvrages souterrains abritant des usines ou des centrales aussi bien que ceux destinés au travail des boucliers sont très larges, ce qui entraîne presque automatiquement une grande hauteur si, par une forme appropriée (fer à cheval), on cherche à leur assurer un profil ayant des caractéristiques de résistance favorables. Etant donné que les espaces ainsi créés ne sont en général pas très longs, les frais relatifs à un bouclier ne peuvent pas être amortis, si bien que leur excavation se fait également par une méthode classique, front libre, éventuellement clouage. Du point de vue de la pression souterraine, la forme rectangulaire, carrée ou circulaire en plan présente des avantages certains.

P. MIKLÔS mentionne la construction d'un ouvrage souterrain de 13,0 m de large et de près de 20 m de haut, situé dans des calcaires <sup>[76]</sup> (fig. 2.8). Comme on le voit, on a tout d'abord exécuté les piédroits latéraux par l'intermédiaire de



**Fig. 2.8 : Travaux de dérochement d'un souterrain de grandes dimonssions par une methode classique.**

galeries de base excavées au niveau des naissances et au fond du souterrain (1). A partir des galeries des naissances, on a creusé des tranchées jusqu'au niveau du fond, et c'est dans ces tranchées que les piédroits ont ensuite été bétonnés par tronçons (2). Le béton a été transporté par des puits verticaux qui reliaient le lieu de travail à l'extérieur, tandis que l'évacuation des déblais a été effectuée par l'intermédiaire des trois galeries de base dont deux étaient situées dans le plan des deux piédroits et une dans l'axe de l'ouvrage. De cette manière les deux sortes de transport ont pu être organisées indépendamment l'une de l'autre et le bétonnage des deux galeries de base latérales n'a pas empêché la poursuite des opérations. Le bétonnage des piédroits jusqu'au niveau des naissances fut suivi par celui de la voûte (3). A cet effet, on a exécuté une galerie de faite de 6-7 m de long à partir de laquelle fut ensuite excavée toute la voûte située de part et d'autre de la galerie, puis on a exécuté la voûte en béton. Les déblais ont été descendus dans la galerie de base centrale par l'intermédiaire de puits créés à cette fin, cependant que l'on a continué à acheminer le béton par les puits supérieurs. Le stross fut enlevé après le durcissement complet du béton, les déblais étant toujours évacués par la galerie de base centrale et la galerie qui la reliait avec l'extérieur. Celle-ci, d'une longueur de 500 m, fut exécutée avant le début des travaux d'excavation du souterrain de même qu'une petite centrale électrique souterraine destinée à l'alimentation du chantier en courant électrique pour des besoin de l'éclairage, compresseurs et celui des divers engins de chantier.



**Fig. 2.9 : Exécution par des méthodes classiques d'une chambre pour l'assemblage d'un bouclier.**

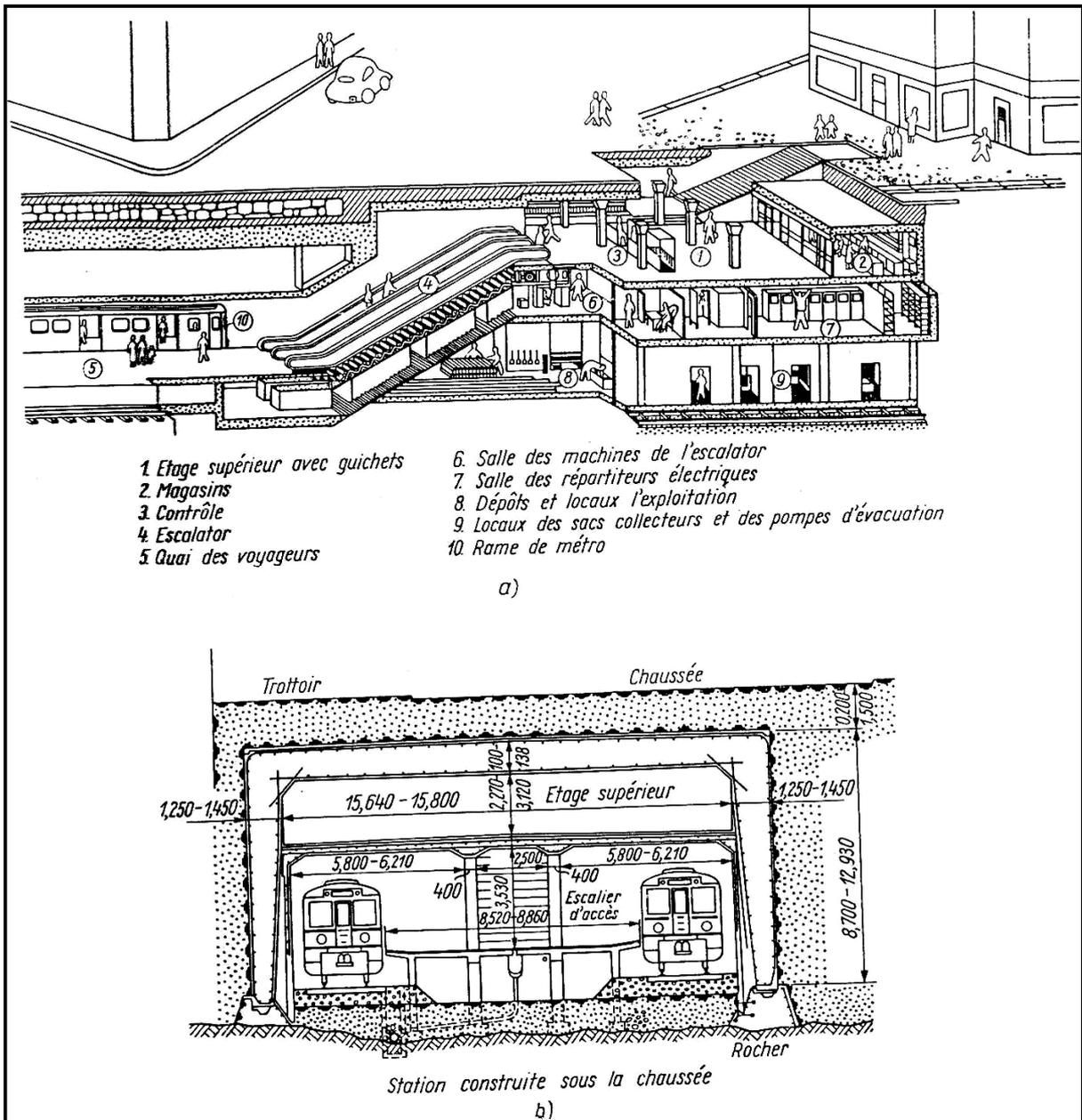
C'est avec des dimensions plus réduites, mais dans un terrain plus difficile, que furent construites les chambres de montage des boucliers du métro de Budapest. Il s'agit d'ouvrages souterrains représentés sur la figure (2.9 /a-c), constitués par trois galeries parallèles, les deux galeries latérales étant les aires de travail des boucliers, l'espace intermédiaire faisant office de chambre de transformateur. Leurs dimensions étaient respectivement de 10+6+10 m de largeur, 8-11,5 m de hauteur et 10 m de longueur. Ces galeries ont été exécutées comme l'ouvrage souterrain décrit plus haut en construisant tout d'abord les piédroits à partir d'un réseau de galeries entourant tout le souterrain au niveau des naissances et un autre au niveau du fond (1) (fig. 2.9a). Après avoir achevé le bétonnage, dans des tranchées, des murs frontaux et latéraux, jusqu'au niveau des naissances, on a creusé, un peu plus haut, une deuxième galerie centrale (2) d'où des puits verticaux (P) ont ouvert l'accès vers les sommets des voûtes; a suivi l'abattage du rocher à la calotte (3), travail effectué à partir de trois galeries de faite (6), le profil étant achevé par la mise en place du béton de voûte sur les murs en place (fig. 2.9b).

Toutefois, le double réseau de galeries de base et l'exécution de l'ouvrage en deux paliers distincts se sont avérés peu économiques, la réalisation assez lente; la résistance du stross en était fortement diminuée. C'est la raison pour laquelle le procédé d'exécution fut plus tard modifié, la nouvelle méthode pouvant être résumée comme suit (fig. 2.9c):

On a commencé par creuser une galerie de base revêtue d'un cuvelage composé de petits voussoirs (1) qui traversait les trois futures galeries. En partant de cette galerie, on a ensuite creusé des puits verticaux, ( $P_1$ ) qui étaient décalés vers l'axe central. Ces puits ont été percés dans le plan des murs de séparation, jusqu'au niveau des naissances, d'où partait le réseau de galeries entourant tout le souterrain à réaliser (2). On a ensuite procédé au bétonnage des murs intermédiaires et des murs latéraux (3) qui furent exécutés par tronçons dans des tranchées creusées en descendant à partir des naissances. Ce travail a été suivi avec un certain déphasage par l'exécution, à l'autre extrémité de la galerie de base, des puits verticaux ( $P_2$ ) montant jusqu'au niveau de la galerie de faîte (6), d'où fut poursuivi l'abattage de la calotte et la mise en place du béton des voûtes (4). Dans les deux cas, les radiers voûtés furent exécutés après l'excavation du stross. Cette dernière méthode a permis de diminuer de moitié le temps nécessaire à l'exécution<sup>[77]</sup>.

## **2.4 Stations de métro et usines souterraines**

Les stations de métro occupent elles aussi des espaces de dimensions importantes, très larges et très hautes. Les facteurs déterminant leur structure et leur forme sont principalement la profondeur à laquelle elles se trouvent sous la surface du sol, les propriétés du terrain, la méthode de construction, les dimensions dépendant plutôt des besoins du trafic. Du point de vue de structure souterraine et de méthode de construction adoptée, l'implantation de l'ouvrage en profondeur tient un rôle prépondérant, il existe en effet une différence de comportement mécanique, de forme et de dimensionnement entre les souterrains construits près de la surface et ceux implantés à de grandes profondeurs. En ce qui concerne le côté trafic et les dimensions à prévoir, le résultat dépend du choix de la disposition des quais (quais latéraux ou quai central). Toutefois, lors de l'étude du tracé et de l'établissement des principes généraux relatifs au trafic, ces deux questions auront déjà été débattues et se présenteront au projeteur comme un état de fait; d'autre part, une discussion à ce sujet dépasse le cadre de cet ouvrage. Limitons-nous ici à signaler que les stations implantées à proximité de la surface sont habituellement exécutées en tranchée ouverte, tandis que celles situées à grande profondeur sont construites au moyen d'une des méthodes d'excavation classiques (bouclier, excavation à front libre, etc.).

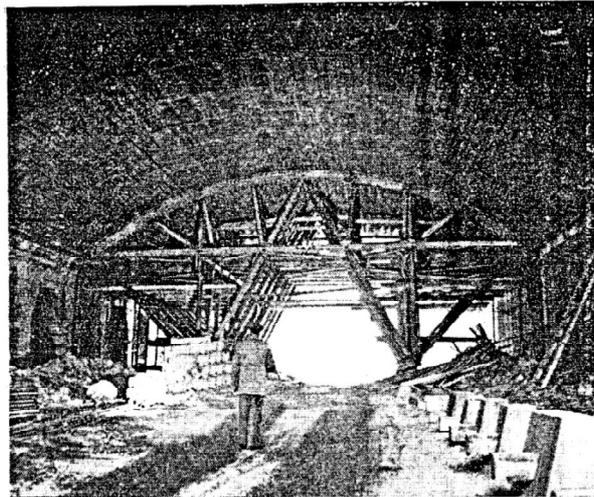


**Fig. 2.10 : Vue perspective (a) et coupe en travers (b) d'une station de métro implémenté à faible profondeur.**

#### 2.4.1 Station de métro construites à faible profondeur

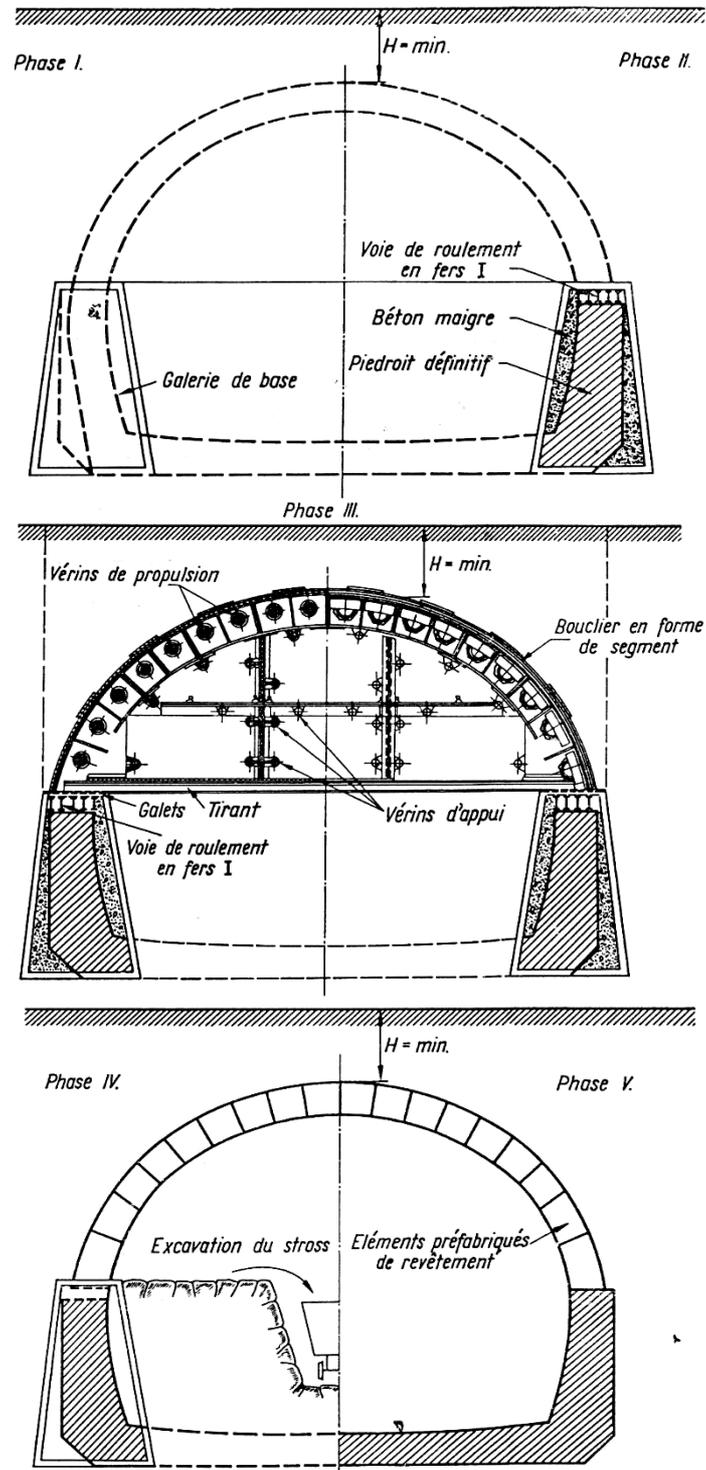
La figure (2.10 /a-b) représente la disposition générale et la structure d'une station de métro située à proximité de la surface. La construction figurée a été exécutée en tranchée ouverte. La description de l'exécution des travaux d'étayage de la tranchée ainsi que de ceux relatifs à l'épuisement des eaux appartient plutôt au domaine des travaux de fondation. Le but que nous avons recherché était de montrer les détails d'une station de ce genre, notamment en ce qui concerne la répartition des locaux et des aires de circulation, les installations et les divers équipements, dans le cas où le hall de réception, accessible par un escalier, se trouve lui aussi en souterrain. Une coupe en travers de la station est représentée sur la figure (2.10 /b).

Cependant, les propriétés particulières du terrain ou les conditions spéciales du trafic peuvent mettre dans l'obligation d'exécuter, à l'aide d'une méthode d'excavation de tunnel, même une station, implantée à proximité de la surface. C'est ainsi que certaines stations du métro de Stockholm, construites dans des granits, ont été excavées sans étayage du front d'avancement (fig. 2.11), tandis



**Fig. 2.11 : Vue intérieure de la station « Odenplan » (exécutée sans étayage à Stockholm).**

qu'à Paris et à Rome l'intense circulation urbaine a interdit d'emblée tout travail pouvant causer une perturbation dans le trafic. Comme ici le terrain est constitué par des sols de mauvaise tenue, et comme d'autre part les tassements superficiels devaient être évités au maximum, la solution suivante fut retenue. Par analogie avec la méthode allemande, on a tout d'abord monté, à partir de galeries de base et de galeries d'avancement supérieures, les murs latéraux. Ce travail fut suivi par l'exécution de la voûte, qui fut construite sous la protection d'un bouclier avancé en forme de segment qui s'appuyait sur les deux murs existants, ce qui, vu la hauteur de couverture réduite, offrait une bonne sécurité vis-à-vis des tassements excessifs (fig. 2.12 /a). A Lisbonne, où l'on disposait d'un sol argileux d'une meilleure tenue et d'une plus grande hauteur de recouvrement, la voûte a été construite par la méthode belge. Notons que dans les stations construites de cette manière, les quais sont généralement disposés latéralement, car la hauteur réduite admissible au-dessus des niveaux de circulation favorise la construction d'une voûte plate, en forme d'anse de panier (fig. 2.12 /b). Lors de la construction des stations de la nouvelle ligne de banlieue du métro de Moscou, on a eu recours à grande échelle à des éléments en béton armé préfabriqués (fig. 2.13). Avant de construire de nouveaux ensembles d'habitations, on pose d'abord les conduites des services publics et les installations de la ligne de métro correspondante, et ce n'est que par la suite que les immeubles sont construits. Cette conception crée des conditions idéales pour l'exécution des lignes de métro sous la surface du sol et pour l'emploi systématique d'éléments préfabriqués.



**Fig. 2.12/a : Les principales phases de l'exécution des tronçons de tunnel à faible profondeur du métro de Paris.**

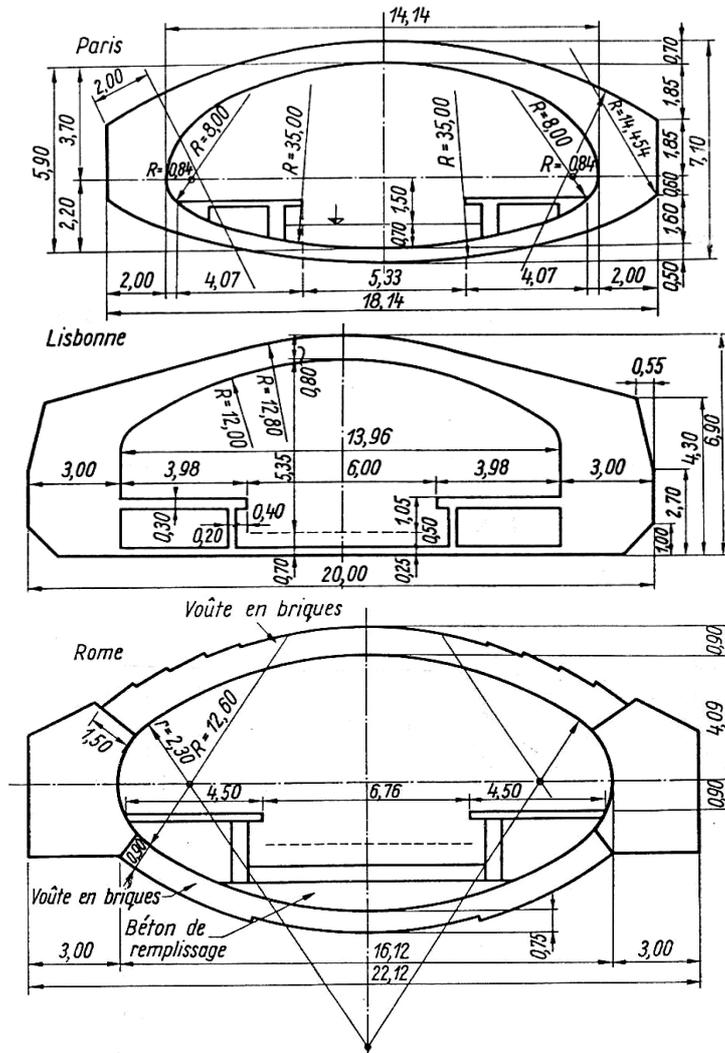


Fig. 2.12/b : Coupe en travers des stations à faible profondeur des métros de Paris, de Rome, et de Lisbonne.

*Tunnel à faible profondeur en éléments préfabriqués*

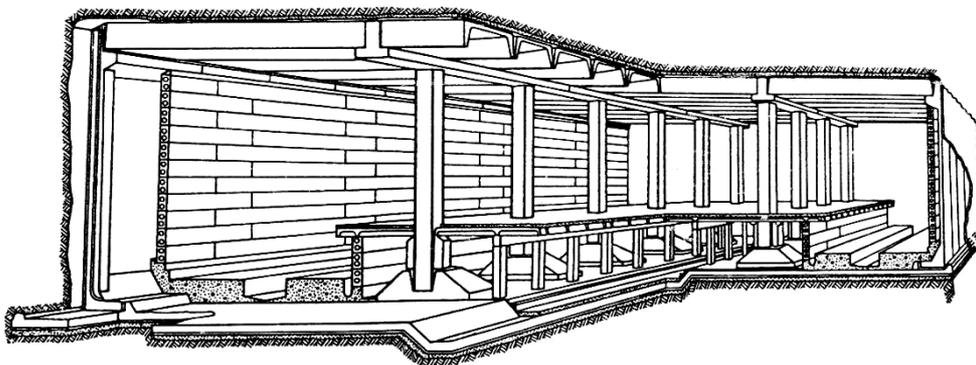
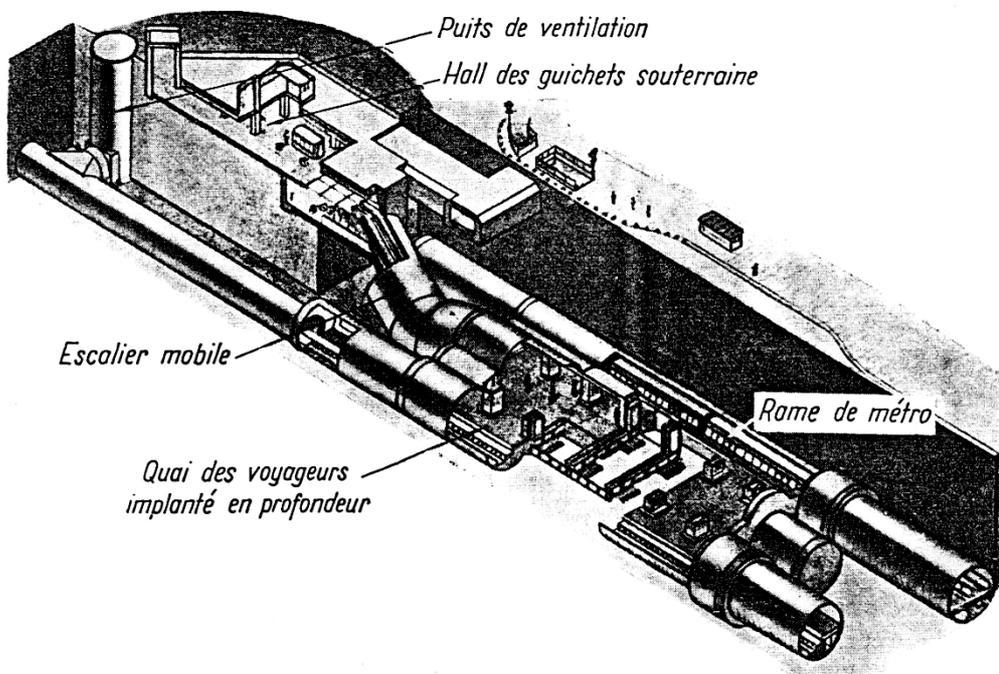


Fig. 2.13 : Station de métro à faible profondeur construite en éléments préfabriqués à Moscou.

## 2.4.2. Stations de métro construites en profondeur

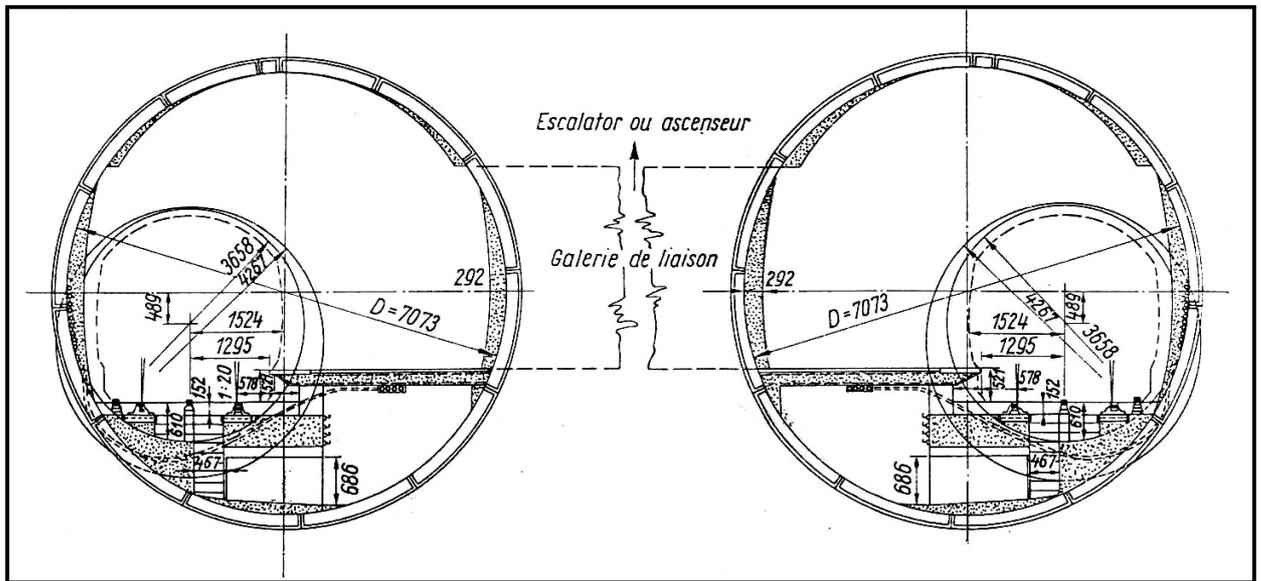
Les stations construites en profondeur sont partagées en deux. Le secteur supérieur est constitué par un hall d'entrée extérieur ou souterrain, abritant les guichets et les postes de contrôle des voyageurs. Il s'agit d'installations communes desservant tous les voyageurs arrivant par cette entrée et pouvant emprunter des trains de destinations diverses. Cette aire d'entrée est reliée par des escaliers mécaniques ou des ascenseurs conduisant directement et séparément l'un de l'autre au quai désiré, à la station proprement dite, implantée en profondeur, qui alors ne contient plus que les voies de circulation des trains, les quais et les couloirs d'accès aux escaliers (fig. 2.14). Dans ce qui suit, nous ne nous occuperons plus que de ces derniers, dont l'exécution se fait presque sans exception au moyen d'un bouclier, ce qui conduit à des profils résultant de la combinaison de sections circulaires.



**Fig. 2.14 : Disposition isométrique de la station « Gant Hill ».**

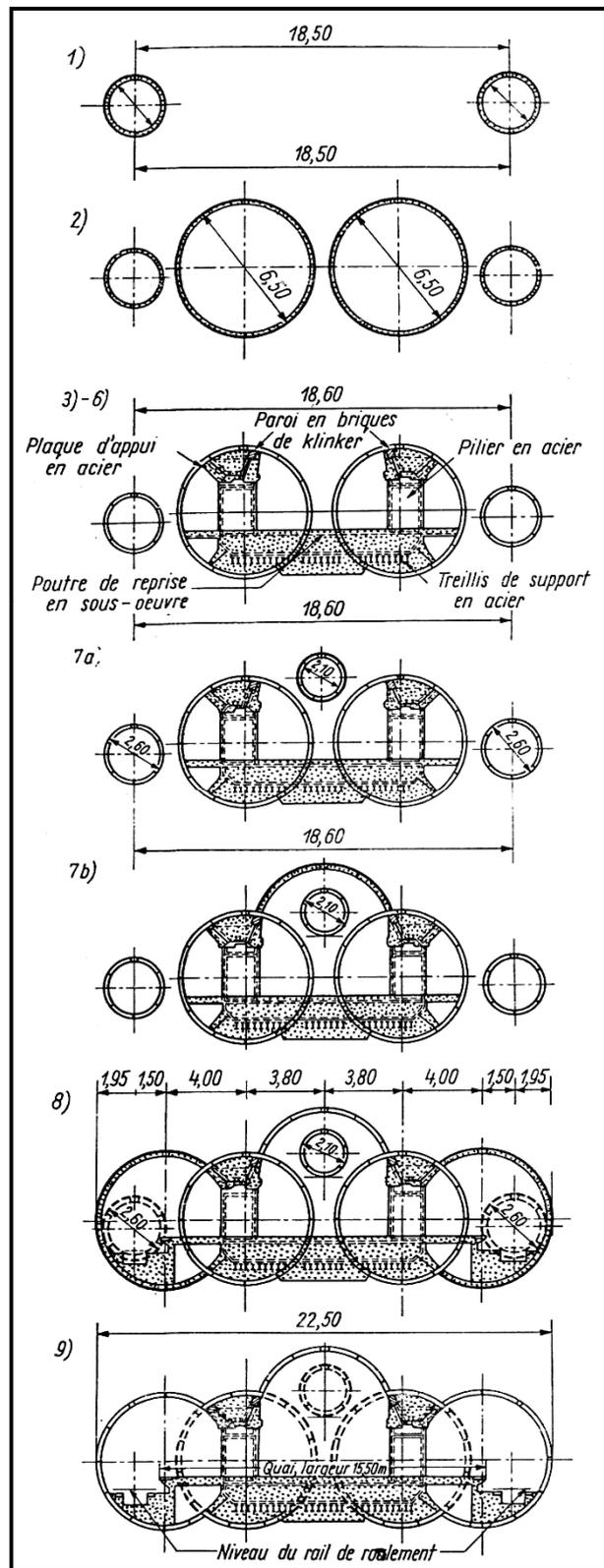
La plus simple est l'ancienne disposition généralement utilisée au métro de Londres, laquelle est formée par deux tunnels parallèles, de grands diamètres (fig. 2.15). Les tunnels de circulation se raccordent tangentiellement aux tunnels des stations de telle manière qu'à côté des trains, un espace suffisant reste à la disposition des voyageurs. Les tunnels séparés sont reliés à l'escalier ou à l'ascenseur central par deux ou trois galeries transversales. La station de Gants Hill, construite en 1950 dans le cadre des travaux d'extension, est le résultat de la combinaison de plusieurs tuyaux circulaires, système mis en œuvre pour mieux utiliser l'espace et afin d'assurer une meilleure ventilation. Les différentes phases de l'exécution sont représentées sur la figure (2.16). On voit que la réalisation de l'ensemble du complexe a nécessité l'emploi de trois petits boucliers auxiliaires, de quatre grands boucliers pour les stations et d'un demi-bouclier en forme de segment, ce qui a notablement

compliqué et prolongé la construction. La largeur totale de la station est de 22,5 m. En raison de son coût élevé et de la lenteur des travaux, on a renoncé par la suite à construire d'autres stations à l'aide de cette même méthode et on a adopté le système des deux tubes séparées, représenté sur la figure (2.15), dont l'exécution s'est révélée bien plus simple et plus économique.



**Fig. 2.15 : Schéma d'une station à deux tuyaux (Londres).**

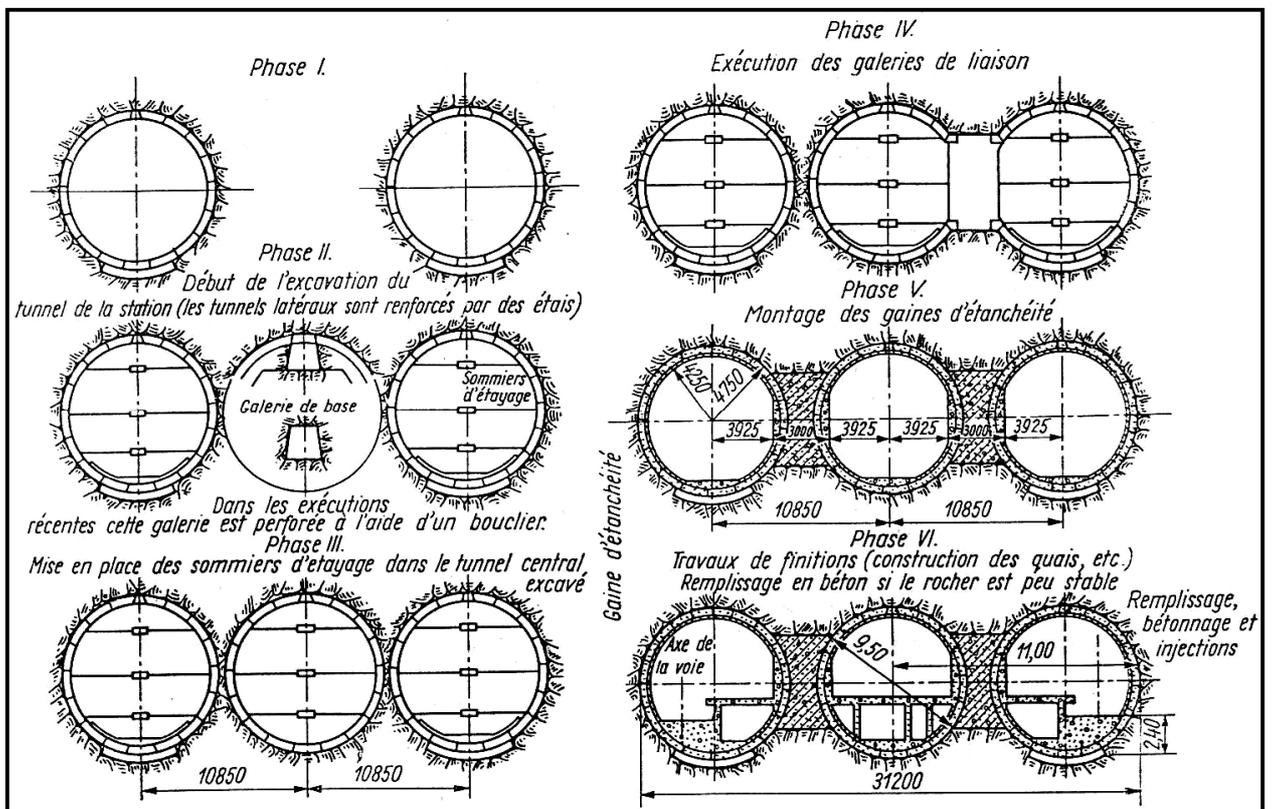
Des progrès importants ont été effectués en U.R.S.S. dans le domaine de l'exécution des stations de métro construites à grandes profondeurs. Dès le début, les constructeurs se sont efforcés de réaliser des stations avec de larges espaces contigus, bien aérés. La première réalisation s'inspirant de ce principe est la disposition à trois tubes du métro de Moscou, dont le profil en travers et le schéma d'exécution sont visibles sur la figure (2.17 /a), la dispositions générale étant représentée sur la maquette de la figure (2.17 /b). Comme on le voit, les deux tubes latéraux construites à l'aide d'un bouclier de 9,50 m (plus tard 8,50 m) de diamètre comportent des équipements divers ainsi que les quais, tandis que le tube central est réservé à l'accès aux escaliers mécaniques et à l'aire de circulation des voyageurs. Le tube central longe la station sur la moitié de sa longueur et les liaisons spacieuses aménagées en remplacement des couloirs produisent un effet d'unité avec les quais dans les tubes latéraux.



**Fig. 2.16 : Etapes de construction de la station de Gants Hill (Londres).**

L'exécution du tube central avait entraîné une accumulation de contraintes dans les deux tubes latéraux terminés, si bien que pour parer à des conséquences plus graves et pour prévenir l'aplatissement des tubes latéraux on a été contraint de

mettre en place un certain nombre des tirants horizontaux (voir fig. 2.17 /a). (A Budapest les voûtes des tunnels latéraux furent étayées dans quelques cas à l'aide d'appuis provisoires verticaux construites des voussoirs en fonte.) Le tunnel central fut d'abord construit par une méthode d'excavation classique, à l'aide d'une galerie de base et d'une galerie de faite, et ce n'est que par la suite qu'on a introduit un troisième bouclier, de diamètre correspondant. En vue des liaisons entre les tubes, le cuvelage a été muni, aux endroits désirés, de voussoirs spéciaux en fonte, conçus de manière à assurer le raccordement et la stabilité de l'ouvrage lors de l'exécution des liaisons (fig. 2.18). Ces stations ont une largeur de 31,20 m due partiellement au gabarit du métro de Moscou, supérieur à celui de Londres.



**Fig. 2.17/a : Schéma de construction d'une station à trois tuyaux du métro de Moscou.**

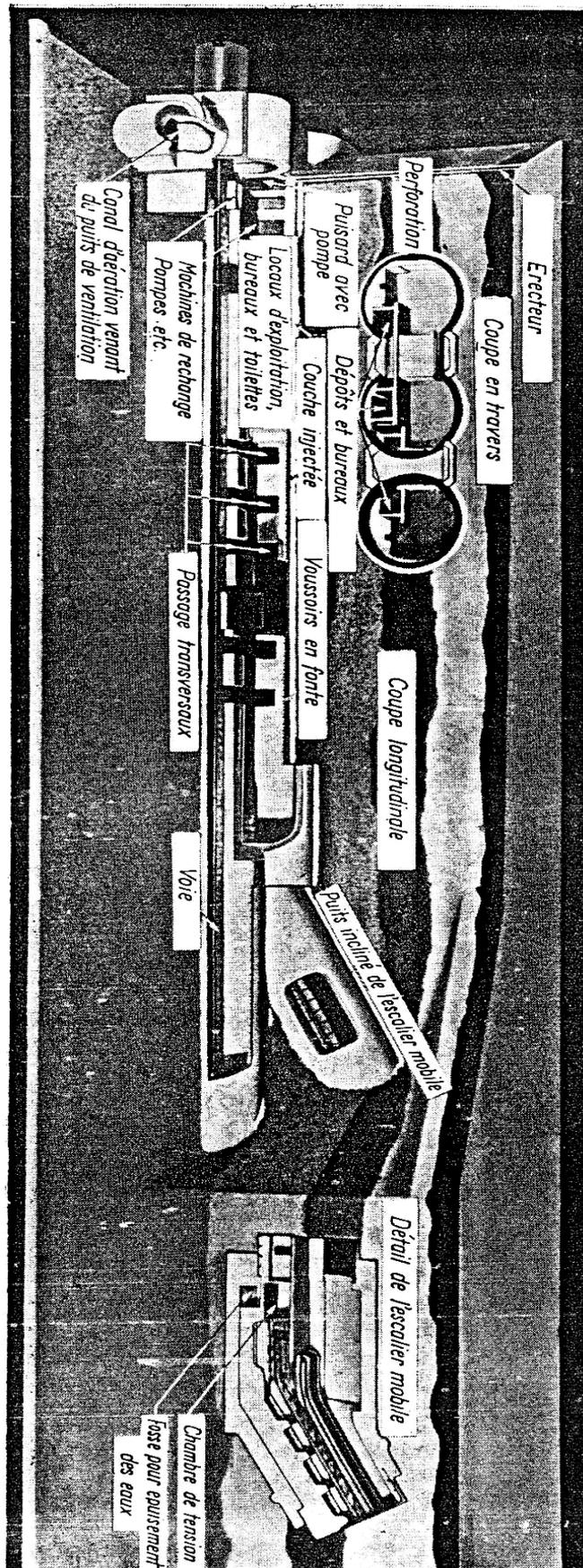
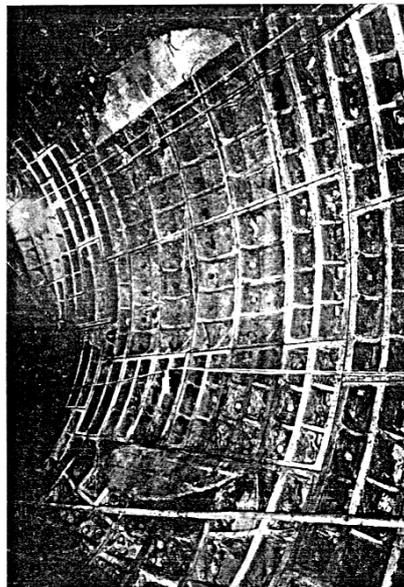


Fig 2.17/b : Maquette montrant la disposition générale d'une station à trois tuyaux (Moscou).

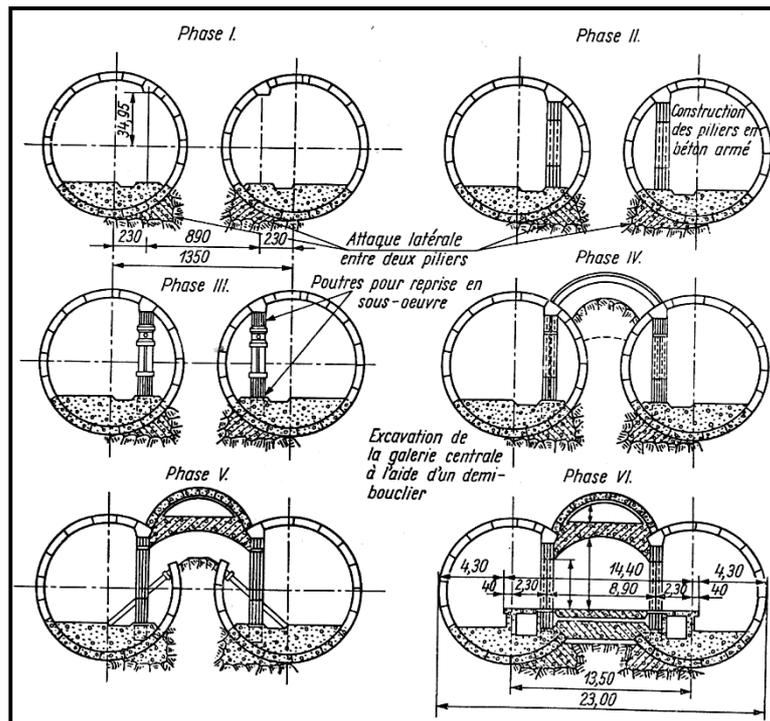
Comme les difficultés et le coût de l'exécution augmentent à peu près avec le carré de la largeur d'une station, et que la pression souterraine croît elle aussi dans une forte proportion, on a cherché par la suite à diminuer autant que possible la largeur totale d'une station. Au métro de Moscou, c'est tout d'abord les stations à colonnes, du type Mcrjakovskij, qui furent adoptées, dont les diverses phases d'exécution sont représentées sur la figure (2.19). Comme on le voit, les travaux commencent par le percement, à une distance appropriée, de deux tunnels parallèles, de grand diamètre, à l'intérieur desquels, longeant un des bords des futurs quais, une série de colonnes supportant des sommiers est posée avant la poursuite de l'excavation. Ce travail achevé, on entreprend à l'aide d'un demi-bouclier, en forme de segment, le percement d'une troisième galerie de même forme, chevauchant le noyau de terrain laissé intact entre les deux premières excavations. La voûte exécutée à l'abri de ce bouclier s'appuie sur les deux sommiers qui coiffent les colonnes ci-dessus. Après l'achèvement de cette voûte, l'excavation simultanée de la galerie centrale et de l'espace des quais fut rendue possible sans entrave. De cette manière, on a pu ramener la largeur totale de la station à 23,0 m, tout en ayant maintenu l'unité de l'espace réservé à la station.



**Fig. 2.18 : Fermeture du cuvelage à l'aide de voussoirs spéciaux à la pie droit d'une galerie de liaison.**

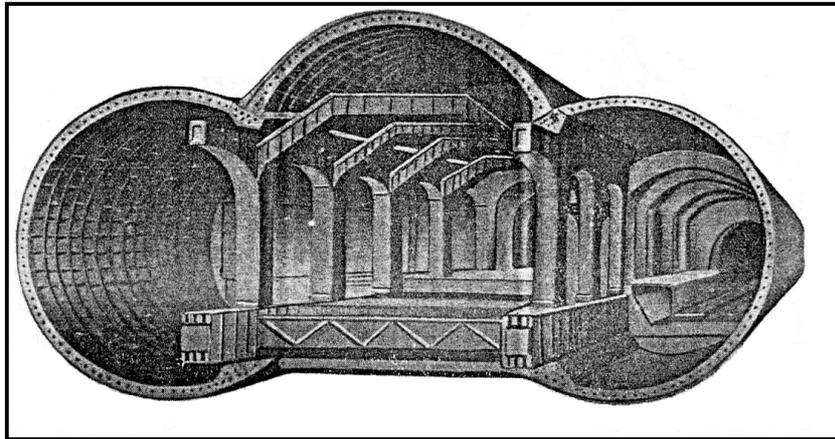
Cette méthode a encore dû être améliorée en raison des difficultés et des défauts de précision dans l'utilisation des demi-boucliers en forme de segment. Le manque de locaux, dépôts de matériel d'entretien des voies et des tunnels, bureaux et autres qui, dans la solution à trois tuyaux, étaient logés sous le quai central, (fig. 2.17 /a-b), représentait un autre inconvénient. Ces inconvénients ont en grande partie pu être supprimés dans la nouvelle conception des stations à colonnes, réalisée à la station ARBAT <sup>[178]</sup>. La figure (2.20) montre que cette disposition se

rapproche sur plus d'un point du principe et de la structure de la station à colonnes du système précédent. Comme précédemment, l'exécution débute par le percement à l'aide de boucliers, des deux galeries latérales et par le montage des colonnes. Cependant les ouvertures sont coiffées, non pas par des poutres continues en acier, mais par des voûtes plates constituées par des



**Fig. 2.19 : Etapes de construction d'une station à colonnes type « Maiakovsky » (Moscou)**

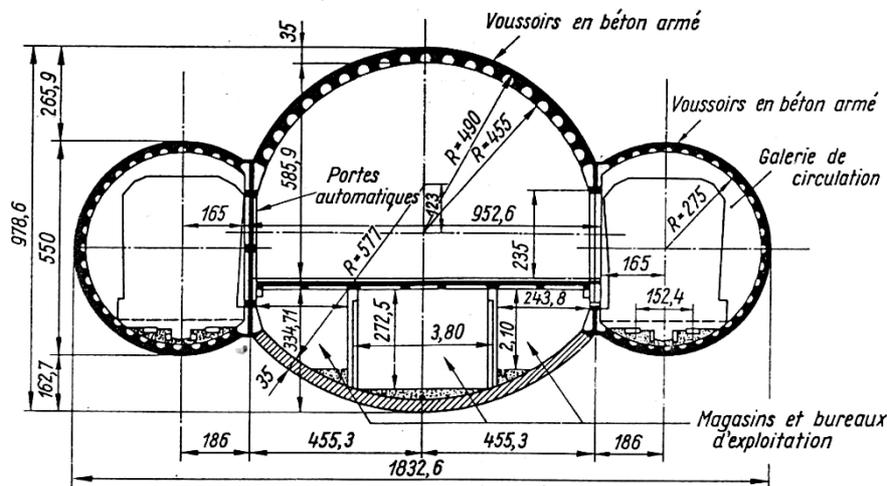
voussoirs en fonte. En outre, au début, on a posé dans les deux galeries latérales, au niveau des naissances et dans le plan des colonnes, une série d'étauçons horizontaux, dont le rôle était d'équilibrer la poussée horizontale transmise par la voûte centrale. (Par la suite ces étauçons furent supprimés; un choix judicieux du rapport entre les voûtes a permis de trouver l'équilibre cherché entre les efforts de réaction horizontaux des voûtes voisines.) C'est ensuite, seulement, qu'on a construit la voûte centrale, avec une courbure plus forte, se rapprochant du demi-cercle. L'excavation fut effectuée à front libre, sans bouclier, le soutènement était constitué par des voussoirs en fonte, mis en place à l'aide d'un érecteur. Suivait l'enlèvement des éléments devenus superflus, des tuyaux latéraux, puis la mise en place du plancher inférieur raccordé aux voussoirs des tuyaux latéraux et posé sur une couche isolante. Bien que la largeur de la station soit quelque peu supérieure à la précédente (24,68 m) sa conception et son exécution sont passablement plus simples, l'étanchement réalisé à l'aide d'éléments spéciaux se raccordant aux voussoirs des voûtes intermédiaires est mieux conçu, et enfin de la place est disponible sous les quais en vue d'y installer les locaux d'entretien et d'exploitation.



**Fig. 2.20 : Vue isométrique de la station Arbat.**

Les constructeurs du métro de Leningrad ont suivi une voie quelque peu différente sur le plan de la disposition générale des stations par rapport à la conception à trois tuyaux. Ils sont ainsi arrivés à mettre au point un type de station de largeur encore plus petite. Le premier modèle a été le système de station à colonnes de Kirov, où les différentes phases d'exécution se sont succédé dans l'ordre inverse de celui du métro de Moscou<sup>[79]</sup>.

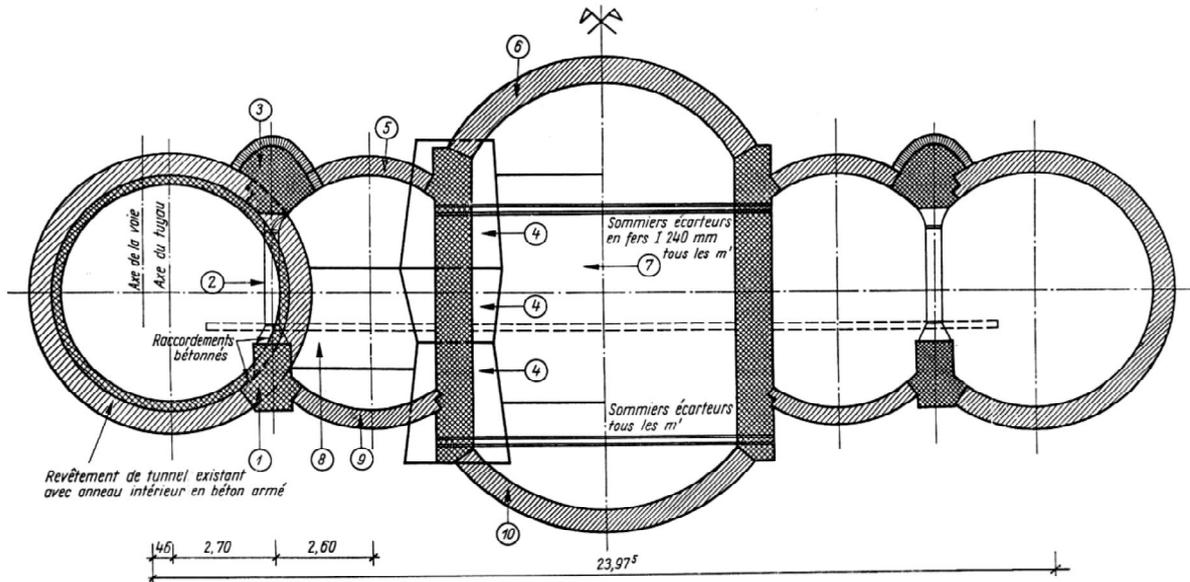
La construction des stations d'un modèle plus récent du métro de Leningrad débute, elle aussi, par le percement à l'aide de boucliers, de deux galeries latérales où sont posés, au niveau des naissances, les voussoirs spéciaux; puis on exécute les sommiers longitudinaux et les colonnes (fig. 2.21). Cependant, les galeries latérales sont construites avec le diamètre courant des tunnels et non pas au grand diamètre habituel des stations (5,50 au lieu de 8,50 m). Dans ce cas aussi, la voûte centrale au rayon de 4,90 m est exécutée au moyen d'un demi-bouclier en forme de segment qui s'appuie, tout comme la voûte elle-même, sur une série de voussoirs spéciaux et sur les sommiers longitudinaux, eux-mêmes portés par les colonnes. Cette voûte sert de protection au travail d'excavation de la partie non encore enlevée des profils des galeries latérales; puis on bétonne le fond armé de la zone centrale en y aménageant les locaux destinés à des dépôts et à des bureaux.



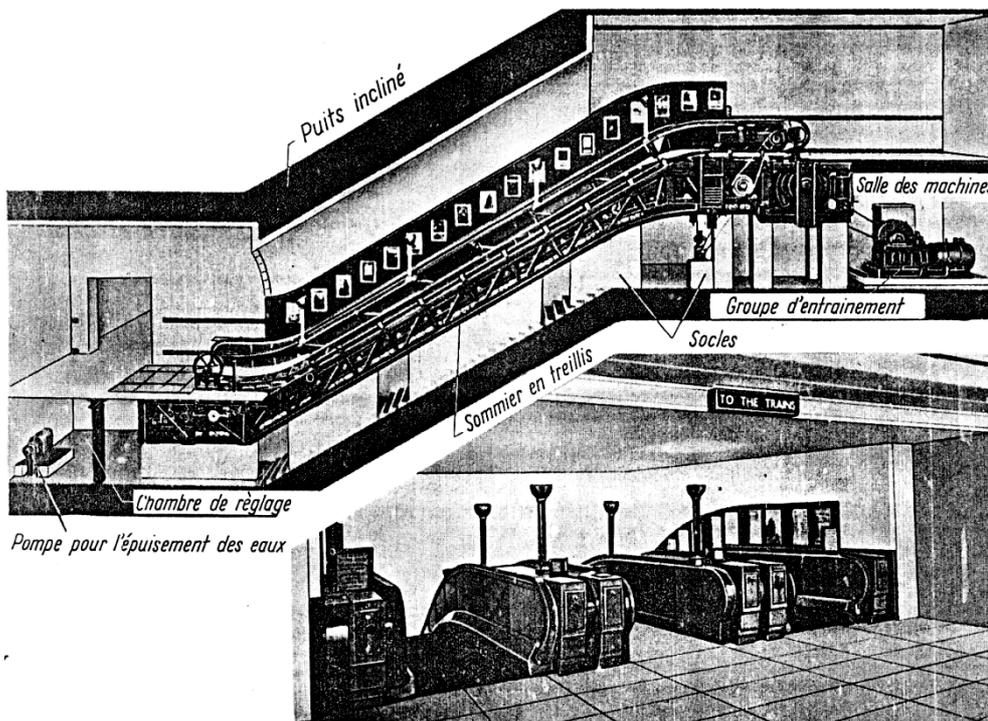
**Fig. 2.21 : Coupe en travers d'une station d'un type nouveau (Leningrad).**

Les stations souterraines du métro de Budapest furent tout d'abord construites d'après le système à trois tuyaux (cf. fig. 2.17), mais avec un diamètre de 8,50 m, au lieu de 9,50 m, et avec une largeur totale de 28,20 m. Une nouvelle disposition à cinq tuyaux a été mise au point récemment (fig. 2.22), dont l'exécution est subordonnée au percement préliminaire des deux galeries latérales (diamètre 5,5 m). La numérotation de la figure indique l'ordre des phases successives de l'exécution, qui sont les suivantes:

1. Excavation d'une série de niches latérales longeant le tunnel existant, revêtu d'un cuvelage en fonte ou en béton. Les niches sont excavées tous les 4 m à la hauteur d'un sommier de pied bétonné, suivi du bétonnage de l'espace entre le cuvelage et le sommier.
2. On pose sur le sommier, tous les 4 m, une série de piliers en acier, en créant auparavant les évidements nécessaires dans le revêtement.
3. Exécution au-dessus des piliers, au moyen d'une des méthodes d'excavation classiques, d'une galerie coiffée d'une voûte en briques, à l'intérieur de laquelle on bétonne une poutre longitudinale.
4. Excavation de galeries de base et de galeries de faîte en vue de l'exécution des parois latérales, et bétonnage de ces dernières par tronçons successifs, tous les 4 m.
5. Excavation et revêtement des voûtes des galeries des quais raccordées aux tunnels de circulation, selon la méthode belge ou la méthode Kunz.
6. Excavation et revêtement de la voûte de la galerie de circulation centrale, selon la méthode belge ou la méthode Kunz également.
7. Excavation du stross de la galerie central.
8. Excavation du stross des galeries intermédiaires.
- 9- 10. Excavation et bétonnage des radiers des galeries intermédiaires et de la galerie centrale, et exécution du quai sur toute sa largeur.



**Fig 2.22 : Station à cinq tuyaux d'un type nouveau du métro de Budapest (brevet de Budapest et Enyedi).**



**Fig. 2.23 : Modèle d'un escalier d'accès mécanique (coupe en long) et vue du palier supérieur.**

Les travaux ci-dessus furent exécutés dans une aire de travail sous pression dans des argiles schisteuses. Le principe de cette méthode se rapproche de celui retenu pour la construction de la station Gants Hill (voir fig. 2.16), cependant toutes les galeries auxiliaires furent exécutées, non pas à l'aide de boucliers, mais selon des méthodes d'excavation classiques.

En plus des locaux d'exploitation mentionnés, il faut prévoir au niveau des quais des emplacements destinés au contrôle du trafic, des locaux pour des toilettes, une galerie de ventilation; le local des pompes d'aération et le puits d'aération, ainsi que les fosses septiques et les pompes d'évacuation des boues trouveront leur place également au sous-sol. (Les conduites servant au refoulement des boues vers l'extérieur seront installées de préférence dans un forage tubé). En outre, plusieurs stations sont équipées d'un poste de transformation du courant électrique, de groupes de secours, d'une centrale de ventilation, etc. qui peuvent aussi être groupés dans un souterrain adjacent. Mentionnons encore l'équipement sanitaire et les locaux servant au personnel au repos. L'alimentation en eau et le réseau de canalisations de ces locaux doivent faire partie d'un système centralisé (voir fig. 2.17/b). Comme dans ce genre de station, l'espace très réduit entre les voitures et les rangées de colonnes interdit toute circulation de personnes, les rames doivent s'arrêter automatiquement de telle façon que les portes, automatiques elles aussi, se trouvent toujours entre deux colonnes voisines.

Les figures (2.14 et 2.17 /b) montrent les galeries inclinées des escaliers mécaniques, tandis que la figure (2.23) représente la structure d'un escalier mécanique. On voit que l'escalier monté sur une chaîne sans fin est supporté dans sa position inclinée par une poutre métallique en treillis et actionné par les moteurs installés dans le local des machines en haut tandis qu'au bas de l'escalier on trouve la chambre du poids tendeur.

# Chapitre III

## Description de l'état du tracé du tunnel de métro d'Alger

### 3.1 GEOLOGIE ET HYDROGEOLOGIE REGIONALES

#### 3.1.1 Etude géomorphologique de la région d'Alger

La région d'Alger est constituée de plusieurs ensembles géomorphologiques (Fig. 3.1):

- le massif et le Sahel d'Alger;
- la plaine de la Mitidja;
- l'Atlas Blidéen.

##### 3.1.1.1 Le massif et le Sahel d'Alger

###### a) Le massif d'Alger

Orienté Est-Ouest, il s'étend sur une longueur de 20 Km et de 6 Km de large. Boisé et recoupé par un réseau de talwegs profonds, sa topographie est très accidentée et son sommet culmine à 407 m.

###### b) Le Sahel d'Alger

Il forme une structure anticlinale asymétrique orientée Est-Ouest. Il englobe tous les petits reliefs qui s'étendent entre le massif de Bouzaréah au Nord et les rives gauches de l'oued El-Harrach au Sud et au Sud – Est.

Il y est reconnu trois parties principales :

- le Sahel d'Alger, essentiellement marneux d'âge Plaisancien. Sa topographie mamelonnée est traversée par un réseau hydrographique peu dense, typique des terrains très peu perméables.
- le plateau mollassique d'Alger sur lequel est construit les quartiers d'El-Biar, Ben Aknoun et place du 1<sup>er</sup> Mai. Ce massif est limité par les falaises d'El Hamma et de Télémy et celle de Hydra et de Bir-Mourad- Rais.
- le piémont sud du Sahel formé de dépôts argilo- caillouteux du comblement de la Mitidja.

##### 3.1.1.2 La plaine de la Mitidja

Elle forme une cuvette subsidente, synclinale orientée ENE – OSO. C'est une zone intermédiaire entre le Sahel et l'Atlas blidéen, dans laquelle s'étendent de grands marécages.

### 3.1.1.3 L'Atlas blidéen

Il constitue le relief méridional de la région, il est représenté par une succession de massifs montagneux, dont l'altitude maximale est de 1629 m, au pic de Sidi Abdelkader.

A ces ensembles géologiques s'ajoutent au Nord-Est du Sahel la plaine et à l'Ouest, le cordon littoral dunaire, comme c'est illustré sur la figure 3.1, qui montre les grands ensembles géomorphologiques.

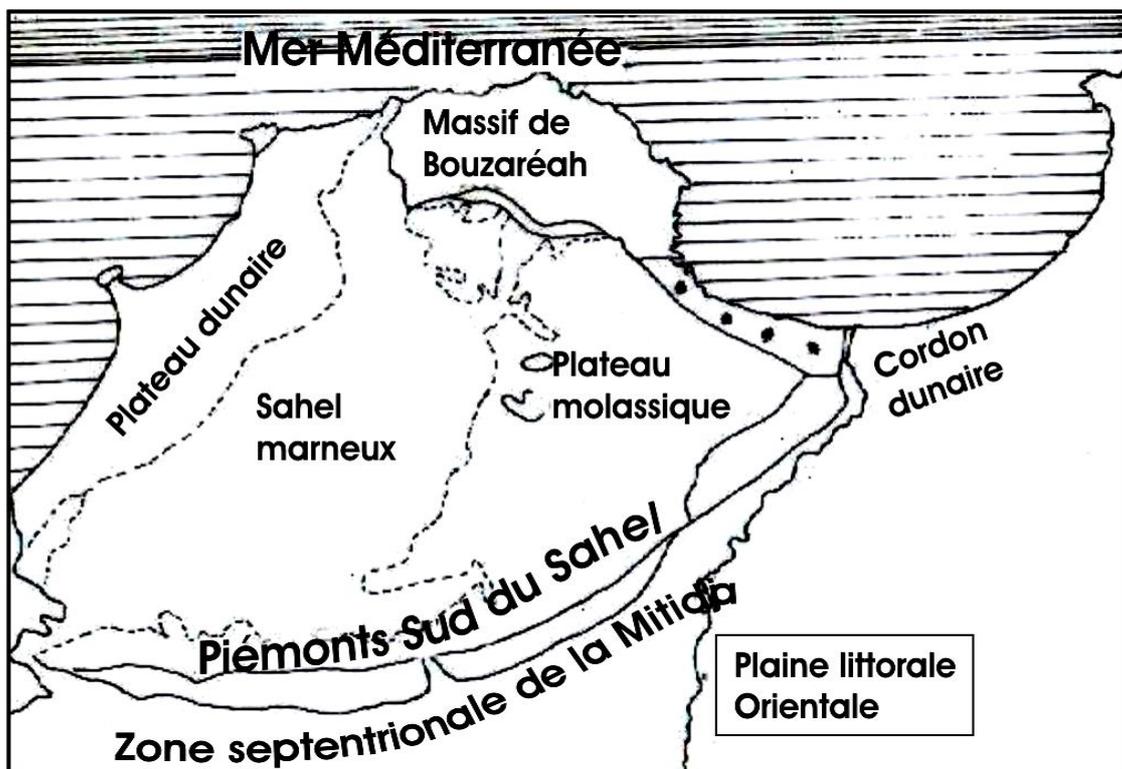


Fig. 3.1 : Grands ensembles géomorphologiques de la région d'Alger.

(D'après Ben Allal, 1988)

### **3.1.2 Géologie régionale**

Le contexte géologique de la région d'Alger est très complexe, du fait qu'il existe un passage brusque des terrains métamorphiques anciens d'âge primaire vers des terrains sédimentaires d'âge tertiaire (Ben Allal et Ourabia, 1988).

#### **3.1.2.1 La lithologie**

##### **a) Le socle cristallophyllien**

Il est représenté par les roches métamorphiques du massif d'Alger, qui affleurent depuis Baïnem jusqu'à l'Agha, ainsi que trois pointements isolés par le Néogène, à l'Ouest, au niveau de Ain- Benian et de Sidi Fredj et à l'Est près de Tamentfoust.

Rapporté au Primaire par certains auteurs, il ne présente aucun élément qui permet de situer la sédimentation de ces faciès à cette ère. Cependant, l'âge du métamorphisme est très controversé. Il est antécambrien pour les uns (Bossière, 1980 et Durand Delga, Bouillin et al, 1984), hercynien voir même alpin pour d'autres (Saad Allah, Mahdjoub, Caby, Monier et al, 1988).

D'après A. Saad Allah (1981), les terrains anciens sont très tectonisés, constitués de roches cristallophylliennes qui sont essentiellement formées de gneiss, de schistes, de micaschistes et de marbres.

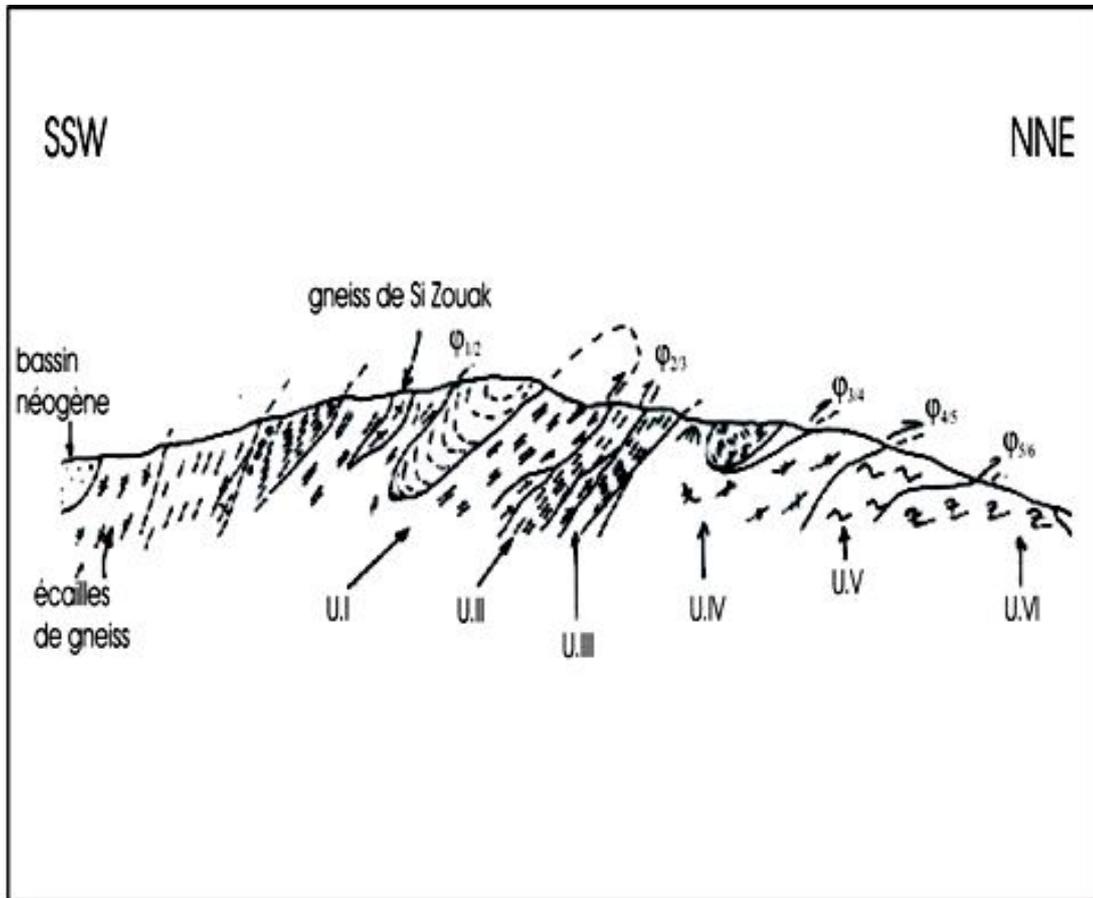
La coupe lithologique du massif d'Alger, élaborée par de Saad Allah (1981), est donnée sur la figure 3.2, montre clairement, la présence de nombreuses fractures.

##### **b) Le Secondaire**

Les terrains secondaires sont absents dans tout l'Algérois.

##### **c) Le Tertiaire**

D'après plusieurs études (Aymé, 1965 et Ben Allal, Ourabia 1988), il a été observé une lacune stratigraphique qui est de l'Eocène et l'Oligocène. Le Tertiaire est alors représenté par les formations post-nappe du Mio-Pliocène, qui recouvrent, en discordance, les faciès métamorphiques.



**Fig.3.2 : Coupe composite du massif d'Alger.**

**(D'après Saad Allah, 1981)**

### **c.1) Le Miocène**

Discordant sur le socle métamorphique, il est représenté par des grès littoraux, reposant sur un banc de conglomérat de base, d'une épaisseur allant de 0,5 à 6 m. Ce dernier est constitué d'éléments détritiques, provenant de l'érosion du massif d'Alger.

Il affleure au niveau du ravin du climat de France, de Télemly et au niveau de Frai Vallon.

### **c.2) Le Pliocène**

Il est représenté par deux étages, à savoir : le Plaisancien et l'Astien.

- **Le Plaisancien**

Au début du Pliocène, la mer occupait toute la région. Ce fossé de sédimentation reçoit alors tous les dépôts argileux, qui auraient constitué, plus tard, la formation que l'on appelle les marnes bleues, d'épaisseur moyenne de 200 m. Cette formation repose, en discordance, sur les grès et les marnes du Miocène.

Dans la plaine d'El Hamma, le Plaisancien est recouvert par des dépôts récents. Celui-ci forme le substratum du bassin subsident de la Mitidja.

En surface, les marnes présentent des altérations observées sur les affleurements des hauteurs d'Alger, tandis qu'en profondeur les marnes sont compactes et présentent parfois des cassures conchoïdales.

- **l'Astien**

La transition du Plaisancien vers l'Astien est marquée par le dépôt d'un niveau glauconieux vert. Ce niveau glauconieux est de nature argilo-sableuse de 0,1 à 5 m d'épaisseur, renfermant de nombreux grains de glocaunie verdâtre et de macro-fossiles telles que les Terebratula, Ampula.

L'Astien, faciès mollassique ; d'épaisseur 100 à 150 m, est caractérisé par la succession lithologique suivante :

- faciès marno-sableux;
- faciès calacaréo-gréseux;
- faciès gréseux et sableux.

#### **d) Le Quaternaire**

Dans la région d'Alger, le Quaternaire est représenté par des terrains gréseux formés de sables, d'alluvions, d'éboulis, de limons et des argiles vaseuses du Villafranchien.

Son épaisseur peut atteindre 30m. On distingue essentiellement le Pléistocène inférieur et le Pléistocène supérieur.

- **Le Pléistocène inférieur (Calabrien - Villafranchien)**

Il est constitué de dépôts continentaux détritiques, représentés par des sables rouges de Villafranchien, constituant les terrasses, qui peuvent atteindre jusqu'à 5 m d'épaisseur. On rencontre aussi la formation de marnes et cailloutis du comblement de la Mitidja, qui affleure dans le piémont sud du Sahel.

Au niveau de la Mitidja, il résulte de l'érosion de l'Atlas tellien et de l'accumulation de produits générés au cours de cette érosion.

- **Le Pléistocène supérieur**

Il est réparti sur le littoral Algérois, dans le Sahel sous forme de terrasses étagées.

#### **3.1.2.2 Tectonique de la région d'Alger**

La reconstitution de l'histoire tectonique de la région d'Alger sera basée sur les travaux de plusieurs auteurs dont :

- Glangeaud (1932,1952) ;
- Aymé (1965) ;
- Saad Allah (1981) et Mahdjoub (1981) ;
- Benie, Partners (1982);
- Ben Allal et Ourabia (1988);
- Djediet (1997).

Cette zone a subi plusieurs phases tectoniques depuis au moins le Paléozoïque (voir plus ancien) jusqu'au Quaternaire, dont la phase ultime est celle du post-astien qui se résume selon les successions suivantes (Fig. 3.3) :

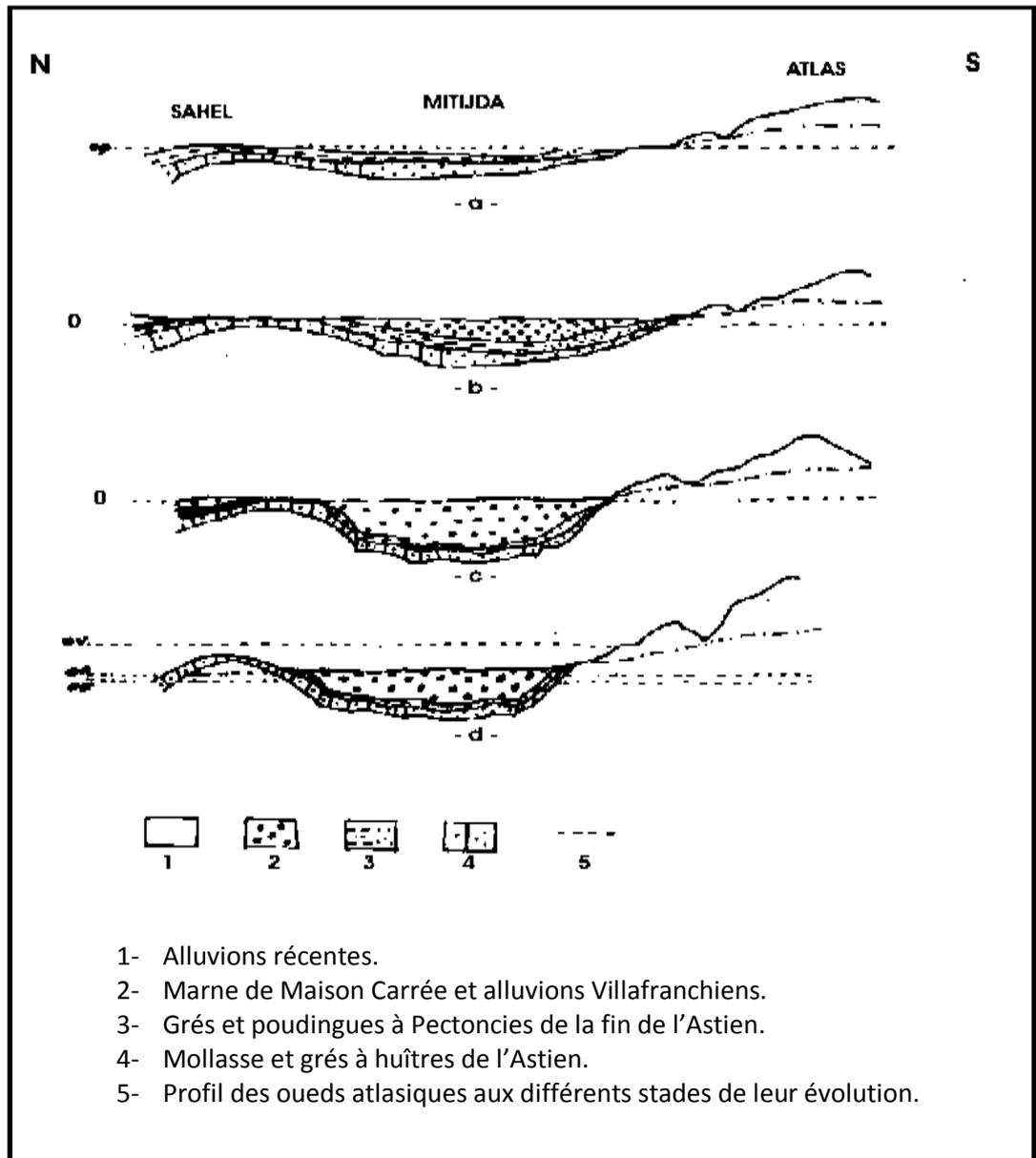
- a) Transgression du Pliocène permettant des dépôts du Plaisancien et de l'Astien.
- b) Diminution de la profondeur de la mer, suite à un mouvement tectonique.
- c) Dépôt des marnes et cailloutis du comblement de la Mitidja, dont l'axe synclinal s'individualise de plus en plus.
- d) Naissance du Sahel à la faveur du mouvement tectonique.
- e) Enfouissement de la cuvette synclinale, accentuée par le poids des matériaux.
- f) Achèvement du remblaiement de la Mitidja.

Pour mieux cerner les problèmes tectoniques, Yesli, 1995, a résumé les principales phases tectoniques de la région sur le tableau 3.1.

**Tab. 3.1 : Les principales phases tectoniques de la région d'Alger.**

**(Yesli. A, 1995)**

Age	Style tectonique	Principales manifestations
(controversés : I, II ou III) (phase hercynienne)	Chevauchement et charriage (vergence Nord)	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Morphisme cata à épizonal.</li> <li>• Formation de filons par injection.</li> </ul>
Tertiaire (Miocène inférieur au Pliocène) (phase miocène).	Flexion à grands rayons de courbures	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Phase de sédimentation, commençant par des grès et des conglomérats (Miocène) et se terminant par des dépôts gréseux de la mer astienne, peu profonde.</li> <li>• Différenciation de la région en bassin subsident (Mitidja) et en zones élevées (Sahel et Atlas).</li> </ul>
Astien et début du Quaternaire		<ul style="list-style-type: none"> <li>• Surrection définitive de l'Atlas, plissement du Sahel et subsidence de la Mitidja, qui se maintient depuis le Miocène jusqu'à l'actuel.</li> </ul>
Quaternaire	Eustatisme Néotectonique : mise en place des terrasses marines	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Apparition de zones séparées de la mer par le cordon littoral dunaire.</li> <li>• Naissance de la baie d'Alger.</li> <li>• Apparition de zones marécageuses au Nord de la Mitidja.</li> <li>• L'eustatisme a donné naissance aux terrasses calabriennes qui peuvent atteindre 180 m d'altitude. La Néotectonique a surélevé certaines de ces terrasses à une altitude atteignant 380 m.</li> </ul>



**Fig. 3.3 : Evolution de Sahel, de la Mitidja et de l'Atlas pendant le Pliocène et le Quaternaire. (D'après Glangeaud, 1932)**

### **3.1.2.3 Sismicité**

#### **Introduction**

Le territoire Algérien est divisé en quatre zones (Fig. 3.4), dont la sismicité est croissante, à savoir :

- zone 0 : sismicité négligeable;
- zone 1 : faible sismicité;
- zone 2 : moyenne sismicité;
- zone 3 : forte sismicité.

La région d'Alger est une zone active, du fait de sa position géographique à la limite des deux plaques tectoniques, qui sont en continuel rapprochement, l'Afrique et l'Eurasie.

#### **3.1.2.3.1 Historique sismique de l'Algérois**

L'Algérois a été le site de plusieurs événements sismiques dans le passé. Durant ces trois derniers siècles, il a subi des tremblements de terre des plus dévastateurs.

L'histoire sismique de la région est synthétisée dans le tableau 3.2.

En se basant sur l'analyse de la sismicité historique, en relation avec la tectonique, il a été convenu que les principaux épicentres coïncident soit avec :

- les traits d'accidents tectoniques existants et qui sont les failles actives.
- l'intérieur des zones qui subissent une sismicité relativement uniforme, en absence d'indication tectonique.



**Tab. 3.2 : Liste des principaux séismes de la région d'Alger durant la période (1365-1996) (CRAAG, 1998).**

<b>N°</b>	<b>Date</b>	<b>Hr. Min. Sec.</b>	<b>Lat.</b>	<b>Long.</b>	<b>Int.</b>	<b>Localisation</b>
<b>01</b>	02/ 01/ 1365	19 00 00	36.420	3.060		Alger
<b>02</b>	10/ 03/ 1673	21 00 00	36.420	3.060	VII	Alger
<b>03</b>	03 /02 /1716	09 45 00	36.420	3.060	IX	Alger - Boumedfaâ
<b>04</b>	29/ 11/ /1722	03 00 00	36.420	3.060	VII	Alger
<b>05</b>	13 /11/ 1807	17 00 00	36.400	3.090	VII	Nord Est de Mitidja
<b>06</b>	15 /05/ 1854	15 00 00	36.300	2.540	VII	Alger
<b>07</b>	29/ 10/ 1909	17 48 04	36.420	3.060	V	Alger
<b>08</b>	05 /03/ 1911	10 21 20	36.360	3.060	III	Bouzaréah
<b>09</b>	15/ 07/ 1918	11 53 26	36.480	3.000	III	Bouzaréah
<b>10</b>	13/ 09/ 1919	11 37 22	36.460	3.030	IV	Ain benian
<b>11</b>	16/ 12/ 1920	00 16 56	36.420	3.060	IV	Alger
<b>12</b>	16 /12/ 1920	17 08 04	36.420	3.060	III	Alger
<b>13</b>	27 /11/ 1923	19 50 20	36.440	3.080	IV	Alger
<b>14</b>	08/ 07 /1924	16 07 23	36.420	3.060	IV	Alger
<b>15</b>	05/ 11/ 1924	18 54 34	36.360	3.000	VIII	Ben chaâbane Mitidja
<b>16</b>	05/ 05/ 1925	05 59 19	36.460	3.030	III	Alger
<b>17</b>	02/ 06/ 1928	08 39 23	36.420	2.540	VII	Staoueli
<b>18</b>	28/ 05 /1940	10 15 36	36.480	3.018	III	Alger
<b>19</b>	30 /06/ 1942	21 44 54	36.420	3.060	V	Alger
<b>20</b>	25/ 03/ 1947	22 45 28	36.480	3.020	IV	Alger
<b>21</b>	22/ 12 /1949	21 09 58	36.480	3.000	IV	Alger

<b>22</b>	07/ 02/ 1952	21	30	46	36.500	3.000	II	Alger
<b>23</b>	13 /04 /1954	10	47	59	36.460	3.000	II	Alger
<b>24</b>	27/ 12/ 1954	14	54	55	36.300	3.000	IV	El Hamiz
<b>25</b>	07 /01/ 1955	13	25	28	36.400	3.000	II	Alger
<b>26</b>	28/ 01/ 1961	14	59	12	36.800	3.100		La baie d'Alger
<b>27</b>	02/ 01/ 1966	10	00	48	36.300	3.000	III	Sud Alger
<b>28</b>	07/ 11 /1968	05	57	45	36.360	3.000	IV	Bir Touta
<b>29</b>	20/ 07/ 1975	10	49	53	36.282	3.000		Boufarik
<b>30</b>	09/ 02/ 1982	00	15	49	37.000	2.390		Méditerranée
<b>31</b>	07/ 12/ 1983	21	52	15	36.944	2.878		Méditerranée
<b>32</b>	19/ 01/ 1986	20	11	13	36.430	2.510		Est de Boufarik
<b>33</b>	29/ 10/ 1989	19	09	12	36.780	2.445	VIII	Méditerranée
<b>34</b>	29 /10/ 1989	19	21	52	36.740	2.440	VII	Méditerranée
<b>35</b>	31/ 10/ 1989	04	13	35	36.820	2.450		Méditerranée
<b>36</b>	01/ 11/ 1989	11	32	28	36.530	2.480	VI	Méditerranée
<b>37</b>	04/ 11/ 1989	20	08	05	36.720	2.370		Méditerranée
<b>38</b>	05/ 02/ 1990	07	17	44	36.740	2.530		Méditerranée
<b>39</b>	09/ 02/ 1990	09	31	47	36.770	2.470		Méditerranée
<b>40</b>	17/ 02/ 1990	15	23	20	36.730	2.520		Méditerranée
<b>41</b>	18/ 02/ 1990	16	23	13	36.900	2.520		Méditerranée
<b>42</b>	12/ 04/ 1990	22	45	52	36.760	2.490		Méditerranée
<b>43</b>	13/ 04/ 1990	00	19	07	37.000	2.550		Méditerranée
<b>44</b>	09/ 08/ 1990	18	26	46	36.760	2.420		Méditerranée
<b>45</b>	04/ 02/ 1991	23	58	44	36.560	3.210		Larbâa
<b>46</b>	12/02/ 1993	15	39	26	36.740	2.470		Méditerranée
<b>47</b>	04/ 09/ 1996	05	15	20	37.000	2.930		Aïn-Bénian

### **3.1.2.3.2 Cadre sismo-tectonique**

La sismicité est intimement liée à la tectonique, d'où l'intérêt d'exploiter toutes les données sismiques et géologiques afin d'établir une carte sismo-tectonique. Cette dernière permettra de superposer tous les événements sismiques et leurs magnitudes avec les accidents probables, pouvant surgir des dits événements.

D'après Maghraoui (1988), l'activité sismique que connaît l'Algérois est en liaison avec une activité tectonique récente, qui affecte la partie superficielle de la lithosphère.

Les structures géologiques montrent les terrains pliocènes et quaternaires avec une déformation compressive. Elle se traduit par l'apparition, en surface, de plis et de failles inverses, telle que le pli-faille du Sahel d'Alger.

### **3.1.2.3.3 Les sources sismiques**

Généralement, les épïcêtres se localisent le long des failles qui constituent la source génératrice des séismes (Fig. 3.5). Dans la région de la Mitidja, on rencontre essentiellement :

- faille de Bouzaréah ( $M = 6,5$ ) ;
- faille en Méditerranée ( $M=7$ ) ;
- la ligne source de Chenoua ( $M = 6,5$ ) ;
- la ligne source d'Attatba ( $M = 6$ ) ;
- la ligne source de Hadjout ( $M = 6$ ) ;
- la ligne source de cap Matifou ( $M = 5$ ) ;
- la ligne source D'El Harrach ( $M = 6$ ) ;

### **3.1.2.4 Implantation des ouvrages dans les zones sismiques**

#### **3.12.4.1 Reconnaissances et études du sol**

Une campagne de reconnaissance d'un sol est obligatoire pour les ouvrages de grande importance, implantés en zones de sismicité moyenne à élevée.

Cette campagne est en principe réalisée même dans le cas des situations non sismiques, en outre, elle doit permettre de classer le site et de détecter les zones suspectes.

### 3.1.2.4.2 Le choix du site

Pour le choix du site, une attention particulière doit être portée aux conditions défavorables suivantes:

- présence de failles reconnues actives;
- zones suspectes de liquéfaction;
- terrains tassant gorgés d'eau mal drainé ou inondable;
- présence de cavités souterraines;
- présence de remblais non compacts;
- présence d'alluvion de grande épaisseur;
- présence de formations géologiques différentes.

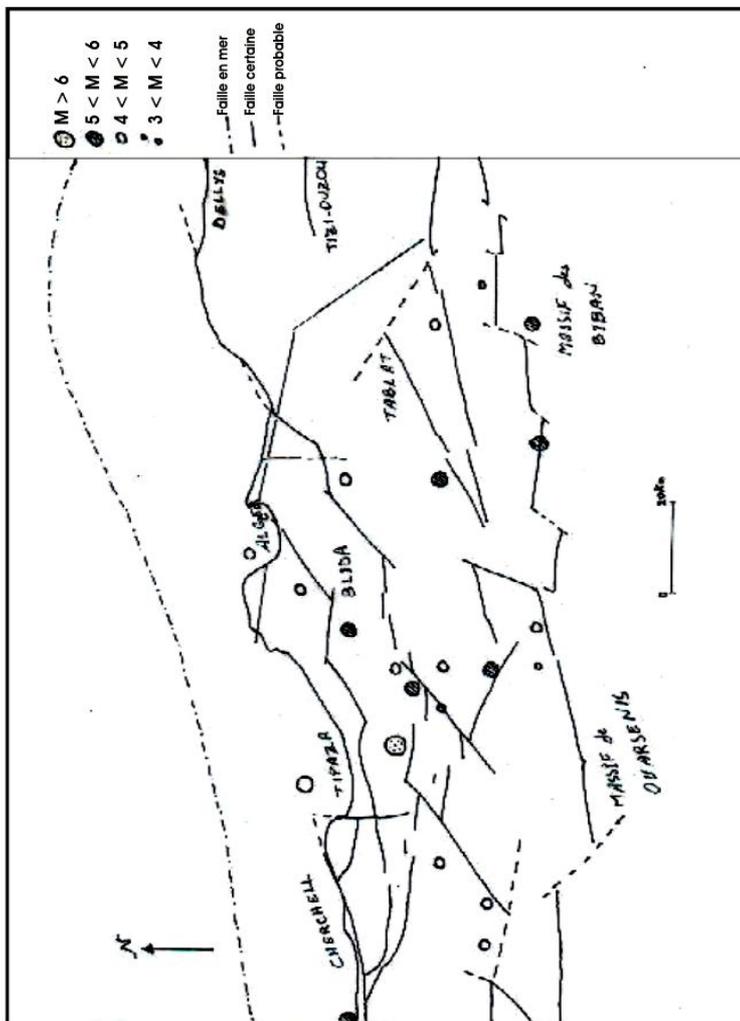


Fig. 3.5 : Carte de sources sismiques.

(C.G.S, 1993)

### 3.1.2.4.3 Classification des sites (D'après R.P.A, 1999)

Selon le R.P.A, les sites sont classés en quatre catégories en fonction des propriétés mécaniques des sols qui les constituent :

- **Catégorie S1 (site rocheux) :** la roche ou autre formation géologique caractérisée par une vitesse moyenne d'onde de cisaillement ( $V_s \geq 800$  m/s)
- **Catégorie S2 (site ferme) :** dépôt de sable et de gravier très dense ou argile sur-consolidée, sur 10 à 20 m d'épaisseur avec une vitesse moyenne de cisaillement  $\geq 400$  m/s, à partir de 10 m de profondeur.
- **Catégorie S3 (site meuble) :** dépôts épais de sable et de gravier moyennement dense ou d'argile moyennement raide avec  $V_s \geq 200$  m/s à partir de 10 m de profondeur.
- **Catégorie S4 (site très meuble) :** dépôts de sables lâches avec ou sans la présence de la couche d'argile molle avec  $V_s < 200$  m/s, dans les 20 m premiers mètres.

Dépôts d'argile molle à moyennement raide avec  $V_s < 200$  m dans les premiers 20 m.

Outre, les valeurs de vitesse d'onde de cisaillement, les paramètres obtenus à partir du pénétromètre statique (PS), de la standard pénétration test (SPT), du pressiomètre, etc., peuvent être utilisés pour la classification d'un site suivant le tableau 3.3.

**Tab. 3.3 : Classification des sites selon les essais in situ**

Catégorie	Description	Qc (MPa)	N	PI (MPa)	Ep (MPa)	Rc (MPa)	Vs (m/s)
S1	Rocheux	-	-	> 5	> 100	> 10	$\geq 800$
S2	Ferme	> 5	> 50	> 2	> 50	> 0,4	400 à 800
S3	Meuble	1,5 à 15	10 à 50	1 à 2	20 à 50	0,1 à 0,4	200 à 400
S4	Très meuble	< 5	< 10	< 1	< 5	< 0,1	100 à 200

Où :

$Q_c$  : résistance de pointe moyenne (pénétrömètre) ;

$N$  : nombre de coups moyens (S.P.T) ;

$PI$ : pression limite moyenne (pénétrömètre);

$E_p$ : module pressiométrique moyen (pressiomètre);

$R_c$ : résistance en compression simple moyenne;

$V_s$ : vitesse d'onde de cisaillement moyenne, (sismique réflexion).

### **3.1.3 : Etude hydrogéologique**

#### **Introduction**

Lorsqu'on est amené à faire une étude du sol, pour un projet donné, il est important d'introduire les données hydrogéologiques pour avoir un maximum d'informations sur le site.

En effet, il s'agira de présenter dans leurs grandes lignes les données générales relatives à la température et aux précipitations.

#### **3.1.3.1 Hydro-climatologie**

La région d'Alger est régie par un climat méditerranéen caractérisé par l'alternance d'une saison sèche et chaude et d'une saison humide, pluvieuse et relativement froide. La température dépasse rarement les 40°C, et ne descend presque jamais au dessous de 0°C. Les précipitations moyennes annuelles sont de l'ordre de 700 mm.

Une synthèse des paramètres climatiques à savoir la température ( $T^{\circ}C$ ) et les précipitations ( $P$  mm) ; s'avère nécessaire pour compléter les informations caractérisant le site étudié.

Pour cela, une collecte de données climatiques a été effectuée auprès du métro d'Alger, (ONM) couvrant la période de 1990 à 2000.

##### **3.1.3.1.1 La température**

L'analyse de la moyenne mensuelle des valeurs (max, min, moy) du tableau 3.4 ainsi que les courbes représentant les variations des températures maximales, minimales et moyennes de la figure 3.6, appelle les remarques suivantes :

- la température moyenne est de l'ordre de 18 °C ;
- la température minimale moyenne mensuelle est observée au mois de janvier avec un niveau de 11 °C ;

- la température maximale moyenne mensuelle moyenne est observée au mois d'août avec un niveau de 27 °C ;
- une progression de température de janvier à août (11 °C à 27 °C) ;
- une régression de température d'août à décembre (27 °C à 13 °C) ;
- une période chaude dont la température est supérieure à la température moyenne annuelle, qui s'étale de mai à octobre ;
- une saison relativement froide dont la température est inférieure à la température moyenne annuelle, et s'étale d'octobre à avril.

**Tab. 3.4 : Variations mensuelles des températures (1990-2000)**  
**O.N.M. la région d'Alger**

	<b>T<sub>Min</sub></b> <b>(C°)</b>	<b>T<sub>Max</sub></b> <b>(C°)</b>	<b>T<sub>Moy</sub></b> <b>(C°)</b>
<b>Janvier</b>	<b>5,68</b>	<b>16,82</b>	<b>11,00</b>
<b>Février</b>	<b>5,56</b>	<b>17,70</b>	<b>12,00</b>
<b>Mars</b>	<b>7,19</b>	<b>19,43</b>	<b>13,00</b>
<b>Avril</b>	<b>7,81</b>	<b>21,04</b>	<b>15,00</b>
<b>Mai</b>	<b>13,05</b>	<b>23,6</b>	<b>18,50</b>
<b>Juin</b>	<b>15,84</b>	<b>27,88</b>	<b>20,00</b>
<b>Juillet</b>	<b>18,800</b>	<b>31,24</b>	<b>25,00</b>
<b>Aoûte</b>	<b>20,30</b>	<b>32,83</b>	<b>27,00</b>
<b>Septembre</b>	<b>18,10</b>	<b>28,83</b>	<b>23,50</b>
<b>Octobre</b>	<b>14,12</b>	<b>25,56</b>	<b>20,00</b>
<b>Novembre</b>	<b>10,06</b>	<b>20,91</b>	<b>15,49</b>
<b>Décembre</b>	<b>7,08</b>	<b>19,00</b>	<b>13,00</b>

### 3.1.3.1.2 Pluviométrie

Le diagramme de variations moyennes mensuelles des précipitations pour la période allant de 1990 à 2000, montre une moyenne annuelle de précipitation de l'ordre de 530 mm.

La valeur minimale est observée au mois de juillet avec un taux de 4,5 mm et la valeur maximale est enregistrée au mois de décembre avec un niveau de 77 mm, comme le montre l'histogramme de la figure 3.7.

**Tab. 3.5: Précipitations moyennes mensuelles (1990-2000).**

**O.N.M. la région d'Alger.**

Mois	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jui	Jui	Aoû	Sep	Oct	Nov	Déc
<b>P (mm)</b>	75,0	66,0	48,6	68,0	40,0	9,0	4,5	8,9	25,0	52,0	56,0	77,0

La période allant de 1990 à 2000 connaît une perturbation de précipitation, la valeur minimale qui est de l'ordre de 248,18 mm est observée en 2000, la valeur maximale, quant à elle, est observée en 1992, elle est de l'ordre de 614,41 mm (Fig. 3.8).

**Tab. 3.6 : Précipitations moyennes annuelles (1990-2000)**

**O.N.M. la région d'Alger.**

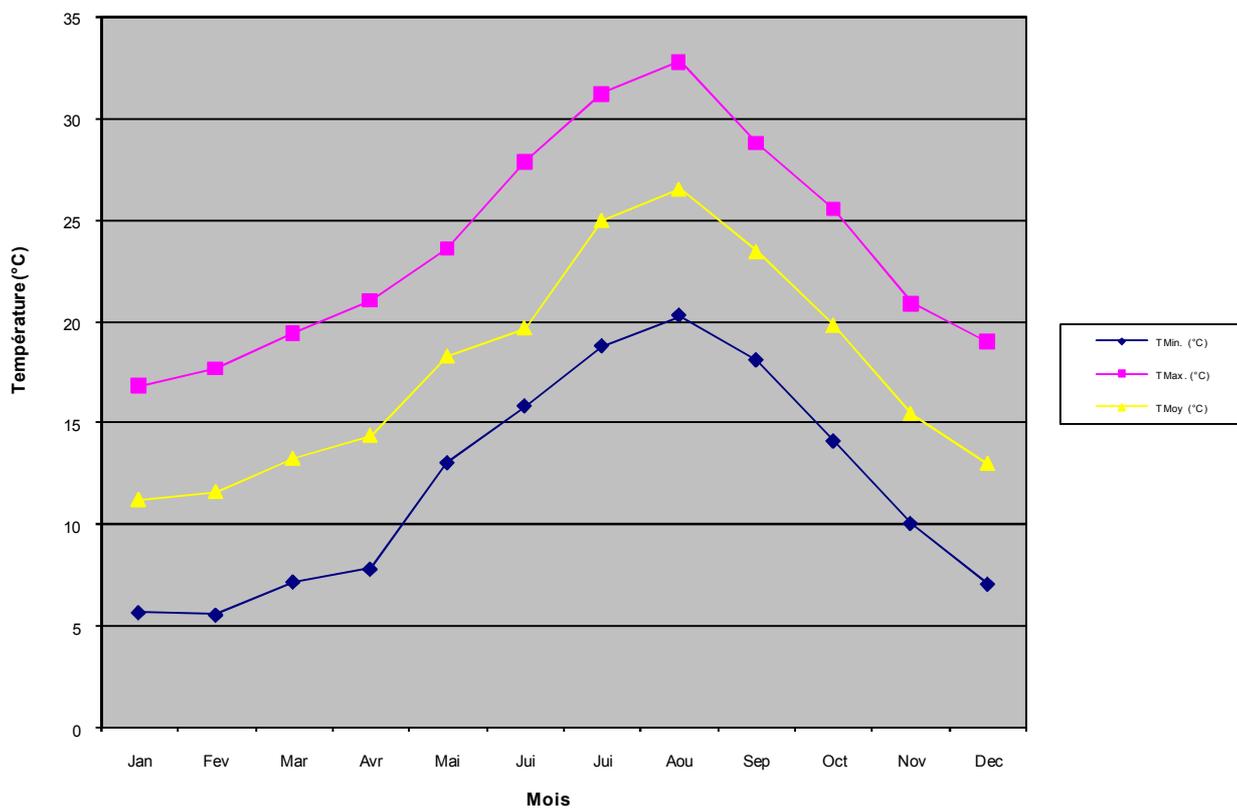
Année	1990	1991	1992	1993	1994	1995	1996	1997	1998	1999	2000
<b>P<sub>moy</sub></b>	372,08	284,25	614,41	408,20	372,00	594,16	520,25	475,83	575,83	566,66	248,18

### 3.1.3.2 Hydrologie

La perturbation des précipitations sur la région d'Alger a engendré un régime hydrographique irrégulier. Durant l'été, les lits d'oued sont à sec, par contre, la période pluvieuse favorise un écoulement et un transport de sédiments.

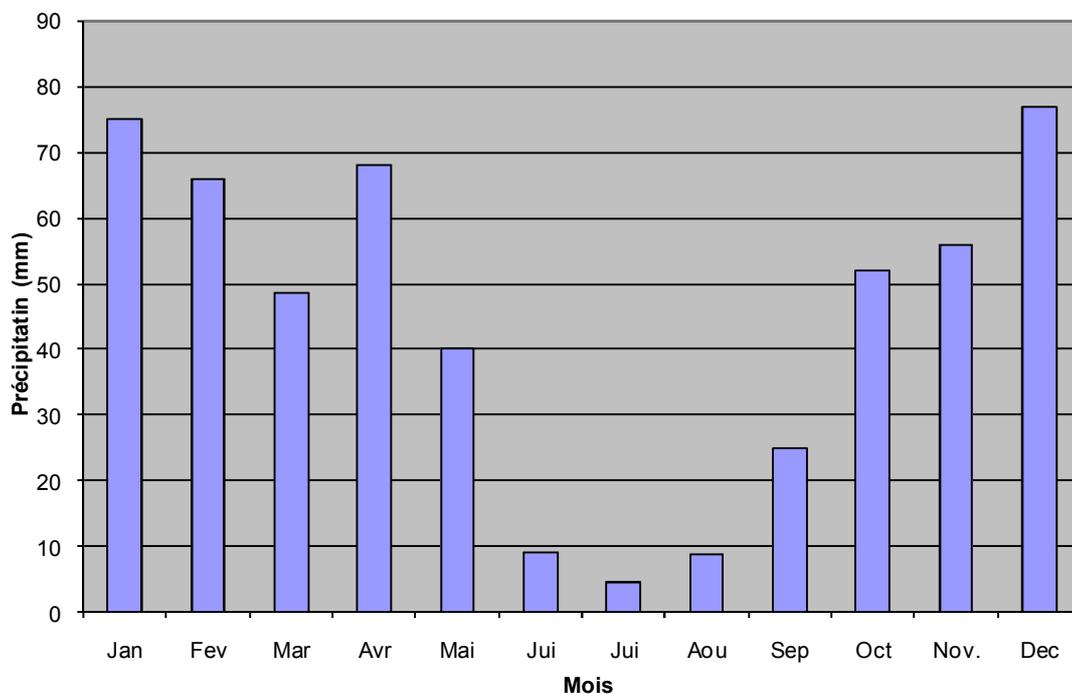
Le réseau hydrographique de la région est constitué essentiellement de :

- oued El Harrach;
- oued El Hamiz;
- oued Semmar;
- oued Reghaia;
- oued Mazafran ;



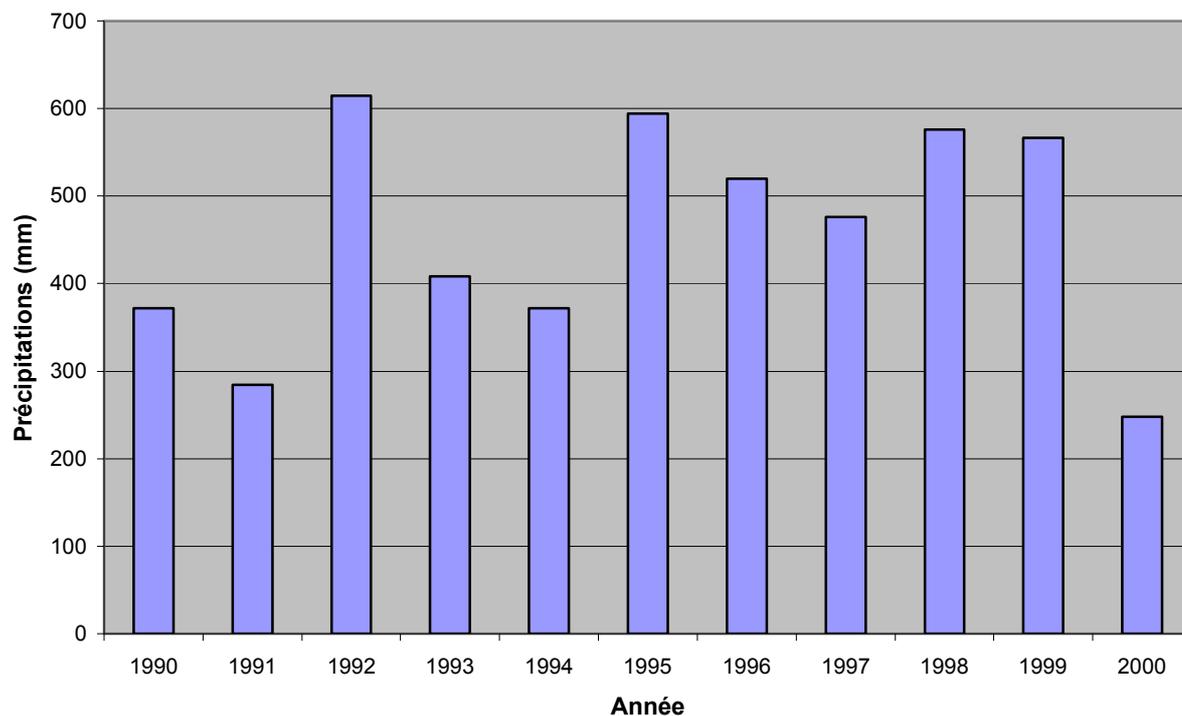
**Fig. 3.6 : Variations mensuelles de la température (1999-2000)**

**O.N.M. la région d'Alger**



**Fig. 3.7 : Précipitations moyennes mensuelles (1990-2000)**

O.N.M. la région d'Alger



**Fig. 3.8 : Variations des précipitations moyennes annuelles (1990-2000)**

O.N.M. la région d'Alger

### 3.1.3.3 Les principaux aquifères

#### a) Le complexe métamorphique

Il existe une présence d'eau dans le socle métamorphique, qui se manifeste sous forme de sources ou de nappes aquifères. Il s'agit d'une eau localisée dans les fissures, diaclases et fractures, et qui peut s'accumuler dans les zones d'altération superficielles plus au moins épaisses.

Les niveaux d'eau sont mis en évidence grâce à l'investigation des puits paysans existant aux environs de la casbah et Rais Hamidou.

#### b) L'aquifère du Tertiaire

La mollasse astienne constitue le terrain aquifère le plus important de la région d'Alger, dont son mur est représenté par les marnes bleues du Plaisancien.

Cet aquifère est caractérisé par :

- les grandes surfaces d'affleurement et d'épaisseur;
- une forte perméabilité;
- le développement des instabilités;
- l'alimentation en eau potable.

Cet aquifère est subdivisé en deux nappes :

- **Nappe de la Mitidja**

Elle est captée par de nombreux forages d'A.E.P. Cette nappe est bien connue par suite des reconnaissances géologiques et hydrogéologiques faites dans le site.

- **Nappe du plateau mollassique d'Alger**

C'est une nappe libre dont les eaux ont été exploitées pour l'alimentation en eau potable d'Alger, suite au captage des sources d'El Hamma de Télémy et de Ben Aknoun.

#### c) L'aquifère du Quaternaire

Il est constitué des grès dunaires du Quaternaire. Celui-ci forme des aquifères dans diverses zones :

- la bande littorale comprise entre Bordj El Kiffan et la rive droite d'Oued El Harrach ;

- la plaine littorale entre le quartier du 1<sup>er</sup> mai et la rive gauche de l'oued El Harrach ;
- le plateau d'Ain Bénain ;
- la zone littorale qui s'étend entre Ain Bénian et le tombolo de Sidi Ferrudj et les hauteurs de Staouali.

Dans toutes ces zones, les marnes bleues constituent le mur de l'aquifère, elles sont alimentées par les eaux de pluie et les oueds traversées.

## **3.2 GEOLOGIE ET HYDROGEOLOGIE LOCALES**

D'après les résultats des sondages carottés, nous avons mis en évidence quatre (03) ensembles lithologiques distincts, dont la puissance varie en fonction de la topographie caractérisant la ville d'Alger. Les résultats de cette campagne sont portés sur le profil géologique.

### **3.2.1 Description des sondages carottés**

L'ensemble du site a fait l'objet de 26 sondages carottés, réalisés en trois phases lors des trois campagnes exécutées sur le site étudié. L'implantation des sondages carottés est reportée sur le tableau 3.7.

#### **3.2.1.1 Campagne 1**

Afin de mieux comprendre la lithologie de l'algérois, on a établi une campagne de sondages, en raison de deux sondages par station et un par puits, dont les coordonnées sont mentionnés dans le tableau ci-dessous. Sans oublier les sondages déjà réalisés dans les études d'APD.

#### **3.2.1.2 Campagne 2**

Pour réaliser le tunnel qui va de HAMMA jusqu'à HAI ELBADR, une deuxième campagne a été réalisée dans le but de confirmer la formation géologique et de bien cerner les problèmes du sous sol, les sondages sont implantés entre station et puits, les sondages ont tous la même profondeur qui est de 30m.

#### **3.2.1.3 Implantation des sondages carottés**

Le tableau 3.7 indique l'implantation et la profondeur des sondages carottés.

**Tab. 3.7 : Implantation des sondages carottés.**

<b>Sondages</b>	<b>X</b>	<b>Y</b>	<b>Z</b>
<b>SR9</b>	536124.047	381039.724	67.81
<b>SR8</b>	536221.126	381223.430	61.39
<b>S4</b>	536168.330	381434.529	51.75
<b>S10</b>	536029.272	381534.445	57.05
<b>S9</b>	535989.793	381515.580	59.06
<b>SR7</b>	535899.781	381554.459	58.557
<b>S2</b>	535765.194	381660.321	55.61
<b>S1</b>	535737.253	381679.510	55.03
<b>SR61</b>	535502.560	381865.268	47.22
<b>S7</b>	535393.547	381977.284	36.56
<b>S8</b>	535382.017	382031.183	34.96
<b>SR5</b>	535257.292	382122.801	30.38
<b>SR4</b>	535102.585	382220.497	26.95
<b>SR3</b>	534888.756	382337.828	21.60
<b>SR2</b>	534612.019	382410.416	22.25
<b>SR1</b>	534547.192	382449.577	21.89
<b>S14</b>	534467.625	382484.117	15.90
<b>S13</b>	534489.838	382580.650	18.97
<b>S6</b>	533772.516	382767.446	22.26
<b>S32</b>	533617.2610	382865.7880	12.37
<b>S11</b>	533488.822	382971.742	19.98
<b>S12</b>	533379.456	383040.437	19.92
<b>S23</b>	533269.360	383122.2679	18.483
<b>S5</b>	533285.550	383244.945	12.87

<b>S22</b>	533080.5871	383478.1931	12.70
<b>S21</b>	532996.6139	383568.4717	12.37

### **3.2.2 Renseignements apportés par les sondages carottés**

L'analyse des résultats obtenus des deux campagnes de reconnaissance montre que la morphologie du sous-sol présente une structure assez homogène, représentée essentiellement par trois grands ensembles lithologiques distincts et dont la puissance varie d'un sondage à un autre. De bas en haut on distingue :

#### **3.2.2.1 Les formations du Plaisancien**

Dans notre site d'étude, le Plaisancien est représenté par des formations marneuses grises à grise verdâtres d'une épaisseur d'environ 200 m.

Dans la plaine d'El Hamma, le Plaisancien est recouvert par des dépôts récents. En profondeur, les marnes sont compactes et présentent parfois des cassures conchoïdales, et parfois elles sont moins compactes et fossilifères. On retrouve également associés à ces marnes des grès marneux très dures, sous forme de bancs épais ou bien en alternance avec les marnes.

#### **3.2.2.2 Les formations de L'Astien**

L'Astien est caractérisé par une hétérogénéité lithologique latérale et verticale.

On rencontre de bas en haut :

- des grès;
- du sable fin beige;
- du sable grossier à grains arrondis;
- une alternance de sables fin et grossier;
- une argile marneuse jaunâtre assez compacte à concrétions carbonatées.

#### **3.2.2.3 Les formations du Quaternaire**

Les formations du Quaternaire sont représentées sous différents faciès et on distingue :

- **Les colluvions et alluvions**

En général, ce sont des dépôts du Quaternaire, récents, formés souvent par des argiles sablo-limoneuses évoluant par endroits vers des limons argileux rougeâtres.

Des niveaux de gravier ont été également rencontrés.

- Le remblai

Le remblai recouvre l'ensemble des formations avec une épaisseur très variable. Il est caractérisé principalement par des argiles et des éléments sablo graveleux.

### **3.2.3 Les conditions hydrogéologiques**

Durant les travaux de chantiers souterrains, les difficultés majeures rencontrées sont souvent liées à l'écoulement des eaux de nappes ou de canalisations (eau potable, égouts, etc.). Ceci gêne considérablement ces travaux, pour cela il est important de préciser le niveau de la nappe et les moyens d'étanchéité.

À notre site d'étude il importe de signaler l'existence d'un horizon aquifère, qui est mis en évidence par les résultats des sondages carottés. C'est un horizon sablo-gréseux dans la formation marneuse imperméable, constitue le mur de cet aquifère, dont le niveau statique NS est localisé à une profondeur de 4,875m.

## **3.3 ETUDE GEOTECHNIQUE**

### **Introduction**

L'étude géotechnique du tunnel a nécessité une campagne de reconnaissance approfondie, du fait du passage du tracé dans un site urbain très dense d'une part et de répondre aux problèmes géologiques, hydrogéologiques et géotechniques d'autre part.

L'élaboration des essais in situ et en laboratoires a permis de reconnaître certains paramètres physiques et mécaniques du sol qui seront utilisés pour mettre en évidence :

- la profondeur et la forme du tunnel ;
- le prédimensionnement de l'ouvrage ;
- les méthodes d'excavation ;
- le comportement des formations géologiques traversées ;
- la stabilité des talus ;
- les précautions envisagées pour la réalisation du projet ;
- les précautions particulières des traitements spéciaux pendant la construction.

### **3.3.1 : Reconnaissance in-situ**

La reconnaissance des paramètres du terrain nécessite une investigation qui a porté sur l'exécution de divers essais, dont :

### 3.3.1.1 : Les essais de perméabilité

Les essais de perméabilité in-situ type Le franc à charge variable et à filtration concernent uniquement les sables du deuxième horizon aquifère, qui sont en contact des marnes du Plaisancien.

Le choix d'effectuer ce type d'essais, à ce niveau, s'explique par la position de ces sables, proches par endroits du toit du tunnel, et qui pourrait nécessiter un traitement spécial.

Ces essais ont mis en évidence une faible perméabilité de ces sables, et qui est de l'ordre de  $10^{-5}$  m/s. Toutefois, il est important de signaler des remontées spectaculaires de niveau statique, qui peut être expliqué par la présence de lentilles sableuses captives.

### 3.3.1.2 : Les essais pressiométriques

Afin de compléter les résultats obtenus à partir des sondages carottés, une campagne pressiométrique a été réalisée à différents endroits du tronçon. L'objectif principal de cette investigation est de déterminer les caractéristiques mécaniques  $E_p$  et  $P_l$  de la formation marneuse, qui constitue le terrain encaissant de l'ouvrage et aussi d'estimer les risques de fluage et toutes autres instabilités lors des travaux.

#### 3.3.1.2.1: Présentation des résultats des essais pressiométriques

Deux sondages ont été éliminés de la base des données, du fait qu'ils n'ont pas atteint la marne (Pr1bis, Pr2). Les résultats de cette campagne sont donnés sous forme de tableaux (Tab. 3.8 et Tab. 3.9).

**Tab. 3.8 : Résultats de l'essai pressiométrique Pr1**

Nature du sol	Z (m)	$E_p$ (bar)	$P_l$ (bar)	$E_p/P_l$
Remblais	2	27,08	5,26	5,15
Limon sableux	3	37,64	5,14	7,32
//	4	50,84	7,41	6,86
//	5	57,09	6,25	9,13
Argile sableuse	6	61,12	7,68	7,96
//	7	49,16	6,79	7,24
Sable	8	65,73	5,04	13,04

//	9	8,09	4,91	1,65
Banc gréseux	15	94,54	13,41	7,05
Marne	16	238	23,38	10,21
//	17	210,31	23,78	8,84
//	18	120,89	23,70	5,1
//	19	117,29	23,10	7,50
//	20	99,74	19,19	5,20
//	21	113.25	23.22	4.88
//	23	195.31	24.96	7.82
//	24	209.77	25.47	25.47
//	25	248.02	25.58	9.7

**Tab. 3.9 : Résultats de l'essai pressiométrique Pr2**

<b>Z (m)</b>	<b>Ep ( bar)</b>	<b>PI (bar)</b>	<b>Ep/PI</b>	<b>Nature du sol</b>
8	31,61	6,22	5,08	Limon sableux
9	66,41	7,15	9,29	Argile sableuse
10	70,83	9,52	7,44	//
13	55,65	11,09	5,01	Argile marneuse
14	201,62	14,56	13,85	Marne
15	374,59	25,34	14,78	//
16	435,38	26,34	16,72	//
17	534,47	26,35	20,28	//

### 3.3.1.2.2 : Analyse et interprétation des résultats

Les résultats qui ont donné des valeurs du rapport  $E_p/Pl < 5$ , et ne reflètent pas l'état exact du terrain en profondeur, ont été donc tous éliminés. Ces faibles valeurs sont attribuées à un remaniement, lors du forage, des échantillons avant les essais ce qui fait chuter la valeur de  $E_p$ .

L'ensemble des résultats enregistrés affiche une augmentation de la valeur du module pressiométriques ( $E_p$ ) en fonction de la profondeur.

Une première analyse des résultats nous permet de faire ressortir quatre horizons distincts :

- les remblais puis les alluvions médiocres ;
- les argiles marneuses ;
- les sables et grès mollassique ;
- la marne saine et compacte.

Pour chacun des horizons, nous présentons les plages des paramètres pressiométriques, à savoir : la pression limite ( $Pl$ ), le module pressiométrique ( $E_p$ ) et le rapport ( $E_p/Pl$ ).

– **Remblais puis alluvions médiocres :**

Composés de limon, d'argile et de sable ou d'alluvions compactes comprenant des sables argileux et parfois des graviers et des blocs. Cet horizon est caractérisé par :

$$3 < Pl < 13 \text{ bars}$$

$$5,5 < E_p < 137 \text{ bars}$$

$$5 < E_p/Pl < 10,7 \text{ bars}$$

Les valeurs élevées de  $E_p$  s'expliquent par la présence de blocs et des niveaux carbonatés. Selon la valeur de  $E_p/Pl$ , le matériau est dans un état normalement consolidé.

– **Argiles marneuses**, avec :

$$2, 90 < Pl < 10, 50 \text{ bars}$$

$$5, 50 < E_p < 54 \text{ bars}$$

$$5 < E_p/Pl < 8 \text{ bars}$$

Ces valeurs de  $E_p/P_l$  caractérisent un sol sous consolidé. Ces faibles valeurs sont attribuées à un remaniement du sol ou au matériel utilisé. Ceci reste à vérifier avec les autres essais

– **Sable et grès mollassique :**

–

$$2,5 < P_l < 25,5 \text{ bars}$$

$$10 < E_p < 250 \text{ bars}$$

$$5 < E_p/P_l < 10 \text{ bars}$$

Ce niveau présente des valeurs de  $E_p$  très élevées, allant jusqu'à 250 bars, et qui peuvent être expliqués par les niveaux gréseux de grande résistance. Les valeurs de  $E_p/P_l$  indiquent un sol normalement consolidé, qui passe à un sol surconsolidé en profondeur.

– **Marne saine compacte :**

$$13 < P_l < 25,5 \text{ bars}$$

$$94,5 < E_p < 530 \text{ bars}$$

$$7,5 < E_p/P_l < 20,28 \text{ bars}$$

Les résultats montrent que  $E_p$  augmente, très sensiblement en profondeur (de 94,5 à 530 bars). Ces valeurs indiquent une compacité élevée de cette formation.

Selon le rapport  $E_p/P_l$  qui est compris 7,5 et 20,28 bars, nous constatons que la marne passe d'un état normalement consolidé, à faible profondeur, à un état surconsolidé à partir de 16 m de profondeur.

### **3.3. 2: Programme de la campagne de laboratoire**

Les essais de laboratoire ont été effectués sur des échantillons récupérés à partir des sondages carottés. Ces essais ont touché les différentes formations géologiques rencontrées à savoir (voir le profil géologique) :

- les argiles du Plio-Quaternaire ;
- les argiles de l'Astien ;
- les sables de l'Astien ;
- les marnes du Plaisancien.

Afin de déterminer les caractéristiques physico-mécaniques de ces différentes formations plusieurs essais ont été réalisés :

**a) Les essais physiques :**

- teneur en eau ( $w$ ) ;
- degré de saturation ( $S_r$ ) ;
- densité sèche et humide ( $\gamma_d, \gamma_h$ );
- limites d'Atterberg ( $WL, WP$ ) ;
- analyse granulométrique ( $< 2\text{mm}, < 80 \mu\text{m}, < 3 \mu\text{m}$ )

**b) Les essais mécaniques**

Les essais mécaniques réalisés sont :

- compression simple ( $R_c$ ) ;
- résistance au cisaillement ( $C, \varphi, C', \varphi'$ ) ;
- essai de compressibilité ( $P_c, C_c, C_g$ ).

**3.3.3 : Campagne de reconnaissance par sondages**

L'analyse des résultats des sondages carottés et des paramètres géotechniques, nous a permis de mettre en évidence quatre unités bien distinctes, portées sur le profil géologique, et qui sont :

- **Unité I** : argile sablo - limoneuse à concrétions carbonatées ;
- **Unité II** : argile marneuse ;
- **Unité III** : sable fin à grossier ;
- **Unité IV** : marne grise et compacte.

**3.3.3.1: Description lithologiques des unités**

- **Unité I** : elle est représentée par les formations d'argile jaunâtre sablo - limoneuse à concrétions carbonatées. Elle forme la couche superficielle de toute la zone, dont l'épaisseur varie de 4 à 10 m.
- **Unité II** : cette unité est constituée d'une couche d'argile souvent marneuse, jaunâtre, finement sableuse. Elle présente des concrétions carbonatées blanchâtres, son épaisseur varie de 1 à 8 m, présentant une faible perméabilité.

- **Unité III** : elle est formée essentiellement par une formation sableuse à grains très fins à moyen, de couleur beige. On note aussi des intercalations de sable et de grès à grains moyens. L'épaisseur de cette couche varie de 1 à 4 m.
- **Unité IV** : cette dernière se trouve à une profondeur variable allant de 11 à 18 m. Elle est représentée par la formation marneuse compacte et dure, de couleur grise à gris verdâtre. Elle présente des cassures obliques et conchoïdales.

### **3.3.3.2: Analyse et interprétation des paramètres géotechniques**

En raison de la dispersion des résultats de chaque paramètre, de chacune des unités, on a estimé les valeurs moyennes de chaque paramètre par la méthode statistique, en calculant les variances. On ne retient que les résultats donnant une variance  $< 10\%$ . Ceci nous permettra de donner les valeurs représentatives de chaque paramètre et qui sont résumés sur les tableaux 3.10 à 3.13.

#### **3.3.3.2.1: Etude de l'unité I : Les argiles sablo-limoneuses.**

Sur un nombre d'échantillons relativement réduit, les résultats ont fait l'objet d'un test d'homogénéité. Le tableau 3.10 regroupe le nombre d'échantillon retenu pour chaque paramètre, les valeurs extrêmes, la valeur moyenne, le coefficient de variance ainsi que la valeur retenue pour chaque paramètre.

**Tab. 3.10 : Caractéristiques géotechniques des argiles sablo-limoneuses (Unité D).**

Paramètre	Désignation	Nombre d'échantillon retenu	Valeur min	Valeur max	Valeur moy	Coefficient de variance	Valeur retenue
Poids volumique sec	$\gamma_d$ (KN/m <sup>3</sup> )	6	16,4	17,5	17,10	0,029	17
Poids volumique humide	$\gamma_h$ (KN/m <sup>3</sup> )	6	19,45	21,56	20,66	0,0235	20,7
Teneur en eau	w (%)	6	17,9	23,3	19,7	0,044	19,7
Degré de saturation	Sr (%)	6	87	100	93,33	0,054	93
Analyse granulométrique (% des passants)	< 2 mm						
	< 80 $\mu$						
	< 3 $\mu$						
Limites d'Atterberg	WL (%)	4	48	56	52	0,068	52
	IP (%)	4	22	25	23,5	0,064	23,5
Indice de consistance	Ic	4	1,13	1,63	1,277	0,095	1,28
Caractéristiques œnométriques	Pc (bar)						
	Cc (%)						
	Cg (%)						
Compression simple	Rc (bar)						
résistance au cisaillement	Cu (bar)	1			0,86		0,86
	$\phi_u$ (°)	1			37		37

**a) Caractéristiques physiques**

• **Densité**

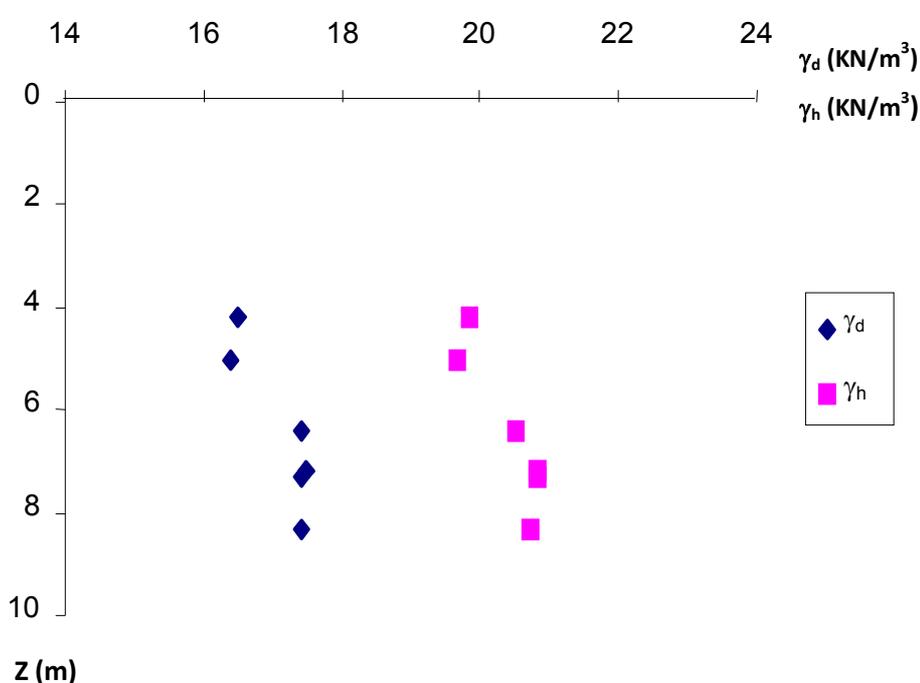
Sur les six échantillons testés, les argiles sablo-limoneuses à concrétions carbonatées présentent des densités sèches et humides très variables.

Pour la densité sèche, les valeurs minimale et maximale sont de l'ordre de 16,4 et de 17,5 kN/m<sup>3</sup>, respectivement, avec une moyenne de 17 kN/m<sup>3</sup>, ce qui indique

que cette formation et de compacité moyenne à élevée. La valeur élevée de  $\gamma_d$  est due à la présence d'intercalation carbonatée.

L'observation de la figure (Fig. 3.9) montre que la densité sèche augmente avec la profondeur. Cependant, pour la densité humide, elle varie entre 19,45 à 21,56 kN/m<sup>3</sup> avec une moyenne de 20,7 kN/m<sup>3</sup>.

Les faibles coefficients de variance de 2,9 et 2,35 %, indiquent de courtes plages, dont les quelles varient  $\gamma_d$  et  $\gamma_h$  et montre ainsi l'homogénéité des échantillons testés.



**Fig. 3.9 : Variation des densités sèche ( $\gamma_d$ ) et humide ( $\gamma_h$ ) en fonction de la profondeur (z)**

- **Humidité**

Les argiles étudiées sont proches de la saturation avec un degré de saturation moyen  $S_r = 93$  %, et une teneur en eau moyenne de l'ordre de 19,4 % (Tab. 3.10).

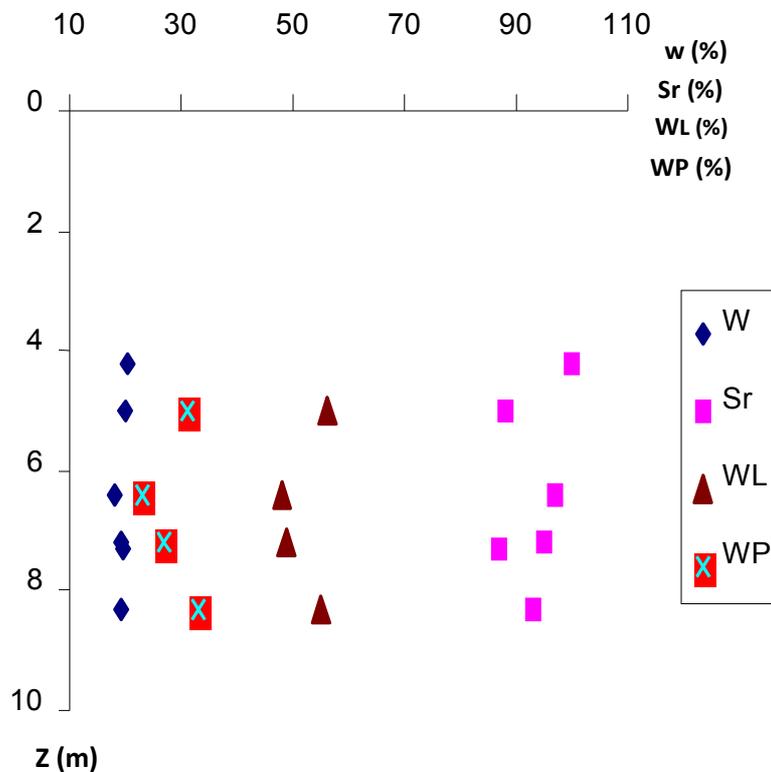
L'état détrempe saturé des matériaux est du à la présence de premier niveau statique de la nappe. La figure 3.10 montre clairement que les teneurs en eau mesurées restent inférieures à la limite de plasticité  $WL > 2w$ . Cependant, en

raison des fortes densités humides ( $\gamma_h = 20,7 \text{ kN/m}^3$ ), les matériaux d'argile sablo-limoneuse sont proches de la saturation.

- **Consistance**

Cette formation est caractérisée par une limite de liquidité moyenne de l'ordre de 52 %, un indice de plasticité moyen  $I_p = 23 \%$  et une limite de plasticité moyenne de 29 %.

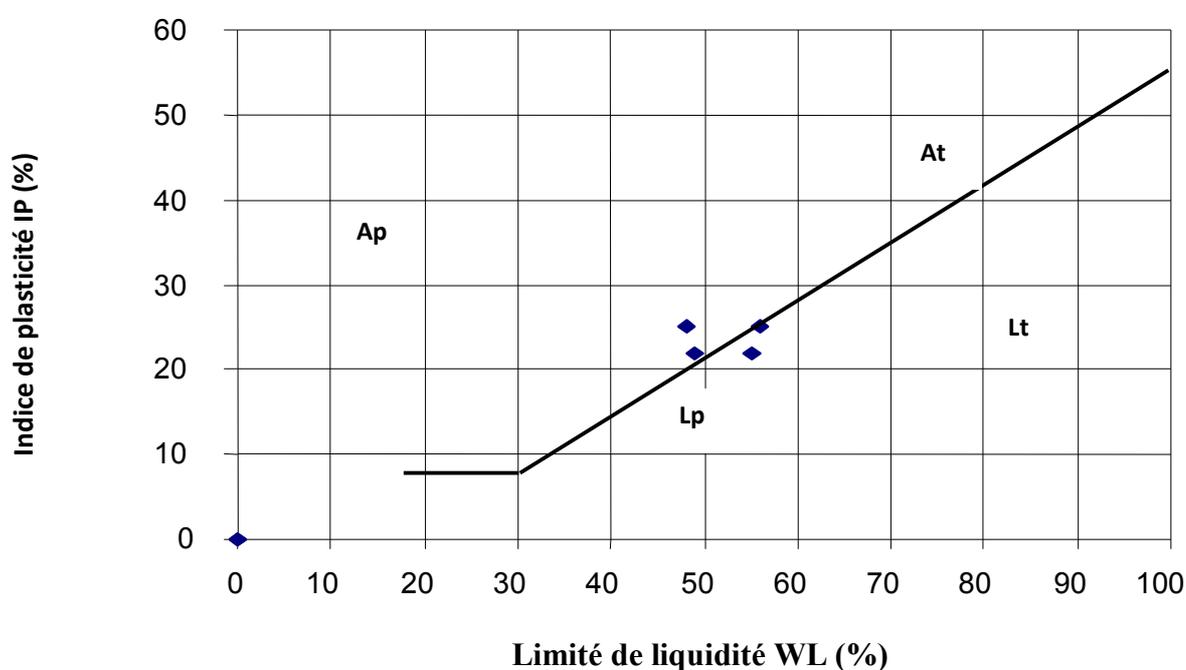
La figure 3.10 montre la plage de variation de  $w$ ,  $S_r$ ,  $WL$  et  $WP$  en fonction de la profondeur ( $z$ ).



**Fig. 3.10 : Variation de la teneur en eau ( $w$ ), de la limite de liquidité ( $WL$ ), de la limite de plasticité ( $WP$ ) et le degré de saturation ( $S_r$ ) en fonction de la profondeur ( $z$ )**

Très peu de valeurs ont été retenues en raison de la dispersion des mesures. Cependant, les couples (WL, IP) des 4 points mesurés se situent de part et d'autre de la ligne A et reste très proche de celle-ci. Selon le diagramme de Casagrande (Fig. 3.11), cette formation se partage entre les argiles plastiques et les limons très plastiques.

L'indice de consistance de cette formation, qui est de l'ordre de 1,28, caractérise les sols raides (consistant) et ce malgré l'état presque saturé des échantillons testés. Cette forte valeur de (Ic) s'explique par les faibles valeurs de la teneur en eau  $w = 20\%$ , devant la limite de liquidité  $WL = 52\%$ . ( $WL > 2w$ ).



**Fig. 3.11 : Classification des argiles sablo – limoneuses de l'unité I dans le diagramme de Casagrande**

### b) Essais mécaniques

Un seul échantillon a subi, à la boîte, un essai de cisaillement rapide, non consolidé, non drainé. Le cisaillement a donné un angle  $\varphi_u = 37^\circ$  et  $C_u = 0,86$  bars. On remarque que la valeur élevée de l'angle de frottement  $\varphi$ , est due à la présence d'une quantité importante de limon et de sable et même d'intercalations carbonatées.

### 3.3.3.2.2 : Etude de l'unité II : Les argiles marneuses

Similairement à l'unité I, les résultats des paramètres géotechniques de l'unité II sont regroupés sur le tableau 3.11.

**Tab. 3.11: Caractéristiques géotechniques des argiles marneuses (Unité II).**

Paramètre	Désignation	Nombre d'échantillon retenu	Valeur min	Valeur max	Valeur moy	Coefficient de variance	Valeur retenue
Poids volumique sec	$\gamma_d$ (KN/m <sup>3</sup> )	9	16,1	17,3	16,78	0,027	17
Poids volumique humide	$\gamma_h$ (KN/m <sup>3</sup> )	9	19,42	21,66	20,57	0,029	20,6
Teneur en eau	w (%)	9	20,60	25,20	22,58	0,080	22,6
Degré de saturation	Sr (%)	9	100	100	100	-	100
Analyse granulométrique (% des passants)	< 2mm	1	-	-	97	-	97
	< 80 $\mu$	1	-	-	86	-	86
	< 3 $\mu$	1	-	-	55	-	55
limites d'Atterberg	WL (%)	9	48	57	53,22	0,076	53
	IP (%)	9	24	31	27	0,085	27
Indice de consistance	Ic	9	0,992	1,32	1,149	0,095	1,15
Poids des terres	$\sigma_0$ (bar)	1	-	-	0,98	-	0,98
Caractéristiques oedométriques	Pc (bar)	1	-	-	4,86	-	4,86
	Cc (%)	1	-	-	18,20	-	18,20
	Cg (%)	1	-	-	6,28	-	6,28
Compression simple	Rc (bar)	2	0,18	0,195	0,188	0,040	0,2
Résistance au Cisaillement	Cu (bar)	2	1,3	1,80	1,55	0,048	1,55
	$\phi_u$ (°)	2			12		12
	C' (bar)	2	0,41	0,50	0,455	0,092	0,46
	$\phi'$ (°)	2	22	26	24	0,083	24

### a) Caractéristiques physiques

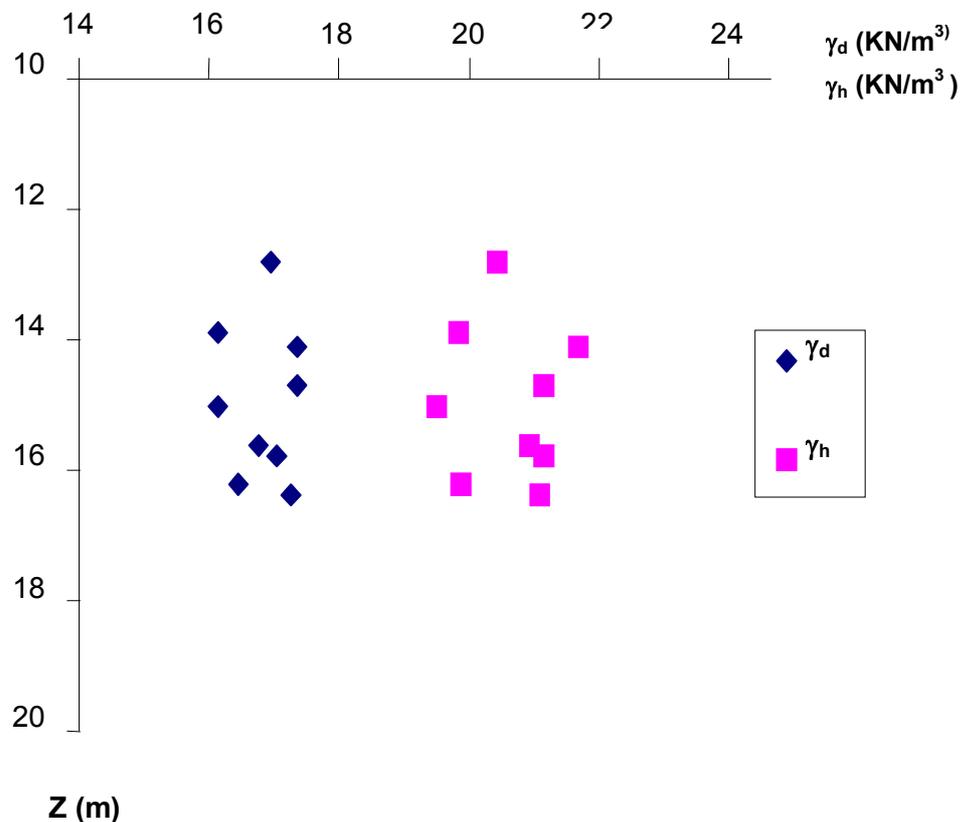
- **Densité**

Sur plusieurs échantillons testés, 9 seulement ont été retenus en raison de la dispersion des résultats.

Le poids volumique sec varie entre 16,1 et 17,3 KN/m<sup>3</sup>, avec une moyenne de l'ordre de 17 KN/m<sup>3</sup>, indiquant une formation relativement dense. La figure 3.12 montre que la densité sèche varie dans un nuage de points relativement serré.

Le poids volumique humide varie entre 19,42 et 21,66 KN/m<sup>3</sup> (Tab. 3.11) avec une moyenne de 20,6 KN/m<sup>3</sup>, qui est relativement élevée.

De même, les faibles coefficients de variance de 2,7 et 2,9 sont indicatifs de l'homogénéité des densités des échantillons testés.



**Fig. 3.12 : Variation des densités sèche ( $\gamma_d$ ) et humide ( $\gamma_h$ ) en fonction de la profondeur (z)**

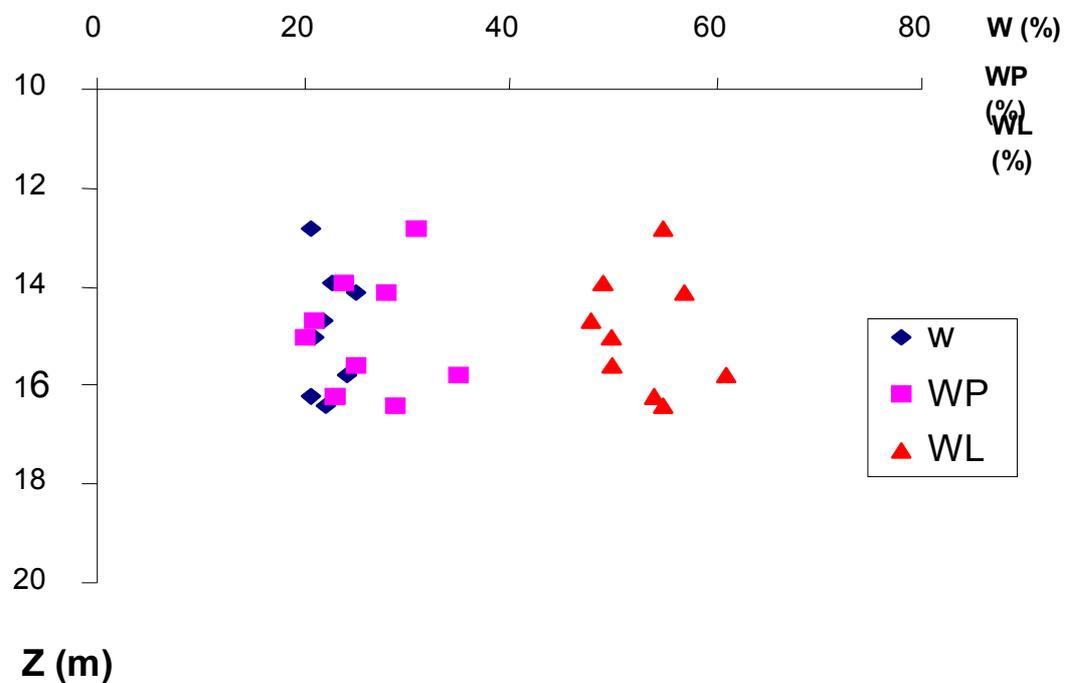
- **Humidité**

L'ensemble des 9 échantillons retenus a montré des teneurs en eau variant de 20,6 à 25,2 % (Fig. 3.13), avec une valeur moyenne de l'ordre de 22,6 % et un coefficient de variance de 8 %. L'état saturé de cette formation est expliqué par l'infiltration de l'eau à partir des lentilles sableuses.

- **Consistance**

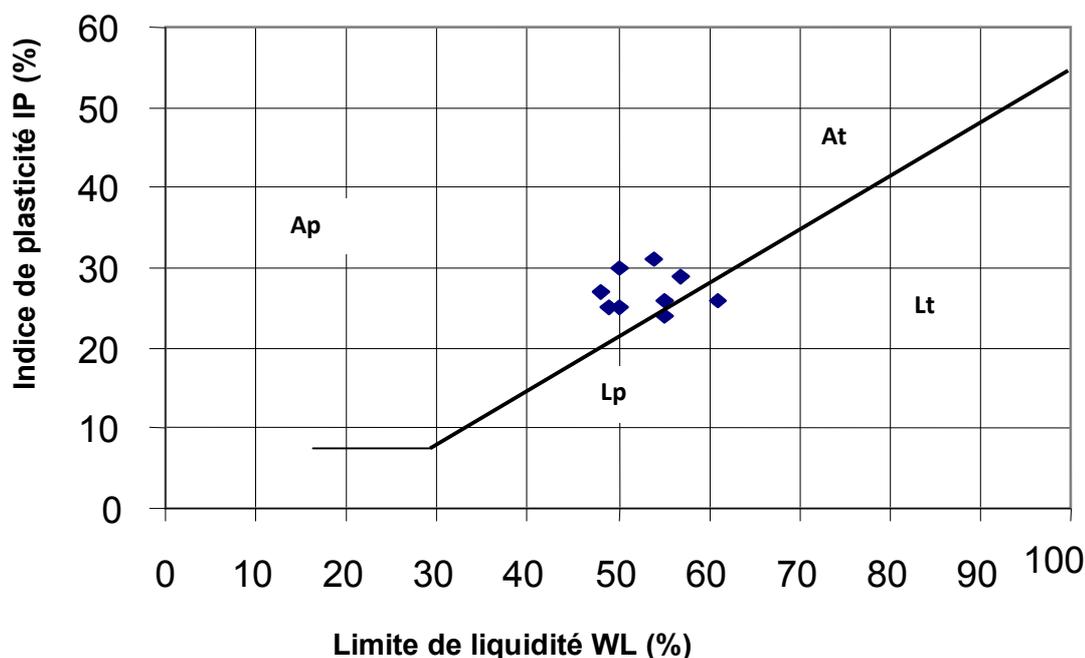
Cette formation est caractérisée par une valeur moyenne de la limite de liquidité élevée de l'ordre de 53 %. L'indice de plasticité varie de 24 à 31 % donnant une moyenne de l'ordre de 27 %. Les coefficients de variance sont de 7,6 et 8,5 %, respectivement pour WL et IP, marquent les dispersions dans les valeurs mesurées.

L'indice de consistance  $I_c$  varie autour de 1,12, ceci est un paramètre indicatif d'une formation très raide (Tab. 3.11), et les mêmes remarques signalées au niveau de l'unité I, sont aussi observés en unité II.



**Fig. 3.13 : Variation de la teneur en eau (w), la limite de liquidité (WL) et de la limite de plasticité (WP) en fonction de la profondeur (z)**

Sur les 9 échantillons retenus, le diagramme de Casagrande (Fig. 3.14), montre que les échantillons testés se classent dans les argiles plastiques et très plastiques, avec certains éléments qui se classent dans les limons très plastiques.



**Fig. 3.14: Classification des argiles marneuses de l'unité II dans le diagramme de Casagrande**

## b) Essais mécaniques

- **Compression simple**

Plusieurs échantillons argileux ont été soumis à la compression simple, En raison de la dispersion des résultats, seuls deux échantillons ont été retenus.

La résistance à la compression moyenne est de l'ordre de 0,2 bars.

- **Essais oedométriques**

Un seul essai de consolidation classique, à l'oedomètre a été réalisé sur un échantillon prélevé à une profondeur de 6 m. La pression de préconsolidation est estimée à une valeur de 4,86 bars, indiquant l'état surconsolidé du sol testé.

Le coefficient de compressibilité ( $C_c$ ) qu'est de l'ordre de 18,2 %, indique un sol moyennement compressible, par contre le coefficient de gonflement ( $C_g$ ), qui est de 6,28 % caractérise un sol sensible au gonflement et par conséquent le sol risque de décompresser après déchargement.

- **Cisaillement**

Les caractéristiques de cisaillement ont été mesurées par un essai rapide, non consolidé, non drainé. Les deux échantillons retenus ont donné un même angle  $\phi_u = 12^\circ$  et  $C_u = 1,55$  bars.

Les caractéristiques de cisaillement à long terme ont été évaluées sur deux échantillons, à partir d'un essai triaxial. Les valeurs moyennes ont donné un angle  $\phi' = 24^\circ$  et  $C' = 0,46$  bars

### 3.3.3.2.3 : Etude de l'unité III : Les sables.

En raison de la difficulté d'échantillonnage et de récupération de carottes intactes, le nombre d'échantillons testés, dans cette unité, est très limité.

Egalement, il importe de signaler que la présence d'intercalations carbonatées peut être à l'origine de l'hétérogénéité des éprouvettes, expliquant le nombre réduit de carottes représentatives.

**Tab. 3.12 : Caractéristiques géotechniques des sables (Unité III).**

Paramètres	Désignations	Nombre d'échantillon retenu	Valeurs min	Valeurs max	Valeurs moy	Coefficient de la variance	Valeur retenue
Poids volumique sec	$\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> )	03	13,5	15,3	14,27	0,053	14
Poids volumique humide	$\gamma_h$ (kN/m <sup>3</sup> )	03	16,48	19,9	17,86	0,080	18
Teneur en eau	w (%)	02	22,1	26,7	24,4	0,094	24,4
Degré de saturation	Sr (%)	02	72	78	75	0,040	75
Analyse granulométrique (% des passants)	2 mm	08	92	97	95	0,089	95
	80 $\mu$	08	10	18	15	0,090	15
limites d'Atterberg	WL (%)	-	-	-	-	-	-
	IP (%)	-	-	-	-	-	-
Indice de consistance	Ic	-	-	-	-	-	-
Caractéristiques	Pc (bar)	-	-	-	-	-	-

oedométriques	Cc (%)	-	-	-	-	-	-
	Cg (%)	-	-	-	-	-	-
Compression simple	Rc (bar)	-	-	-	-	-	-
Résistance au cisaillement	Cu (bar)	03	0,14	0,17	0,15	0,058	0,15
	$\phi_u$ (°)	03	31	35	33	0,039	33

### Caractéristiques physiques

- **Compacité**

Sur seulement 3 échantillons retenus, le poids volumique sec est compris entre 13,5 et 15,3 kN/m<sup>3</sup>, avec une moyenne de l'ordre de 14 kN/m<sup>3</sup> (Tab. 3.12). Ces valeurs indiquent une faible compacité de ces sables.

Le poids volumique humide, quant à lui, varie entre 16,48 et 19,9 kN/m<sup>3</sup>, et présente une moyenne de 17,86 kN/m<sup>3</sup> (Tab. 3.12), avec un coefficient de variance de 8 %, qui reflète l'hétérogénéité observée dans cette unité, même sur 3 échantillons.

- **Humidité**

La valeur de la teneur en eau mesurée sur deux échantillons est de 24.4 %, avec un coefficient de variance de l'ordre de 9.4 %, qui montre la divergence entre les deux valeurs mesurées (Tab.3.12). Le degré de saturation moyen est de 75 %. Il importe de signaler que les limites d'Atterberg n'ont pas été mesurées dans cette formation.

#### a) Essais mécaniques

- **Cisaillement rapide**

Six échantillons de sable remanié ont été soumis au cisaillement rapide non consolidé, non drainé. Ces essais ont donné des valeurs très dispersées pour l'angle de frottement et la cohésion, pour cela, seuls trois résultats ont été retenus.

La valeur de la cohésion Cu oscille entre 0,14 à 0,17 bar, pour une moyenne de 0.15 bars. L'angle de frottement moyen caractérisant ces sables est de 33°, il est compris entre 31° et 35°.

La valeur de la cohésion légèrement élevée, dans le cas des sables, peut être expliquée par la présence d'éléments fins.

### 3.3.3.2.4 : Etude de l'unité IV : les marnes

La formation marneuse étant le terrain encaissant de l'ouvrage, la majorité des campagnes de reconnaissance est axée sur cette formation.

**Tab.IV- 6 : Caractéristiques géotechniques des marnes (Unité IV).**

Paramètre	Désignation	Nombre d'échantillon retenu	Valeur min	Valeur max	Valeur moy	Coefficient de variance	Valeur retenue
Poids volumique sec	$\gamma_d$ (KN/m <sup>3</sup> )	22	16,4	17,9	17	0,021	17
Poids volumique humide	$\gamma_h$ (KN/m <sup>3</sup> )	22	19,56	22,71	20,96	0,0227	21
Teneur en eau	w (%)	22	19,3	26,9	22,64	0,0792	22,64
Degré de saturation	Sr (%)	22	100	100	100	-	100
Granulométrie (% des passants)	< 2 mm	3	100	-	100	-	100
	< 80 $\mu$	3	71	77	74	0,056	74
	< 3 $\mu$	3	42	48	45	0,072	45
Limites d'atterberg	WL (%)	22	58	73	68,23	0,052	68
	IP (%)	22	29	40	34,86	0,072	35
Indice de consistance	Ic	22	1,17	1,38	1,25	0,068	1,25
Poids des terres	$\sigma_0$ (bar)	3	1,6	3	1,9	0,075	1,9
Caractéristiques oedométriques	Pc (bar)	3	5	5,28	5,4	0,0225	5,14
	Cc (%)	3	14,4	15,4	15,06	0,033	15,06
	Cg (%)	3	8,16	9,98	9,15	0,082	9
Compression simple	Rc (bar)	6	0,806	1,05	0,919	0,10	0,92
Résistance au Cisaillement	Cu (bar)	4	2	2,7	2,34	0,099	2,34
	$\phi_u$ (°)	4	23	25	23,75	0,0349	24
	C' (bar)	3	0,181	0,23	0,203	0,099	0,203
	$\phi'$ (°)	3	21	26	23,33	0,088	23

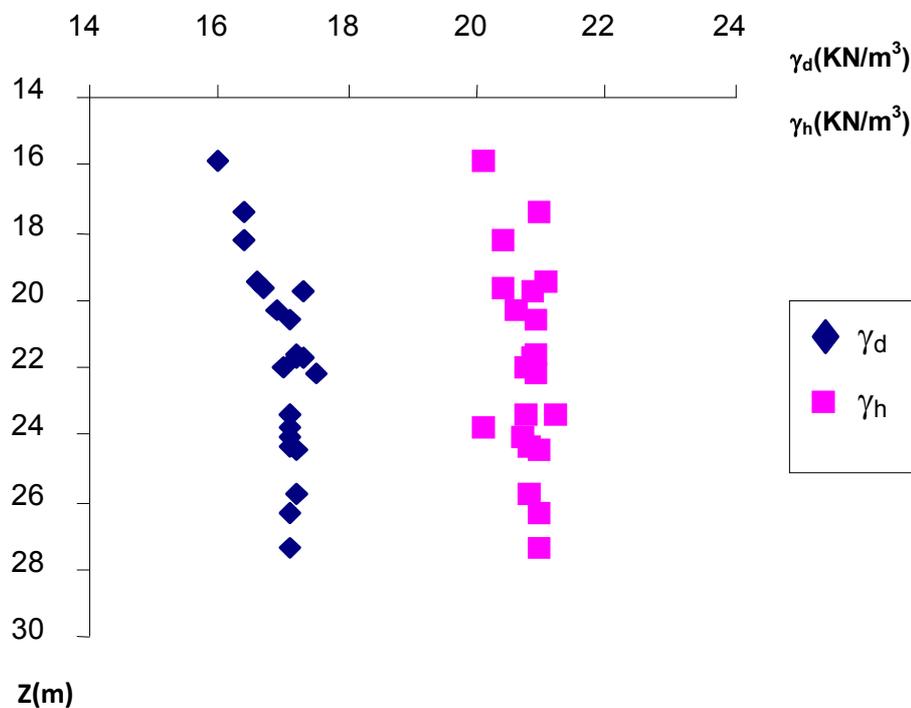
## a) Caractéristiques physiques

### • Compacité

Les valeurs du poids volumique sec ( $\gamma_d$ ), varient autour de  $17 \text{ KN/m}^3$  avec un minimum qui est de l'ordre de  $16,4 \text{ KN/m}^3$  et un maximum de l'ordre de  $17,9 \text{ KN/m}^3$  (Fig. 3.15). Le coefficient de variance, mesurée sur 22 échantillons, étant de 2,1 % indique sur l'homogénéité des échantillons testés de la marne. Ces valeurs indiquent un sol de compacité moyenne à élevée.

De même, les valeurs du poids volumique humide ( $\gamma_h$ ) sont comprises entre  $19,56$  et  $22,71 \text{ KN/m}^3$  donnant une moyenne de l'ordre de  $21 \text{ KN/m}^3$ , qui sont relativement assez élevée.

La figure 3.15, montre une légère augmentation des poids volumiques sec ( $\gamma_d$ ) en profondeur, entre 14 et 28 m, due au poids des terres sus-jacent.



**Fig. 3.15 : Variation de la densité sèche ( $\gamma_d$ ) et humide ( $\gamma_h$ ) en fonction de la profondeur (z)**

### • Humidité

L'ensemble des 22 échantillons prélevés a donné une teneur en eau oscillant entre 19,3 et 26,9 %. La valeur moyenne est de 22,64 % avec un coefficient de

variance de 7,92 % qui indique les difficultés de maintenir la teneur en eau naturelle lors des prélèvements. Par ailleurs, en raison de l'existence de l'aquifère astien, au-dessous de cette formation, les matériaux se trouvent dans un état saturé ( $S_r = 100 \%$ ), bien que les teneurs en eau restent très en dessous de WL et WP. Ces valeurs confirment bien, les valeurs élevées de  $\gamma_h$ .

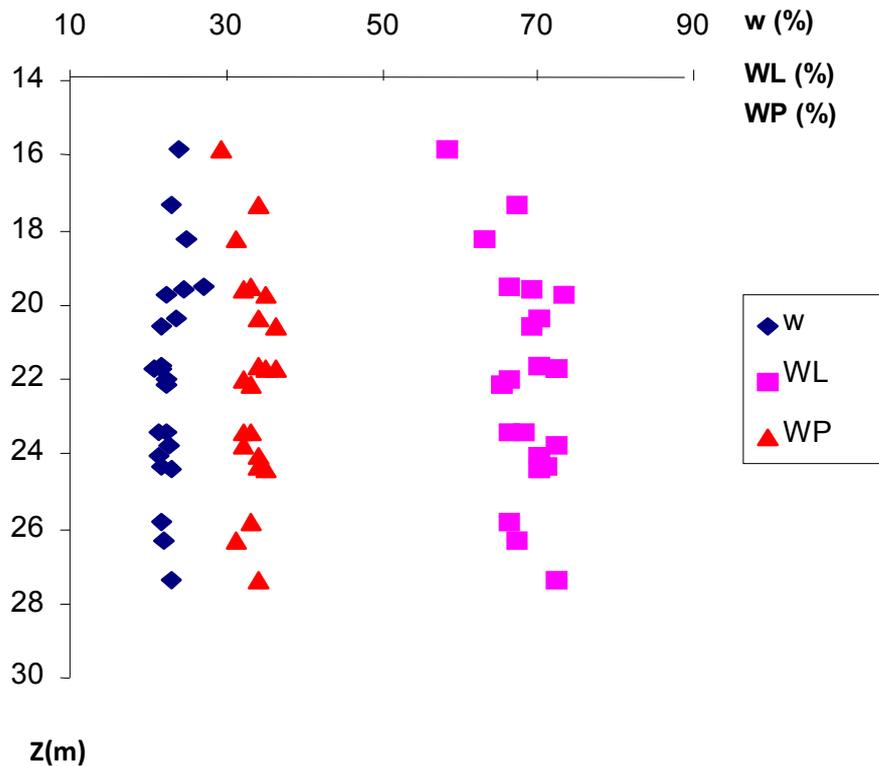
- **Consistance**

Cette formation est caractérisée par des valeurs de limites de liquidité élevées qui dépassent tous les 50 %, caractérisant les marnes plastiques.

La moyenne obtenue pour WL est de l'ordre de 68 % comprise entre 58 et 73 %, avec un indice de plasticité qui varie entre 29 et 40 % et de moyenne de 35 % (Tab. 3.13).

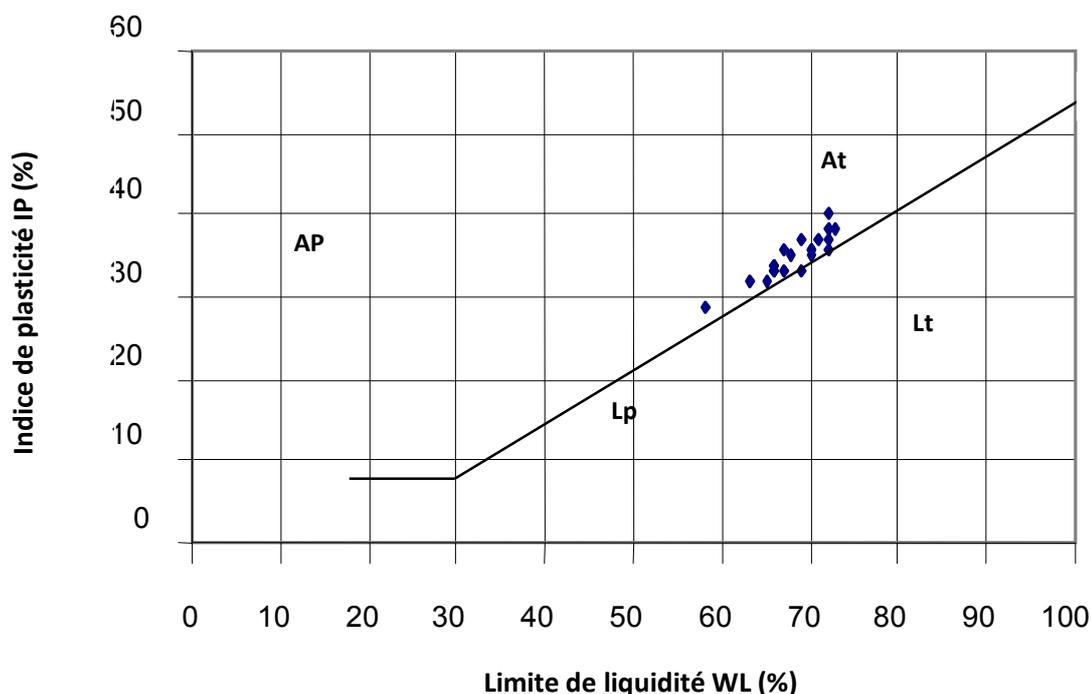
Les indices de consistances tournent autour de 1,25 et compris entre 1,17 et 1,38 (Tab. 3.13), ce qui indique que ces marnes sont de consistance ferme à raide, malgré leur saturation. Ces résultats confirment bien l'état dense de ces formations ( $\gamma_h = 21 \text{KN/m}^3$ ).

La figure (3.16) montre la variation de w, WL et WP en fonction de la profondeur.



**Fig. 3.16 : Variation de la teneur en eau (w), la limite de liquidité (WL) et limite de plasticité (WP) en fonction de la profondeur (z)**

Le couple (WL ; IP), montre que les points se localisent au-dessus de la ligne A, dans la zone des argiles très plastique (Fig. 3.17).



**Fig. 3.17 : Classification des marnes de l'unité IV dans le diagramme de Casagrande**

## b) Essais mécaniques

- Compression simple

Plusieurs essais de compressions simples ont été réalisés. Seulement 6 valeurs ont été prises en comptes en raison des valeurs dispersées de la résistance à la compression. Les valeurs de  $R_c$  sont comprises entre 0,806 et 1,05 bar, donnant une moyenne de 0,919 bar.

- **Résistance au cisaillement**

### - A court terme

Les essais de cisaillement à la boîte de Casagrande, ont été réalisés sur des échantillons de marne prélevés à différentes profondeur. Les résultats ont permis d'avoir les paramètres de cisaillement à court terme, la cohésion  $C_u$  et l'angle de frottement  $\phi_u$ .

Les valeurs mesurées sur 4 échantillons ont donné des valeurs de  $C_u$  et  $\phi_u$  de l'ordre de 2,34 bars et  $24^\circ$  respectivement. (Tab.3.13).

#### - A long terme

Les valeurs des paramètres à long terme sont très dispersées (coefficient de variance égale à 9,9 % pour  $c'$  et 8,8 % pour  $\phi'$ ) et tournent autour 0,203 bars avec un minimum de 0,181 bars et un maximum de 0,23 bars. Les valeurs varient entre 0,181 et 0,23 bars, et de 21 à 26° respectivement pour ( $c'$  et  $\phi'$ ).

#### • Essai de compressibilité

Trois échantillons prélevés à différentes profondeurs ont été soumis à des essais de compressibilités à l'oedomètre et aux essais de gonflements libres. Les essais de compressibilités poussés jusqu'au palier de pression de 2 bars ont révélé des sols surconsolidés. En effet, la pression de préconsolidation moyenne des échantillons est largement supérieure à la valeur des poids des terres au repos.

Les indices de compressibilités sont très serrés, donnant une moyenne de 15 %. Ces résultats caractérisent un sol moyennement compressible, en raison de la situation de cette formation en profondeur allant de 11 à 26 m.

Pour l'indice de gonflement, il est de l'ordre de 9 %, variant entre 8,16 % et 9,98 %, ce qui indique un sol gonflant, mais le risque de gonflement reste négligeable sauf en cas de déchargement ou décompression suite aux fouilles et aux terrassements en profondeur.

### 3.3.3.3: Discussion générale sur les caractéristiques géotechniques

**Unité I :** elle est représentée par des formations quaternaires. Les essais pressiométriques montrent une augmentation de module pressiométrique ( $E_p$ ) qui passe de 27,08 à 57,09 bars, entre 2 et 6 m. En revanche, la pression limite ( $P_l$ ), a montré une légère augmentation, de 5,06 à 7,41 bars jusqu'à 4 m, puis une chute brusque est observée à 5 m.

La densité sèche mesurée est relativement constante entre 2 et 4 m. L'augmentation de la densité sèche ( $\gamma_d$ ), à partir de 4 m, est en bon accord avec l'augmentation de la pression limite. Les mêmes tendances sont affichées par la densité humide.

**Unité II :** pour l'unité II, les argiles affichent une légère augmentation des paramètres pressiométriques de 61,12 à 65,73 bars pour le module pressiométrique ( $E_p$ ), et de 77,95 à 13,04 bars pour la pression limite ( $P_l$ ). Une chute brutale est enregistrée à 9 m de profondeur ( $E_p = 8,09$  bars,  $P_l = 4,91$  bars).

Les densités sèches et humides présentent des valeurs assez serrées de 16,1 à 17,3 KN/m<sup>3</sup> et de 19,42 à 21,66 KN/m<sup>3</sup>, respectivement.

**Unité III :** cette unité, est caractérisée par une remontée brusque de module pressiométrique, pour une épaisseur de 2 m, les valeurs de (Ep) passent de 8,05 à 94,5 bars.

Par contre la densité sèche, affiche une légère diminution par rapport aux deux unités précédentes, et ceci malgré les valeurs élevées de (Ep) et de (Pl).

**Unité IV :** pour cette unité, les essais pressiométriques ont montré une hétérogénéité de la formation marneuse. En effet, de 14 à 17 m, ces valeurs augmentent en profondeur, et passent de 201,62 à 534,47 bars pour (Ep) et de 14,56 à 26,35 bars, arrivant même au refus lors de sondage.

Par d'autres endroits, ces valeurs sont très variables. Entre 17 et 20 m, le module pressiométriques chutent et passent de 210,31 à 99,74 bars, et la limite pressiométrique, quant à elle, passe de 23,78 à 19,19 bars. En revanche, à partir de 21 m, ces valeurs augmentent pour atteindre 248.02 bars et 25.58 bars pour Ep et Pl respectivement.

La densité sèche, mesurée entre 14 et 22 m, marque une légère augmentation qui passe de 16,4 à 17,9 KN/m<sup>3</sup>. Par contre, à partir de 23 m, la densité sèche mesurée, a donné des valeurs de l'ordre de 17,5 KN/m<sup>3</sup>. Les mêmes remarques sont observées, pour la densité humide.

# CHAPITRE IV

## **Description du code de calcul Plaxis de la méthode des éléments finis**

### **4.1 Analyse des contraintes et déformation planes**

#### **4.1.1 Les méthodes numériques**

Il y a une multitude de problèmes d'engineering auxquels on ne peut obtenir des solutions exactes. Ceci est attribué parfois à la nature complexe des équations différentielles liées aux conditions aux limites ou aux conditions initiales. Pour remédier à ce problème, il est fait recours aux approximations numériques. Les solutions analytiques montrent le comportement d'un système sur n'importe quel point dans le système ; tandis que les solutions numériques donnent une approximation exacte de la solution seulement aux points de discrétisations, appelés nœuds. La première étape dans n'importe quelle analyse numérique est la discrétisation du système, ce procédé divise le milieu d'intérêt en petites zones interconnectées par des nœuds.

Il existe deux classes communes de méthodes numériques : les différences finies et les éléments finis. Dans la méthode des différences finies, l'équation différentielle est développée pour chaque nœud, et les dérivées sont remplacées par les équations différentielles. Cette approche résulte en un ensemble d'équations linéaires. Quoique la méthode des différences finies soit facile d'usage dans les problèmes simples, elle devient difficile à appliquer dans les géométries complexes ou avec des conditions aux limites compliquées. Cette situation est encore vraie avec les matériaux non - isotropiques.

Relativement, la méthode des éléments finis utilise les formulations intégrales au lieu des équations différentielles pour générer un système d'équations algébriques. Une fonction approximative continue représente la solution pour chaque élément. La solution totale est générée par l'assemblage des solutions individuelles, permettant ainsi la continuité dans les limites des éléments.

#### **4.1.2 L'histoire en bref de la méthode des éléments finis**

La méthode des éléments finis est une procédure numérique qui peut être appliquée pour obtenir des solutions aux problèmes d'engineering. Le transfert, linéaire, non linéaire dans l'analyse des contraintes, le transfert de chaleur, écoulement des liquides, ainsi que les problèmes géotechniques peuvent être analysés par le biais de la méthode des éléments finis. L'origine de cette méthode date de 1900, où quelques scientifiques ont tenté de modéliser un continuum élastique en barres élastiques. Courant est considéré comme le premier scientifique à avoir développé la méthode

moderne des éléments finis. Dans un article publié en 1940, Courant utilisa la discrétisation d'un système de plaques en éléments finis à forme triangulaires pour étudier les problèmes de torsion.

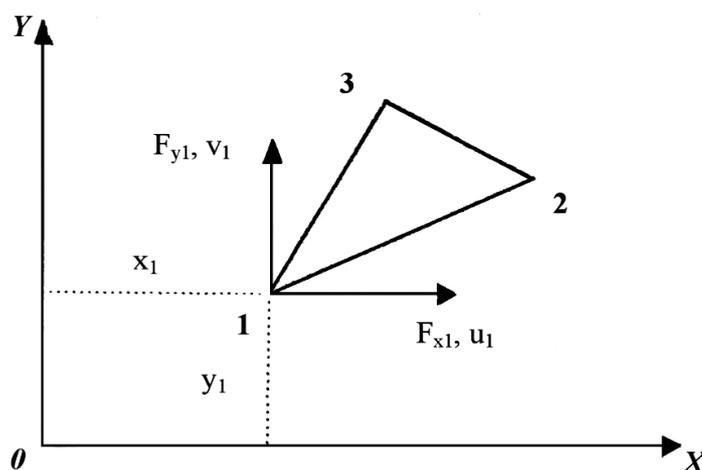
L'étape suivante dans l'utilisation de la méthode des éléments finis été réalisée par Boeing en 1950, les ingénieurs de Boeing utilisent des éléments triangulaires pour modéliser les ailes des avions en études. En 1960, Clough popularise la méthode des éléments finis en élargissant les champs d'application de cette méthode à d'autre secteur de l'engineering. Zienkiewicz et Chung établissent que cette méthode peut être applicable à tous les problèmes d'engineering.

En 1975, des travaux ont commencés dans le but d'appliquer la méthode des éléments finis aux problèmes de mécanique des sols. Les travaux de développement du Critical State Program (CRISP) commencent à l'Université de Cambridge, en Grande Bretagne. Ces travaux ont étaient publiés en 1986 (Britto et Gunn), depuis, des approches similaires ont étaient utilisées par d'autres équipes de recherche pour développer des programmes informatiques basés sur la méthode des éléments finis. L'un des plus modernes est le PLAXIS qui est un logiciel spécialement développé pour l'analyse des problèmes de mécanique des sols et des roches.

### 4.1.3 Différentes étapes de calcul par éléments finis bidimensionnelles

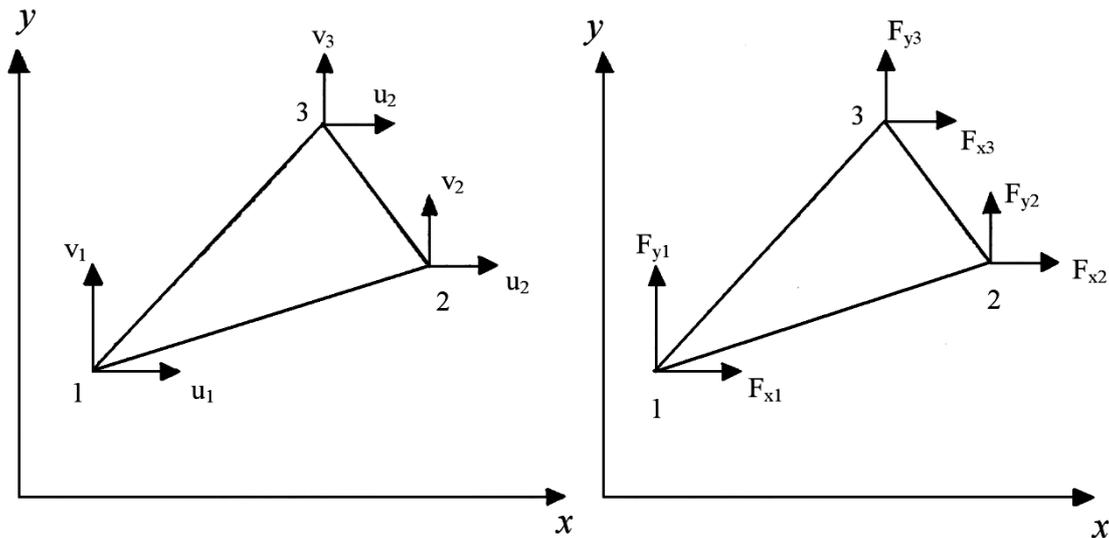
#### 4.1.3.1 Choix d'un système de coordonnées et d'un nombre de nœuds convenables.

Le système de coordonnées cartésiennes montré en (figure 4.1) est utilisé et les trois nœuds sont numérotés 1, 2 et 3 dans le sens contraire de l'aiguille d'une montre, les positions de ces nœuds en fonction des coordonnées cartésiennes sont :  $(x_1, y_1)$ ,  $(x_2, y_2)$ ,  $(x_3, y_3)$ .



**Fig. 4.1 : coordonnées cartésiennes et numérotation des nœuds d'un élément triangulaire en élasticité plane.**

Le système de coordonnées et de numérotation des nœuds d'un élément pour un problème d'élasticité plane où tous les déplacements sont dans le plan  $y, x$ , l'élément a deux degrés de libertés à chaque nœud comme montré en (figure 4.2). Ecrivons un total de six degrés de liberté ( $u_1, v_1; u_2, v_2; u_3, v_3$ ) pour l'élément triangulaire. Les forces correspondantes sont :  $F_{x1}, F_{y1}; F_{x2}, F_{y2}; F_{x3}, F_{y3}$ .



**Fig. 4.2 : déplacements nodaux et forces nodaux**

En utilisant la notation de matrice, le vecteur déplacement au nœud peut être écrit comme :

$$\{\delta_1\} = \begin{Bmatrix} u_1 \\ v_1 \end{Bmatrix}$$

et le vecteur force au nœud 1 peut être écrit comme :

$$\{F_1\} = \begin{Bmatrix} F_{x1} \\ F_{y1} \end{Bmatrix}$$

Les vecteurs déplacements et de forces pour l'élément triangulaire peuvent être écrits :

$$\{\delta^e\} = \begin{Bmatrix} \{\delta_1\} \\ \{\delta_2\} \\ \{\delta_3\} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} u_1 \\ v_1 \\ u_2 \\ v_2 \\ u_3 \\ v_3 \end{Bmatrix}$$

$$\{F^e\} = \begin{Bmatrix} \{F_1\} \\ \{F_2\} \\ \{F_3\} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} F_{x1} \\ F_{y1} \\ F_{x2} \\ F_{y2} \\ F_{x3} \\ F_{y3} \end{Bmatrix}$$

Puisque chacun de ces vecteurs contient six termes, la matrice de rigidité  $[K^e]$  est une matrice  $[6 * 6]$  pour ce triangle d'élasticité plane.

$$\{F^e\} = [K^e] \{\sigma^e\} \quad (I)$$

#### 4.1.3.2 Choix de la fonction de déplacement $[f(x,y)]$ qui définit le déplacement $\{\delta(x,y)\}$ à n'importe quel point dans l'élément.

Pour un problème d'élasticité plane le déplacement de tout point peut être obtenu par les mouvements  $u$  et  $v$  dans les directions  $X$  et  $Y$  respectivement. Puis qu'il y a six degrés, dans ce cas six coefficients inconnus ( $\alpha_1 \alpha_2 \dots \alpha_6$ ) sont exigés dans le polynôme représentant le chemin de déplacement permis. La représentation la plus simple est donnée par les 02 polynômes linéaires suivants :

$$\begin{aligned} u &= \alpha_1 + \alpha_2 x + \alpha_3 y \\ v &= \alpha_4 + \alpha_5 x + \alpha_6 y \end{aligned} \quad (4.1)$$

Puis que ces déplacements sont linéaires suivant les axes  $x$  et  $y$  la continuité du déplacement est assurée le long des interfaces des éléments pour tout déplacement nodale.

L'équation (4.1) peut être écrite sous forme de matrice comme :

$$\{\delta(x,y)\} = \begin{Bmatrix} u \\ v \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} 1 & x & y & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1 & x & y \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \alpha_1 \\ \alpha_2 \\ \alpha_3 \\ \alpha_4 \\ \alpha_5 \\ \alpha_6 \end{Bmatrix} \quad (4.2)$$

ou brièvement  $\{\delta(x,y)\} = [f(x,y)]\{\alpha\}$  (II)

#### 4.1.3.3 Etat de l'expression de déplacement $\{\delta(x,y)\}$ dans l'élément en fonction des déplacements nodaux $\delta^e$ .

Cette étape est réalisée en substituant les valeurs des coordonnées nodales dans l'équation [4.2] et par conséquent obtenir les expressions pour les coefficients inconnus, par exemple au nœud I,

$$\{\delta_1\} = \delta\{(x_1, y_1)\} = [f(x_1, y_1)] \{\alpha\}$$

où  $\{\delta(x,y)\} = [f(x,y)]\{\alpha\}$  est donnée dans l'équation [4.2 a].

$$\{\delta_1\} = \begin{bmatrix} 1 & x_1 & y_1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1 & x_1 & y_1 \end{bmatrix} \{\alpha\} \quad (4.3 a)$$

Similairement pour les nœuds 2 et 3, [4.3 b] et [4.3 c] sont obtenues.

$$\{\delta_1\} = \begin{bmatrix} 1 & x_2 & y_2 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1 & x_2 & y_2 \end{bmatrix} \quad (4.3 \text{ b})$$

$$\{\delta_3\} = \begin{bmatrix} 1 & x_3 & y_3 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1 & x_3 & y_3 \end{bmatrix} \quad (4.3 \text{ c})$$

En combinant les vecteurs déplacements pour l'élément, l'équation suivante est obtenue en terme générale comme :

$$\{\delta^e\} = \begin{Bmatrix} \{\delta_1\} \\ \{\delta_2\} \\ \{\delta_3\} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \{\delta(x_1, y_1)\} \\ \{\delta(x_2, y_2)\} \\ \{\delta(x_3, y_3)\} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} [f(x_1, y_1)] \\ [f(x_2, y_2)] \\ [f(x_3, y_3)] \end{bmatrix} \{\alpha\} \quad (4.3 \text{ d})$$

En utilisant l'équation II, les déplacements  $\{\delta(x, y)\}$  en tout point(x, y) à l'intérieur de l'élément peuvent maintenant être déterminés en fonction de  $\{\delta\}$  comme :

$$\{(x, y)\} = [f(x, y)][A]^{-1}\{\delta^e\}$$

En substituant les équations (4.3 a) à (4.3 c) dans l'équation (4.3 d) l'équation (4.4) est obtenue :

$$\{\delta^e\} = \begin{Bmatrix} \{\delta_1\} \\ \{\delta_2\} \\ \{\delta_3\} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} 1 & x_1 & y_1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1 & x_1 & y_1 \\ 1 & x_2 & y_2 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1 & x_2 & y_2 \\ 1 & x_3 & y_3 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1 & x_3 & y_3 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \alpha_1 \\ \alpha_2 \\ \alpha_3 \\ \alpha_4 \\ \alpha_5 \\ \alpha_6 \end{Bmatrix} \quad (4.4)$$

Laquelle peut être écrit comme :

$$\{\delta^e\} = [A]\{\alpha\} \quad (4.5)$$

Il doit être noté que tous les termes de la matrice [A] sont connus puis qu'il s'agit tout simplement des coordonnées des nœuds de l'élément.

Les coefficients inconnus du polynôme  $\{\alpha\}$  sont maintenant déterminés à partir de l'équation (4.5) en intervertissant les coefficients de la matrice [a] pour donner :

$$\{\alpha\} = [A]^{-1}\{\delta^e\} \quad (4.6)$$

Ainsi dans l'équation (4.6), la relation recherchée entre les coefficients inconnus  $\{\alpha\}$  et les déplacements nodaux  $\{\delta^e\}$  a été obtenue.

#### 4.1.3.4. Les élongations $\{\varepsilon(x, y)\}$ liées aux déplacements $\{\delta(x, y)\}$ de tout point dans l'élément et par conséquent les déplacements nodaux $\{\delta^e\}$ .

Pour les problèmes de contraintes et d'élongations planes, le vecteur d'élongation  $\{\varepsilon(x, y)\}$  est donné comme :

$$\{\varepsilon(x, y)\} = \begin{Bmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \gamma_{xy} \end{Bmatrix}$$

Comme nous le savons déjà

$$\varepsilon_x = \frac{\partial u}{\partial y}; \quad \varepsilon_y = \frac{\partial v}{\partial y}, \quad \text{et}$$

$$\gamma_{xy} = \frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x}$$

En substituant la valeur de u et v de l'équation (4.1) nous obtenant :

$$\varepsilon_x = \frac{\partial}{\partial x} (\alpha_1 + \alpha_2 x + \alpha_3 y) = \alpha_2$$

$$\varepsilon_y = \frac{\partial}{\partial y} (\alpha_4 + \alpha_5 x + \alpha_6 y) = \alpha_6$$

$$\varepsilon_{xy} = \frac{\partial}{\partial x} (\alpha_1 + \alpha_2 x + \alpha_3 y) + \frac{\partial}{\partial x} (\alpha_4 + \alpha_5 x + \alpha_6 y) = \alpha_3 + \alpha_5$$

Ainsi

$$\{\varepsilon(x, y)\} = \begin{Bmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \gamma_{xy} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \alpha_2 \\ \alpha_6 \\ \alpha_3 + \alpha_5 \end{Bmatrix}$$

$$\text{ou} \quad \{\varepsilon(x, y)\} = \begin{Bmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \gamma_{xy} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \\ 0 & 0 & 1 & 0 & 1 & 0 \end{bmatrix} \quad (4.7)$$

ou simplement

$$\{\varepsilon(x, y)\} = [C] \{\alpha\} \quad (4.8)$$

En remplaçant  $\alpha$  par  $[A]^{-1}[\delta^e]$ , on trouve :

$$\{\varepsilon(x, y)\} = [C] [A]^{-1}[\delta^e] \quad (4.9)$$

laquelle peut être écrit comme

$$\{\varepsilon(x, y)\} = [B][\delta^e] \quad \text{IV}$$

#### 4.1.3.5 Les contraintes intérieures $\{\sigma(x, y)\}$ en relation avec les élongations $\{\varepsilon(x, y)\}$ et les déplacements $[\delta^e]$ .

Pour un problème d'élasticité plane, l'état de contraintes  $\{\sigma(x, y)\}$  en tout point peut être représenté par trois composantes de contraintes  $\sigma_x$ ,  $\sigma_y$ , et  $\tau_{xy}$ ,

$$\{\sigma(x, y)\} = \begin{Bmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \tau_{xy} \end{Bmatrix} \quad (4.10)$$

Pour un problème de contraintes planes, les relations suivantes existent entre les contraintes et les élongations.

$$\varepsilon_x = \frac{\sigma_x}{E} - \frac{\nu\sigma_y}{E}, \quad \varepsilon_y = \frac{\nu\sigma_x}{E} + \frac{\sigma_y}{E}$$

et

$$\gamma_{xy} = \frac{\tau_{xy}}{G} = \frac{2(1+\nu)}{E} \cdot \tau_{xy}$$

$$\{\varepsilon(x, y)\} = \begin{Bmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \varepsilon_{xy} \end{Bmatrix} = \frac{1}{E} \begin{bmatrix} 1 & -\nu & 0 \\ -\nu & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 2(1+\nu) \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \tau_{xy} \end{Bmatrix} \quad (4.11)$$

En réarrangeant l'équation (4.11) il peut être montré que :

$$\{\sigma(x, y)\} = \begin{Bmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \tau_{xy} \end{Bmatrix} = \frac{1}{1-\nu^2} \begin{bmatrix} 1 & -\nu & 0 \\ -\nu & 1 & 0 \\ 0 & 0 & \frac{(1-\nu)}{2} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \gamma_{xy} \end{Bmatrix} \quad (4.12)$$

ou 
$$\{\varepsilon(x, y)\} = [D]\{\sigma(x, y)\} \quad (4.13)$$

En remplaçant  $\{\varepsilon(x, y)\}$  par son expression de IV la relation suivante entre les contraintes et les déplacements nodaux peut être obtenue :

Contraintes planes :

$$\{\sigma(x, y)\} = [D][B]\{\sigma^e\} \quad \text{V.a}$$

Pour les élongations planes la relation suivante existe en théorie d'élasticité entre les élongations et les contraintes.

$$\{\sigma(x, y)\} = [D][B]\{\sigma^e\} \quad \text{V.b}$$

#### 4.1.3.6 Détermination de la matrice de rigidité de l'élément, $[K^e]$ .

Les contraintes intérieures sont remplacées par des forces nodales statiquement équivalentes  $\{\sigma(x, y)\}$  et sont liées aux déplacements nodaux d'où l'obtention de la de la matrice de rigidité  $[K^e]$ .

$$\{F^e\} = \int [B]^T [D] [B] d(vol) \{\delta^e\} \quad \text{VI}$$

Pour l'élasticité plane,  $[B]$  a été obtenue explicitement pour l'élément triangulaire et est donnée par :

$$[B] = \frac{1}{2\Delta} \begin{bmatrix} y_2 - y_3 & 0 & y_3 - y_1 & 0 & y_1 - y_2 & 0 \\ 0 & x_3 - x_2 & 0 & x_1 - x_3 & 0 & x_2 - x_1 \\ x_3 - x_2 & y_2 - y_3 & x_1 - x_3 & y_3 - y_1 & x_2 - x_1 & y_1 - y_2 \end{bmatrix} \quad (4.14)$$

avec :

$$2\Delta = \det \begin{bmatrix} 1 & x_1 & y_1 \\ 1 & x_2 & y_2 \\ 1 & x_3 & y_3 \end{bmatrix} \quad (4.15)$$

$2\Delta$  : 2 x Aire de l'élément triangulaire.

La matrice  $[D]$  dépend sur la nature du problème en question qu'il soit de contrainte plane ou d'élongation plane.

Il doit être noté que puisque les matrices  $[B]$  et  $[D]$  ne contiennent que des termes constants, ils peuvent être pris en dehors de l'intégrale dans VI laissant élément  $\int d vol$ , lequel dans le cas d'un élément d'épaisseur constante soit égal à l'aire du triangle  $\Delta$  multiplié par son épaisseur  $e$ . Ainsi pour un élément d'épaisseur constante.

$$\{F^e\} = [[B]^T [D] [B] \Delta t] \{\delta^e\} \quad (4.16)$$

La matrice de rigidité est par conséquent :

$$[K^e] = [[B]^T [D] [B] \Delta t] \quad (4.17)$$

Après avoir obtenue la matrice de rigidité, les déplacements nodaux peuvent maintenant être calculés à partir des forces nodales.

#### 4.1.3.7 Etablissement de la matrice contrainte - déplacement $[H]$

L'étape finale de calcul est de déterminer les contraintes de l'élément à partir des déplacements nodaux de l'élément.

A partir de l'équation V nous pouvons écrire:

$$\{\sigma(x, y)\} = [H] \{\delta^e\} \quad \text{VII}$$

Les différentes phases de calcul présentées antérieurement ont permis d'écrire le logiciel (Mozaik) de calcul présenté en appendice 1V. Les résultats obtenus concernant la redistribution des valeurs des contraintes sont présentés dans l'appendice V. Ce logiciel nous a permis tout simplement de connaître la redistribution des contraintes après l'achèvement de la construction du modèle de tunnel pour les cas suivants:

- Déformation linéaire sans ancrages
- Déformation linéaire avec ancrages
- Déformation non linéaire sans ancrages
- Déformation non linéaire avec ancrages

## **4.2 Introduction au programme PLAXIS**

Le développement du PLAXIS code commence en 1987 à l'Université Technique de Delft, en Holland, comme initiative du Dutch Department of Public Works and Water Management. L'idée initiale été de développé un simple code en éléments finis pour l'analyse des problèmes géotechniques des sols argileux. Plus tard, le PLAXIS été développé pour permettre l'analyses de presque tous les problèmes de géotechnique. Ces analyses peuvent permettre d'introduire des modèles sophistiqués pour la modélisation du comportement du sol, utilisant les vrais paramètres du sol, dans l'objectif est de déterminer les forces, les déplacements et les contraintes

Relativement à d'autres programmes d'éléments finis, le PLAXIS été développé spécialement pour l'analyse des déformations et stabilité dans les problèmes géotechniques. La simple procédure d'introduction des données permet le développement rapide de modèle d'éléments finis très complexe.

Pour réaliser des analyses numériques en utilisant le PLAXIS, l'utilisateur doit créer un modèle d'éléments finis et de spécifier les propriétés des matériaux ainsi que les conditions aux limites. Le calcul est automatique et est basé sur une robuste procédure numérique.

Le plan général du programme PLAXIS est présenté dans l'organigramme de la Figure (4.3). Une brève description de ce programme est présentée.

L'interface du programme PLAXIS utilise principalement quatre sous-programmes (PLAXIS-*Input*, PLAXIS-*Calculations*, PLAXIS-*Output* et PLAXIS-*Curves*).

#### 4.2.1 Les sous-programmes de Plaxis

- **PLAXIS-Input** : le sous programme Input appelé aussi le pré-processing programme contient les toutes facilités nécessaires à la création et modifications des modèles géométriques, à l'engendrement des maillages des éléments finis et aux définitions des conditions initiales.
- **PLAXIS-Calculations** : le processing programme ou le sous programme de calculs contient les facilités utiles à la définition des phases et au commencement de la procédure de calcul des éléments finis.
- **PLAXIS-Output** : ou le programme post-processing contient les facilités pour la visualisation des résultats de la phase de calculs, comme les déplacements au niveau des nœuds, les contraintes les forces au des éléments structuraux etc.
- **PLAXIS-Curves** : le sous programme curve sert à la construction des courbes de chargement – déplacement, des chemins de contraintes, en plus de divers autres diagrammes.

Les performances et exactitudes des résultats produits par le PLAXIS ont été validés par des analyses des problèmes avec solutions analytiques connues. Des prédictions ont été faites avec des analyses de structures à échelles réelles dotés de capteurs divers, pour estimer l'exactitude des résultats numériques donnés par le Plaxis Code.

La plupart des analyses de projets et études comparatives relatives aux performances et exactitudes des résultats du PLAXIS sont régulièrement publiés dans le bulletin du PLAXIS, et dans la colonne de Vermeer. On plus les performances du PLAXIS à été aussi comparés à d'autres programmes géotechniques commerciaux dont la solution est basée sur la méthode des éléments finis, comme GEO - FEM programme et Z- Soil.

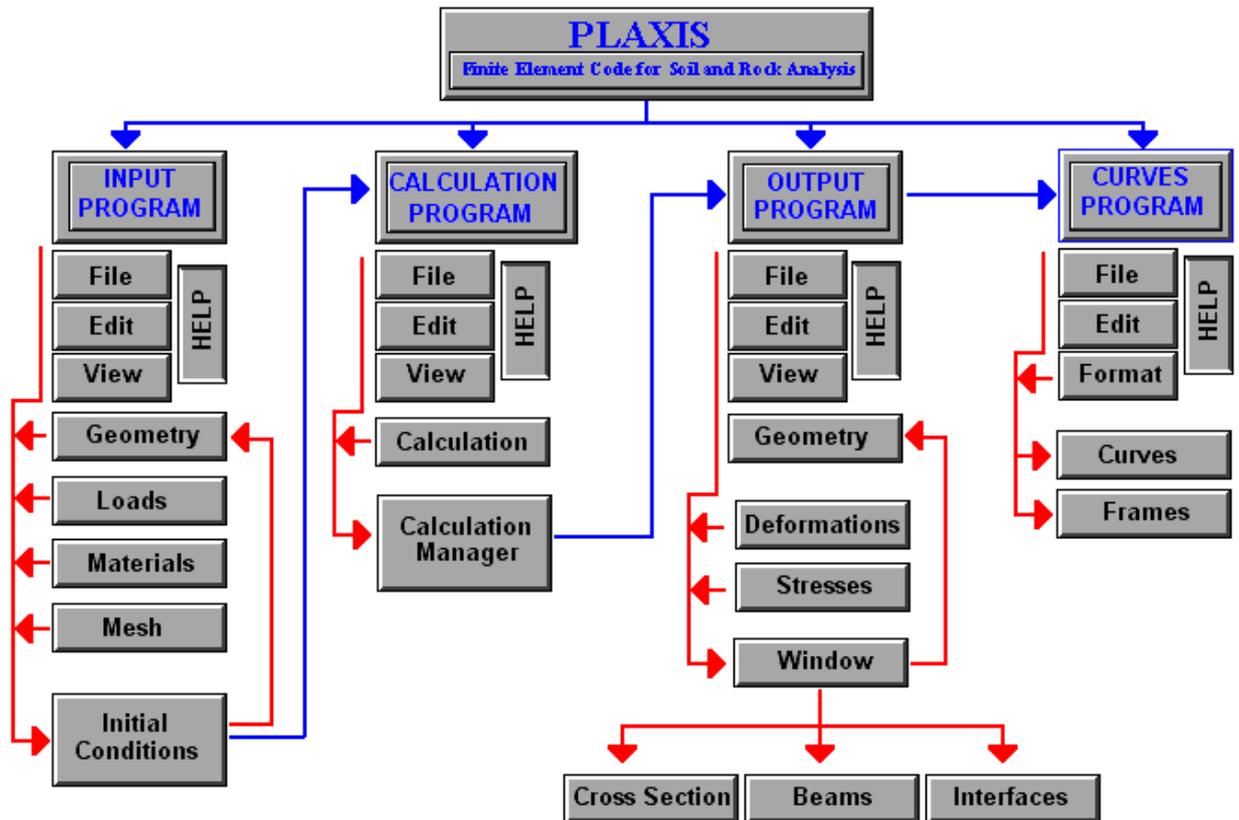


Fig. 4.3 : Organigramme de la structure du Plaxis code

#### 4.2.2 Les modèles de sol incorporés dans le Plaxis code

Le PLAXIS code version 7.2 utilisé dans la présente investigation contient les modèles constitutifs des sols suivants :

##### 4.2.2.1 Le modèle élastique linéaire (EL)

Le comportement mécanique des sols peut être modélisé à différents niveaux d'exactitude. La loi de Hook, par exemple est la plus simple relation contrainte – déformations disponible. Cette loi considère le matériau comme étant linéaire, isotropique et élastique. Le comportement est caractérisé par le module de Young,  $E$ , et le coefficient de Poisson  $\nu$ . Cette loi est trop simple pour modéliser le comportement réel des sols.

##### 4.2.2.2 Le modèle de Mohr-Coulomb (MCM)

Le modèle de Mohr-Coulomb, ou modèle élasto-plastique est un modèle constitutive de sol qui inclut cinq paramètres caractéristiques du sol, i.e. le module de Young,  $E$ , le coefficient de Poisson,  $\nu$  sont représentatifs de l'élasticité du sol, l'angle de frottement interne  $\phi$  et la cohésion  $c$  sont représentatifs de la plasticité du sol,  $\psi$  est

un paramètre qui représente la pour la dilatance du sol. Le modèle de Mohr-Coulomb est considéré comme un modèle de première approximation du comportement du sol, et recommandé pour les analyses primaires des problèmes géotechniques.

#### **4.2.2.3 Modèle de durcissement par écouissage isotropique ‘Hardening-Soil model’ (HSM)**

Le modèle de durcissement par écouissage iso-tropique ou ‘Hardening-soil model’ est un modèle beaucoup plus développé que le modèle de Mohr-Coulomb. Les états limites de contraintes sont présentés par l’angle de frottement  $\phi$ , la cohésion  $c$  et l’angle de dilatance  $\psi$ . La rigidité du sol est quantifiée plus précisément par l’utilisation de trois différents paramètres de rigidité : la rigidité de chargement triaxiale,  $E_{50}$ , la rigidité de déchargement triaxiale,  $E_{ur}$  et la rigidité de chargement œnométrique,  $E_{oed}$ . Par Osnovaniya, fundamenty i mehanika gruntov, 4/1969. rapport au modèle de Mohr-Coulomb, le *HS* modèle prend en considération la dépendance aux contraintes, du module de rigidité, ce qui signifie que les rigidités augmentent avec la pression.

#### **4.2.2.4 Modèle des sols doux ou ‘Soft-Soil-Creep model’ (SSCM)**

Le modèle HS précédemment décrit, est convenable pour tous les sols, main ne prends pas en considération l’effet de la viscosité, c’est à dire le fluage et la relaxation des contraintes. En réalité, tous les sols, exhibent un certain fluage et une compression initiale est souvent suivie par une certaine quantité de compression secondaire. Cette compression est plus dominante dans les sols doux, les argiles normalement consolidées, les vases et les tourbes.

Quelques caractéristiques de base du *SSC* modèle sont : rigidité dépendante des contraintes, distinction entre la compression de chargement et déchargement – rechargement, compression secondaire dépendant du temps, contrainte de pré-consolidation, rupture selon le critère de Mohr – Coulomb.

# CHAPITRE : V

## Données input-application de la méthode-résultat

### 5.1 Les données input

#### 5.1.1 : Les différentes lignes du métro d'Alger

Le réseau du métro d'Alger comporte trois lignes (fig. 5.1)

**Ligne 1 :** Oued Koriche, Bab El Oued, Abderrahmane Taleb, Place des Martyrs, Casbah, Emir Abdelkader, Tafourah/Grande poste, Khelifa Boukhalfa, Place du 1<sup>er</sup> Mai, Aissat Idir, El Hamma, Jardin d'essai, Fusillés, Cité Amirouche, Cité Mer et Soleil, Haï El Badr.

**Ligne 2 :** Grade poste, Salah Bouakouir, Place Addis Abbeba, Golf, Plate Anassers.

**Ligne 3 :** Hussein dey vers l'Ouest d'Alger.

Les études de trafic, ont permis de déterminer l'axe le plus chargé, qui s'étend de Haï El-Badr à Oued Koriche (ligne 1). Pour cela, la ligne 1, de 12.2 Km, a été donc découpée en deux tronçons de réalisation, qui seront mis en service successivement :

**Le tronçon 1 :** tranche en cours de réalisation, elle s'étend de la station Emir Abdelkader au terminus de Haï El-Badr, sur une longueur de 8.5 Km avec 10 stations. Il comprend aussi, un complexe de maintenance à Bachedjerrah et un bâtiment abritant le poste de commande centralisée et le poste à haute tension.

**Le tronçon 2 :** il s'étend de Oued Koriche à la station Emir Abdelkader, soit 3,7 Km de tunnel et 6 stations. Il sera réalisé en deuxième lieu (après achèvement des travaux sur le premier tronçon).

L'état d'avancement des travaux est estimé à 60 %, globalement, et varie de 15 à 90 % selon les ouvrages.

# *Schéma Général du Réseau Métro de la Ville d'Alger*

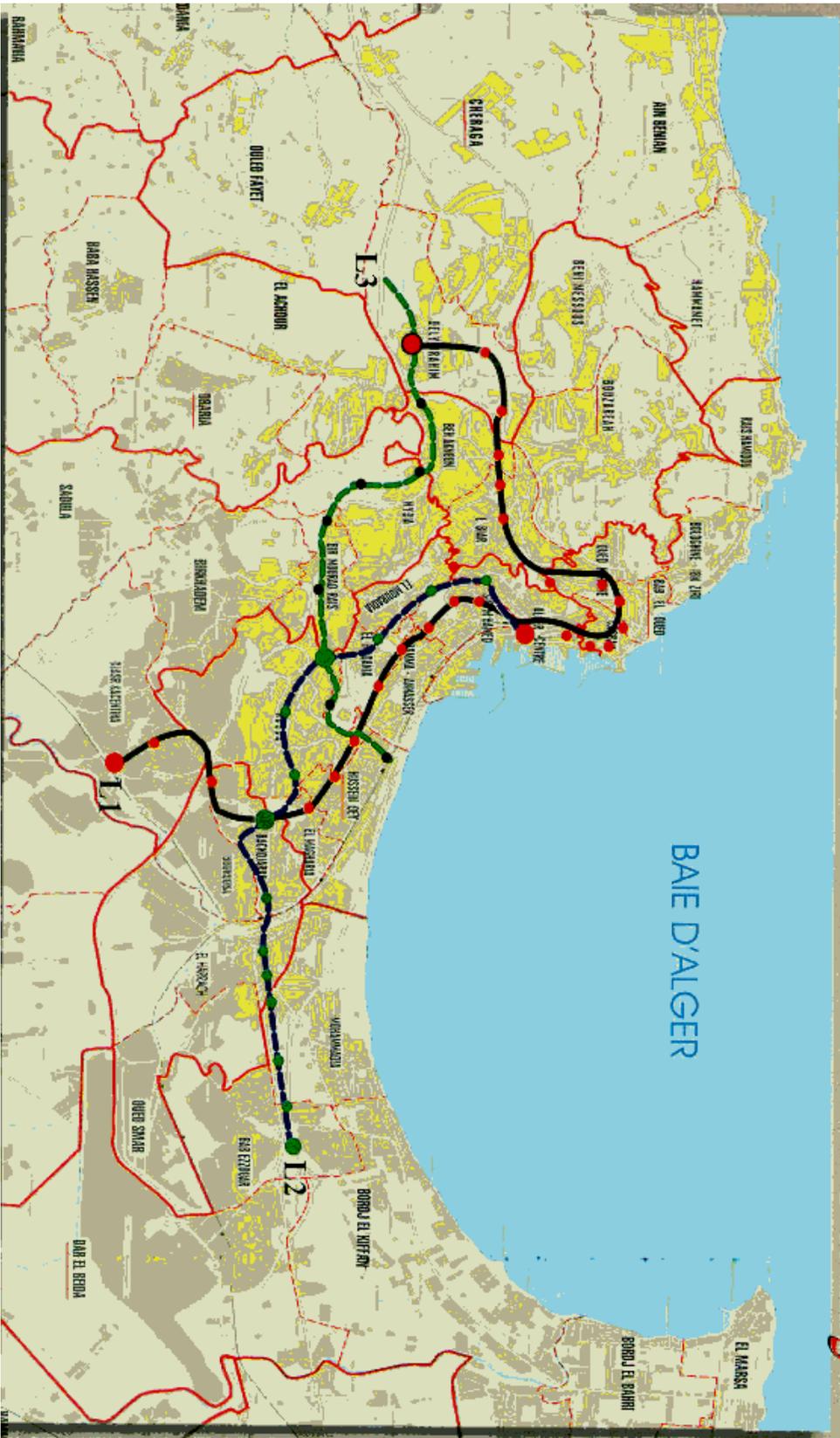


Fig. 5.1 : Schéma générale du réseau métro de la ville d'Alger

### 5.1.2 : Situation du projet

La zone d'étude est la station de JARDIN D'ESSAI. Elle est située sur la ligne N° 1 tronçon N° 1 bordée par la station LES FUSILLES à l'Est et la station de HAMMA à l'Ouest (Fig. 5.2).

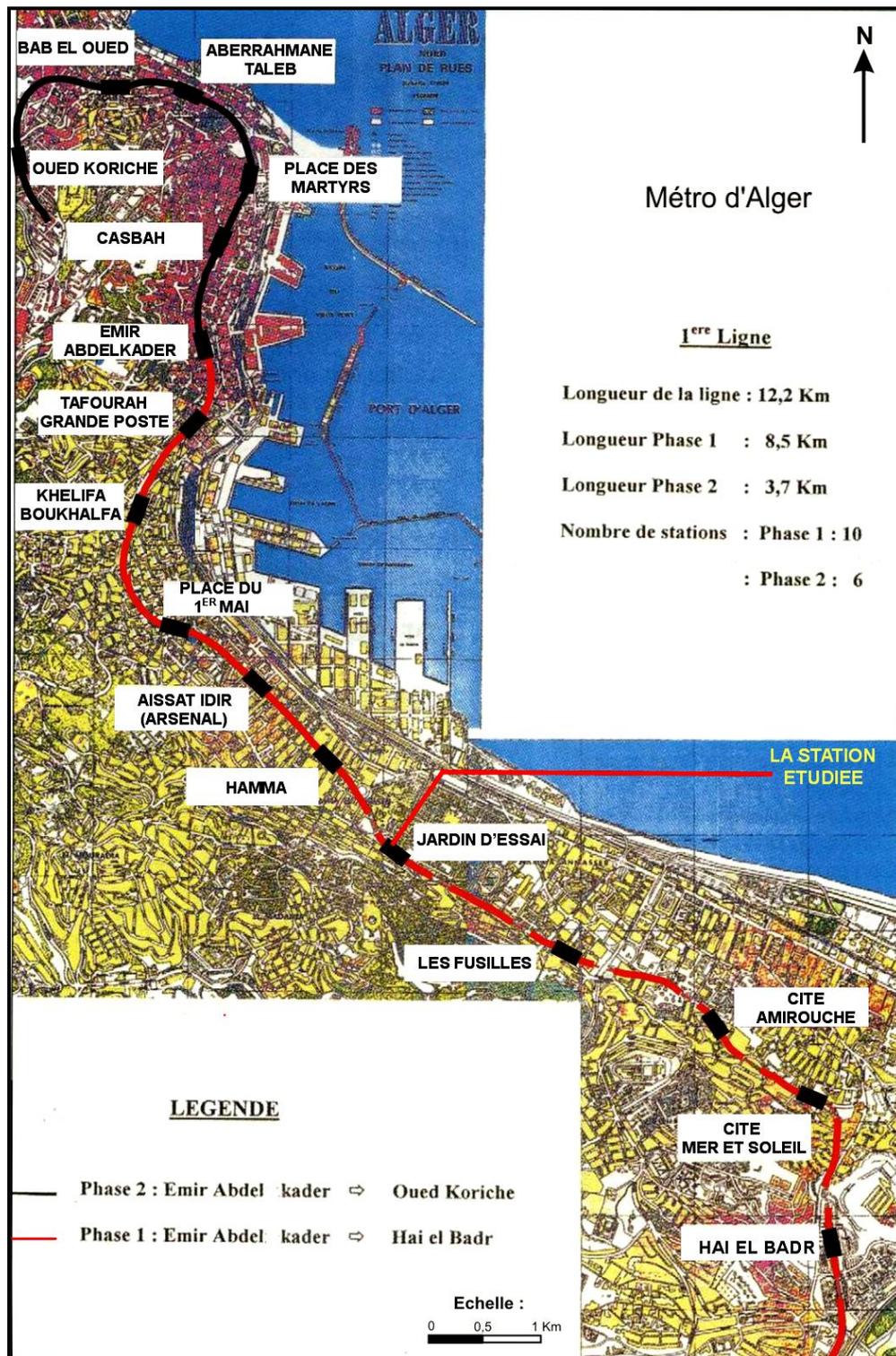
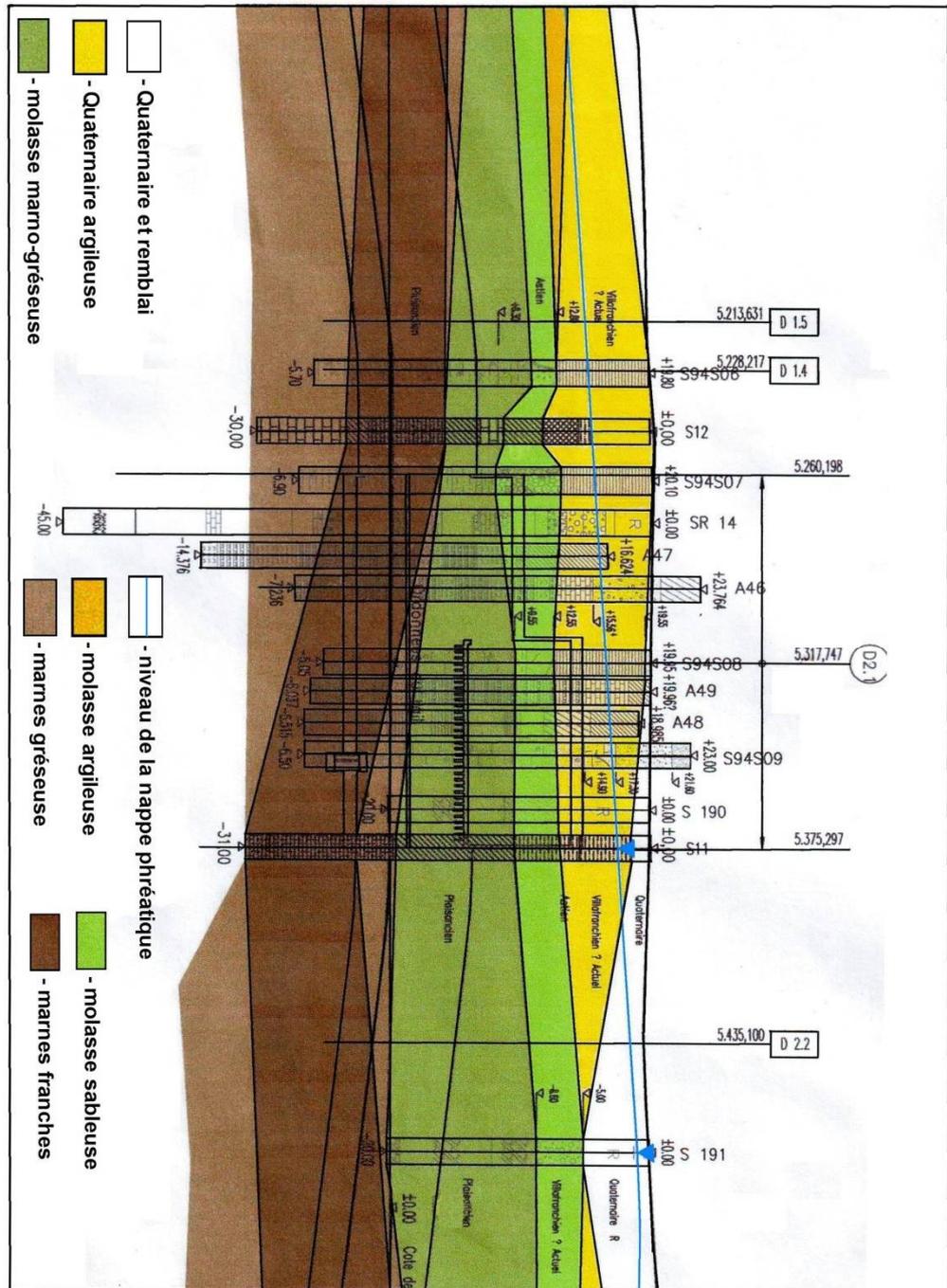


Fig.

5.2 : Situation géographique du site

### 5.1.3 : Emplacement de la station



**Fig. 5.3 : Emplacement de la station**

### 5.1.4 : Forme et dimension

La forme et les dimensions de la station que nous avons étudié et se trouvent sur la Fig. 5.4.

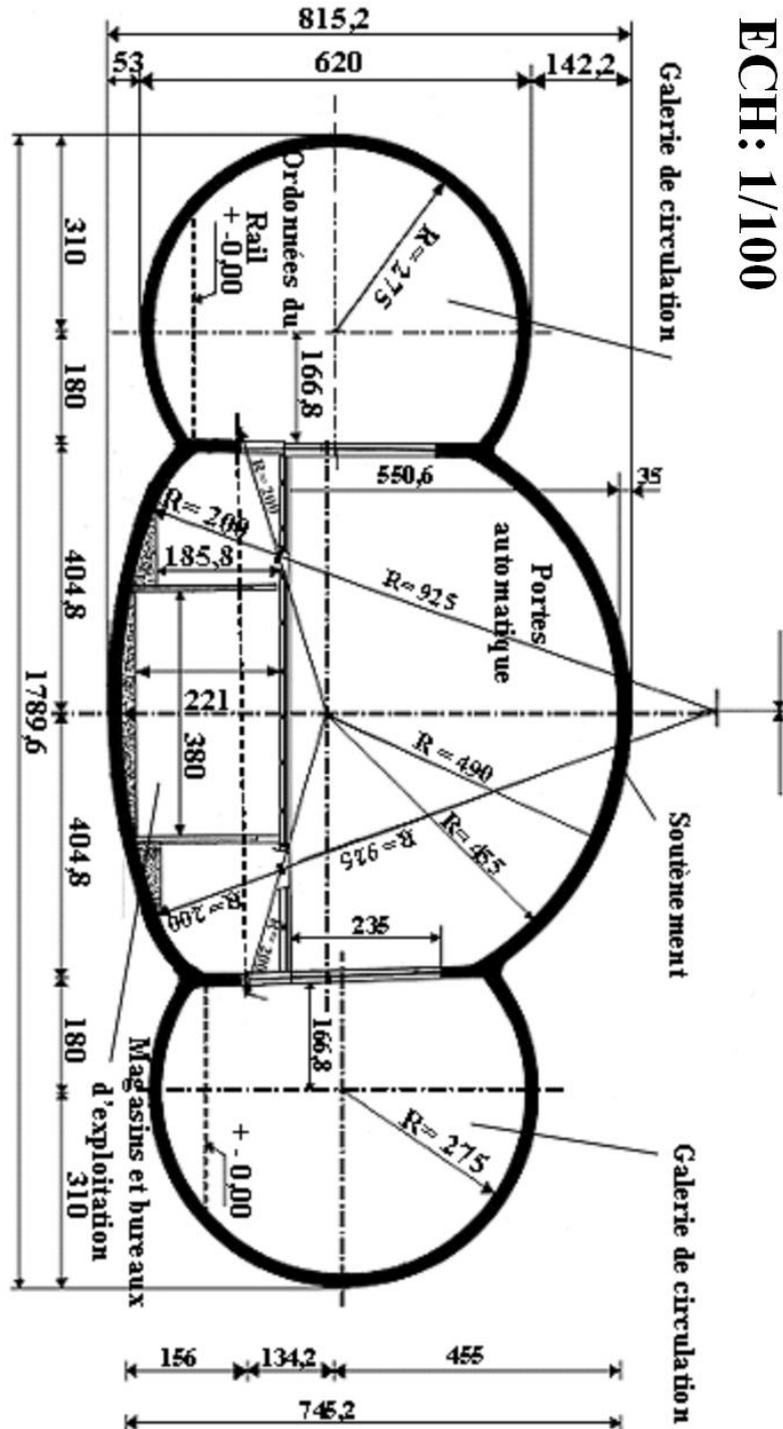


Fig. 5.4 dimensions de la station de métro

**5.1.5 : Les paramètres du sol et de soutènement** (ces paramètres sont montrés sur des tableaux)

**5.1.5.1 : Paramètres du sol**

**Tab. 5.1 : Perméabilité**

	<b>Perméabilité [m/s]</b>
<b>Quaternaire</b>	<b><math>1.5 * 10^{-4}</math></b>
<b>Molasse</b>	<b><math>5 * 10^{-5}</math></b>
<b>Manes</b>	<b><math>10^{-15}</math></b>

**Tab. 5.2 : Caractéristiques des Marnes**

PARAMETRES		Marnes	
		Gréseuses	argilo-sableuses
Poids volumique saturé [kN/m <sup>3</sup> ]		24	24
Poids volumique humide [kN/m <sup>3</sup> ]		21	21
Module d'élasticité à court terme (Module de Young) [MN/m <sup>2</sup> ]		500	300
Module d'élasticité à long terme (Module de Young) [MN/m <sup>2</sup> ]		350	200
Constante de Poisson (Coefficient de dilatation transversale)		0.3	0.4
Cohésion Cu [kN/m <sup>2</sup> ]		250	200
Cohésion C' [kN/m <sup>2</sup> ]		150	100
Angle de frottement ( $\varphi_u = \varphi'$ )		30.0°	27.5°
Coefficient de pression des terres au repos		0.50	0.50-0.80
Caractéristiques oedométriques	Pc [kN/m <sup>2</sup> ]	514	
	Cc (%)	15,06	
	Cg (%)	9	
Compression simple Rc [kN/m <sup>2</sup> ]		107	

**Tab.5.3 : Caractéristiques des molasses**

PARAMETRES		molasse		
		gréseuse	sableuse	argileuse
Poids volumique saturé [kN/m <sup>3</sup> ]		22	22	22
Poids volumique humide [kN/m <sup>3</sup> ]		19.3	19.3	19.3
Module d'élasticité à court terme (Module de Young) [MN/m <sup>2</sup> ]		350	175	175
Module d'élasticité à long terme (Module de Young) [MN/m <sup>2</sup> ]		250	125	125
Constante de Poisson (Coefficient de dilatation transversale)		0.3	0.3	0.3
Cohésion Cu [kN/m <sup>2</sup> ]		200	50	75
Cohésion C' [kN/m <sup>2</sup> ]		100	0	30
Angle de frottement ( $\varphi_u = \varphi'$ )		27.5°	32.5°	27.5°
Coefficient de pression des terres au repos		0.50	0.46	0.54
Caractéristiques oedométriques	Pc [kN/m <sup>2</sup> ]	-	-	486
	Cc (%)	-	-	18,20
	Cg (%)	-	-	6,28
Compression simple Rc [kN/m <sup>2</sup> ]		-	-	33

**Tab.5.4 : Caractéristiques du Quaternaire**

PARAMETRES	Quaternaire	
	sableux	argileux
Poids volumique saturé [kN/m <sup>3</sup> ]	22	22
Poids volumique humide [kN/m <sup>3</sup> ]	20,7	20,7
Module d'élasticité à court terme (Module de Young) [MN/m <sup>2</sup> ]	20-60	20-60
Module d'élasticité à long terme (Module de Young) [MN/m <sup>2</sup> ]	15-40	15-40
Constante de Poisson (Coefficient de dilatation transversale)	0.3	0.3
Cohésion Cu [kN/m <sup>2</sup> ]	10	30
Cohésion C' [kN/m <sup>2</sup> ]	0	10
Angle de frottement ( $\varphi_u = \varphi'$ )	32.5°	27.5°
Coefficient de pression des terres au repos	0.46	0.54

**Tab.5.5 : Caractéristiques du Remblais**

PARAMETRES	Remblais
Poids volumique saturé [kN/m <sup>3</sup> ]	21
Poids volumique humide [kN/m <sup>3</sup> ]	19,45
Module d'élasticité à court terme (Module de Young) [MN/m <sup>2</sup> ]	5
Module d'élasticité à long terme (Module de Young) [MN/m <sup>2</sup> ]	3
Constante de Poisson (Coefficient de dilatation transversale)	0.3
Cohésion Cu [kN/m <sup>2</sup> ]	10
Cohésion C' [kN/m <sup>2</sup> ]	0
Angle de frottement ( $\varphi_u = \varphi'$ )	25°

**Tab.5.6 : Paramètres du sol**

Paramètres	Sympoles	Unités	Valeurs in situ
Résistance à la compression	$\sigma_c$	Kgf/cm <sup>2</sup>	2,7-6,00
Friction	Q	Degré	18°-30°
Module d'Young	E	Kgf/cm <sup>2</sup>	9,00-400
Coefficient de Poisson	v	-	0,45
Masse volumique	$\gamma$	Kg/cm <sup>2</sup>	1,6

### 5.1.5.2 : paramètres du soutènement

Tab.5.7 : paramètres du soutènement

Type de soutènement	Paramètres	Symbole	Unité	Valeur in situ
Boulonnage	Longueur	L	m	3-4
	Aire de la section du boulon	A	m <sup>2</sup>	1,4
	Resistance à la traction	$\sigma_t$	Kgf/cm <sup>2</sup>	2750
Béton projeté	Résistance à la compression	$\sigma_c$	Kgf/cm <sup>2</sup>	210
Cintre métallique	Nombres d'éléments par section complète	N <sub>e</sub>	-	6
	Espacement entre deux cintres successifs	-	m	1,2
	Moment	M	N.m	108750

### 5.2 : application de la méthode

#### - Le module de rigidité normale

$$K_{sn} = \frac{E}{1-\nu^2} \frac{e}{R} = \frac{100000000 \cdot 0,15}{1-(0,2)^2} \cdot \frac{1}{4,90}$$

E: Module d'Young, (10000MPa= 10000000 KPa)

$\nu$ : Coefficient de Poisson. (0,2)

e : Epaisseur du soutènement (0,15m)

R : Rayon de l'excavation (4,90m)

$$K_{sn} = 3.18 \cdot 10^5 \text{ KN/m}^2.$$

#### - Le module de rigidité en flexion

$K_{sn} = 1200 K_{sf}$ , donc  $K_{sf} = K_{sn}/1200$

$$K_{sf} = 3.18 \cdot 10^5 / 1200$$

$$K_{sf} = 2,657 \cdot 10^2 \text{KN/m}^2$$

- **Poids volumique du béton = 24 KN/m<sup>3</sup>**
- ❖ Le reste du calcul est fait sur le logiciel PLAXIS afin d'obtenir les résultats au-dessous

### **5.3 : Résultats obtenus**

Le maillage du modèle est constitué de 1242 éléments, 2621 nœuds, 3726 points de contraintes et la taille d'élément moyenne est égale à 1.30 m, dont on a raffiné le maillage dans la zone proche de la station

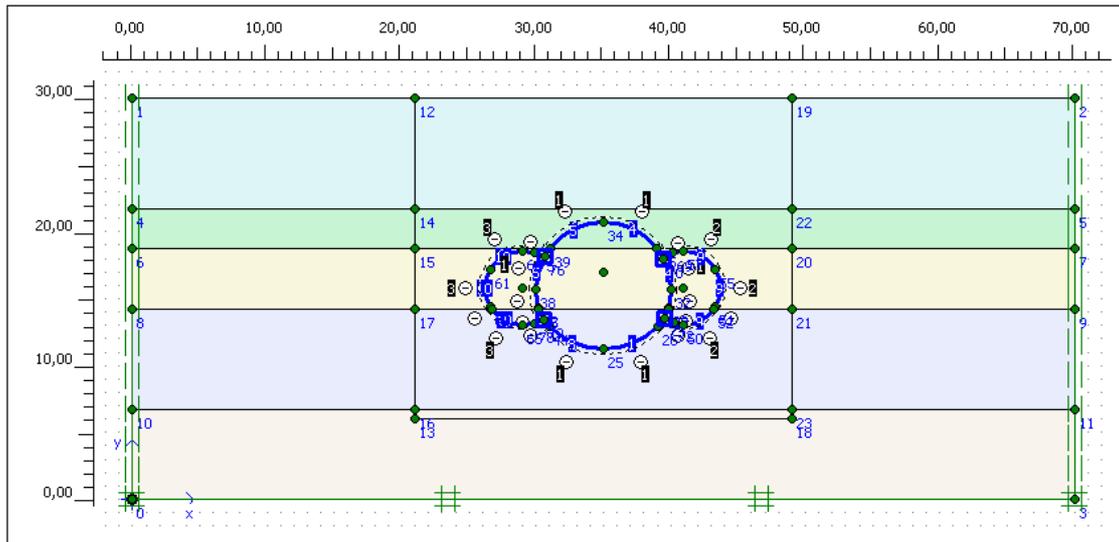
- Le calcul s'est effectué en déformation plane
- Le creusement se fait sur 2 phases
  - Le tunnel principal
  - Les deux tunnels latéraux

À notre cas la contrainte totale extrême avant le creusement est égale à 525,79 KN/m<sup>2</sup>, et la contrainte effective extrême est égale à 309,28 KN/m<sup>2</sup>, la pression interstitielle est de 212,50 KN/m<sup>2</sup>.

On a fait les résultats des contraintes, de déformation et de déplacements pour chaque stade

## 97 Figures montrent les résultats obtenus à l'aide du logiciel PLAXIS

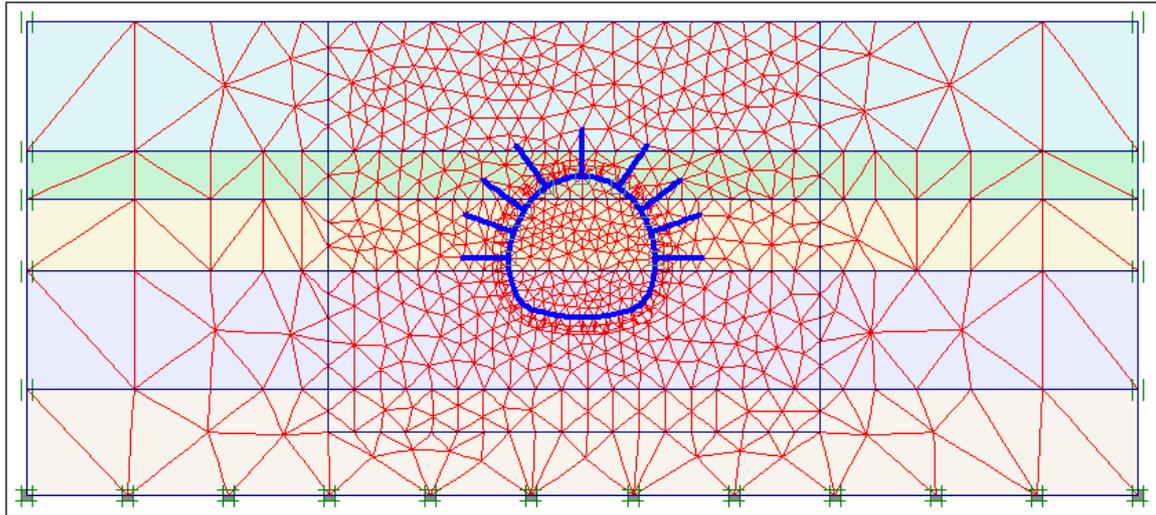
### - Le modèle



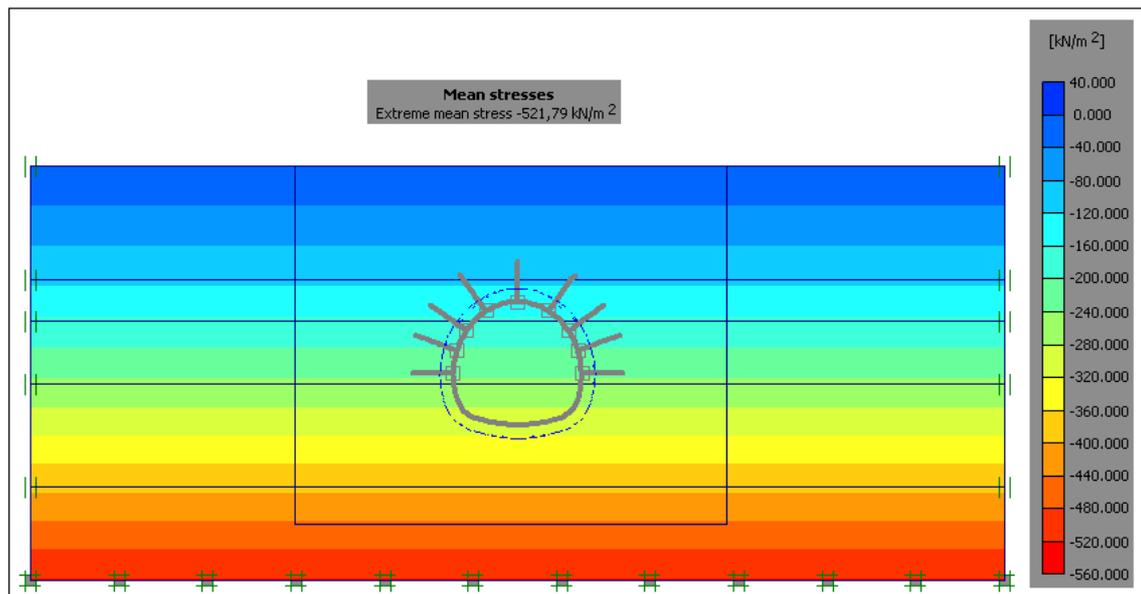
### - Nombres d'éléments et de nœuds :

General info	
<b>Project</b>	<b>General</b>
File name : essai 3-1	Model : Plane strain
Directory : F:\ACTIVITES SCIENTIFIQUES\	Elements : 6-Noded
Title : station	
<b>Comments :</b>	<b>Mesh</b>
	Number of elements : 1242
	Number of nodes : 2621
	Number of stress points : 3726
	Average element size: $1,30 \cdot 10^0$ m
	<input type="button" value="OK"/> <input type="button" value="Help"/>

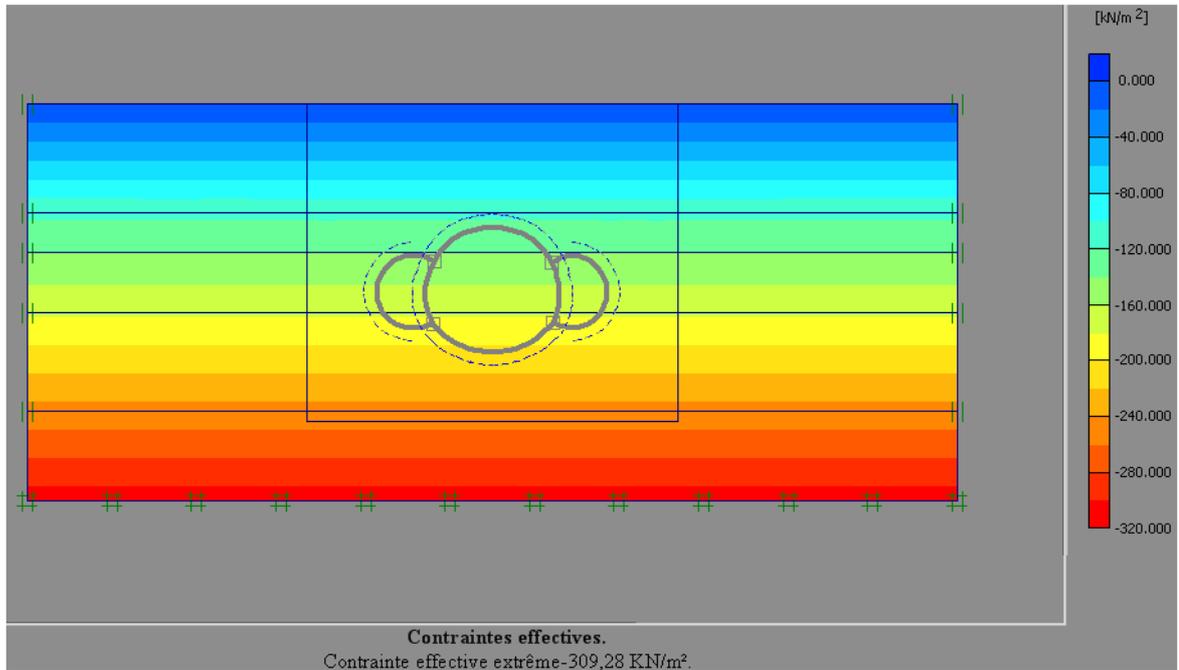
## Le maillage



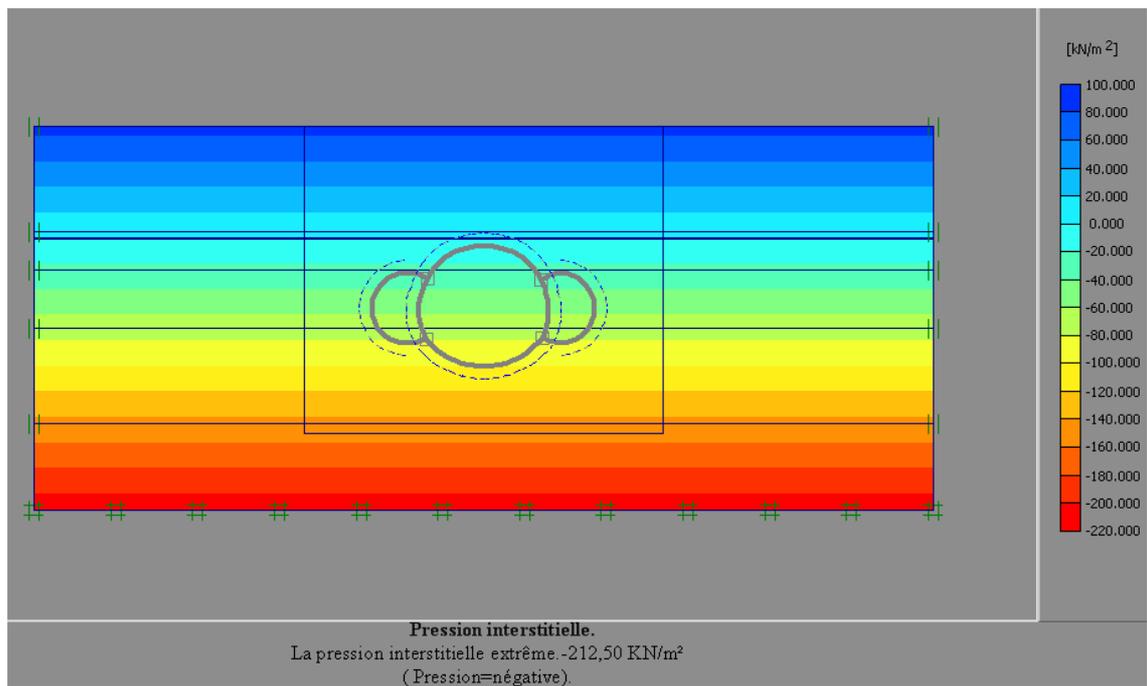
## Contraintes totales



## Contraintes effectives

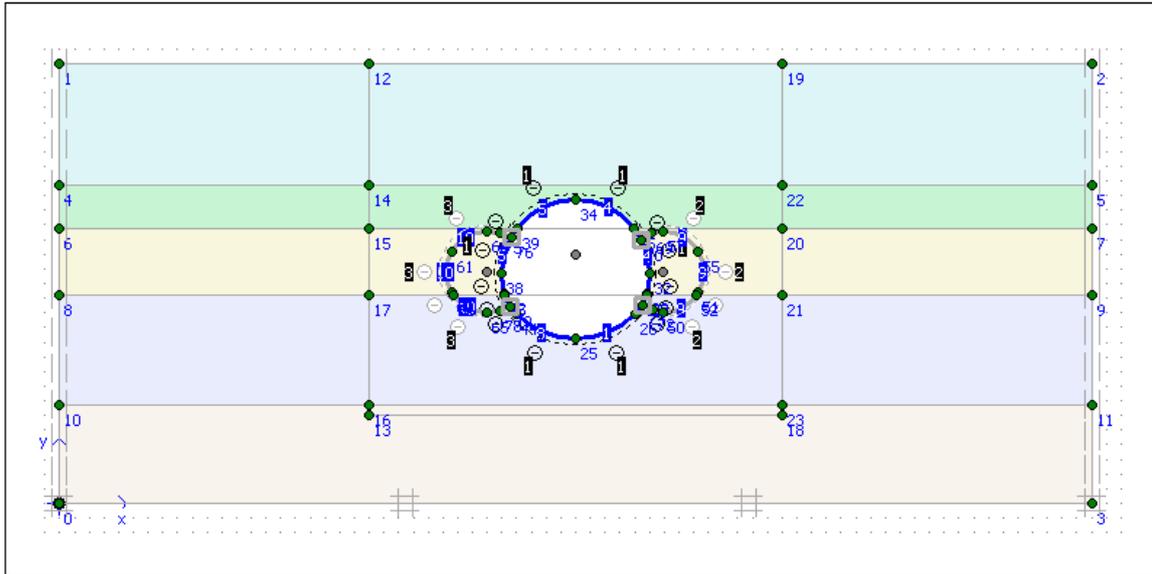


## La pression interstitielle



## Résultats des phases du creusement de la station

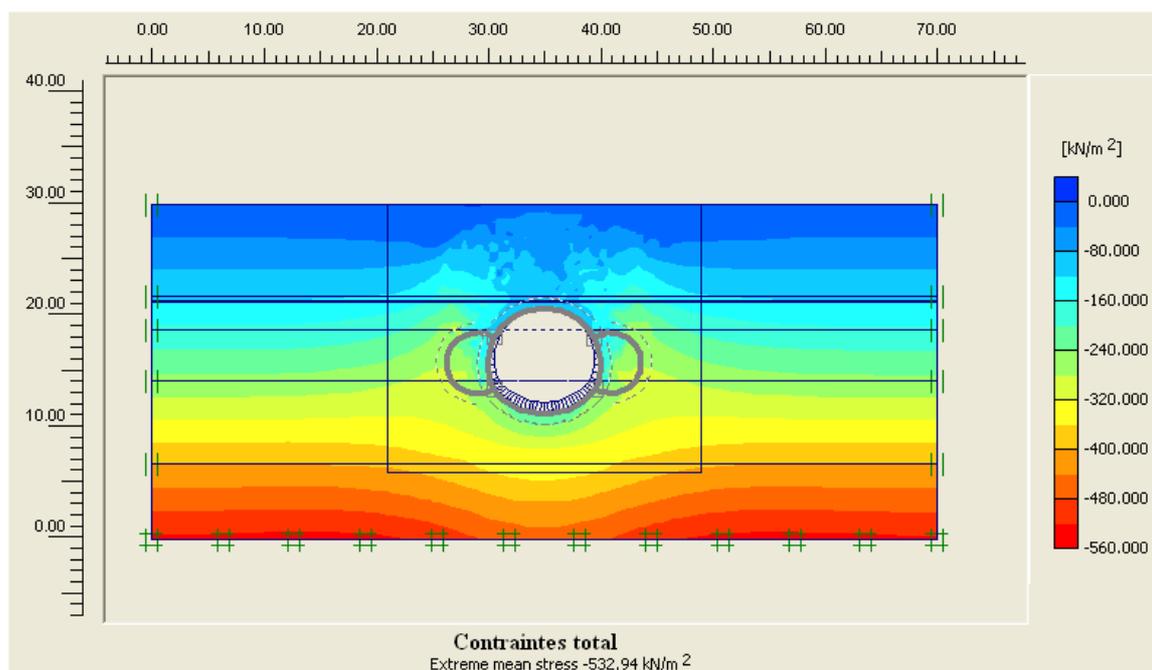
-Phase N°1 : creusement du tunnel centrale



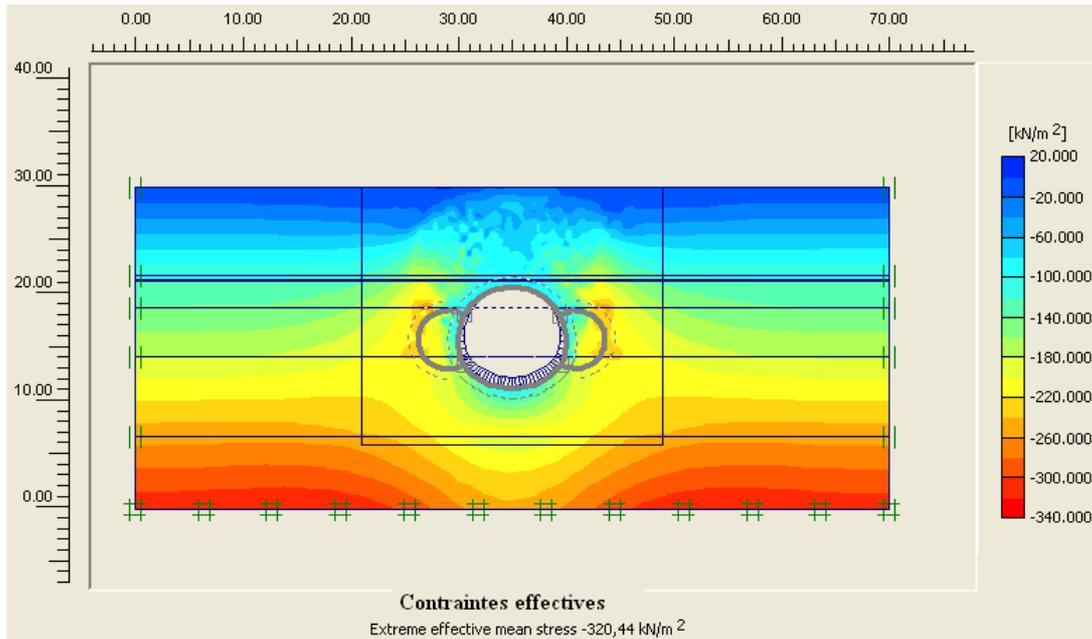
a) Les résultats du calcul du tunnel central sans soutènement

### 1) Les contraintes

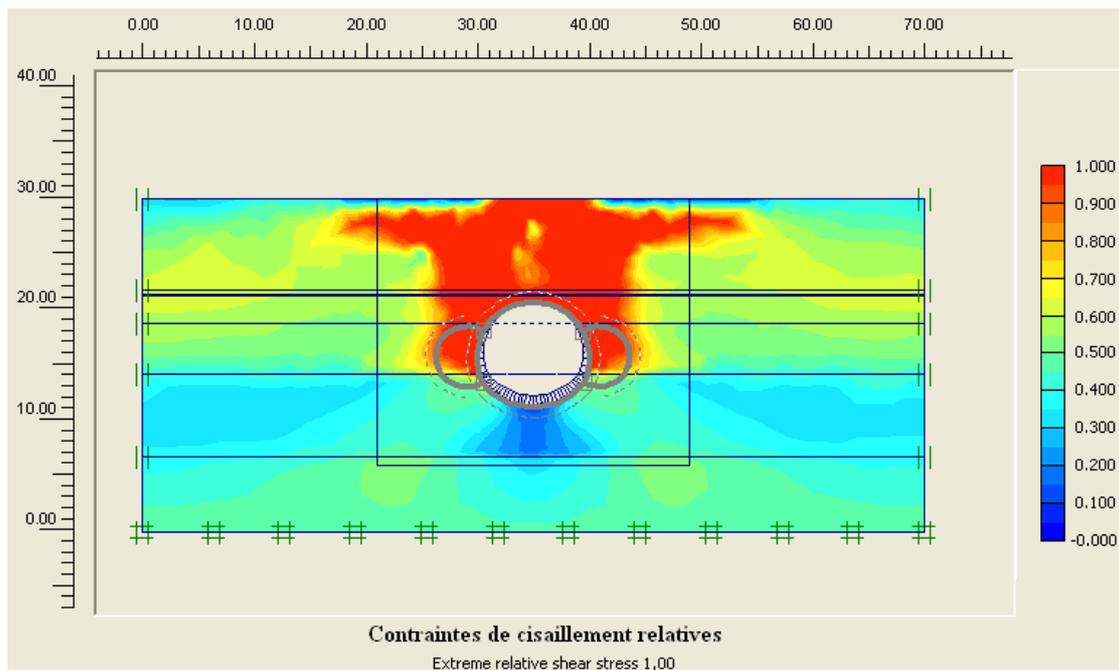
#### Contraintes totales



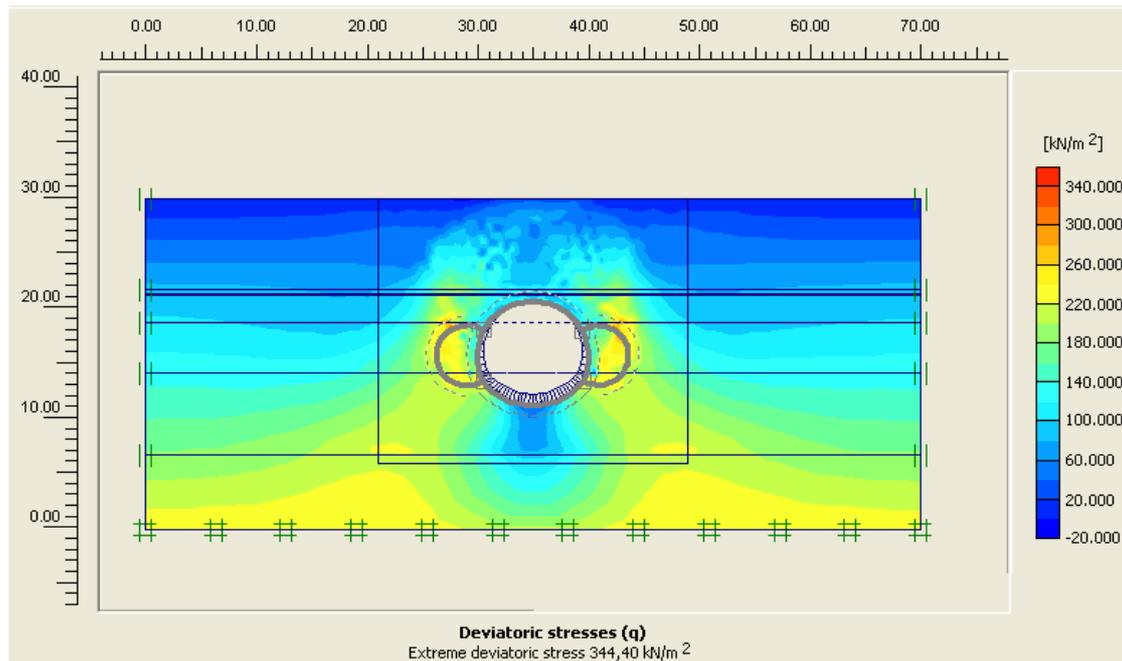
## Les contraintes effectives



## Les contraintes de cisailment relatives

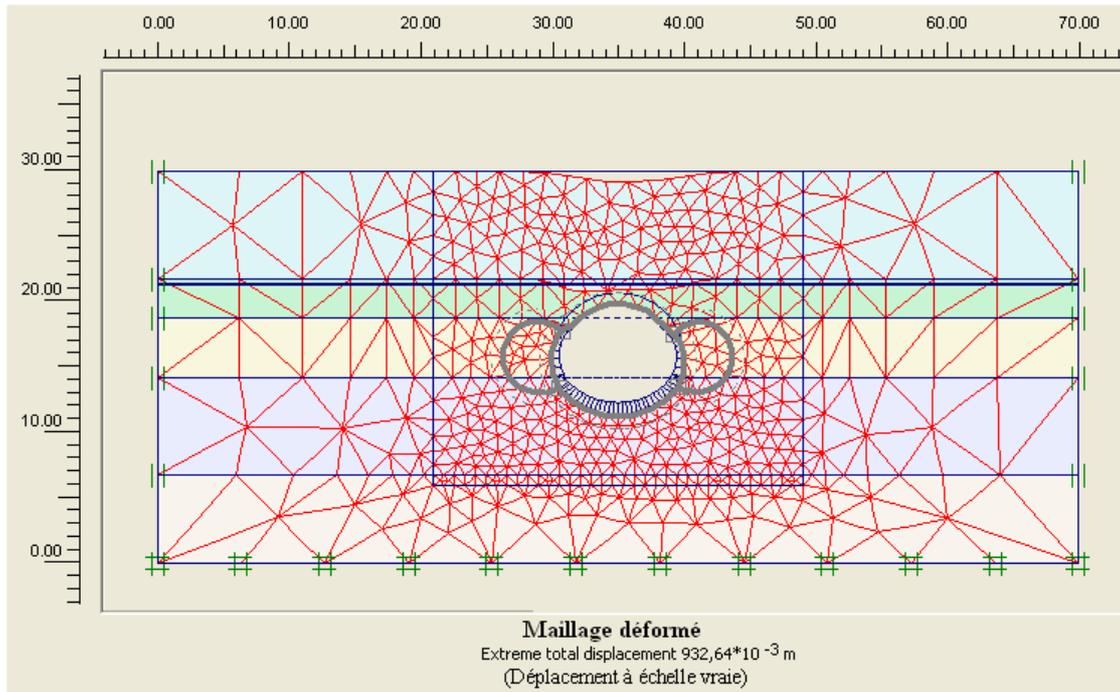


## Les contraintes de cisaillement

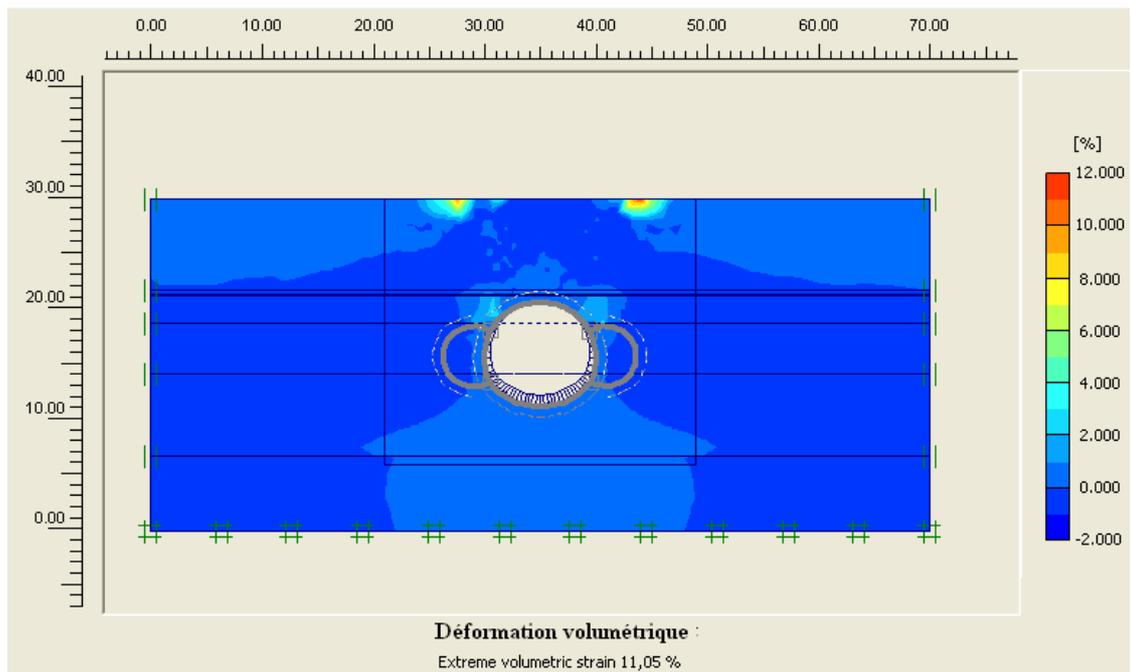


Dans le premier cas les contraintes totales et effectives se concentrent au niveau des pieds droit (parois) du tunnel central avec des valeurs extrême respectivement  $532,94 \text{ KN/m}^2$ ,  $320,44 \text{ KN/m}^2$ . Par contre les contraintes de cisaillement relatives se concentrent au dessus de la station jusqu'au la surface, avec valeur extrême 1,00.

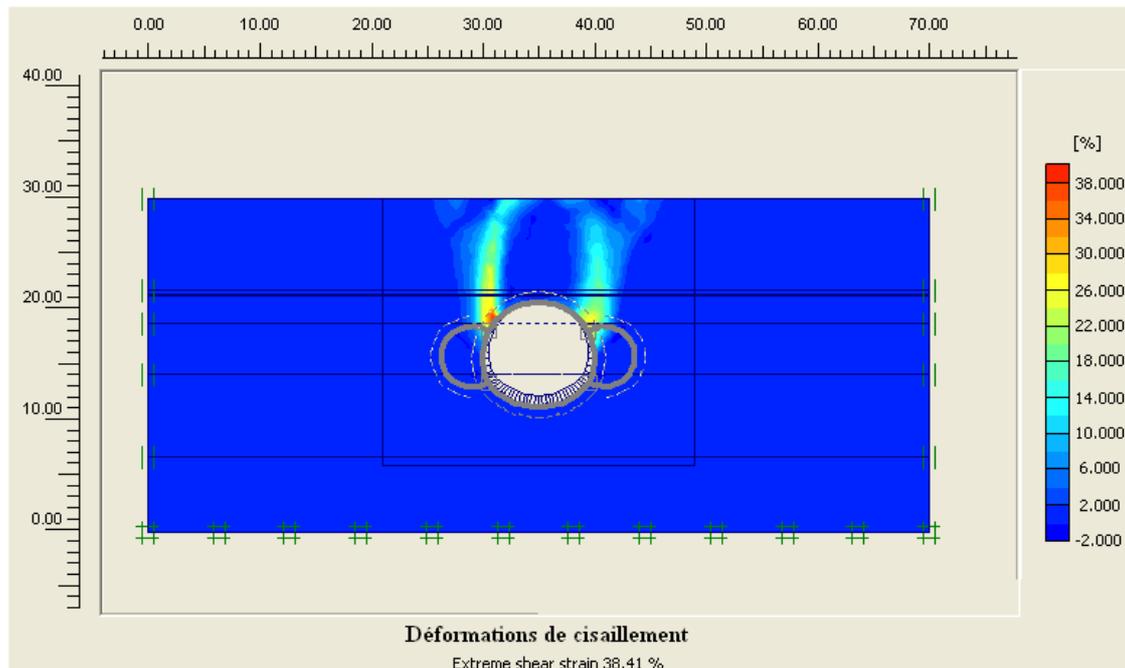
## 2) Les déformations



## Déformation volumétrique



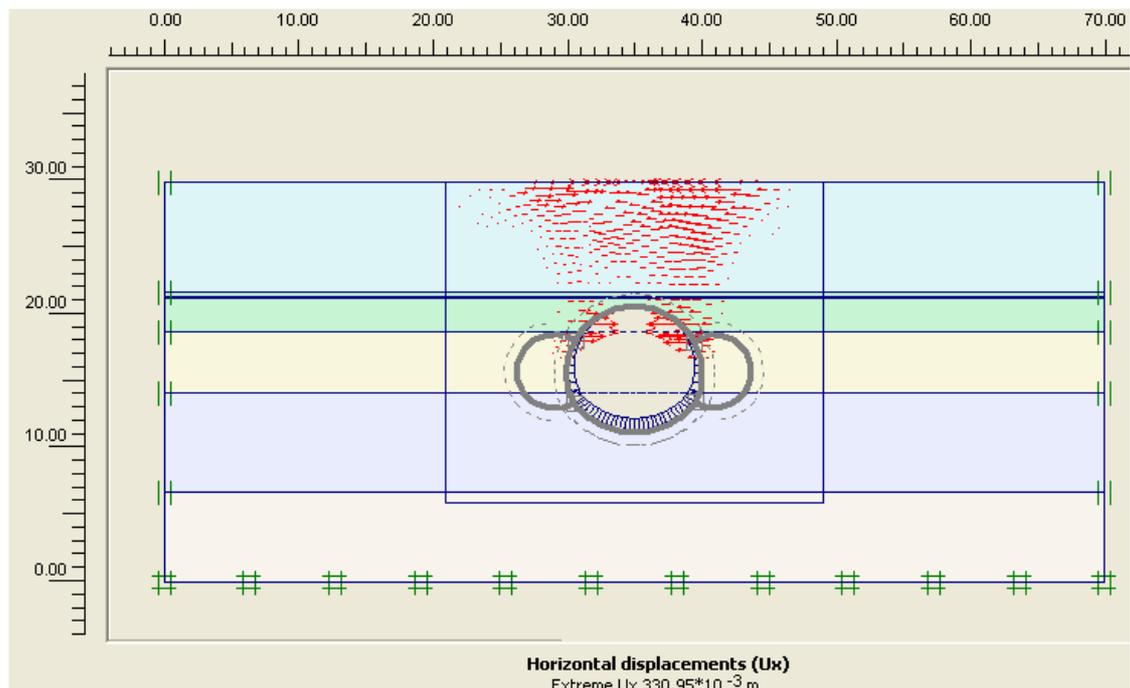
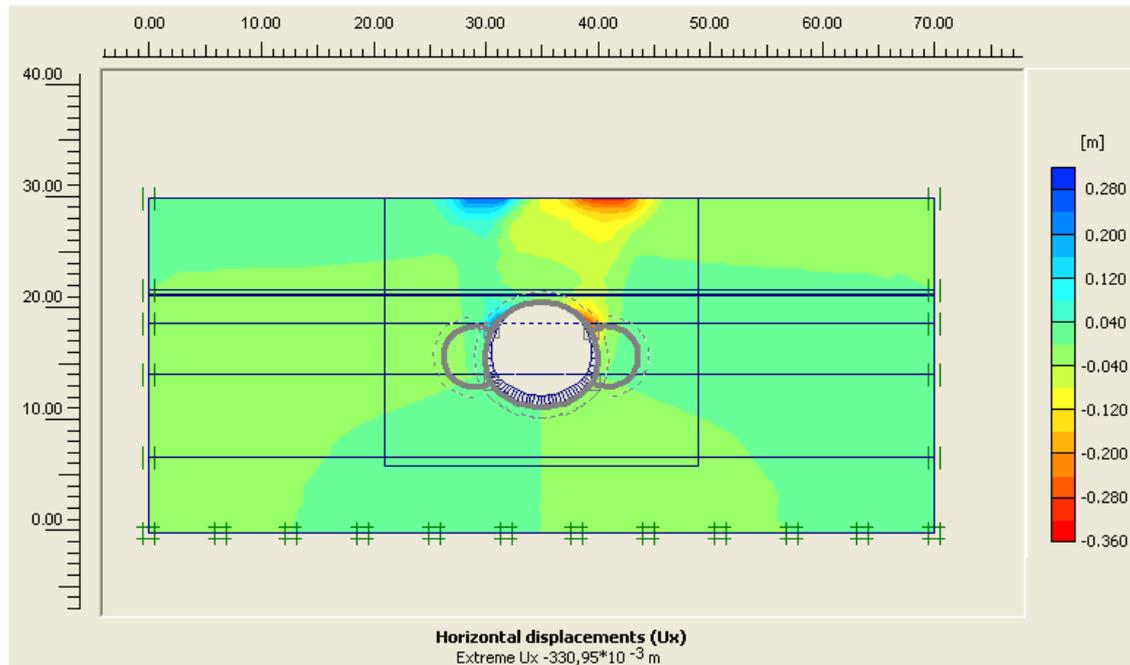
## Déformation de cisaillement



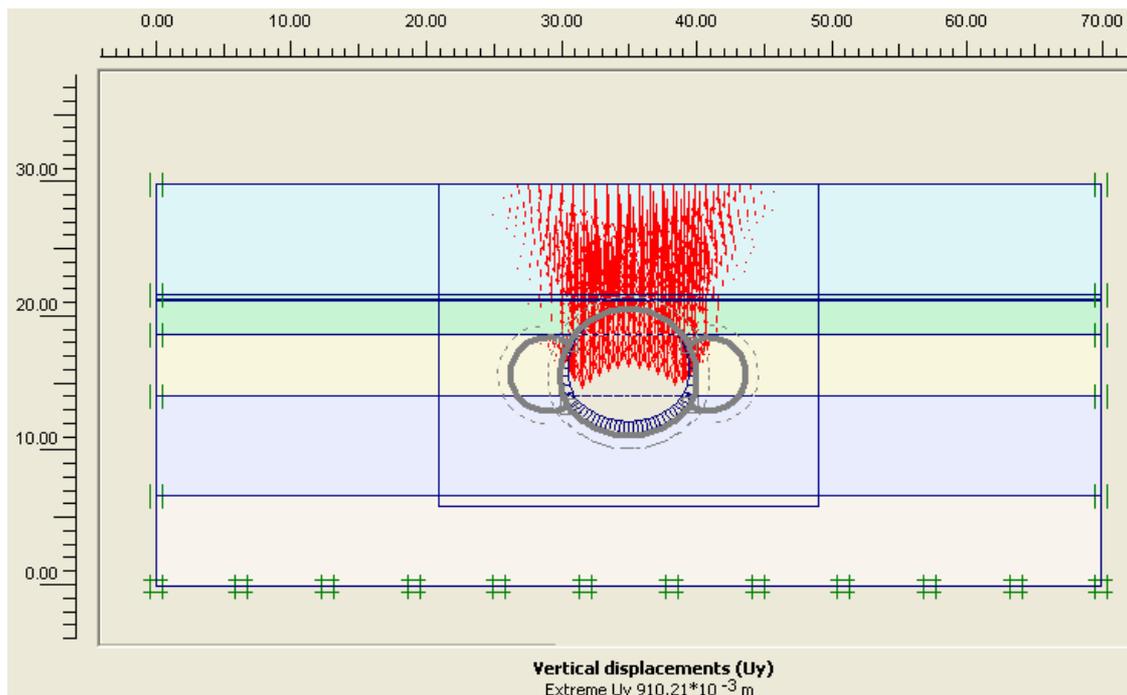
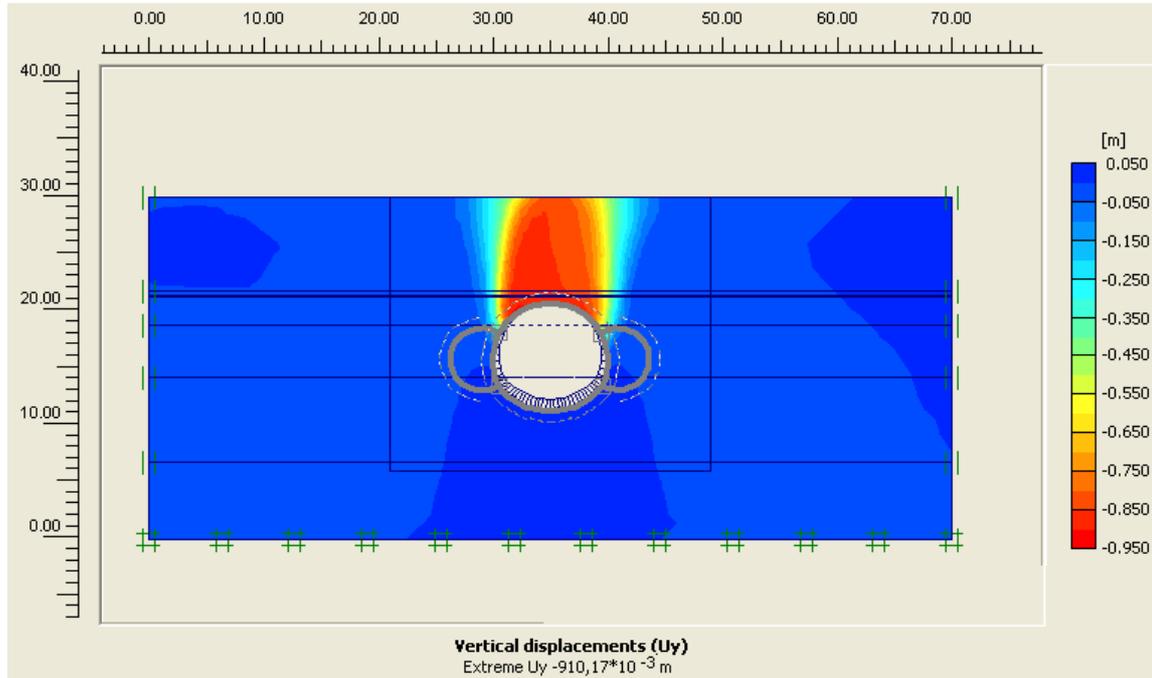
Les déformations volumétrique se concentrent à coté de la voute et à la surface du terrain avec une valeur extrême 11,05%. Les déformations de cisaillement ce concentre entre les pieds droits et la voute avec une valeur maximal 38,41% et sont diminuer vers le haut jusqu'à la surface

### 3) Les déplacements

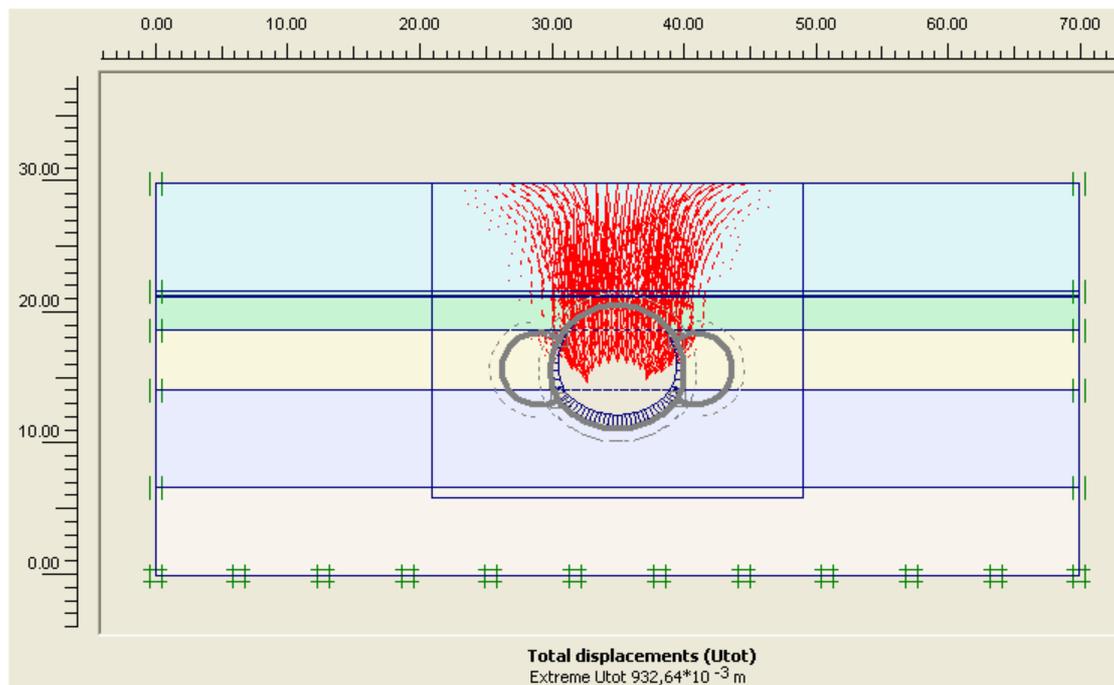
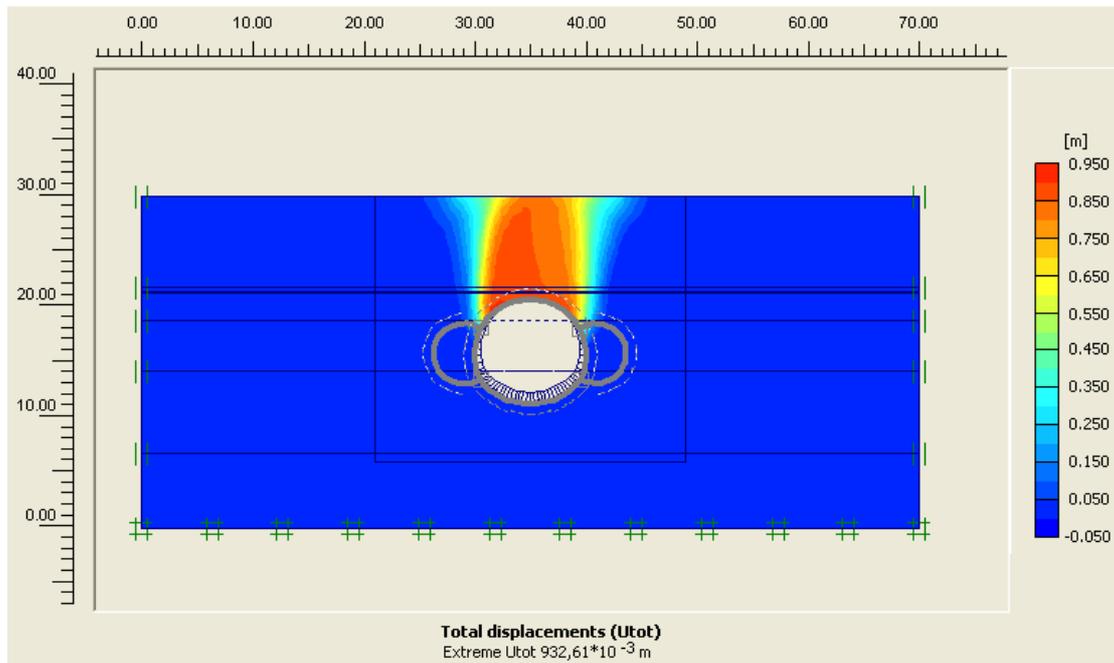
#### Déplacement horizontal



## Déplacement vertical



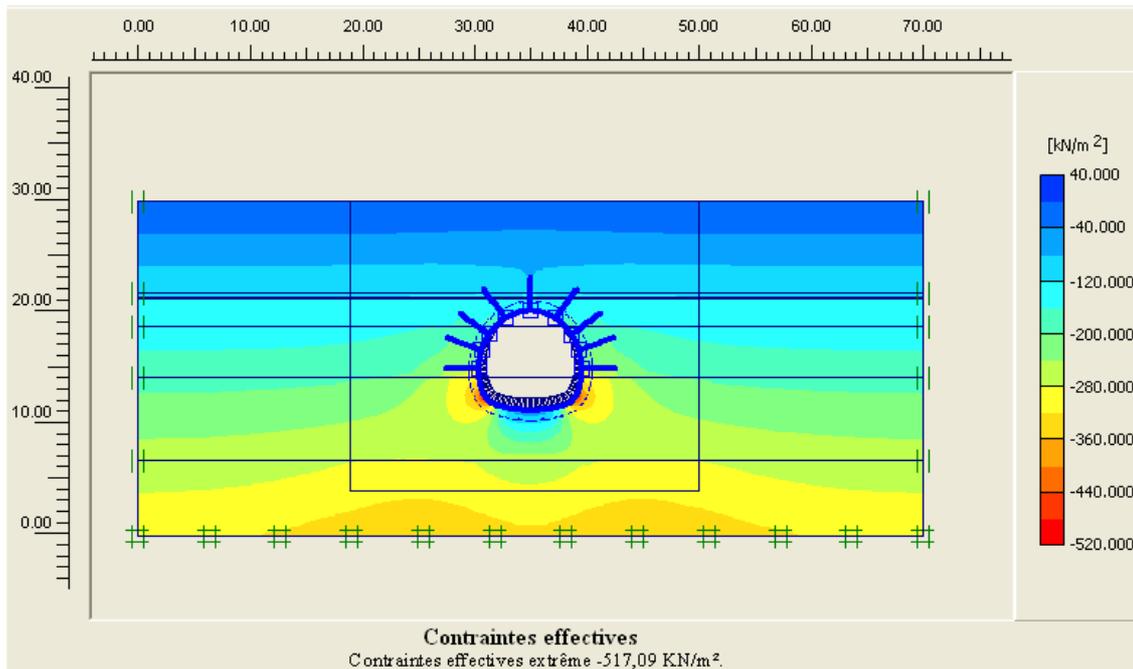
## Déplacements totales



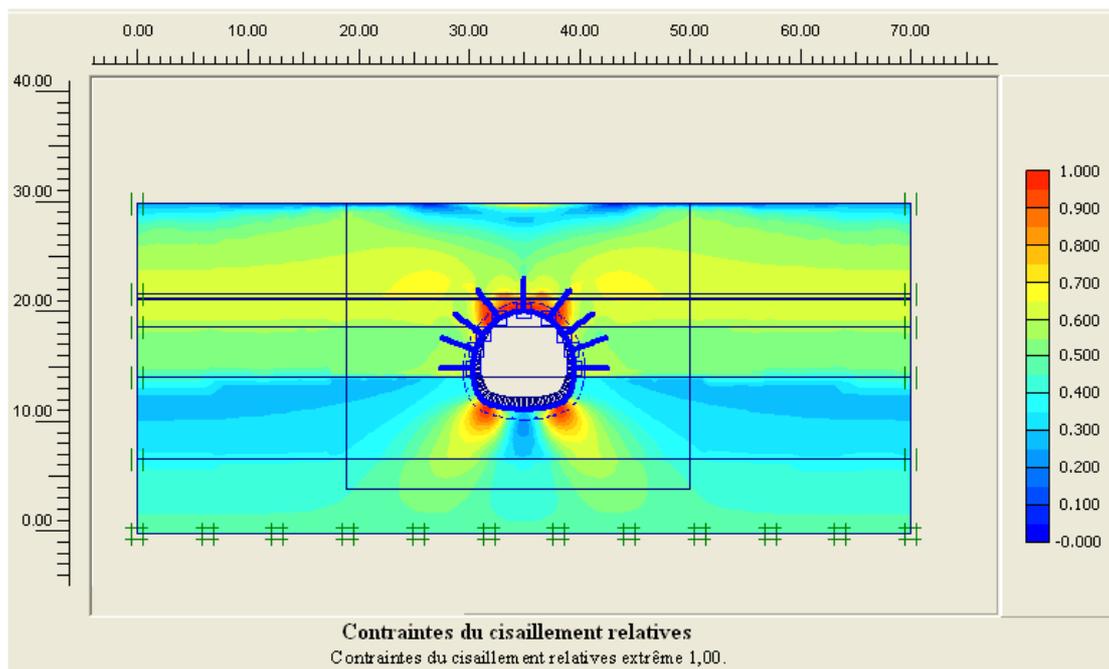
Les déplacements verticaux se concentrent entre la voûte et le pied droit et aussi au niveau de la surface avec une valeur extrême  $U_x = 330,95 \cdot 10^{-3} \text{ m}$ , ces directions sont vers l'axe du modèle. Les déplacements verticaux se concentrent au dessus du tunnel avec une valeur extrême dans les terrains encaissante  $U_y = 910,17 \cdot 10^{-3}$ , et lorsqu'il y compris les parois du tunnel la valeur maximal  $U_y = 910,21 \cdot 10^{-3}$ . Les déplacements totales sont plus élevé sur la voute du tunnel avec  $U_{tot}$  extrême =  $932,64 \cdot 10^{-3}$ , et les directions des déplacements sont vers le centre du tunnel.

**b) avec soutènement provisoire**  
**1) Les contraintes**

**Les contraintes effectives**



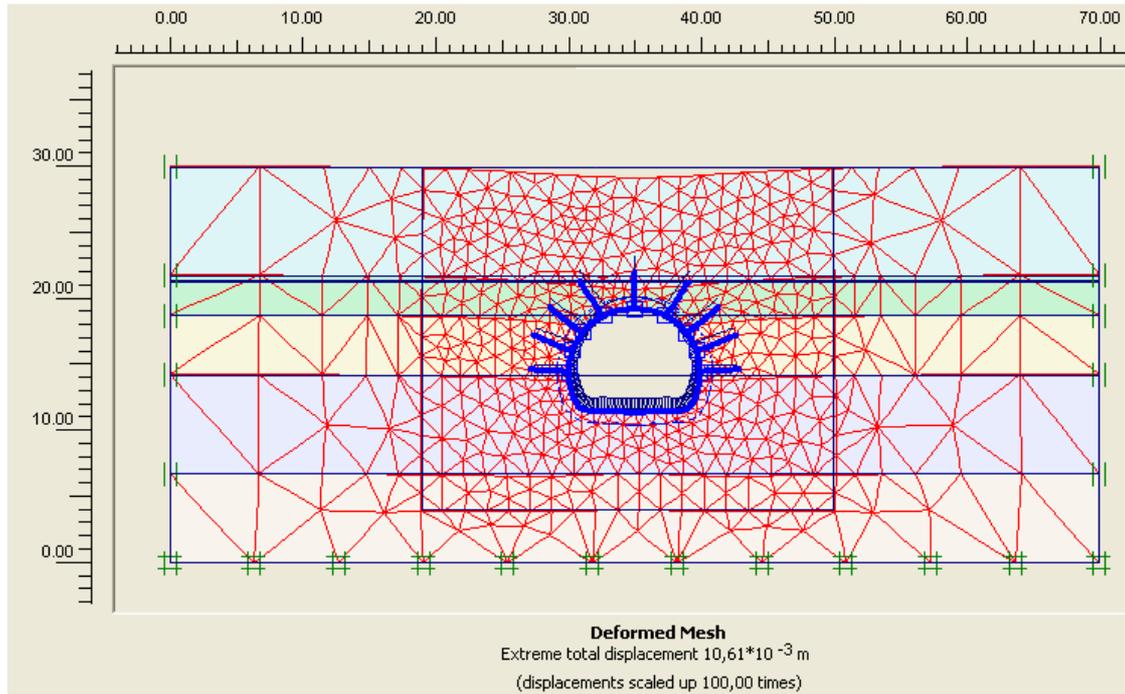
**Les contraintes du cisaillement relatives**



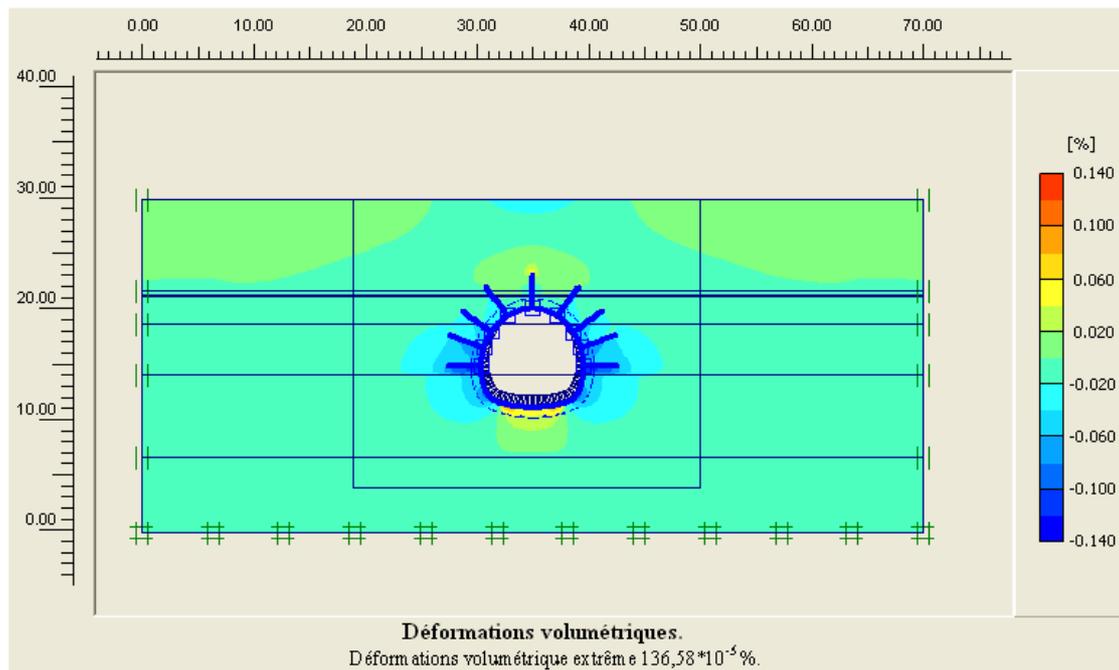
Dans le deuxième cas les contraintes effectives se concentrent sur les côtés bas des pieds droit, avec une valeur extrême 517,09  $\text{KN/m}^2$ , et les déformations de cisaillement relatives sont élevées sur les deux extrémités du radier et au niveau de la voute avec 1,00 comme la valeur maximal.

## 2) Les déformations

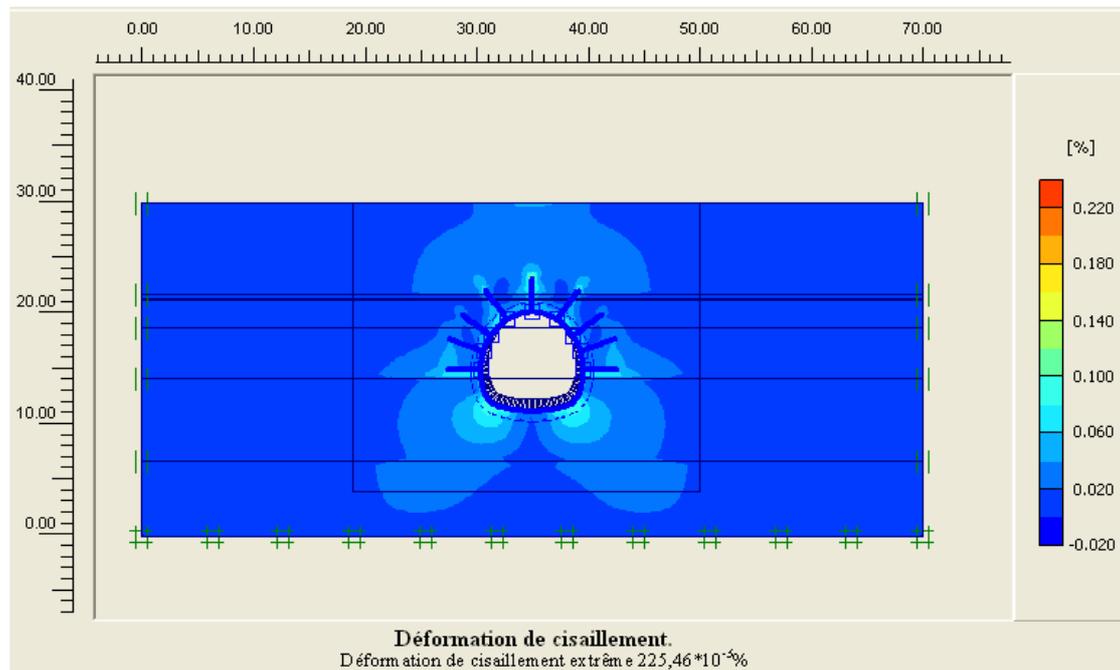
### Maillages déformé



### Déformations volumétrique



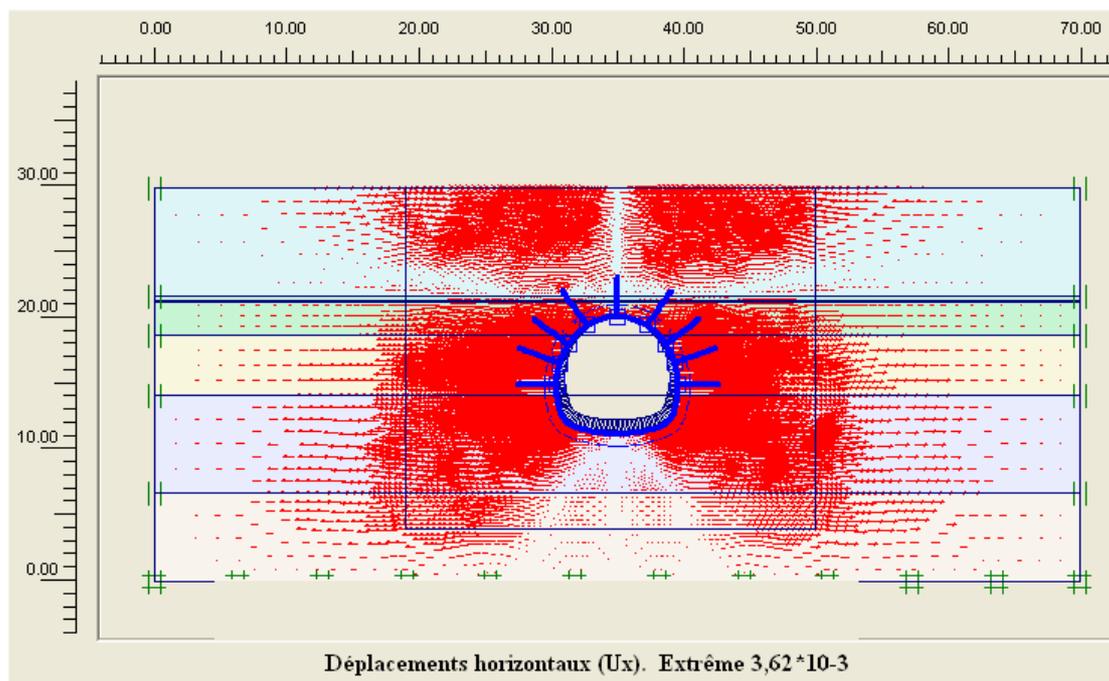
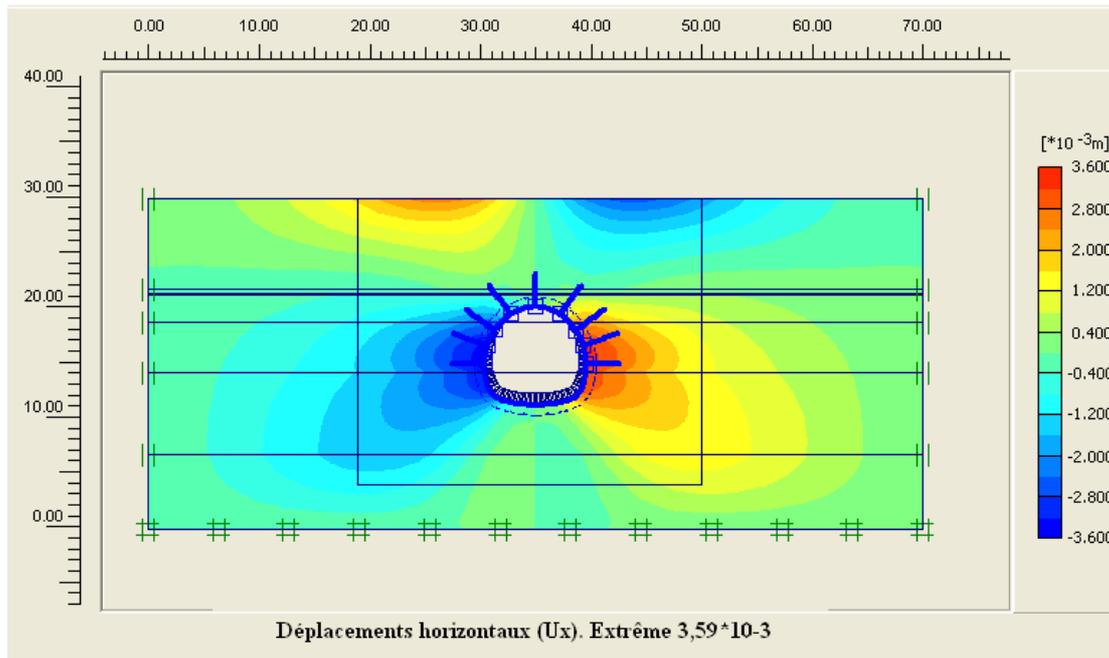
## Déformations de cisaillement



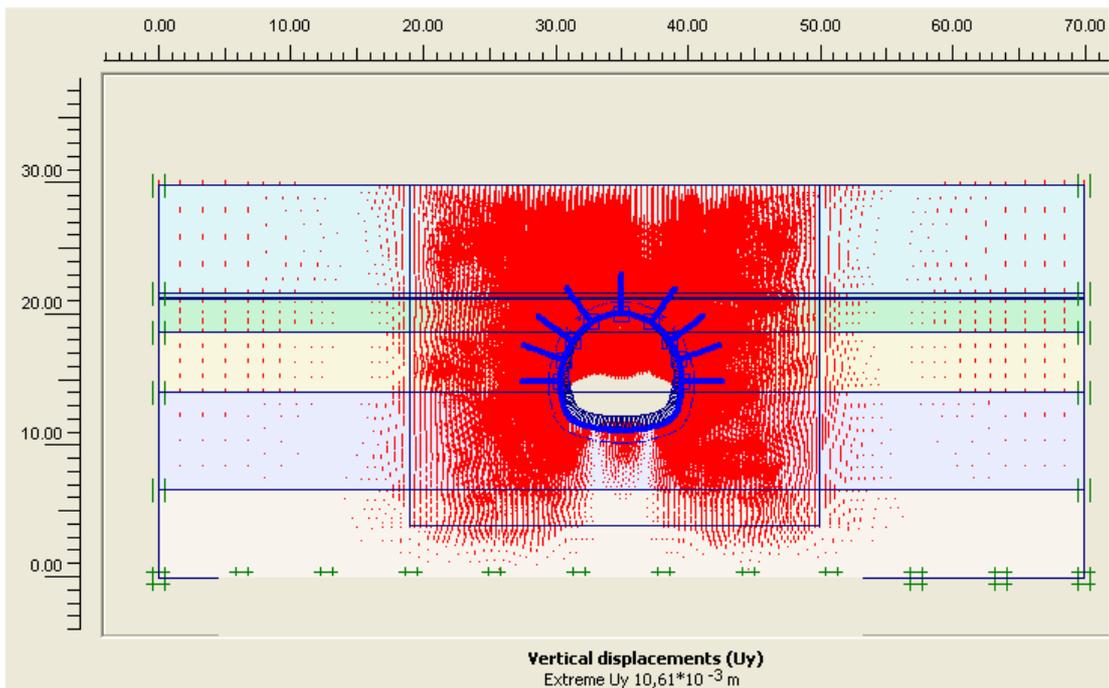
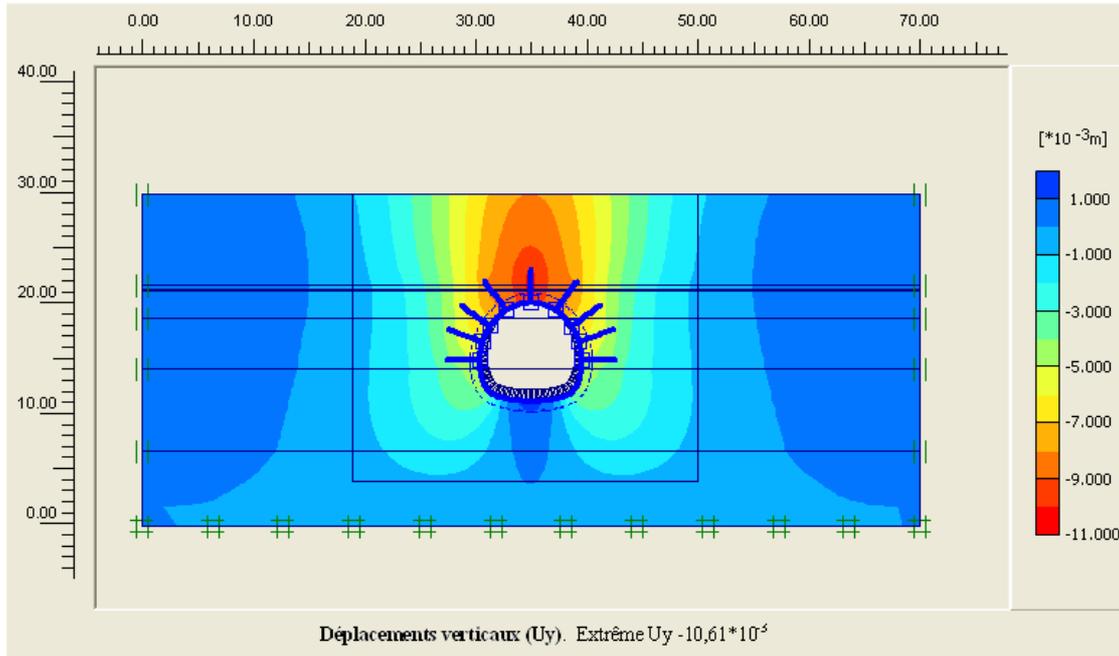
Les déformations volumétrique se concentrent au niveau de la clé de la voute et au niveau du radier avec une valeur maximal  $136,58 \cdot 10^{-3}\%$ , les déformations de cisaillement se concentrent au niveau de la voute, au milieu des pieds droit et aux extrémités du radier et la valeur extrême égale à  $225,46 \cdot 10^{-3}\%$ .

### 3) Les déplacements

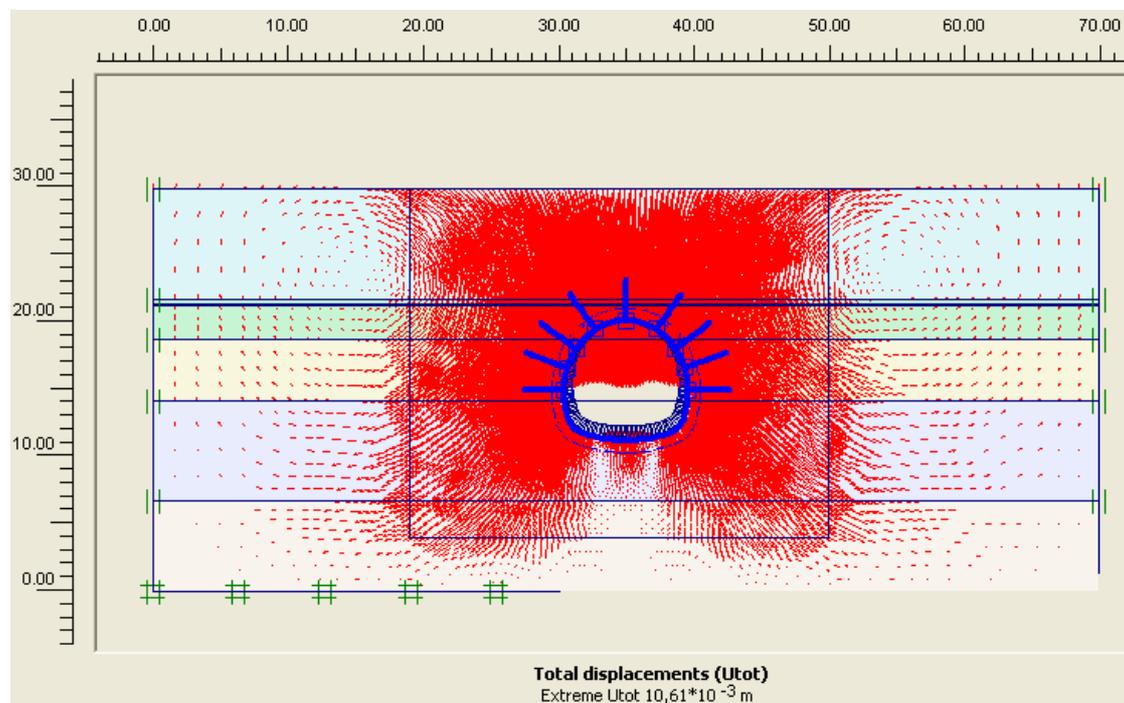
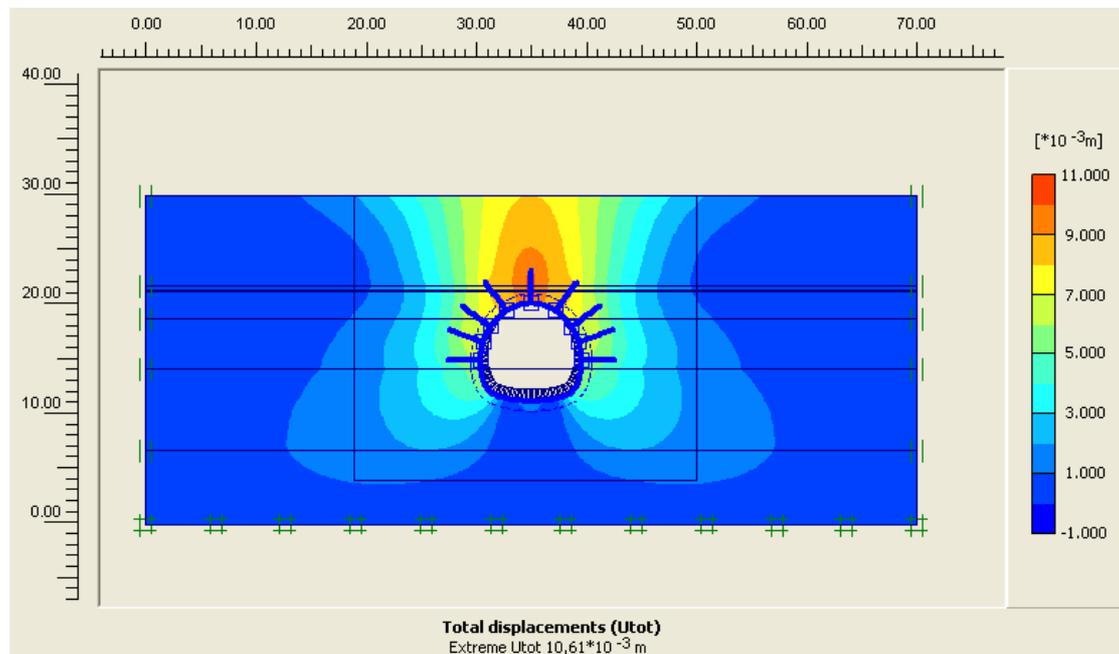
#### Déplacement horizontal



## Déplacement vertical



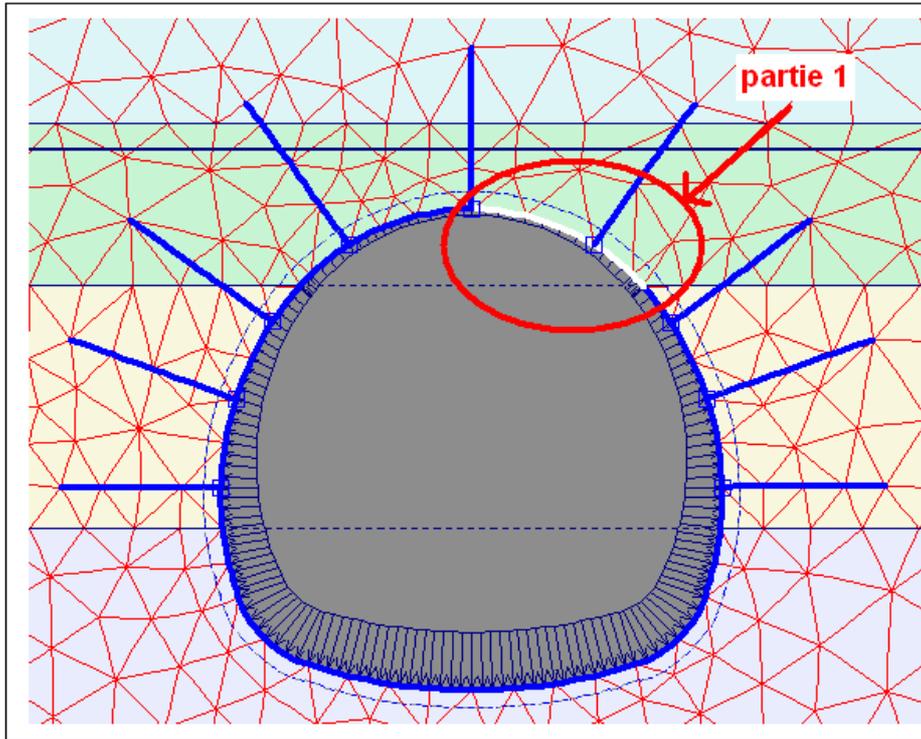
## Déplacements total



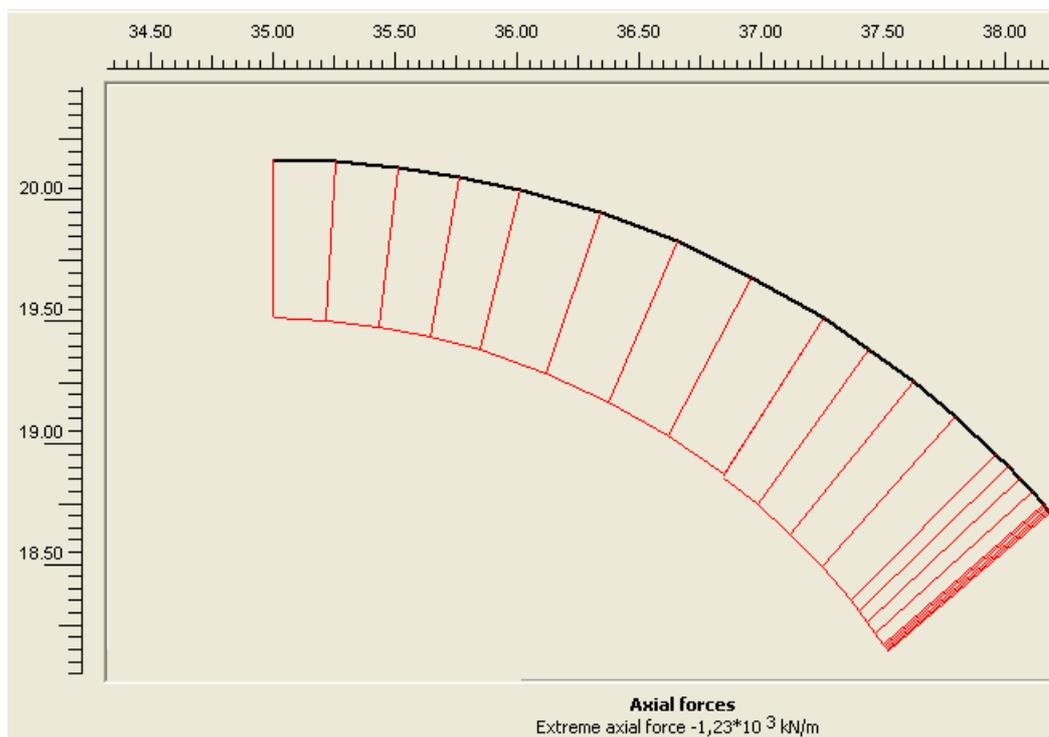
Les déplacements horizontaux sont élevés au niveau des pieds droit et à la surface. La direction des déplacements est vers l'axe du modèle, la valeur extrême dans les terrains encaissante est  $U_x = 3,59 \cdot 10^{-3}$ , mais elle est plus élevé où y compris la structure de soutènement  $U_x = 3,62 \cdot 10^{-3}$ , les déplacements verticaux sont augmentés au niveau de la clé de la voûte sa valeur maximal est  $U_y = 10,61 \cdot 10^{-3}$ , les déplacements totales et aussi élevé au niveau de la clé de la voûte avec une valeur maximal  $U_{tot} = 10,61 \cdot 10^{-3} m$

## Le soutènement

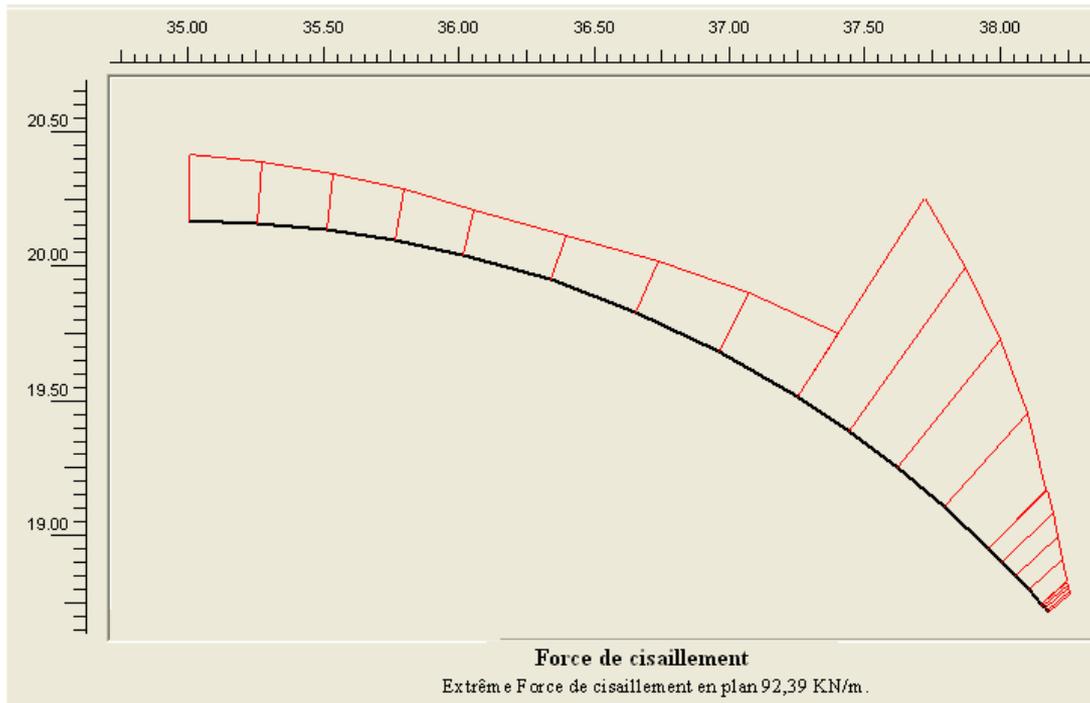
### 1<sup>er</sup> partie



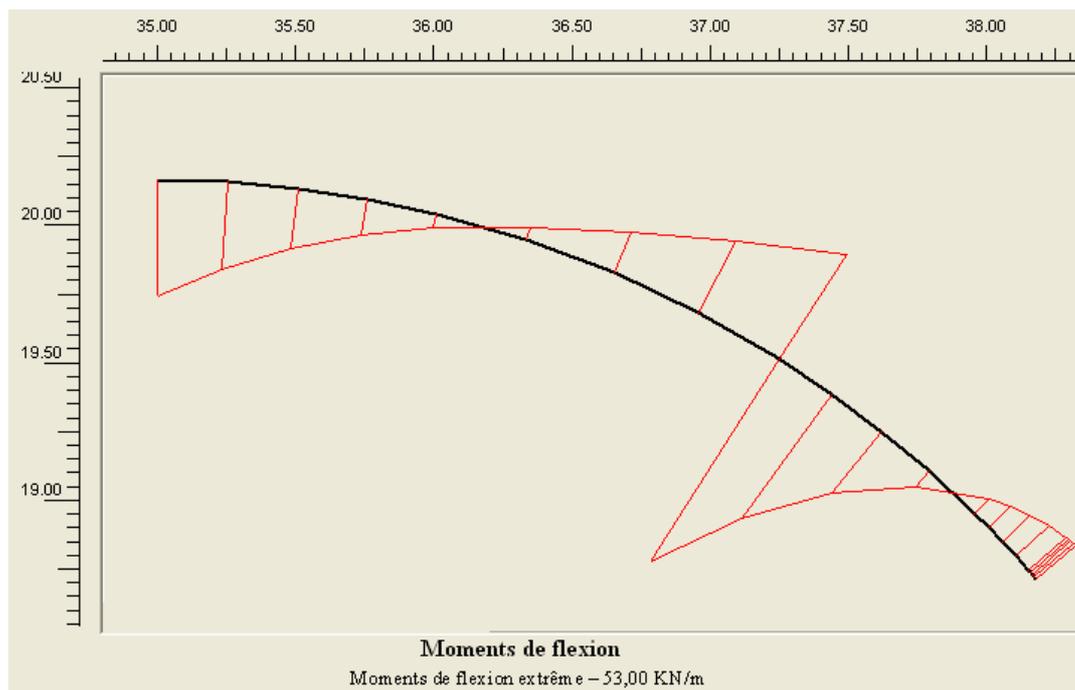
## Forces axiales



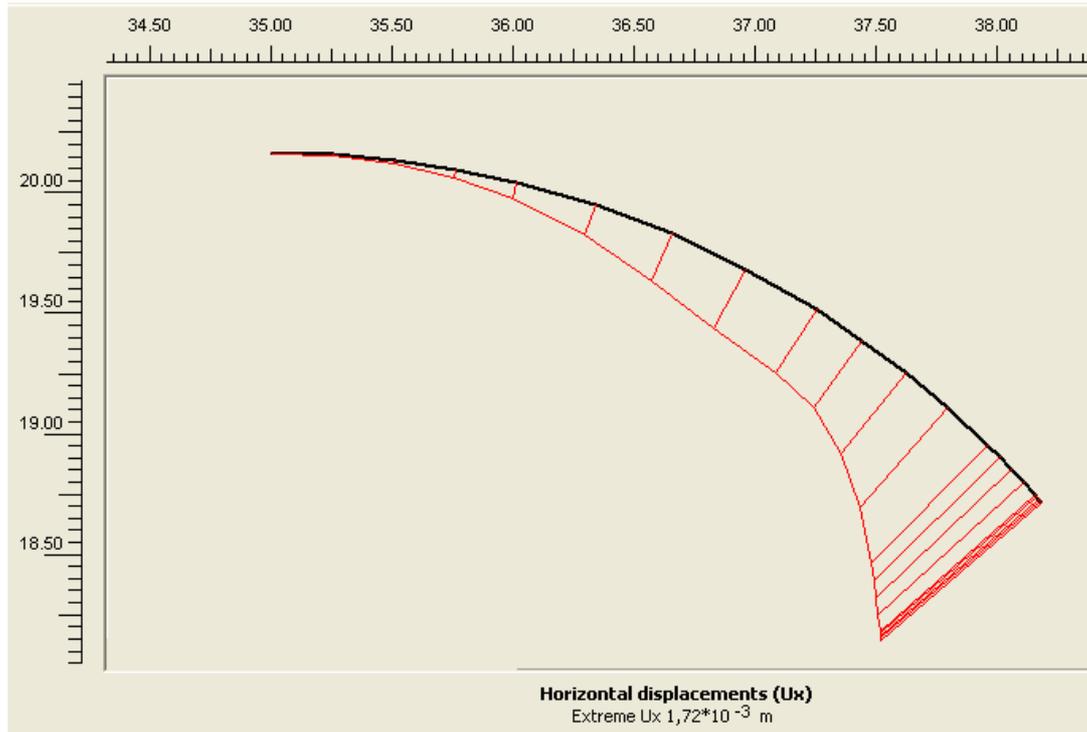
## Forces de cisaillement



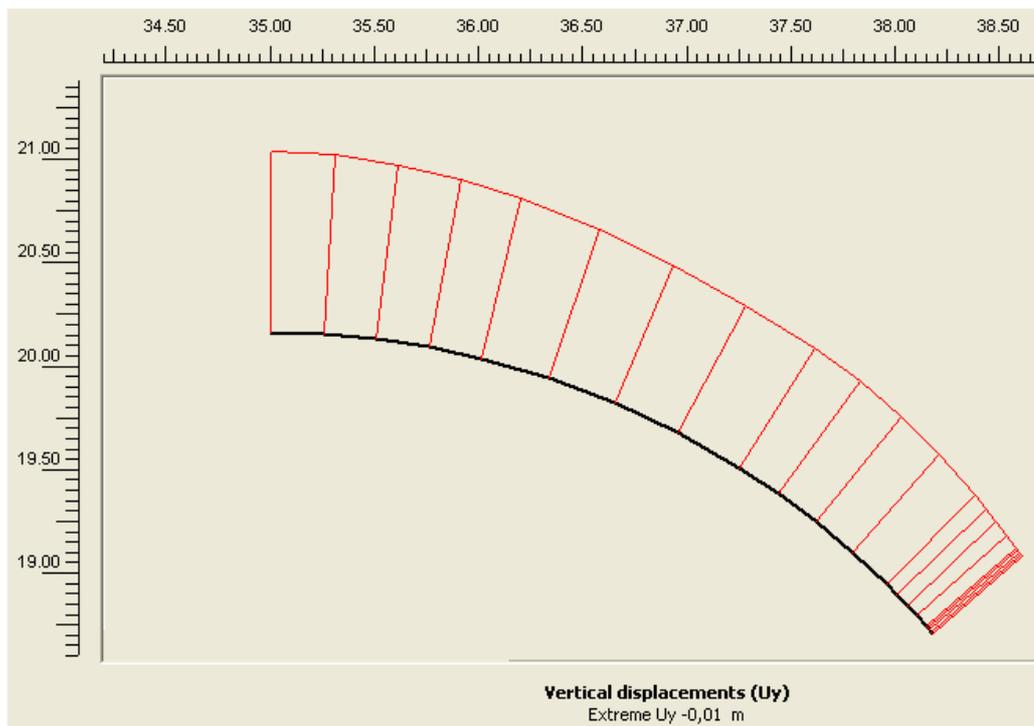
## Moments de flexion



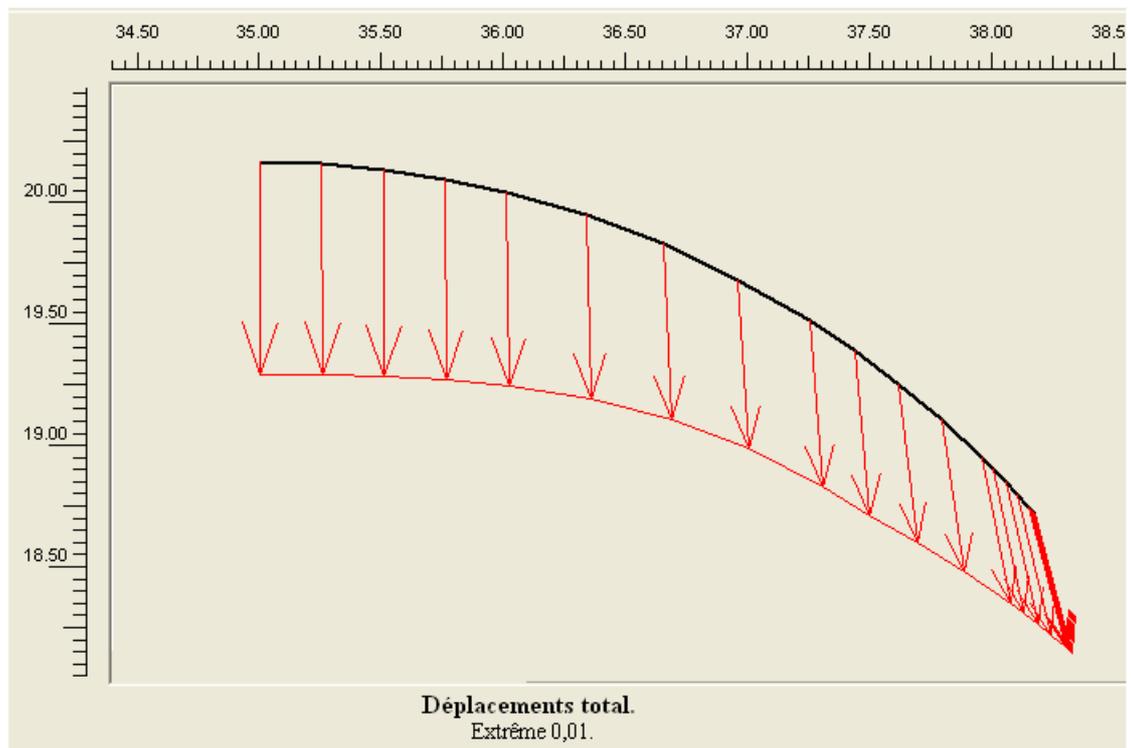
## Déplacements horizontaux



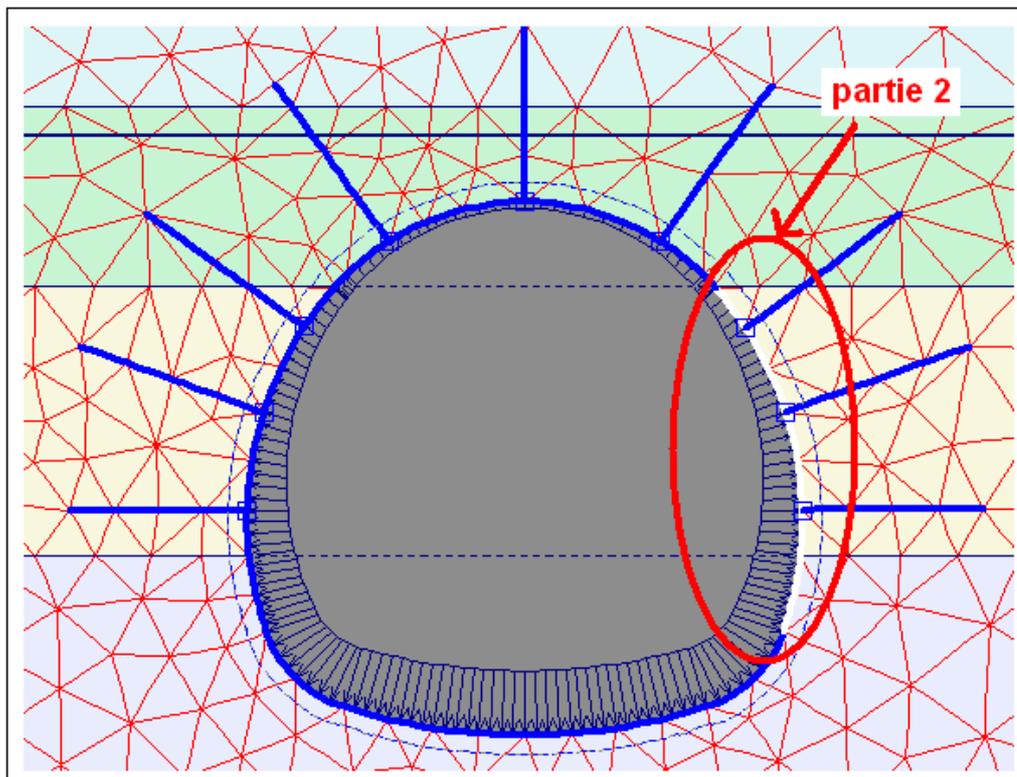
## Déplacements verticaux



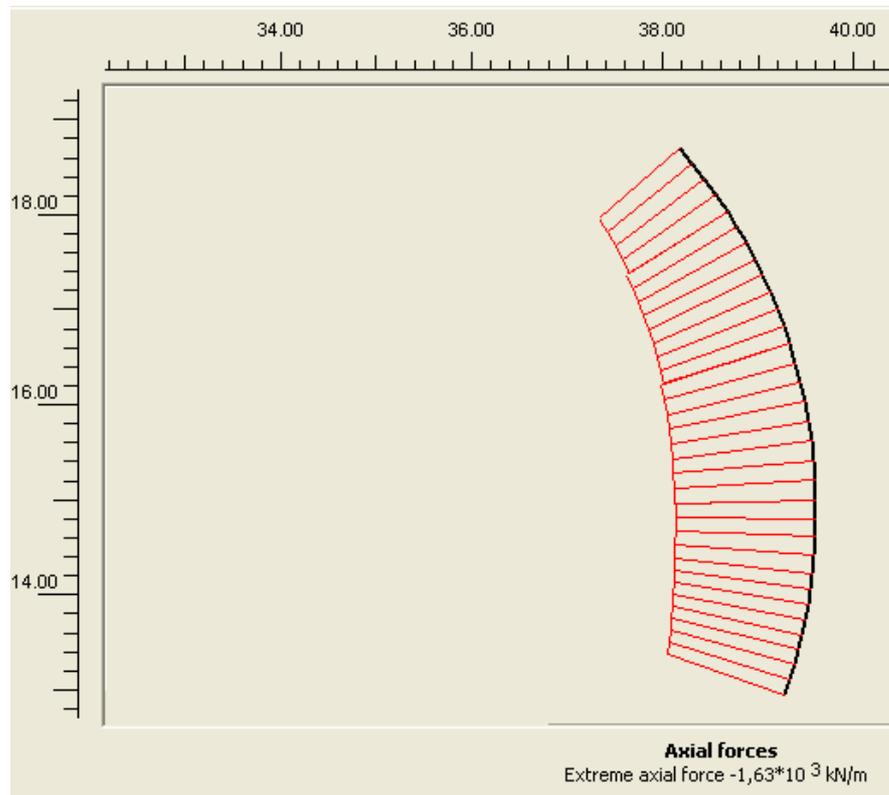
## Déplacements totales



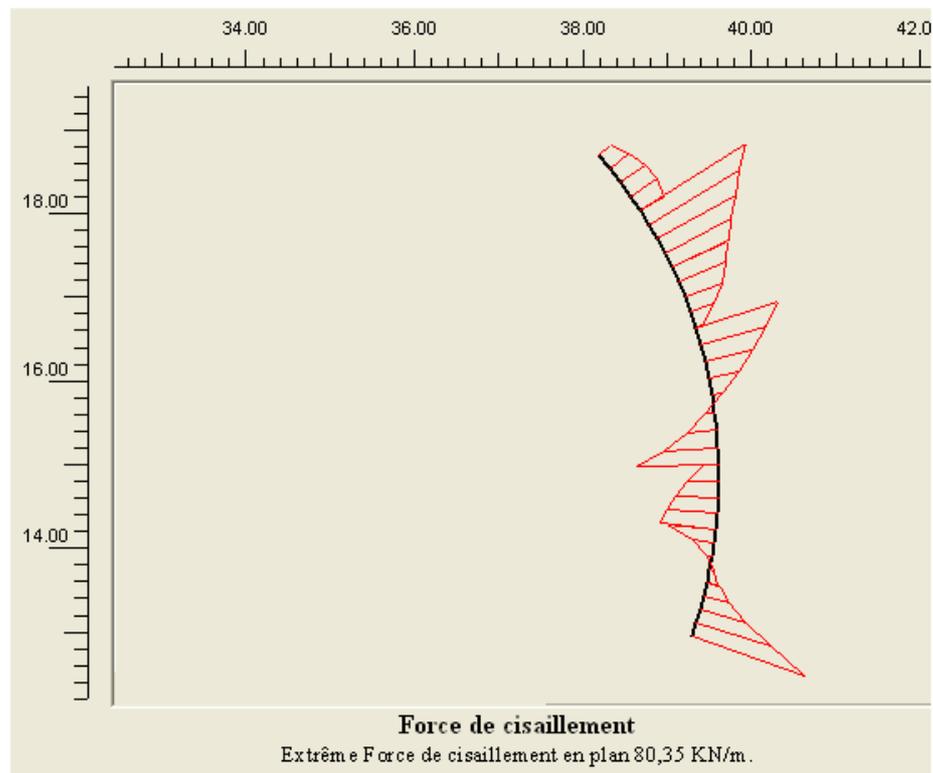
## 2<sup>ème</sup> partie



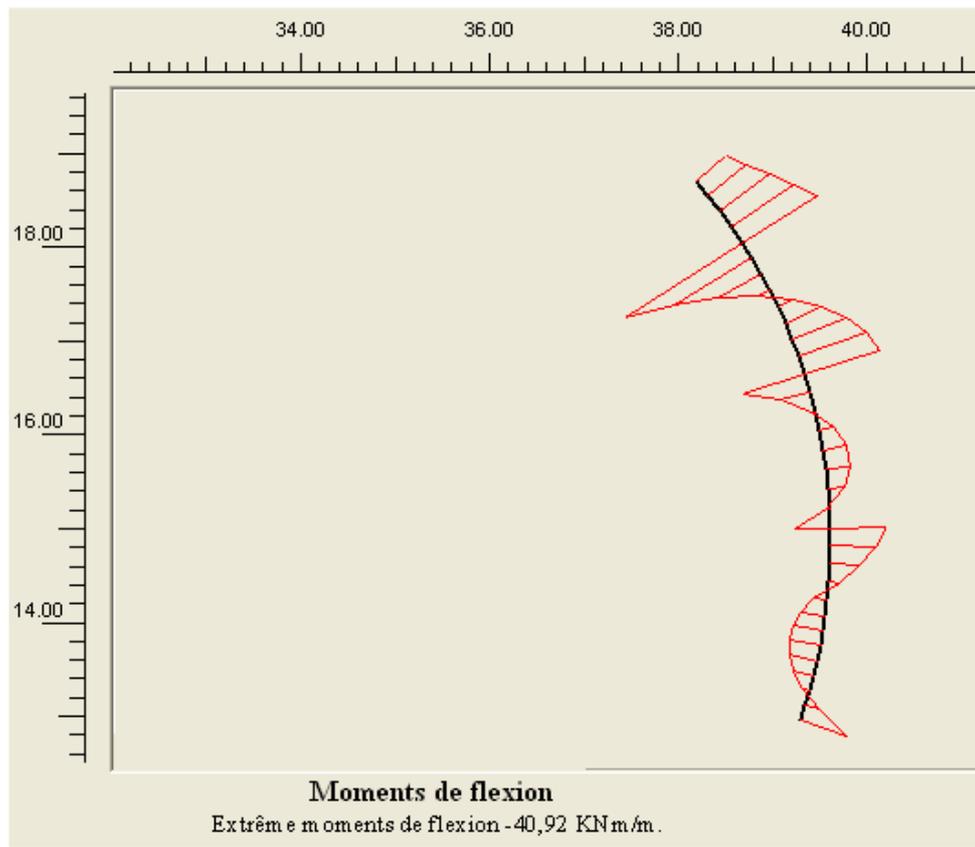
### Forces axiales



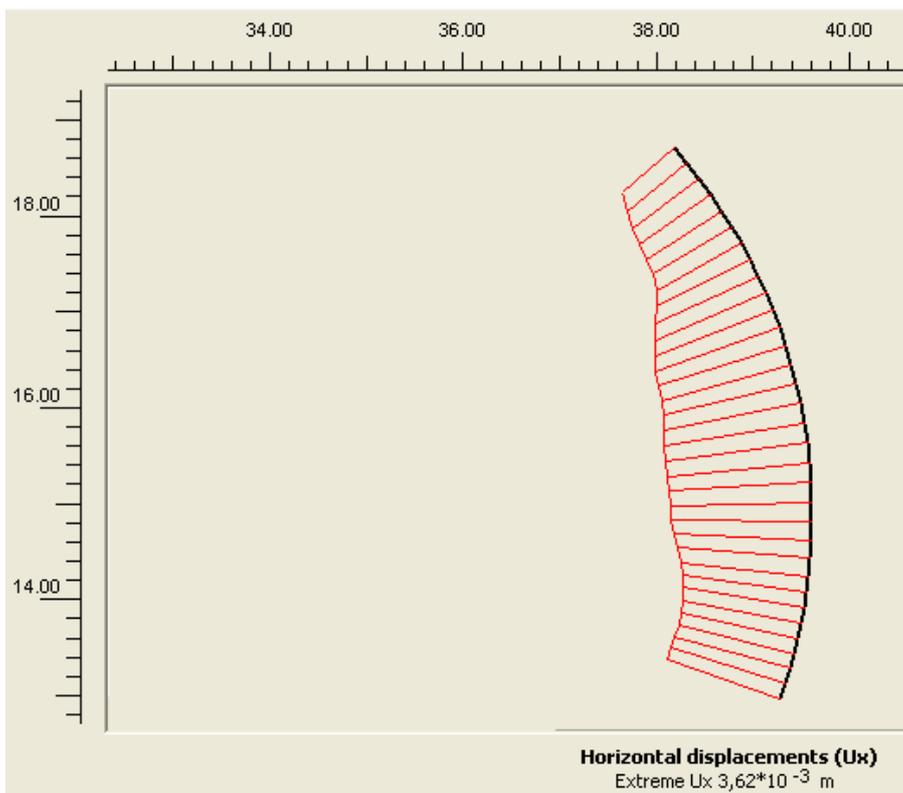
### Forces de cisaillement



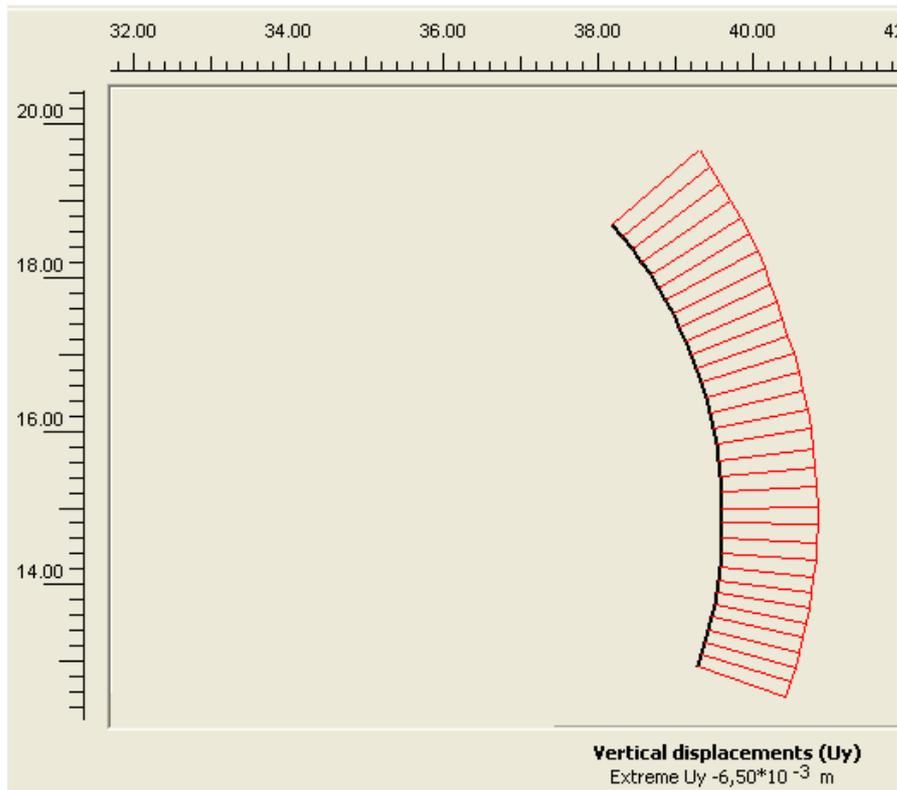
## Moments de flexion



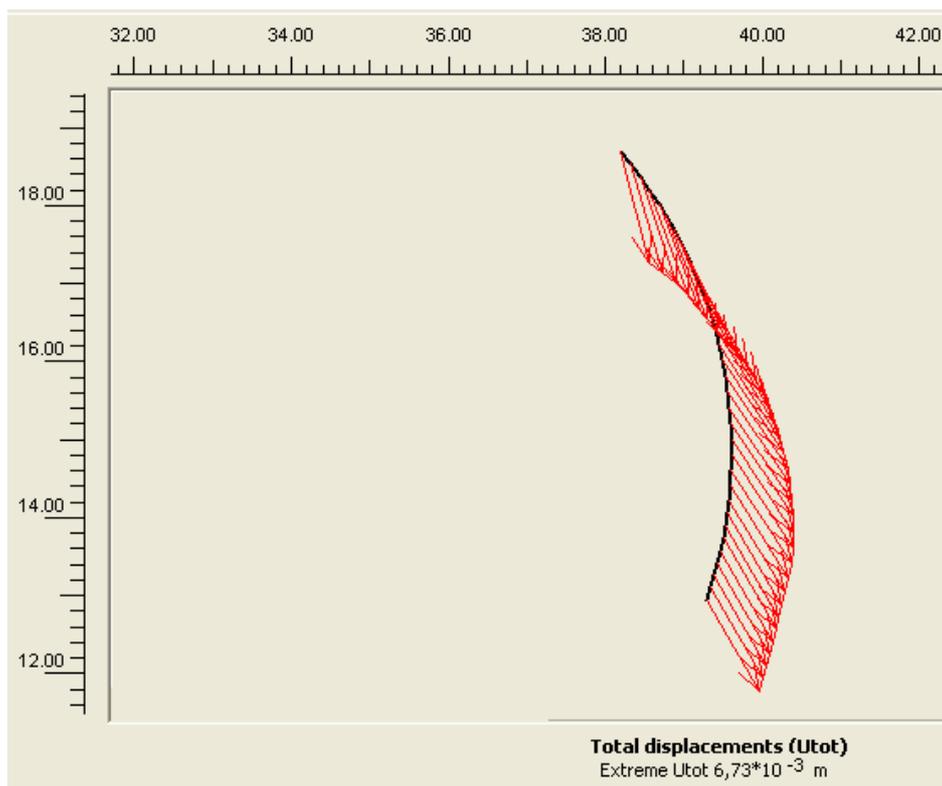
## Déplacements horizontaux



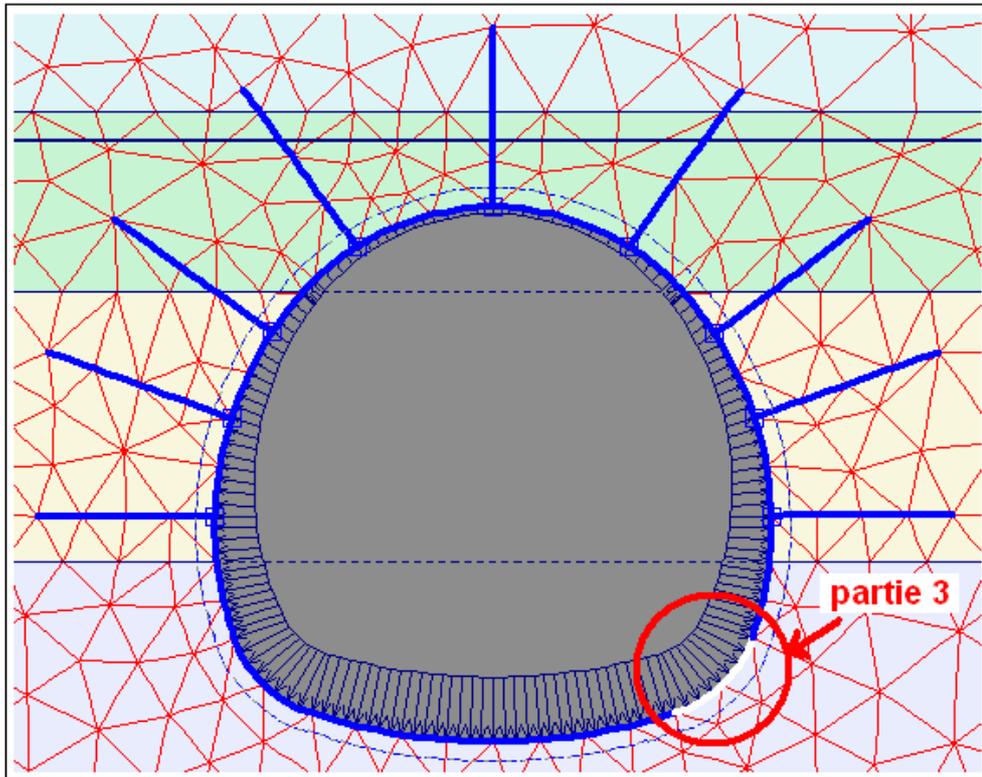
## Déplacements verticaux



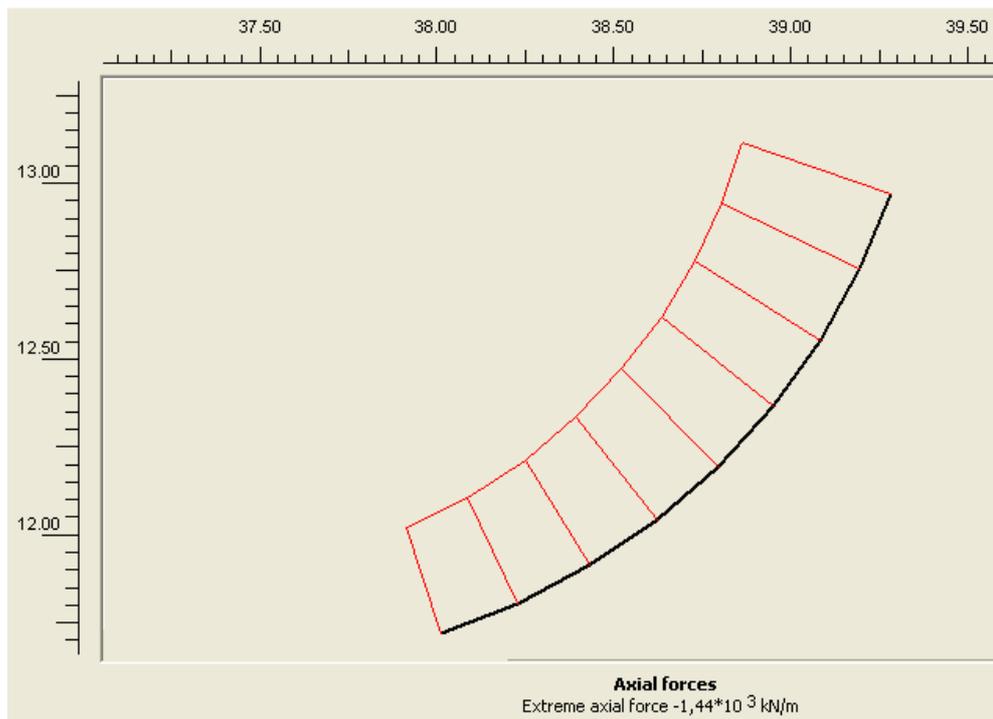
## Déplacement totales



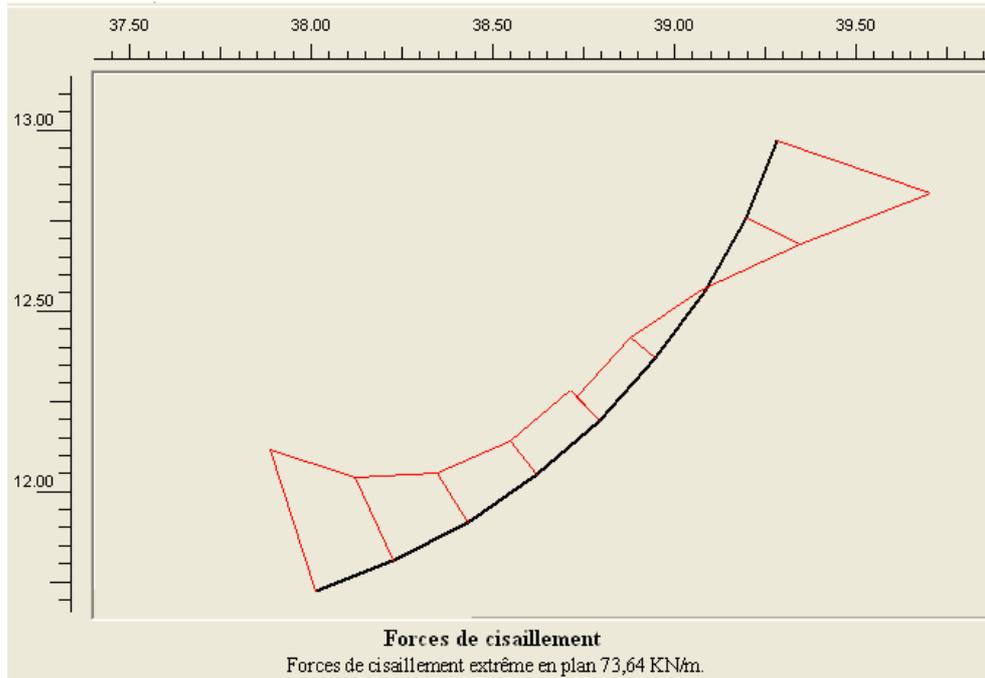
### 3<sup>eme</sup> partie



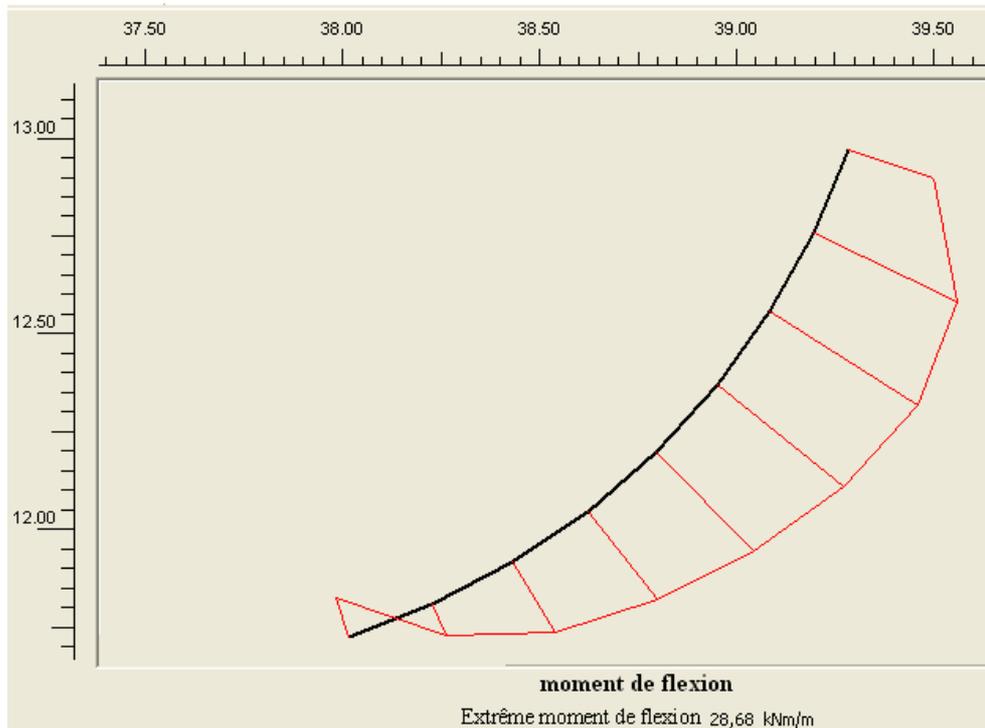
### Forces axiales



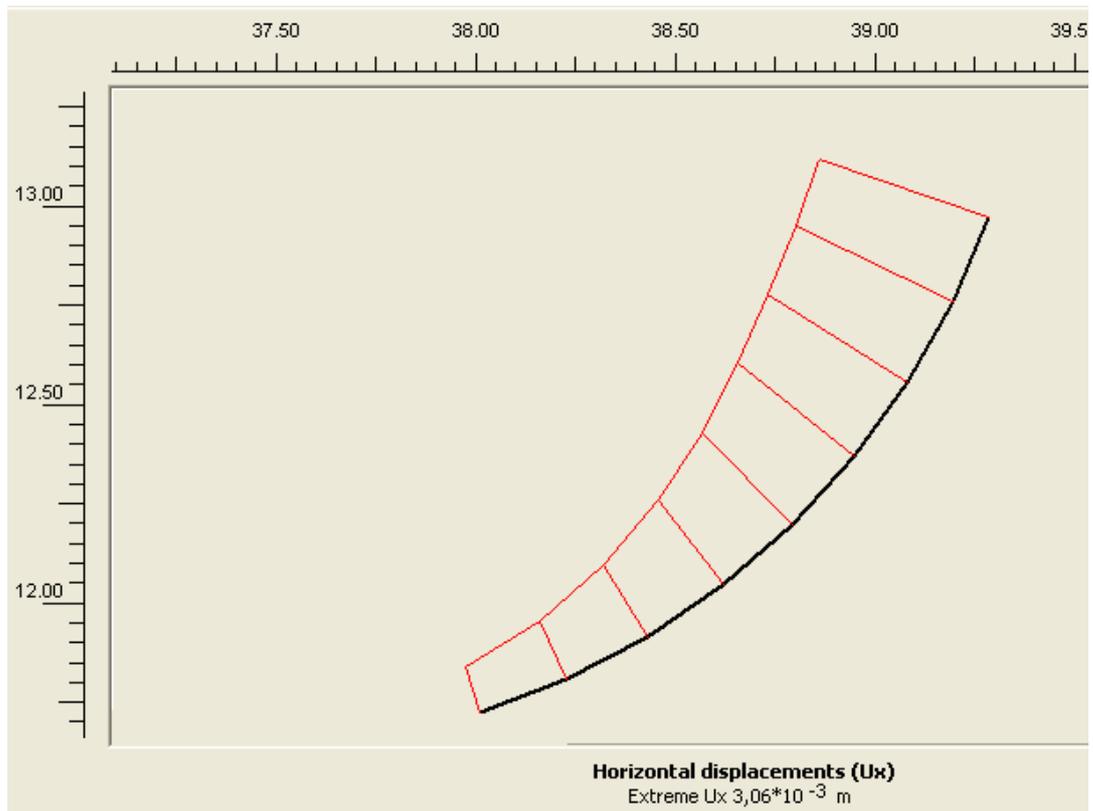
## Forces de cisaillement



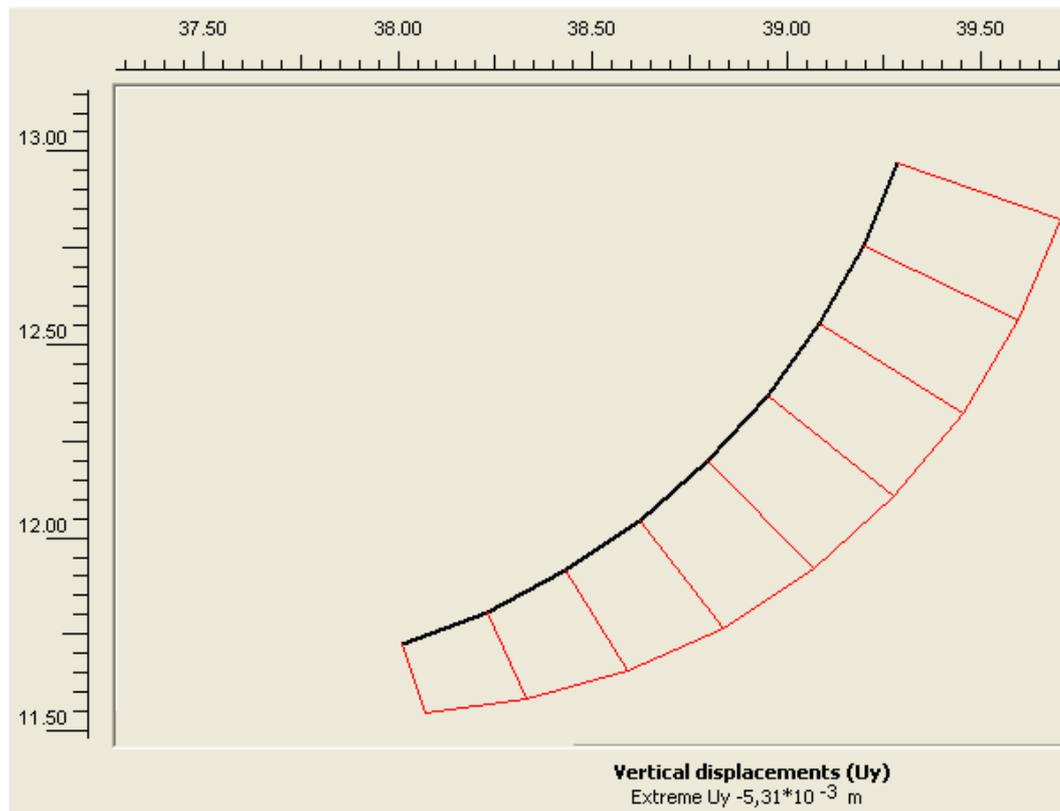
## Moments de flexion



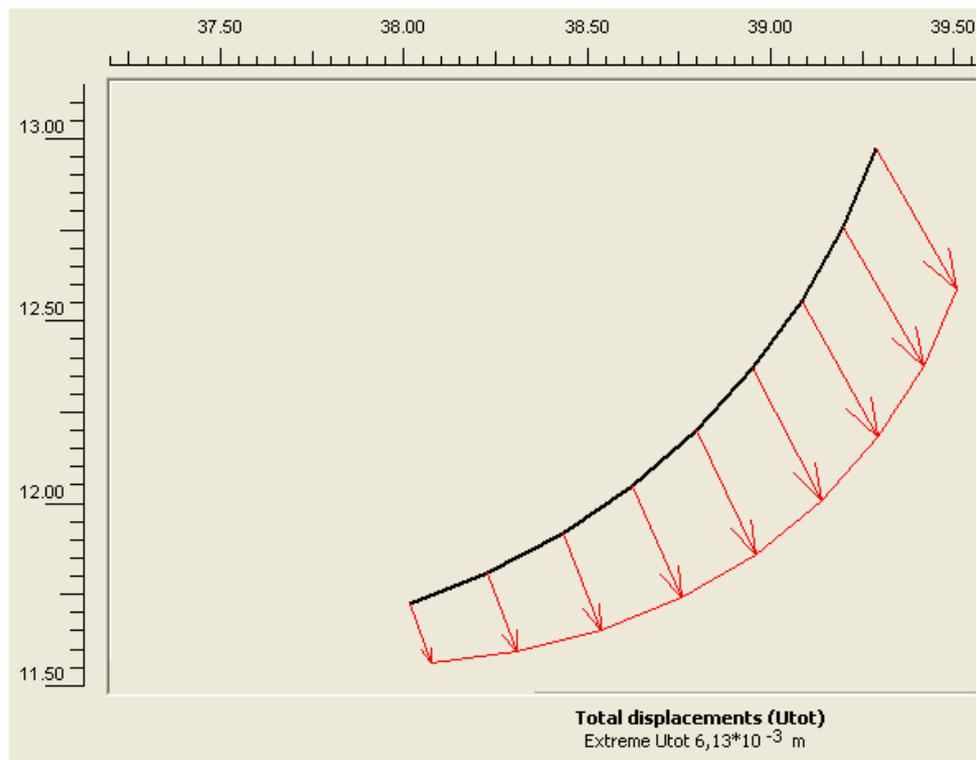
## Déplacements horizontaux



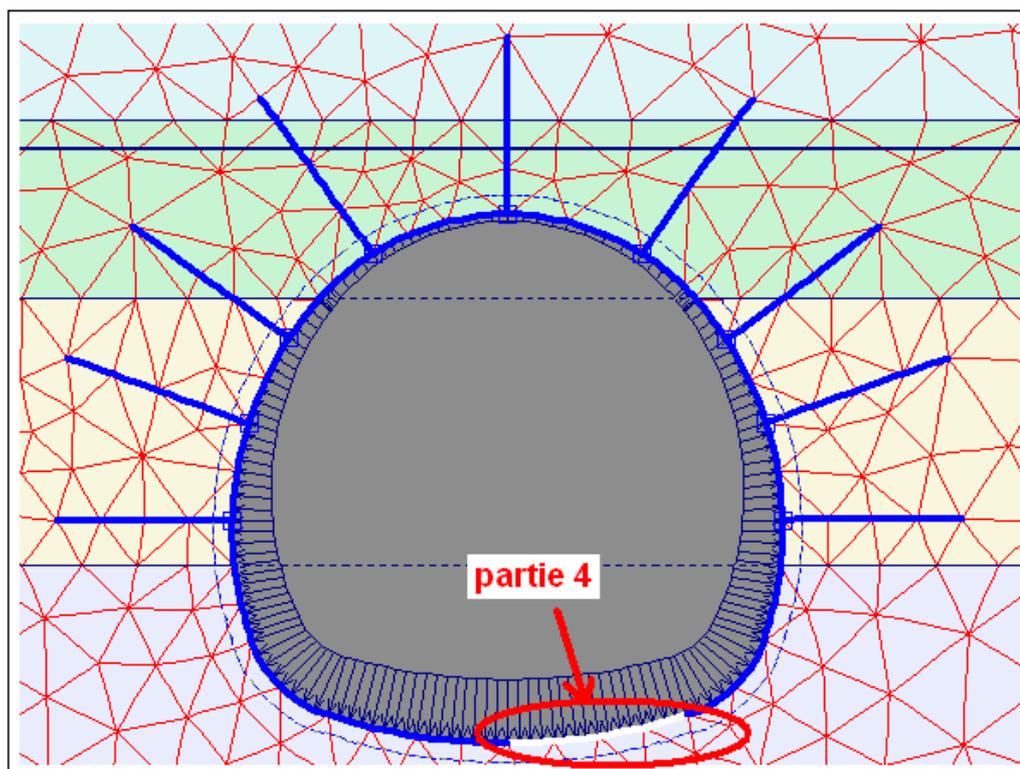
## Déplacements verticaux



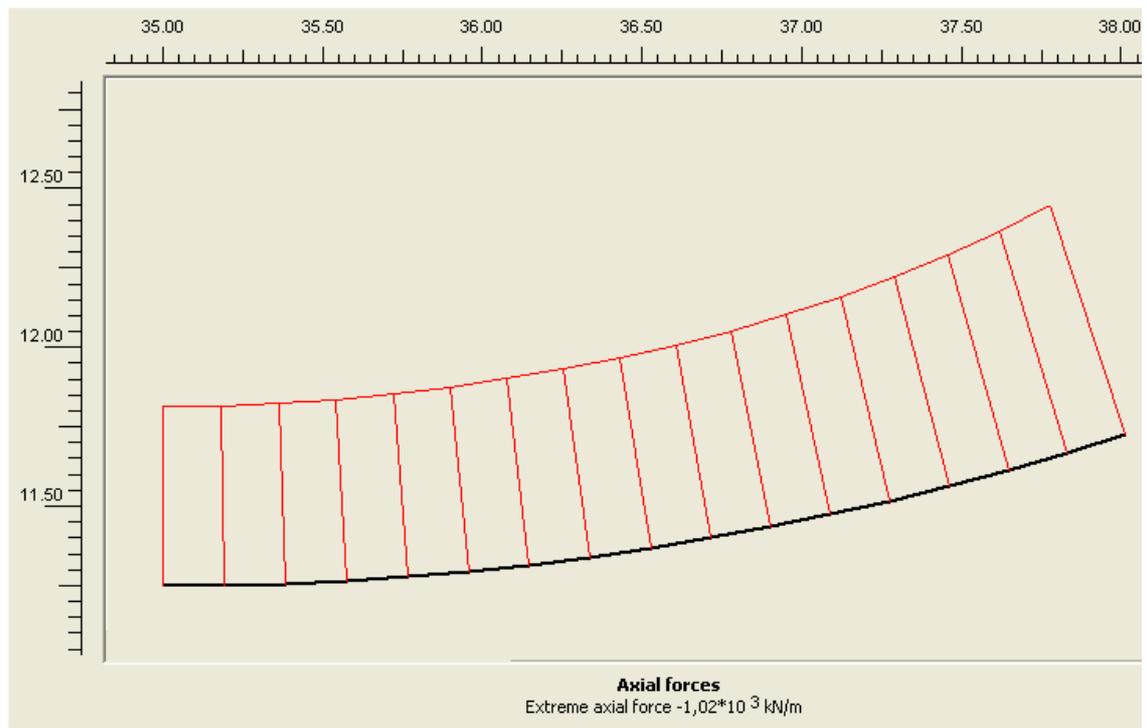
## Déplacement totales



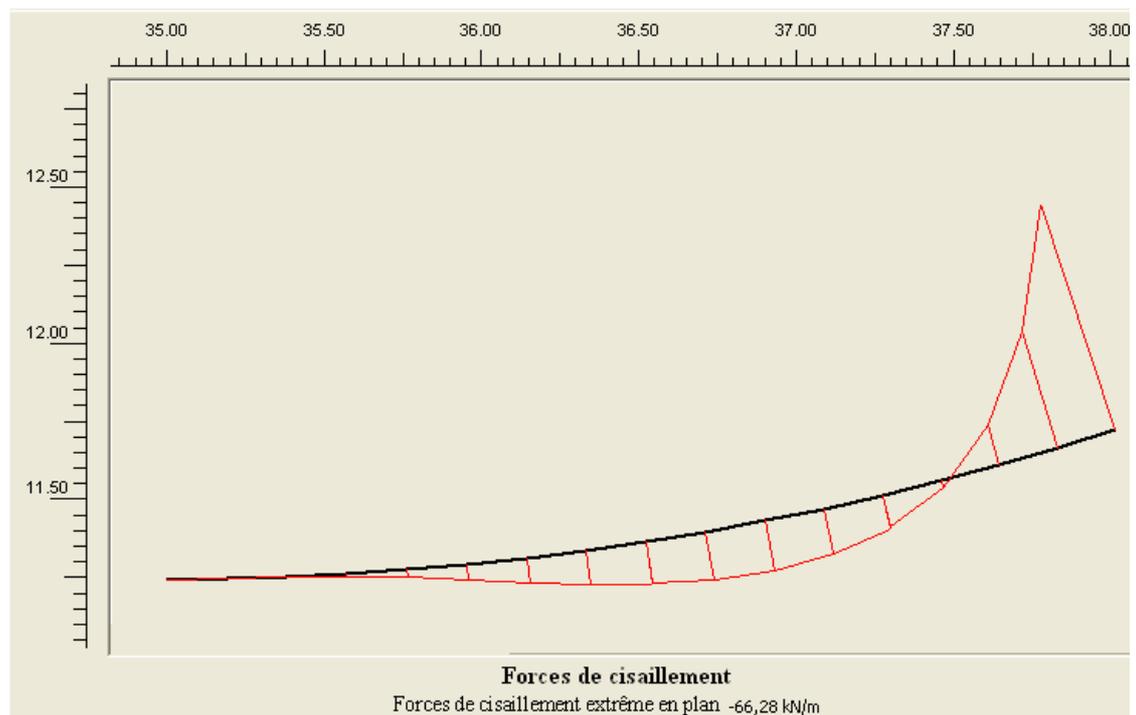
## 4<sup>ème</sup> partie



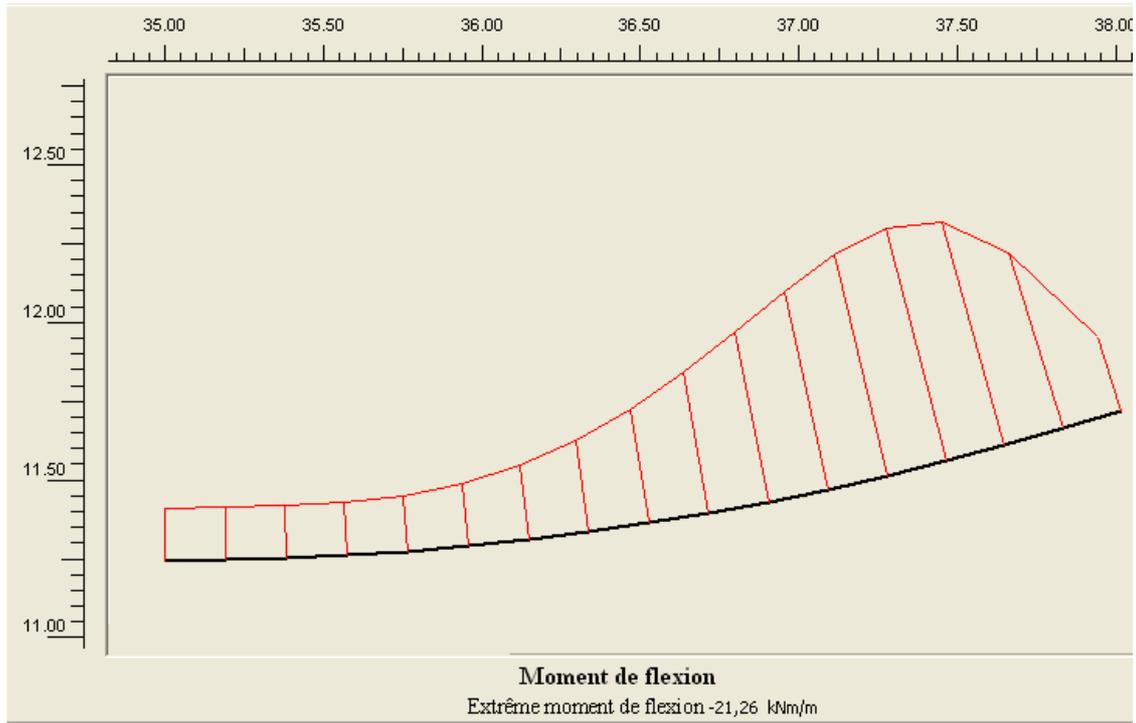
## Forces axiales



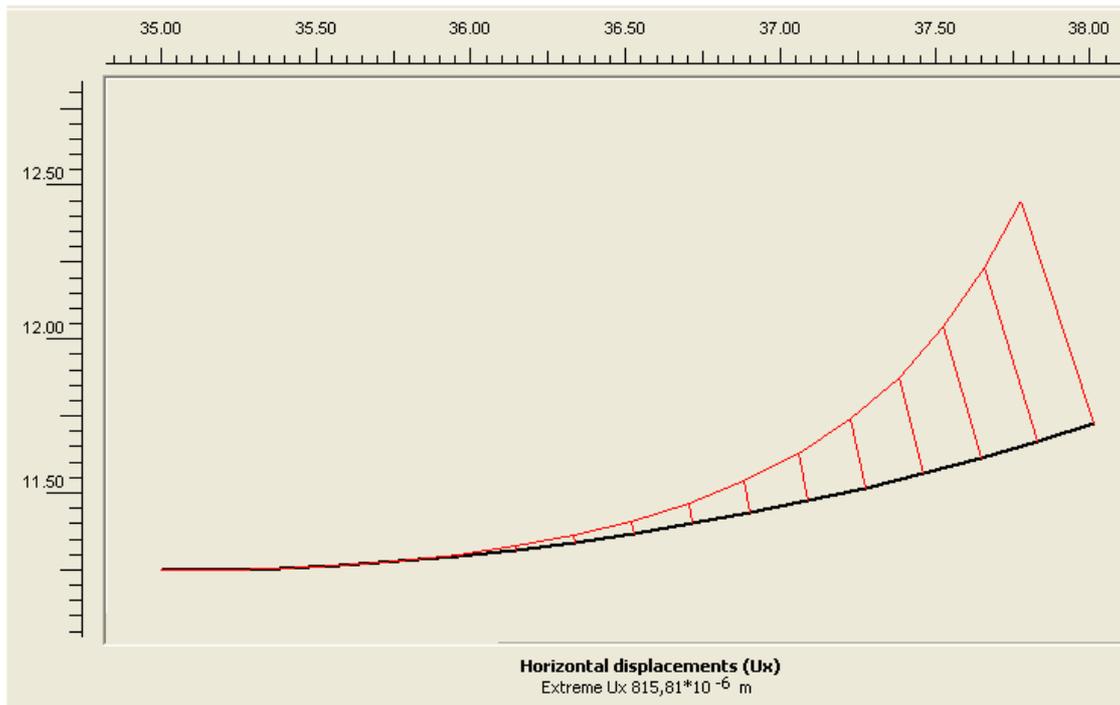
## Forces de cisaillement



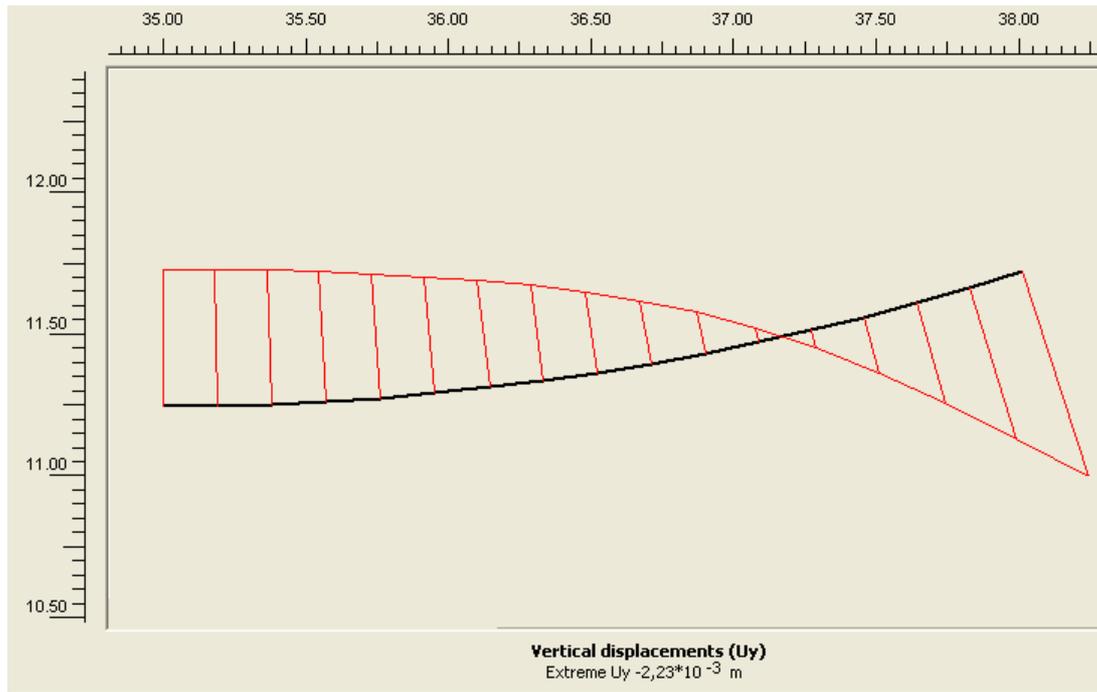
## Moments de flexion



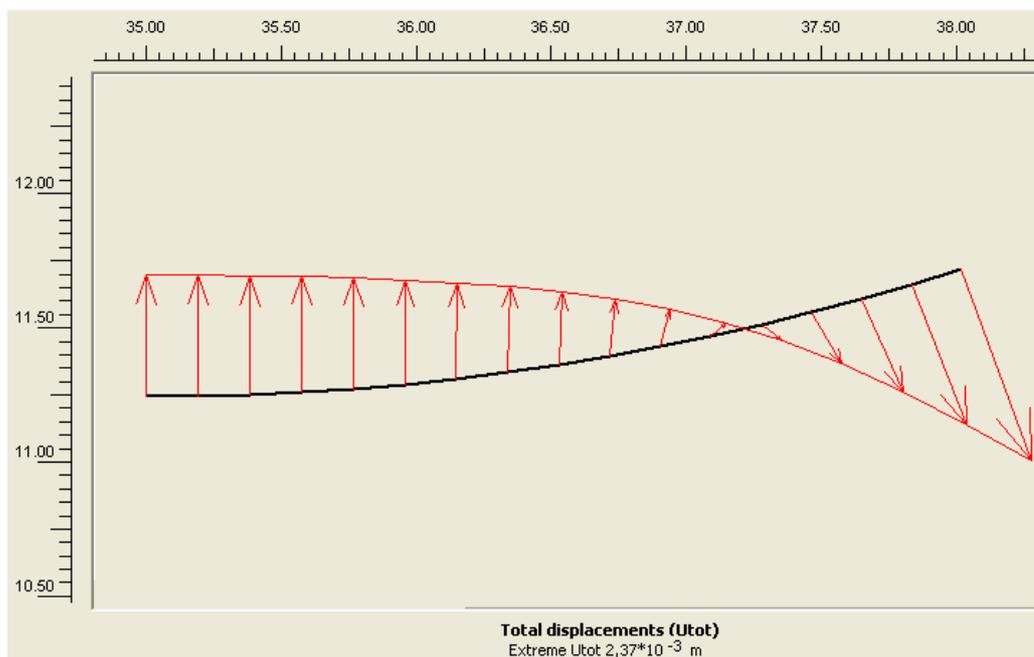
## Déplacements horizontaux



## Déplacements verticaux



## Déplacements totales



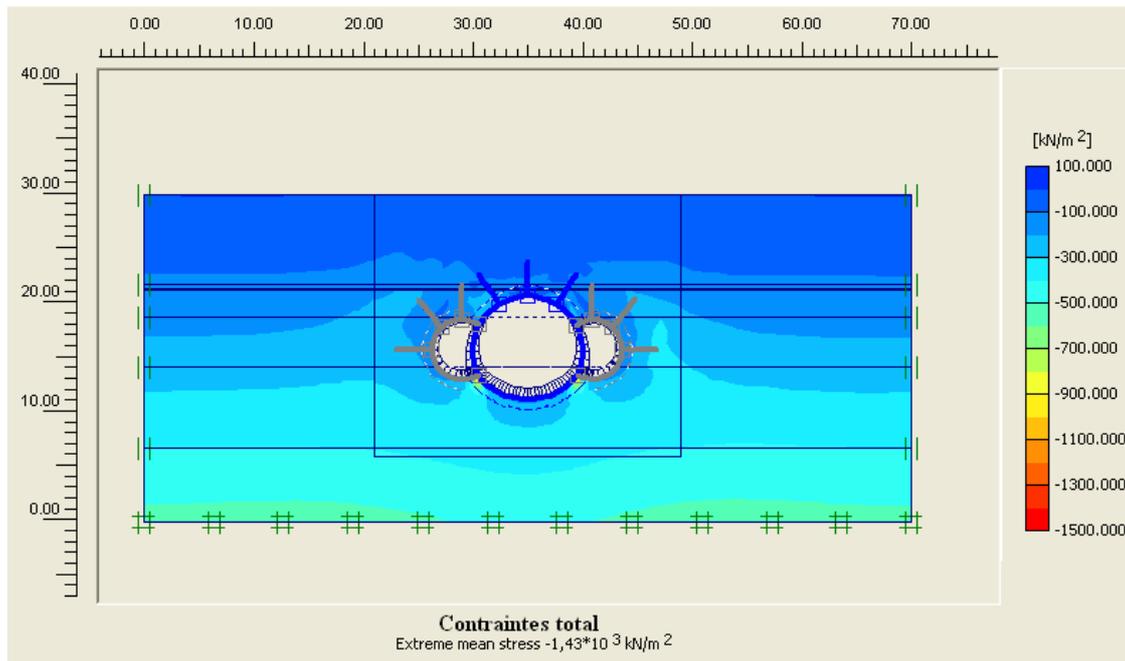
## Phase N° : 2

### Creusement du deux tunnels latéraux

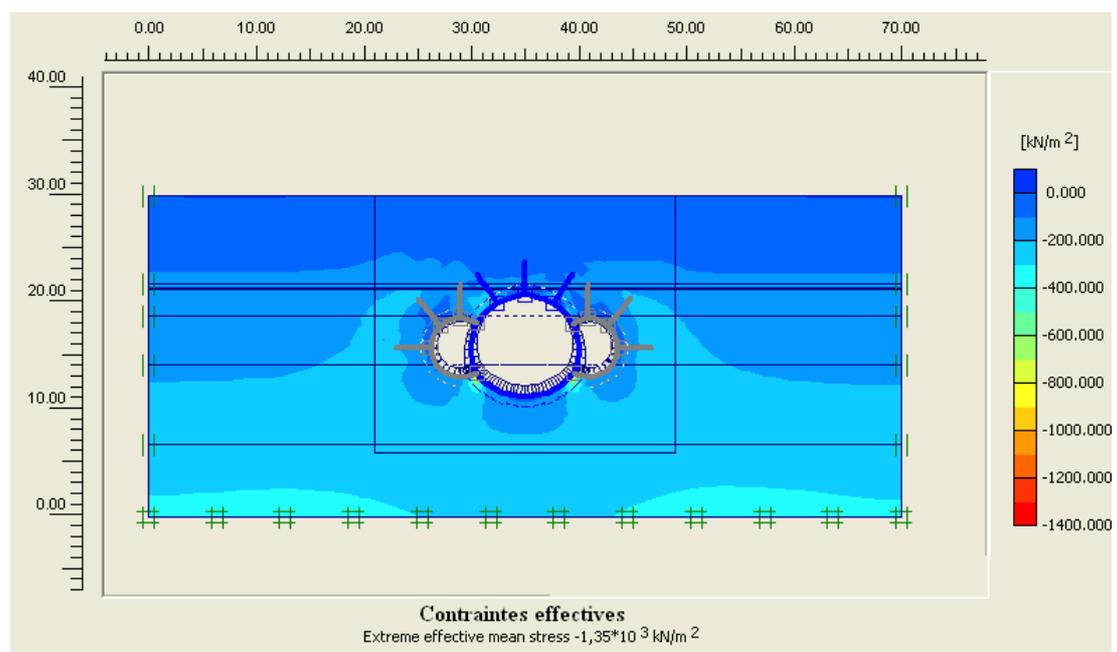
#### a) Résultats es deux tunnels latéraux sans soutènement

##### 1) Les contraintes

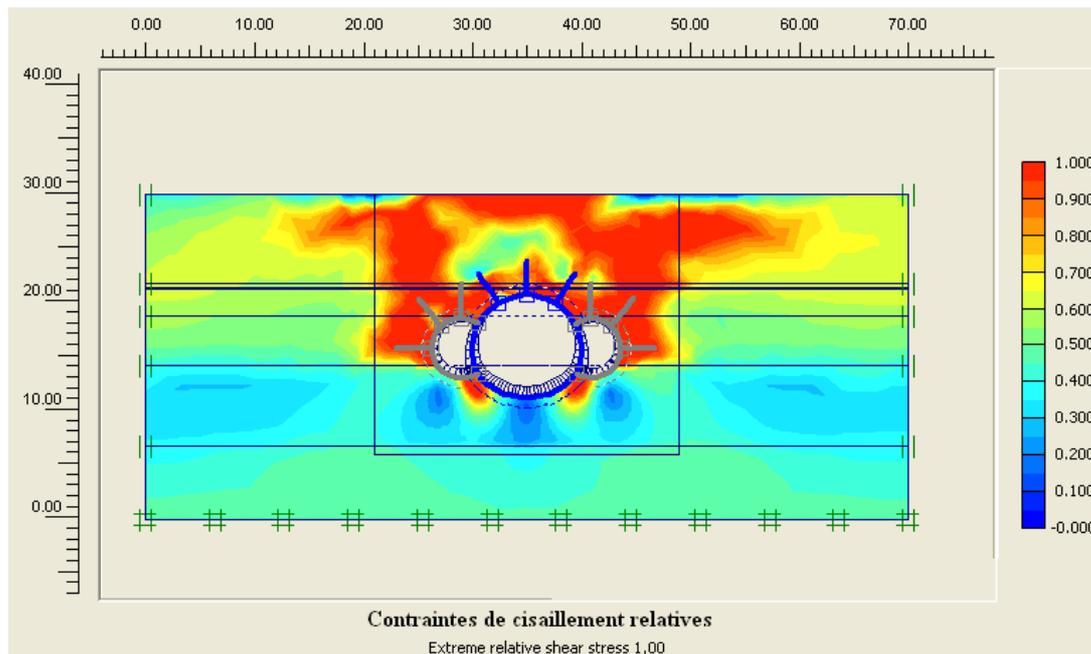
##### Les contraintes totales



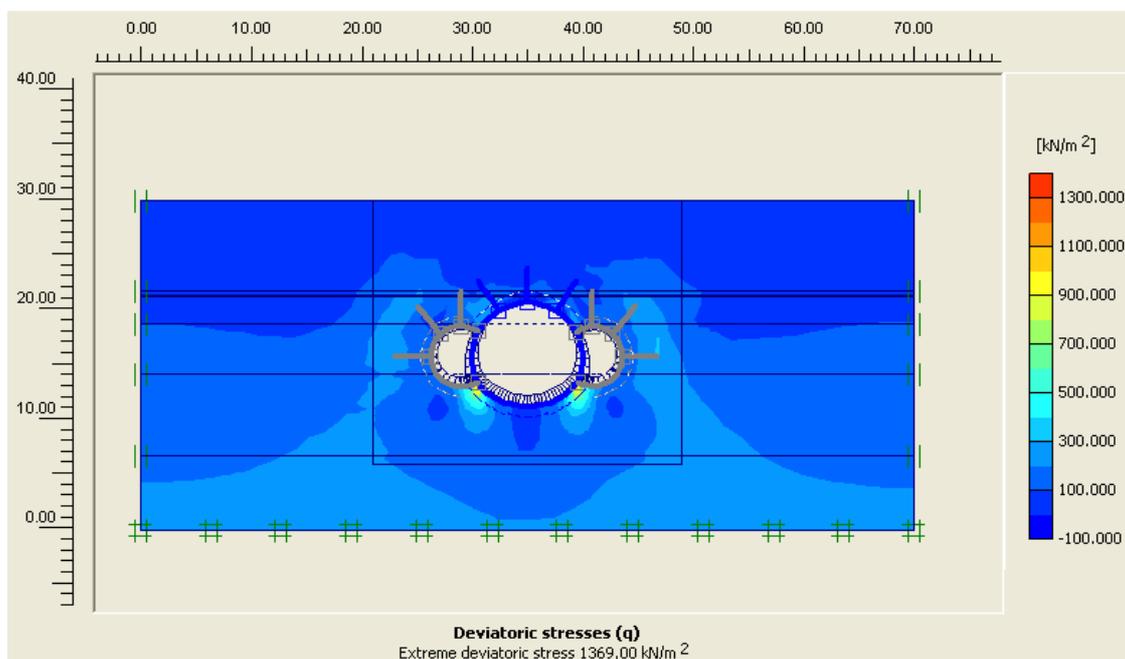
##### Les contraintes effectives



## Les contraintes de cisaillement relatives



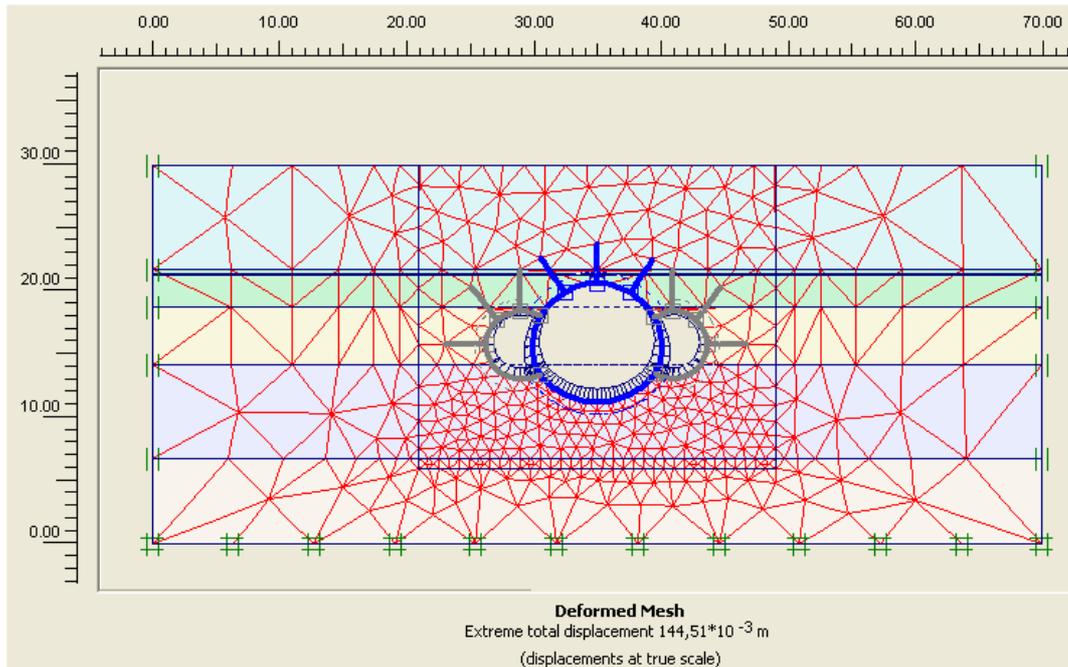
## Les contraintes de cisaillement



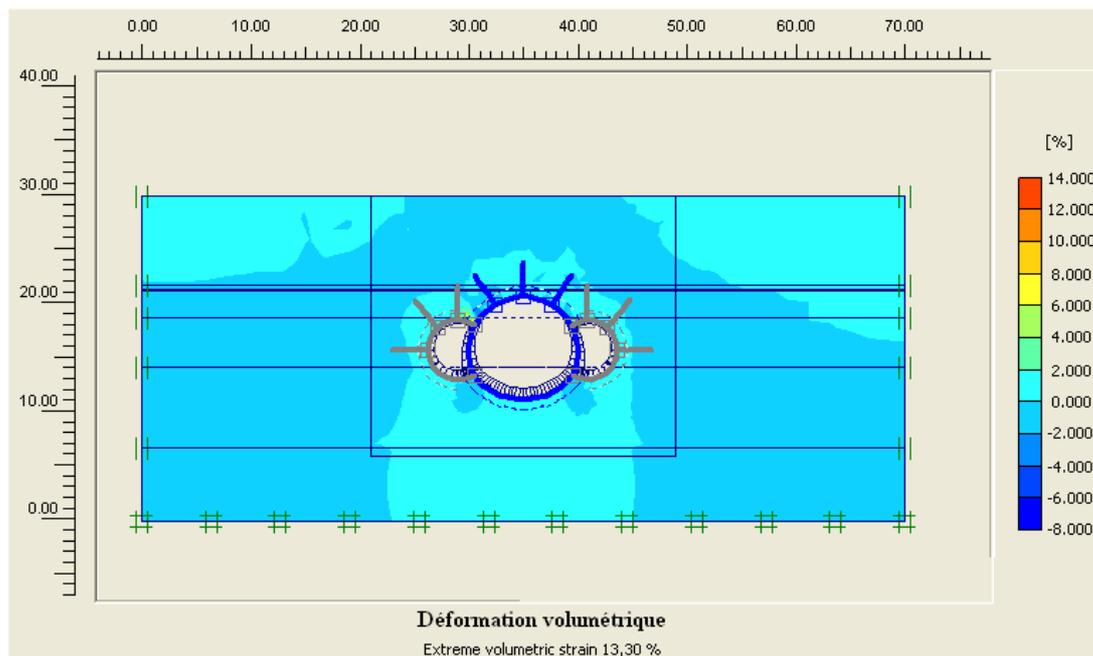
Dans le troisième cas les contraintes totales augmentent aux points de contact inférieure entre les tunnels latéraux et le tunnel centrale avec une valeur maximale  $1.43 \cdot 10^{-3} \text{ KN/m}^2$ , les contraintes effectives ont le même cas que la précédente avec une valeur maximale  $1.35 \cdot 10^{-3} \text{ KN/m}^2$ . Les contraintes de cisaillements relative élevée sont réparties sur le niveau supérieur de la station et aux points de contact entre les deux points inférieure entre les deux tunnels latéraux et le centrale à une valeur maximale 1.00, les contraintes de cisaillement ont le même cas que les deux cas précédents sa valeur maximale égale  $1369.00 \text{ KN/m}^2$ .

## 2) Les déformations

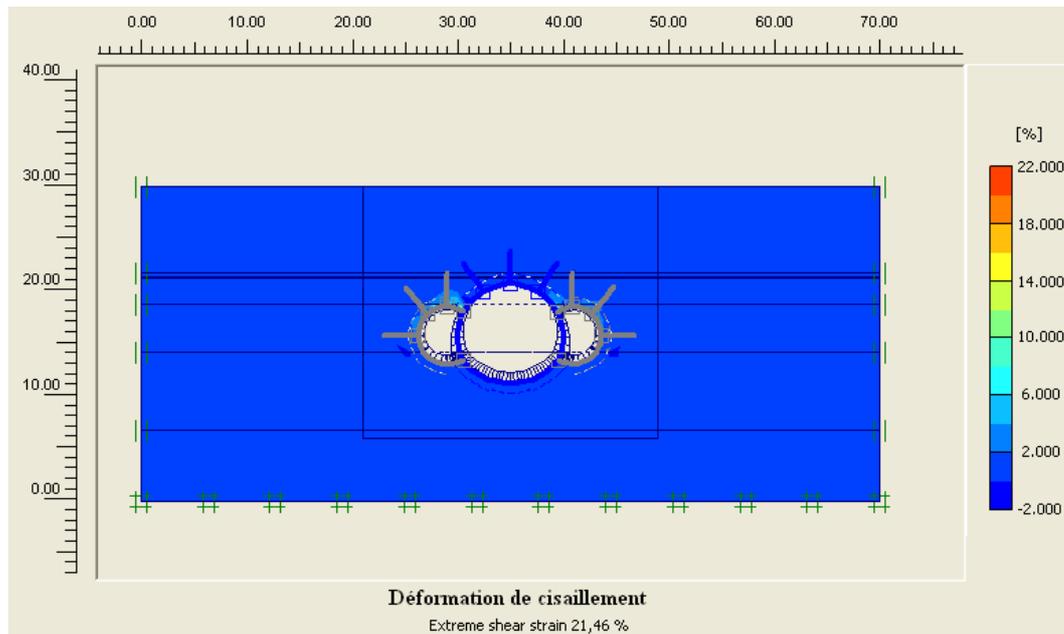
### Maillages déformé



### Déformations volumétrique



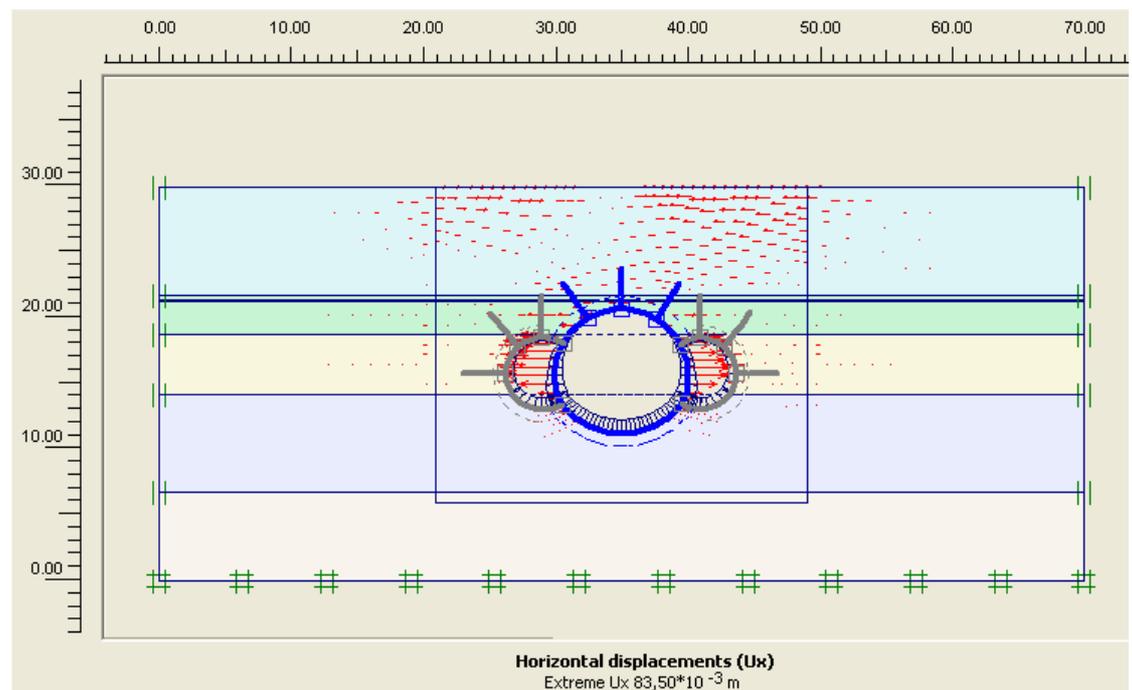
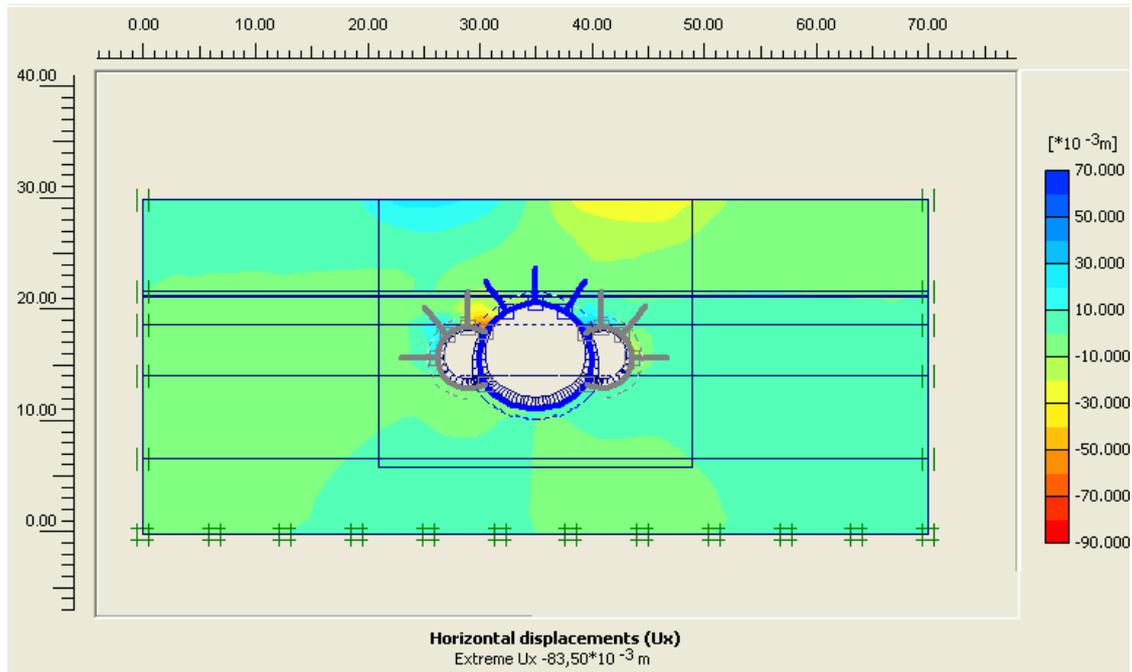
## Déformations de cisaillement



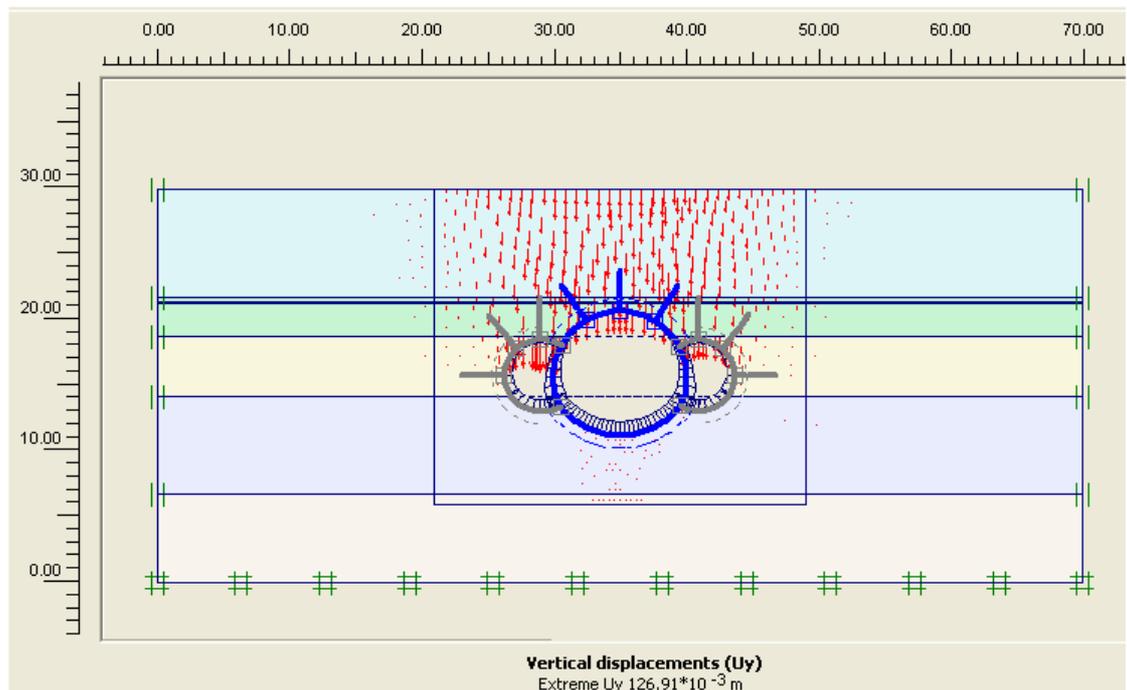
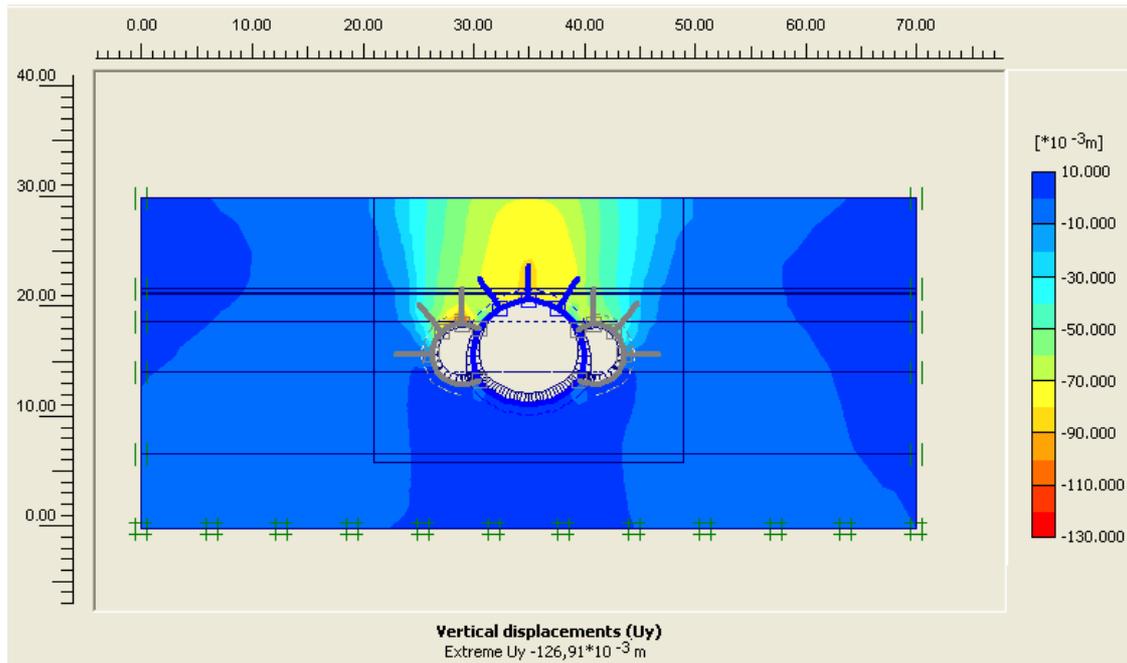
Les déformations volumétrique sont augmentées aux points de contact supérieur entre les deux tunnels latéraux et le tunnel central, leur valeur maximal est de 13,30%, les déformations de cisaillement ont le même que le précédent leur valeur extrême est de 21,46%

### 3) Les déplacements

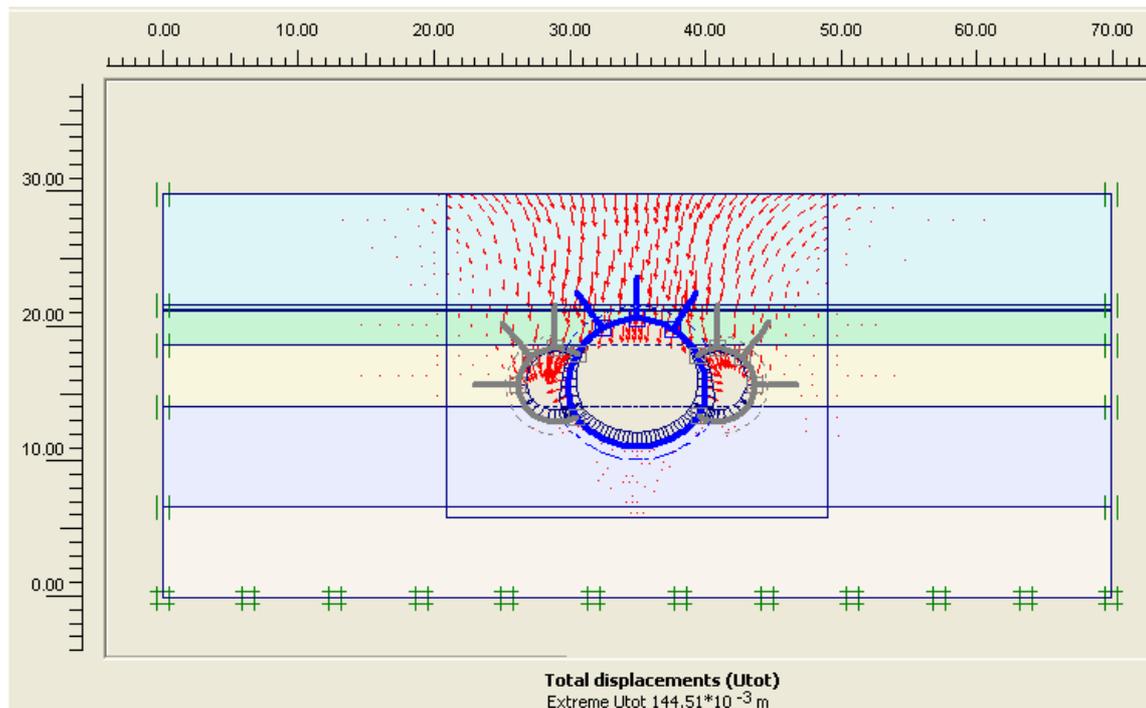
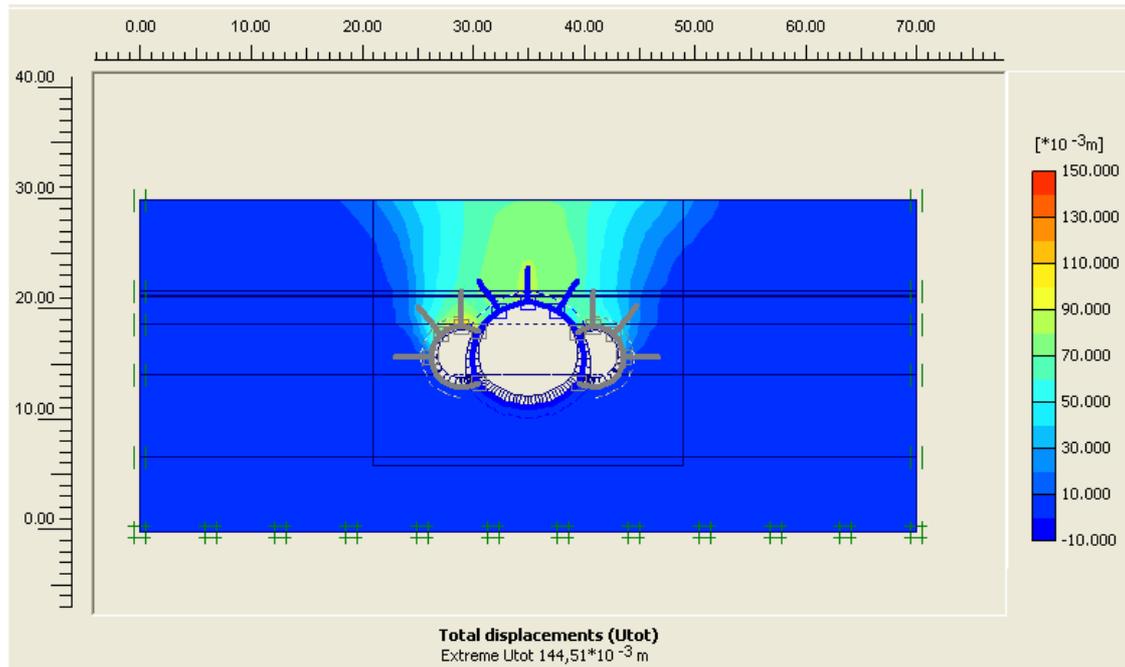
#### Déplacements horizontaux



## Déplacements verticaux



## Déplacements totales

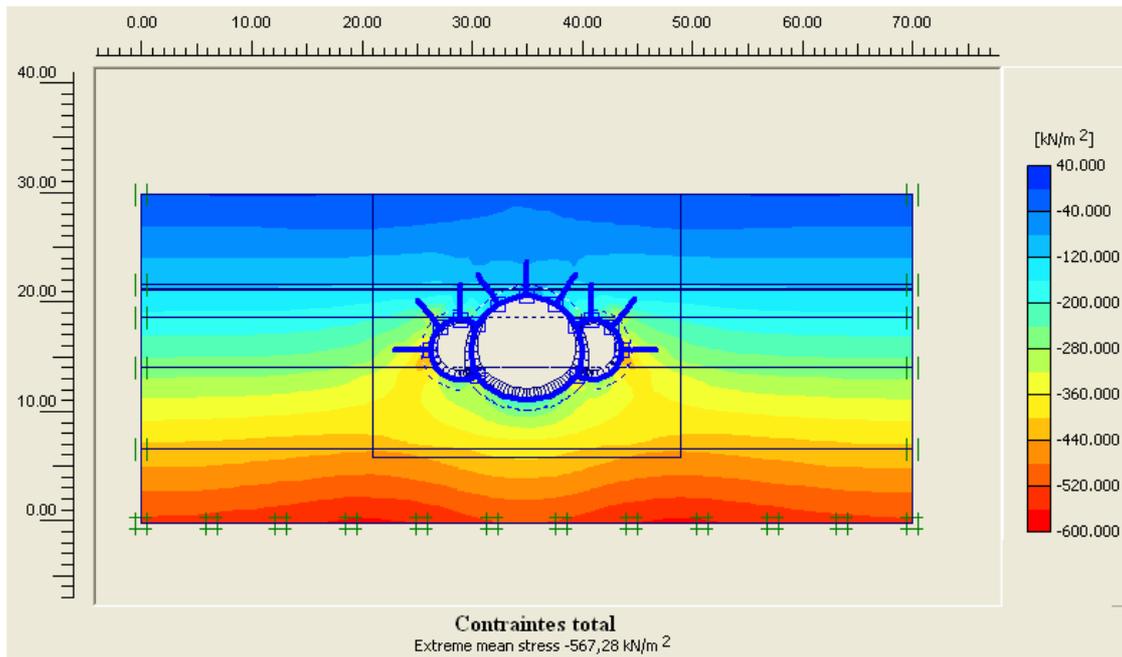


Les déplacements horizontaux sont élevés aux points de contact supérieur entre les deux tunnels latéraux et le tunnel central, avec une valeur maximale  $U_x = 83,50 \cdot 10^{-3} m$ , les déplacements verticaux se concentrent au niveau des trois clés des voûtes des trois tunnels la valeur maximale  $U_y = 126,91 \cdot 10^{-3} m$ , les déplacements totales ont les mêmes positions que les déplacements verticaux d'une valeur maximale  $U_{tot} = 144,51 \cdot 10^{-3} m$ .

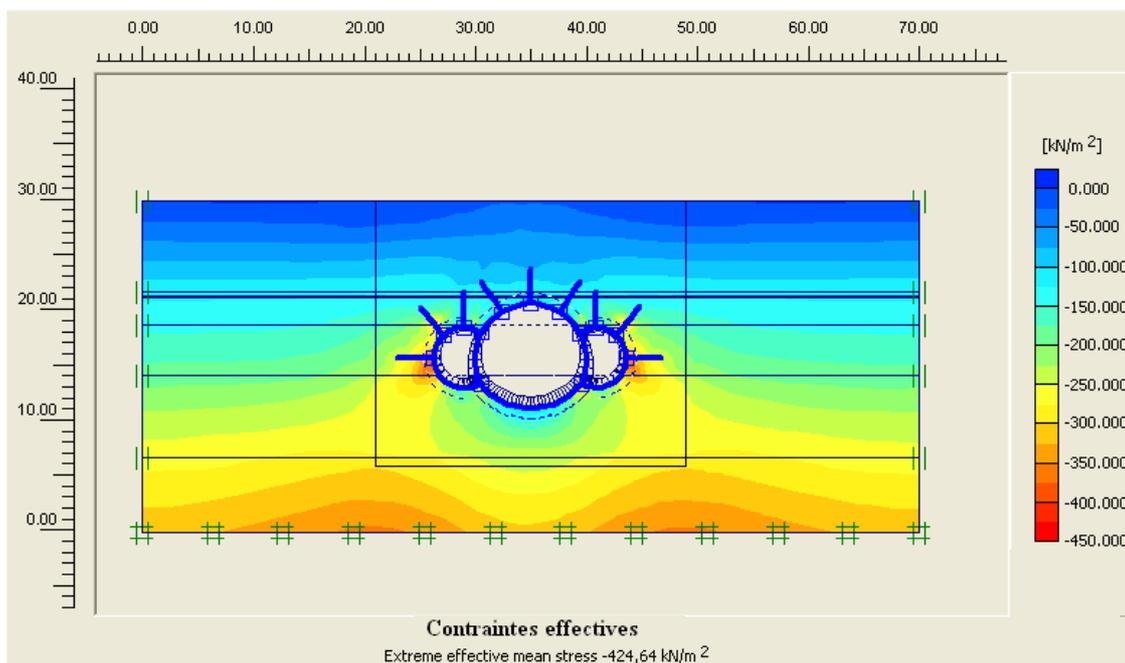
**b) avec soutènement des deux tunnels latéraux**

**1) Les contraintes**

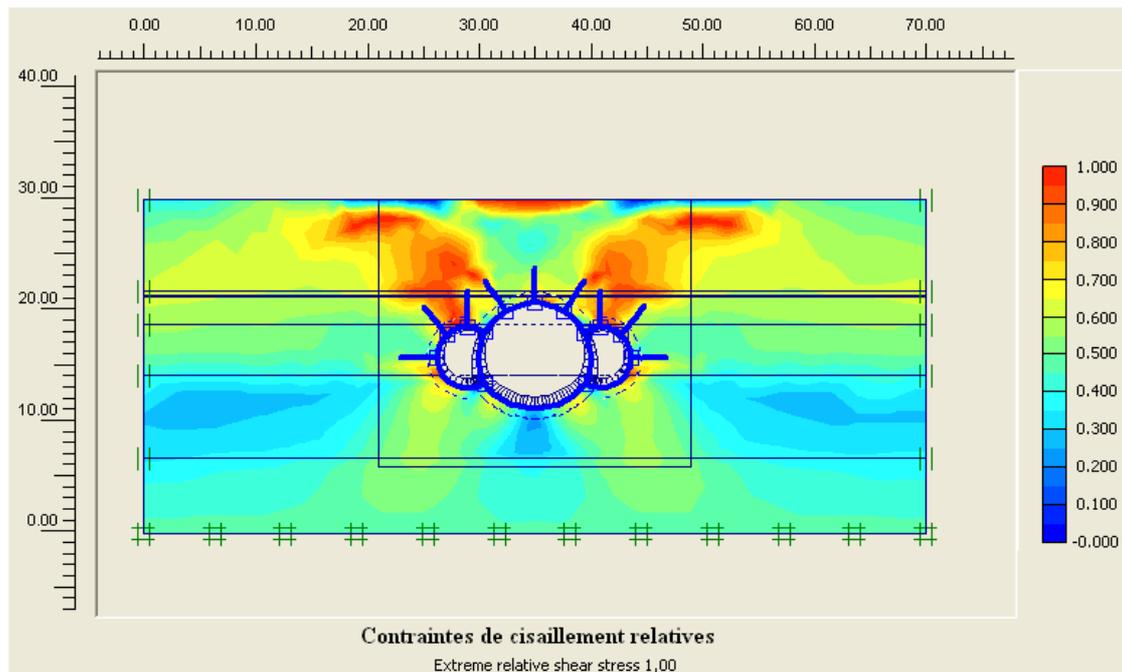
**Les contraintes totales**



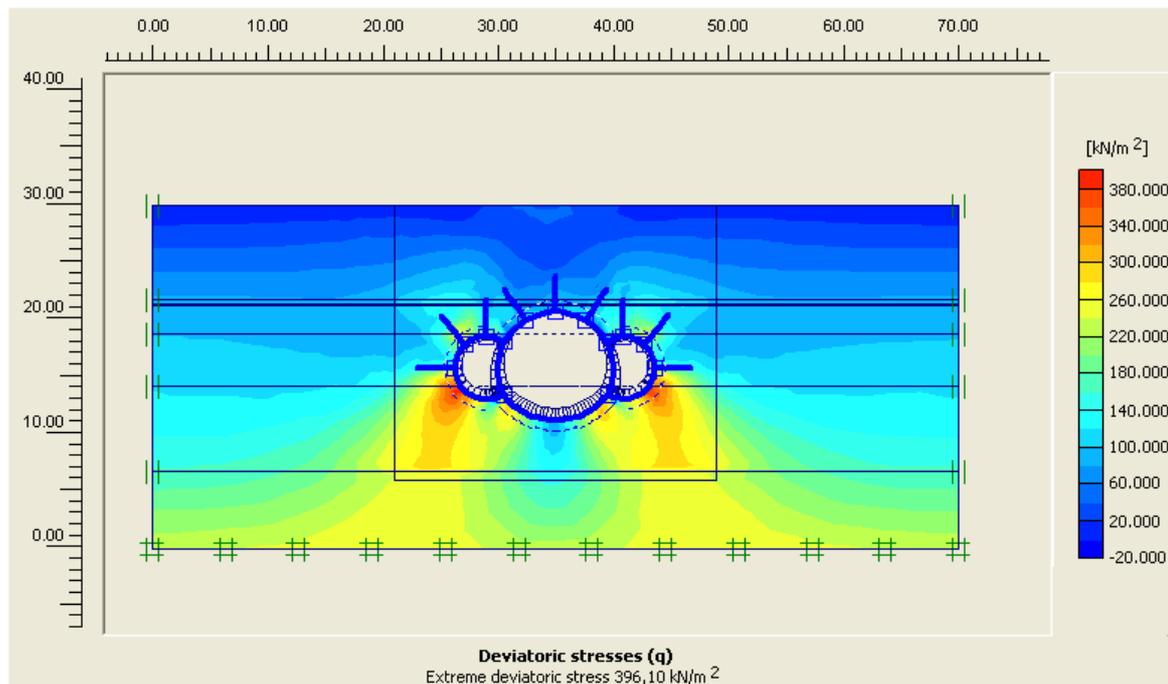
**Les contraintes effectives**



## Les contraintes de cisaillement relatives



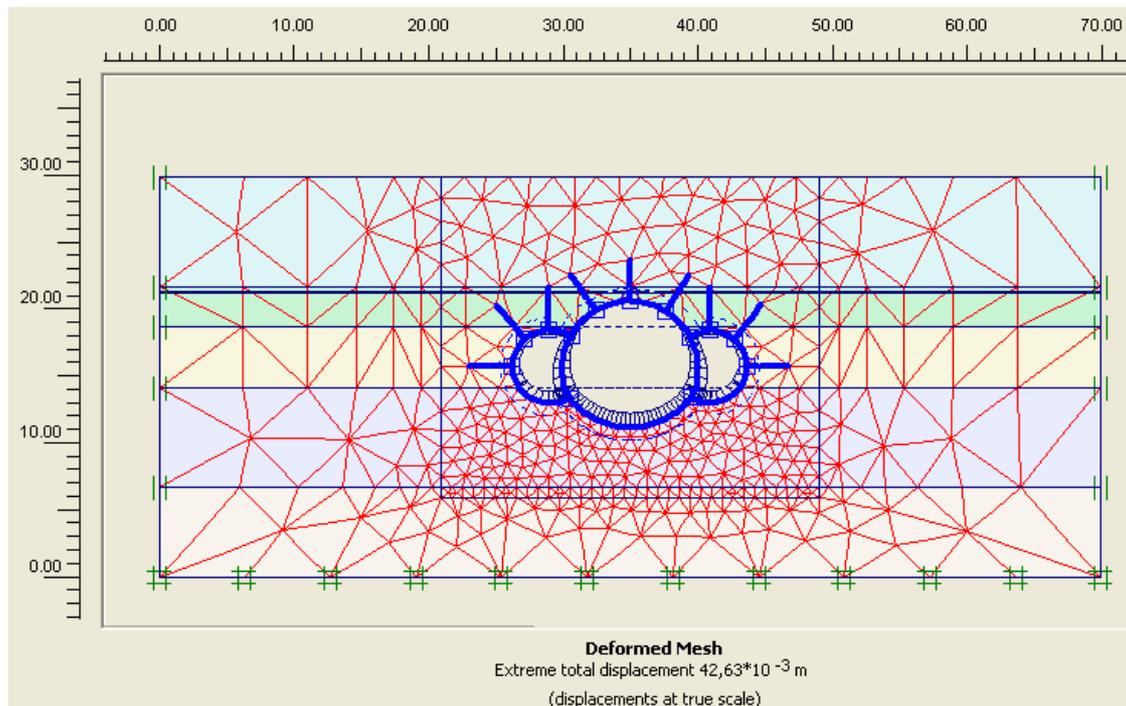
## Les contraintes de cisaillement



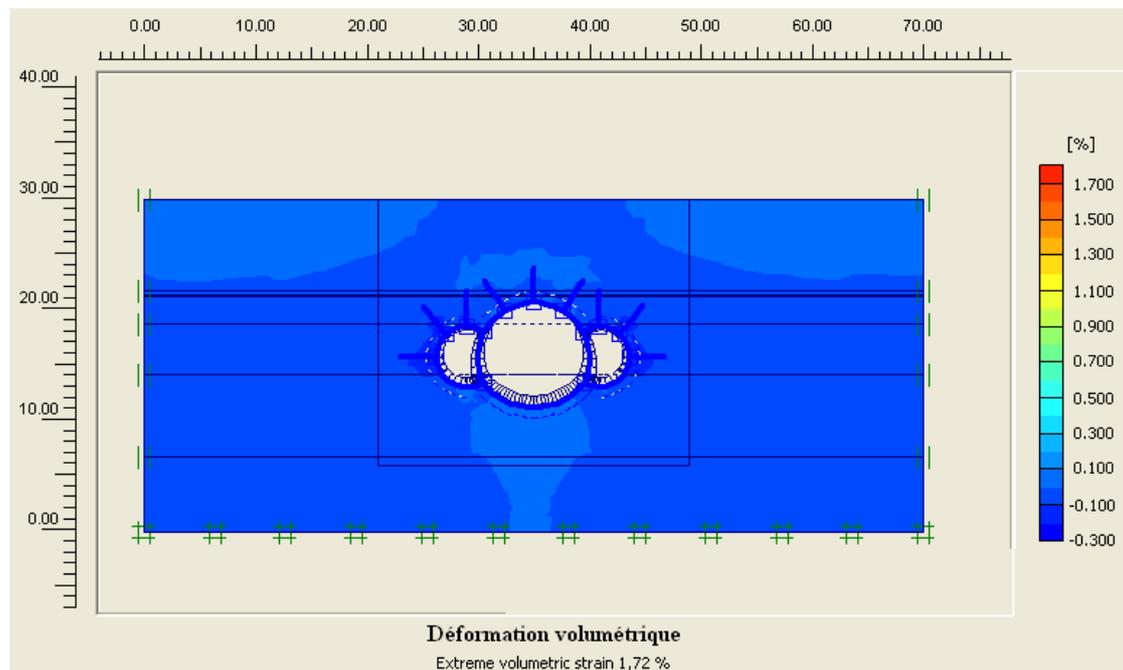
Les contraintes totales et les contraintes effectives sont augmentées au niveau des radiers des deux tunnels latéraux, et de moins aux points de contacts inférieur entre les deux tunnels latéraux et le tunnel central, leur valeurs maximums sont respectivement 567,28 KN/m<sup>2</sup> 424,64 KN/m<sup>2</sup>. L'augmentation des contraintes de cisaillement relatives sont presque sur tout le tour de la station, et elles se concentrent beaucoup plus au dessus des radiers des voûtes latérales et à la surface, leur valeur extrême est de 1,00, les contraintes de cisaillements augmentent au niveau des points entre le radier et les pieds droit des trois tunnels avec une valeur extrême de 396,10 KN/m<sup>2</sup>.

## 2) Les déformations

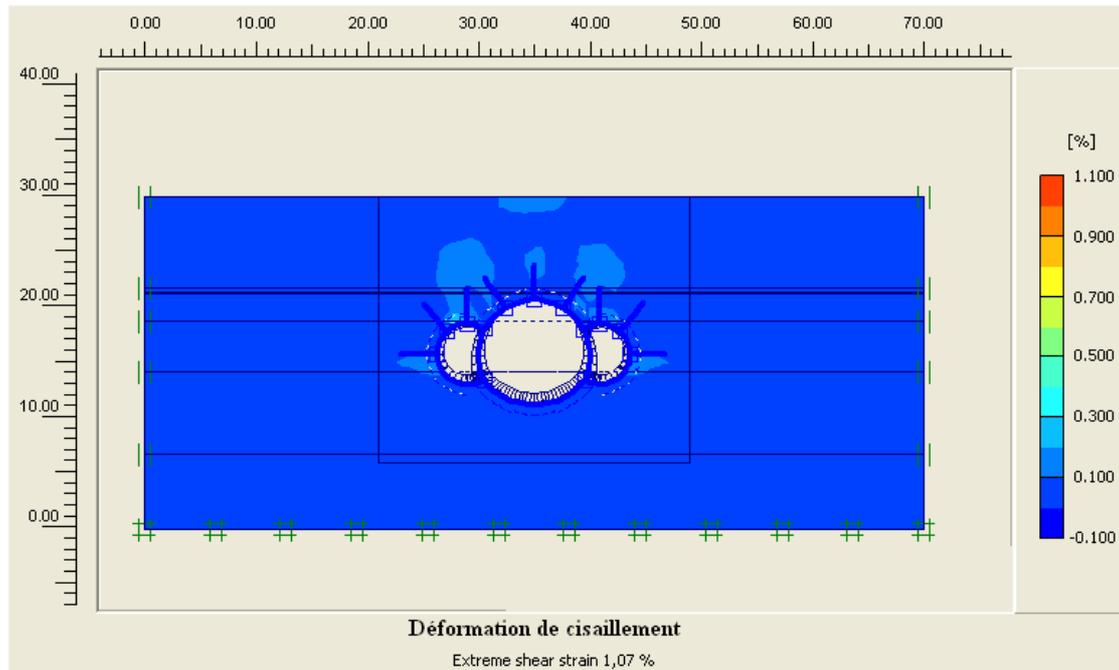
### Maillages déformé



### Déformations volumétrique



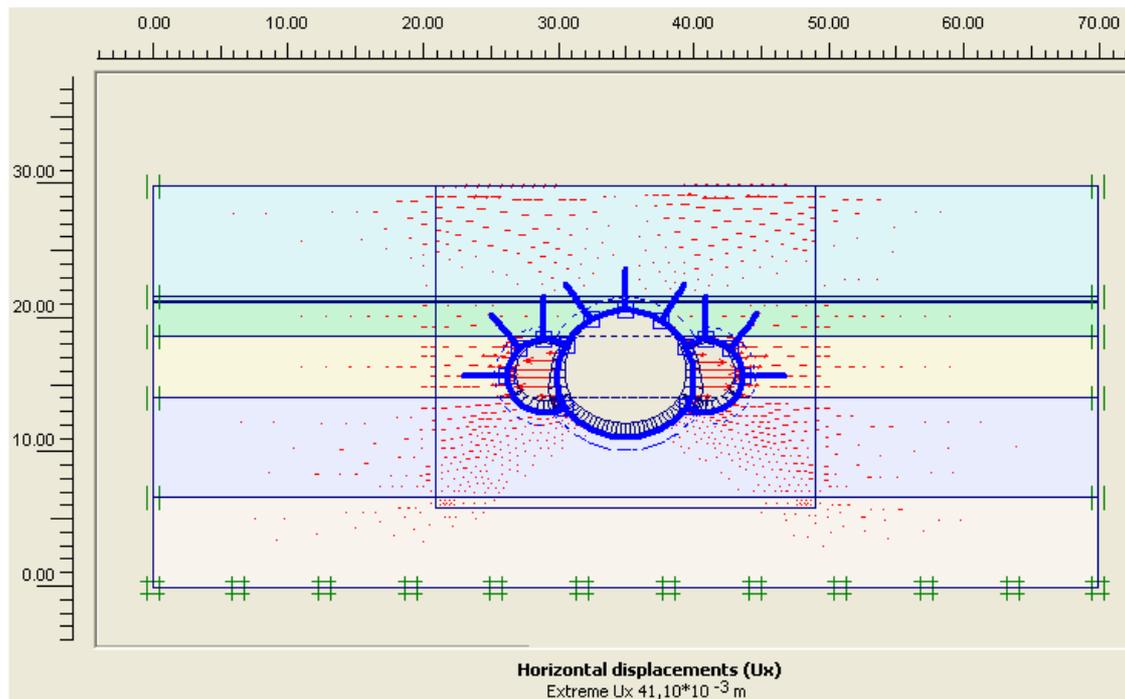
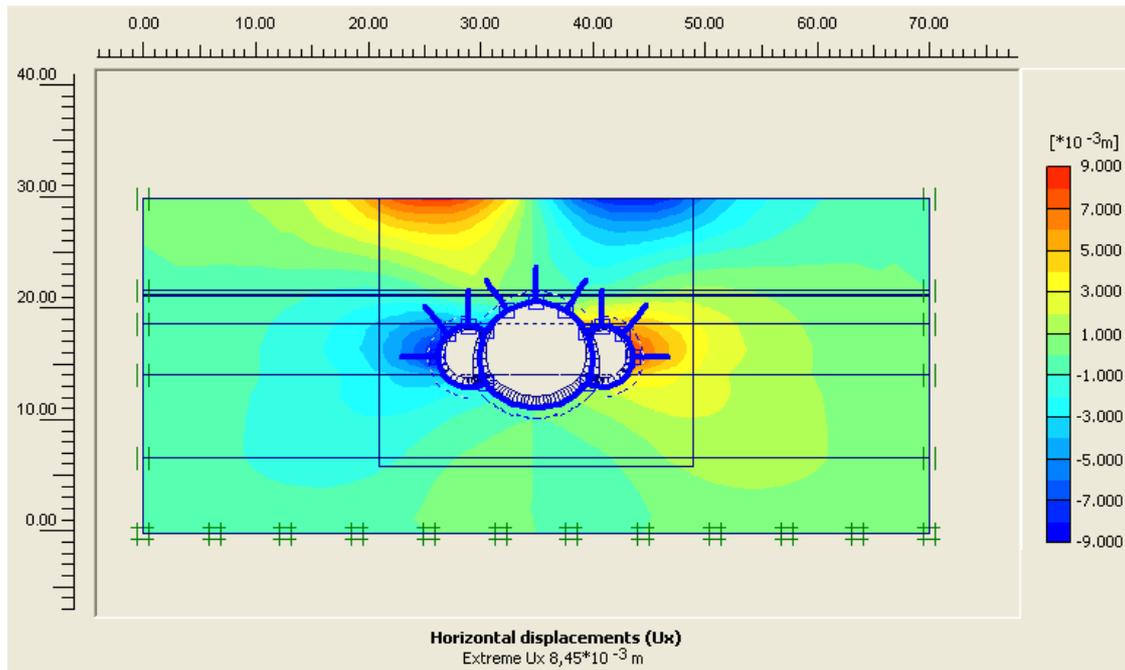
## Déformations de cisaillement



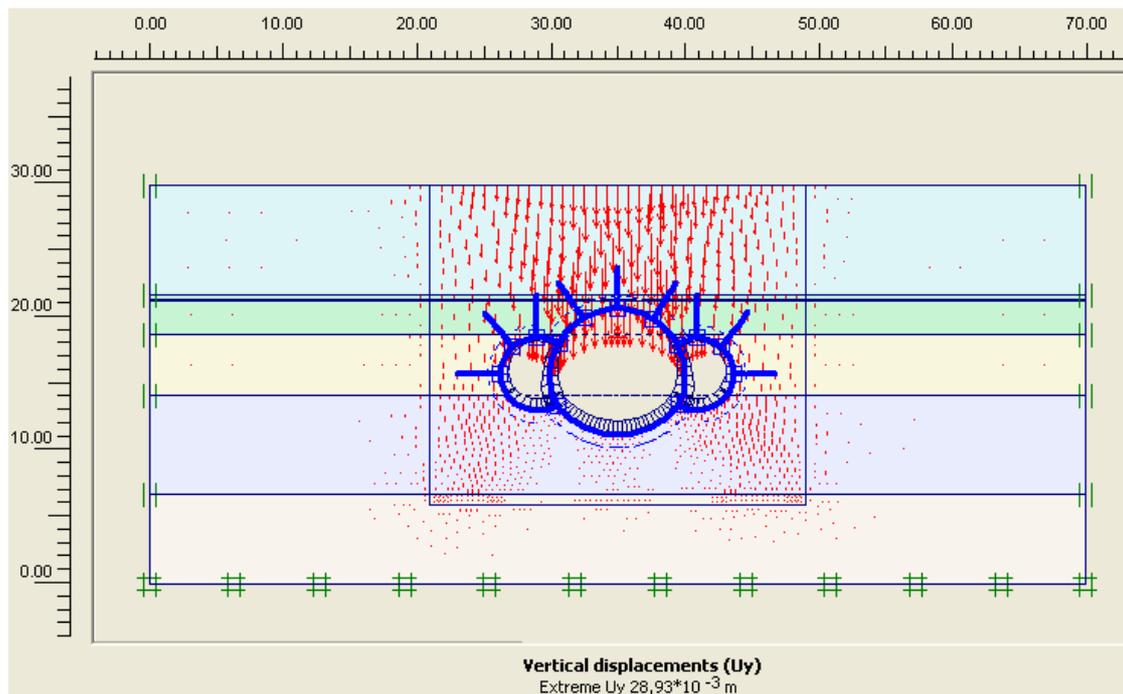
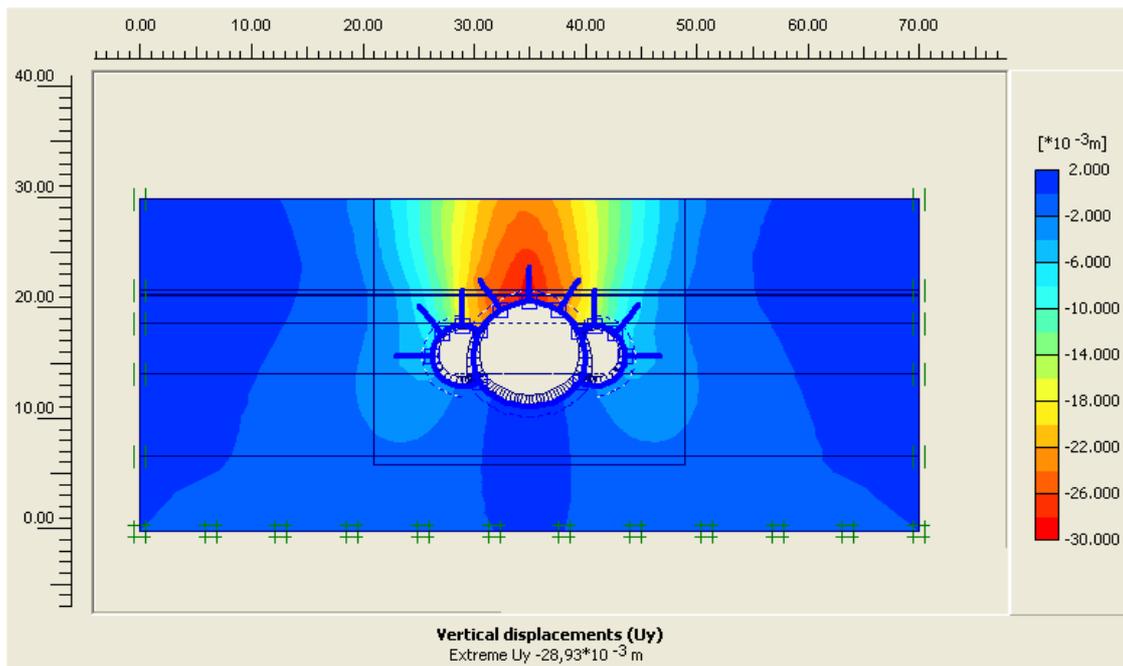
Les déformations volumétrique et de cisaillement sont élevés au niveau des voûtes des deux tunnels latéraux leur valeur extrême sont respectivement 1,72% et 1,07%

### 3) Les déplacements

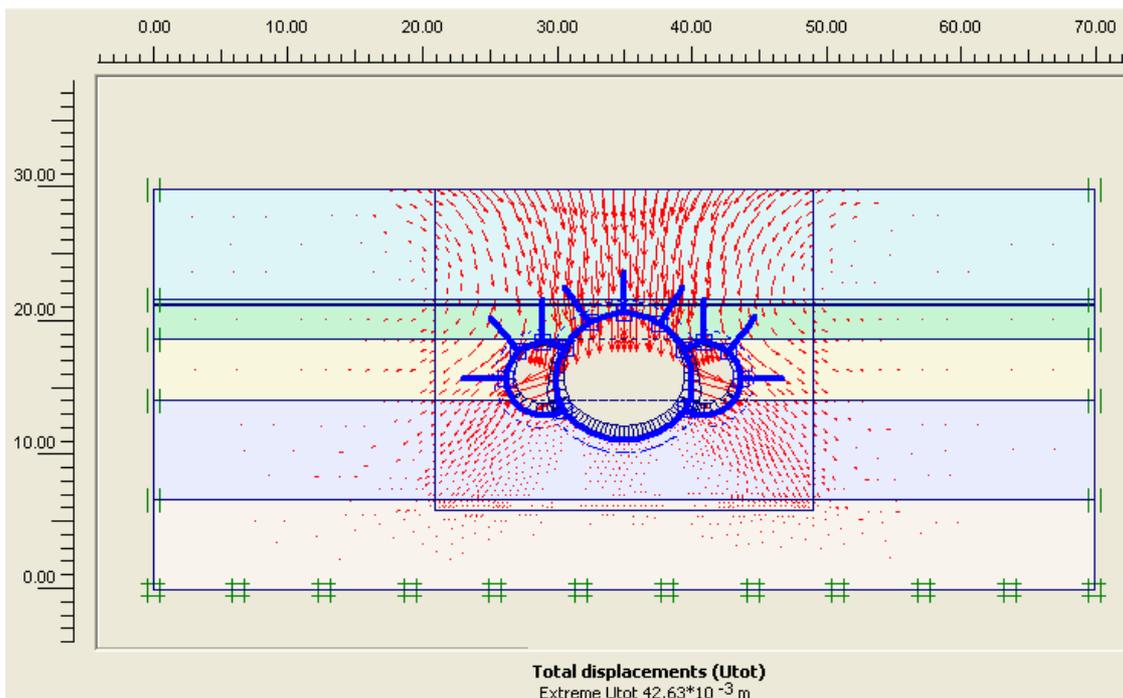
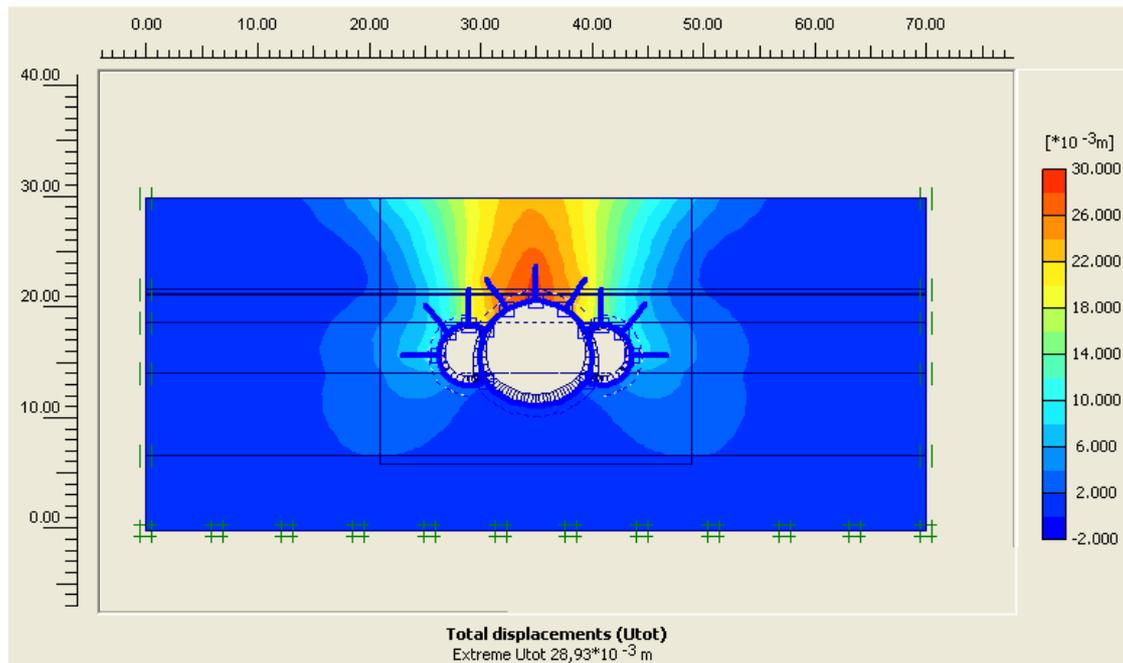
#### Déplacements horizontaux



## Déplacements verticaux



## Déplacements totales

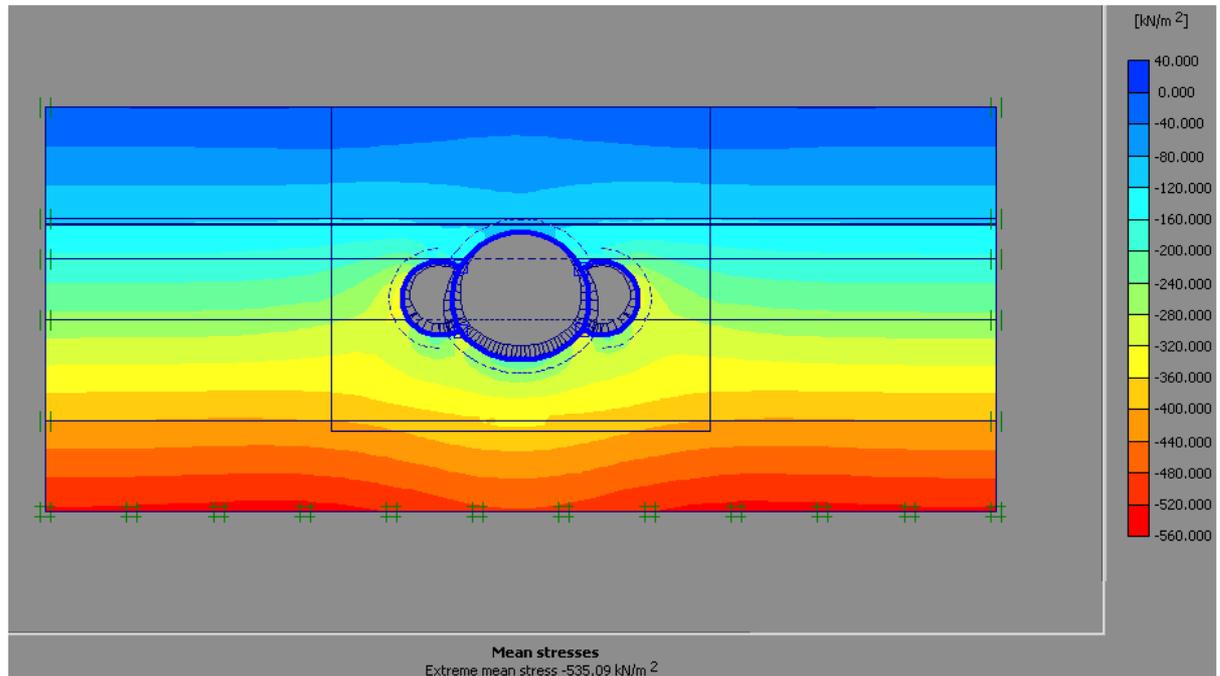


Les concentrations des déplacements horizontaux se trouvent sur les milieux des pieds droits et aux niveaux de la surface aux zones qui se situent directement au dessus des pieds droits latéraux, ici on a une valeur extrême pour les terrains encaissantes  $U_y=8,45 \cdot 10^{-3} m$ , et un déplacement extrême des pieds droit du tunnel central  $U_y=41,10 \cdot 10^{-3} m$ . La concentration des déplacements verticaux et totales des terrains encaissantes ont les même positions qui se trouvent au dessus de la voute du tunnel central leur valeurs extrême  $U_x=28,93 \cdot 10^{-3} m$ , et l'extrême des déplacements totales pour la structure de soutènement est se trouve toujours sur les pieds droits du tunnel central  $U_{tot}=42,63 \cdot 10^{-3} m$ .

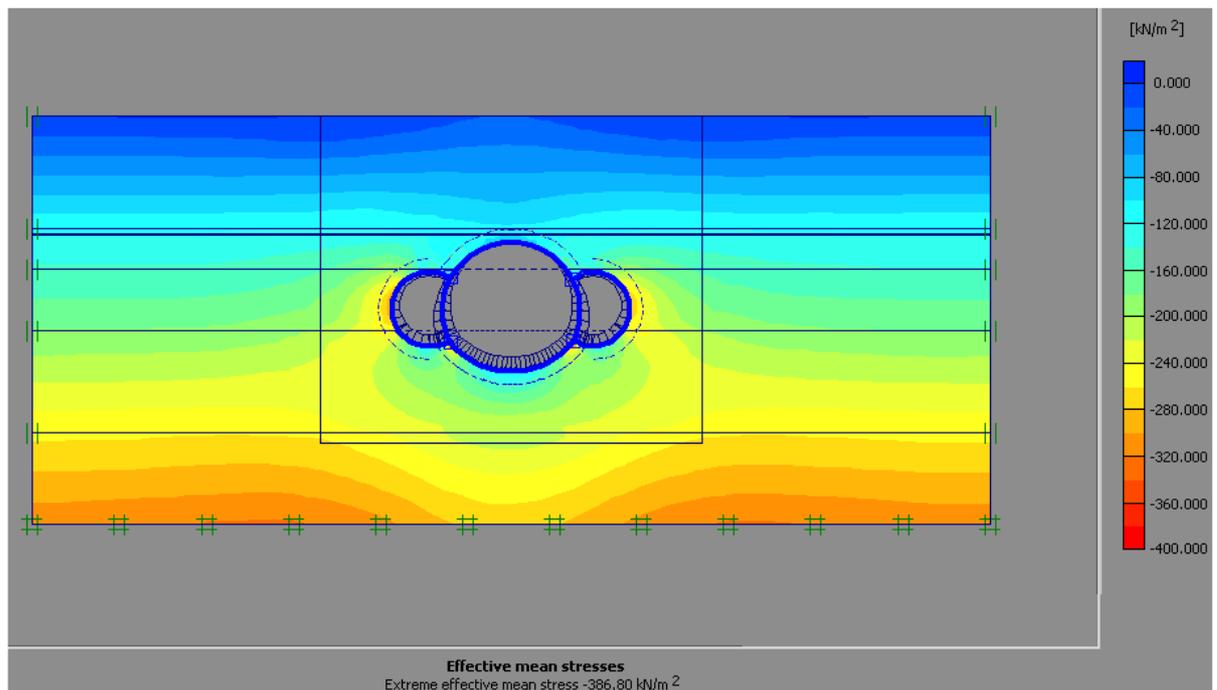
c) Avec le soutènement définitif de la station

1) Les contraintes

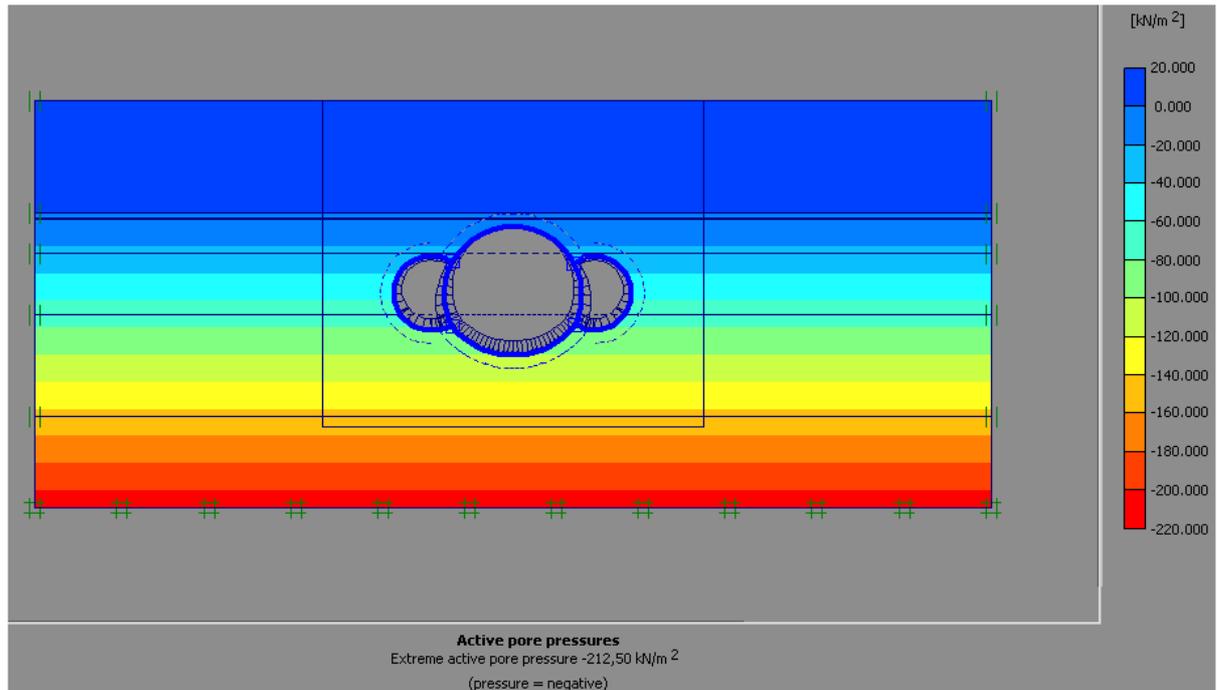
Contraintes totales



Contraintes effectives



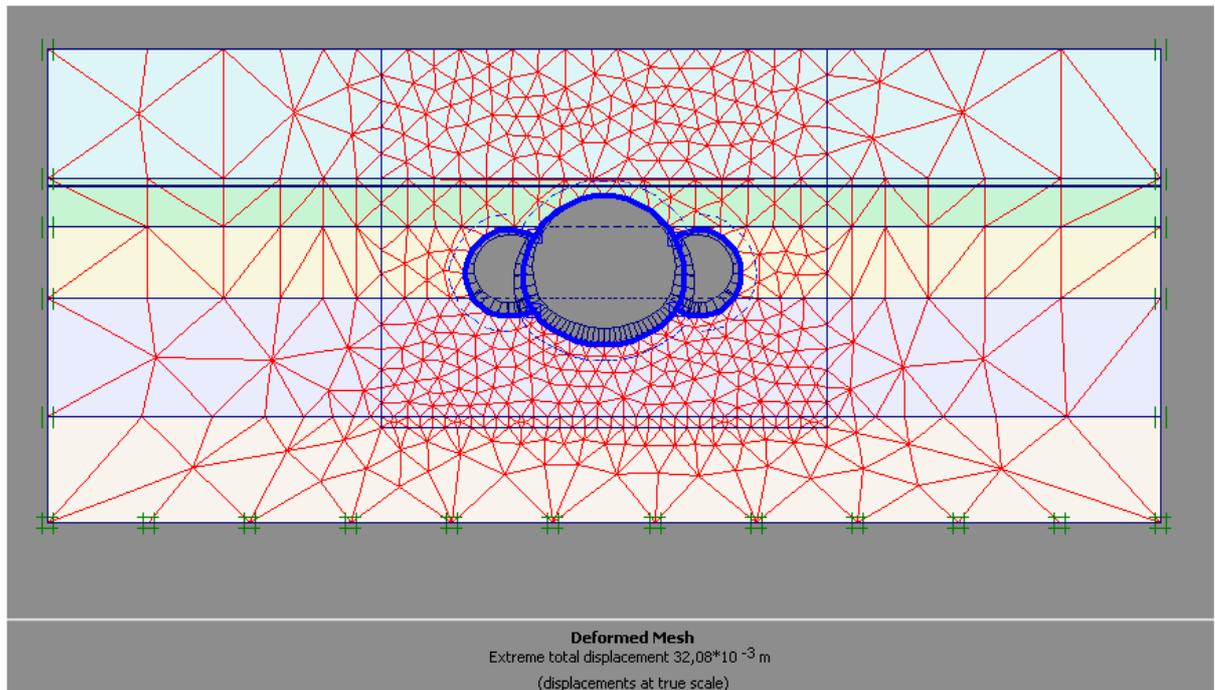
## La pression interstitielle



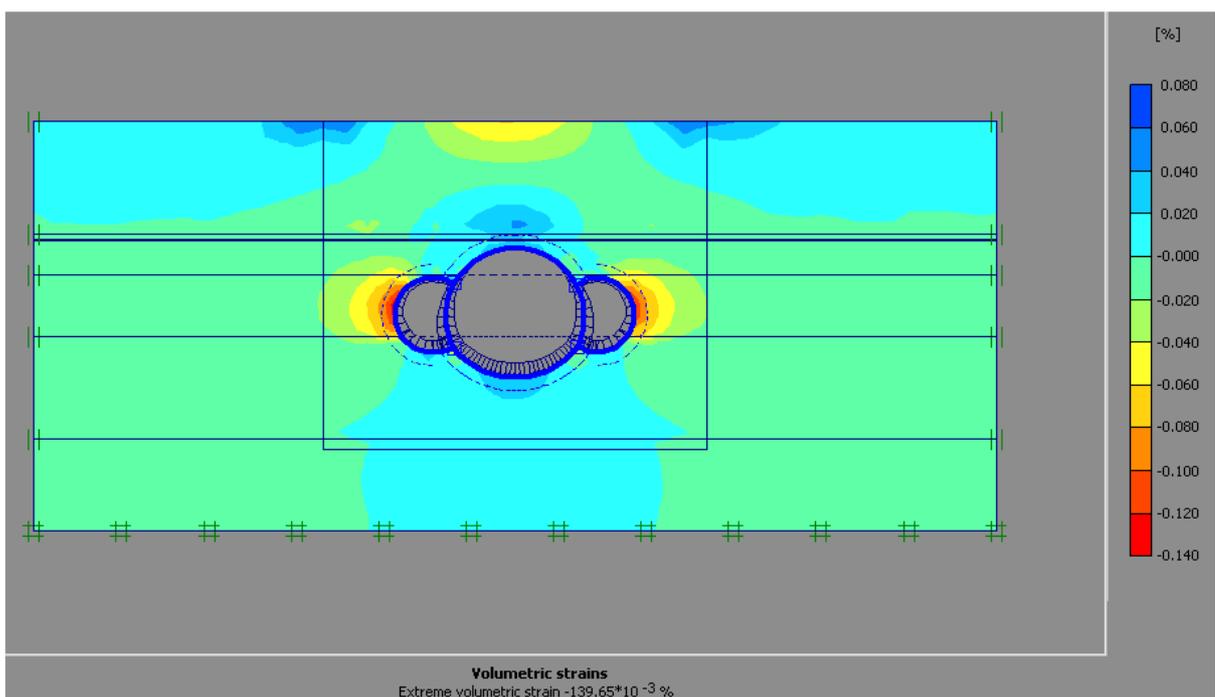
Les contraintes totales et les contraintes effectives prennent les positions d'augmentations au niveau des radiers des tunnels latéraux et aux points de contacts inférieurs entre les tunnels latéraux et le tunnel central, leurs valeurs extrêmes sont respectivement 535,09 kN/m<sup>2</sup>, 386,80 kN/m<sup>2</sup>.

## 2) Les déformations

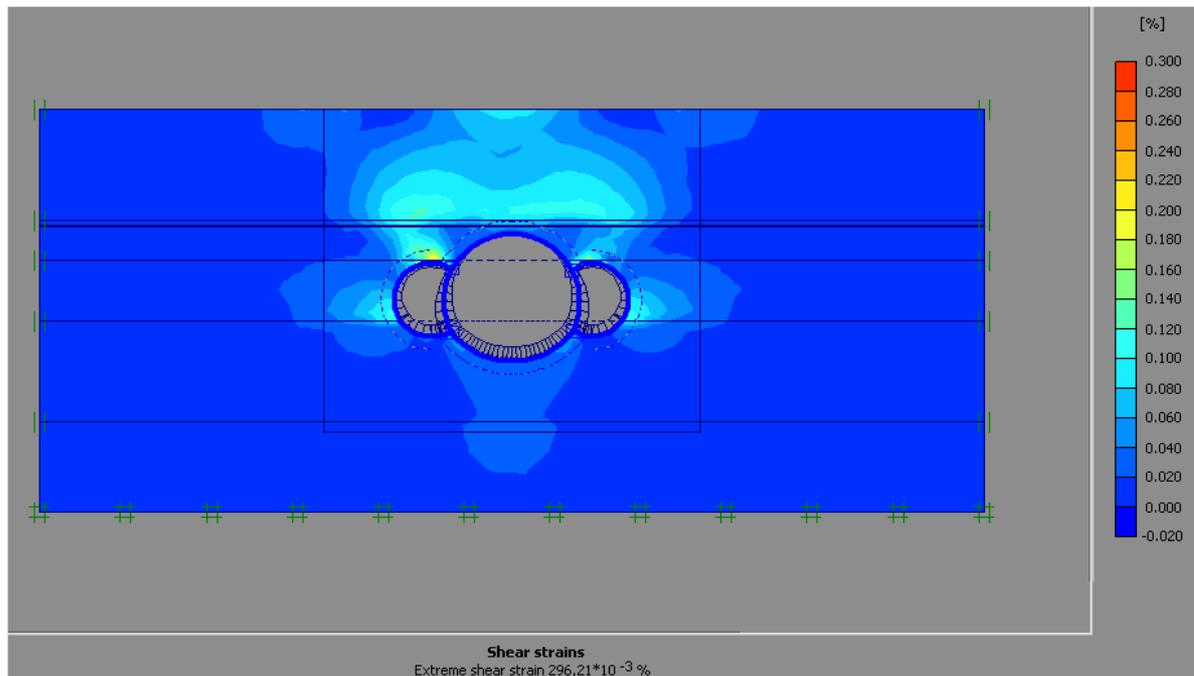
### Maillages déformé



### Déformations volumétriques



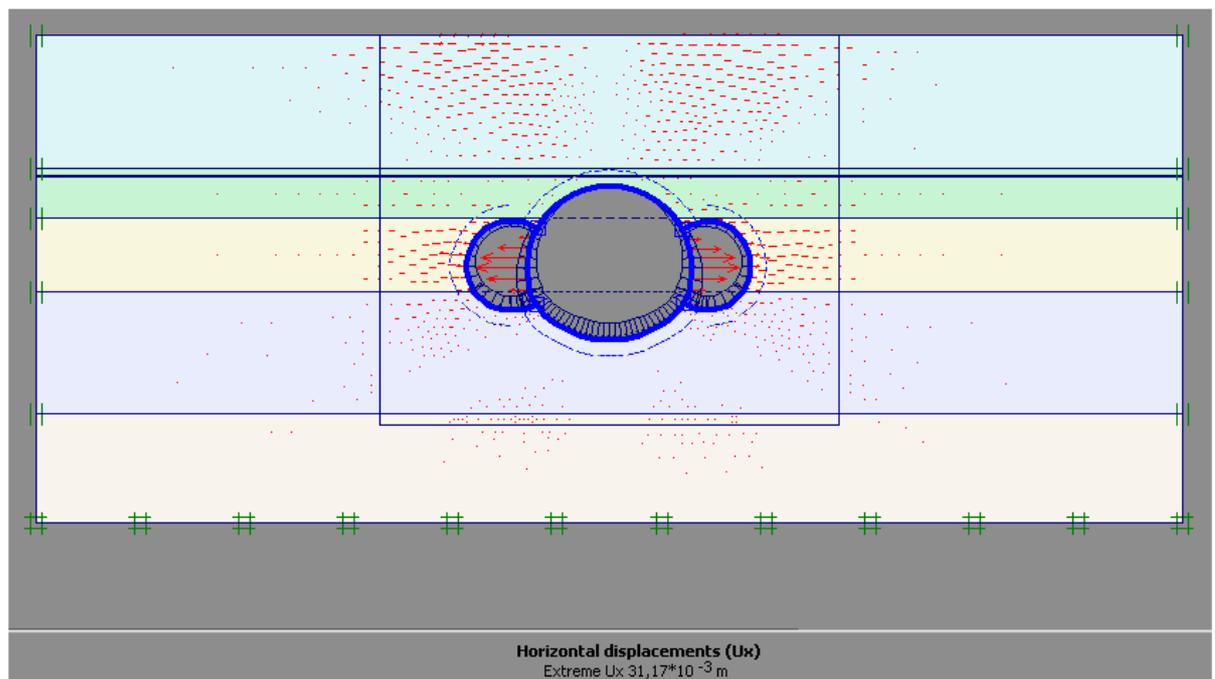
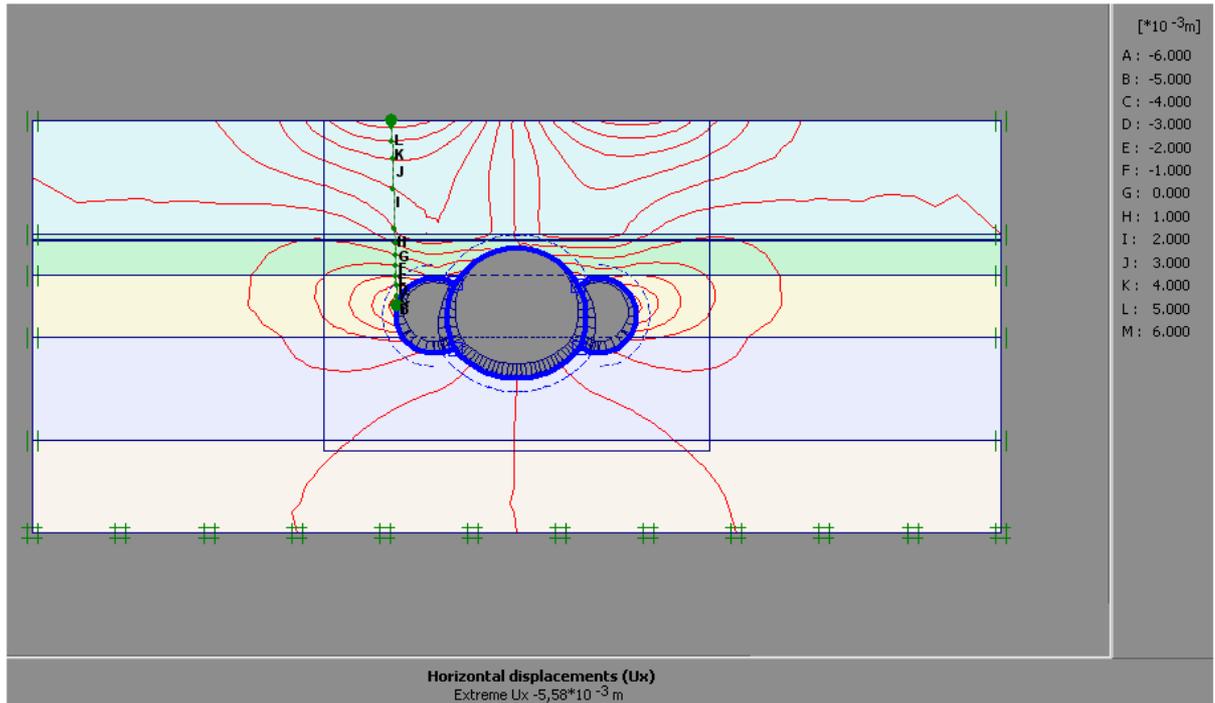
## Déformations de cisaillement



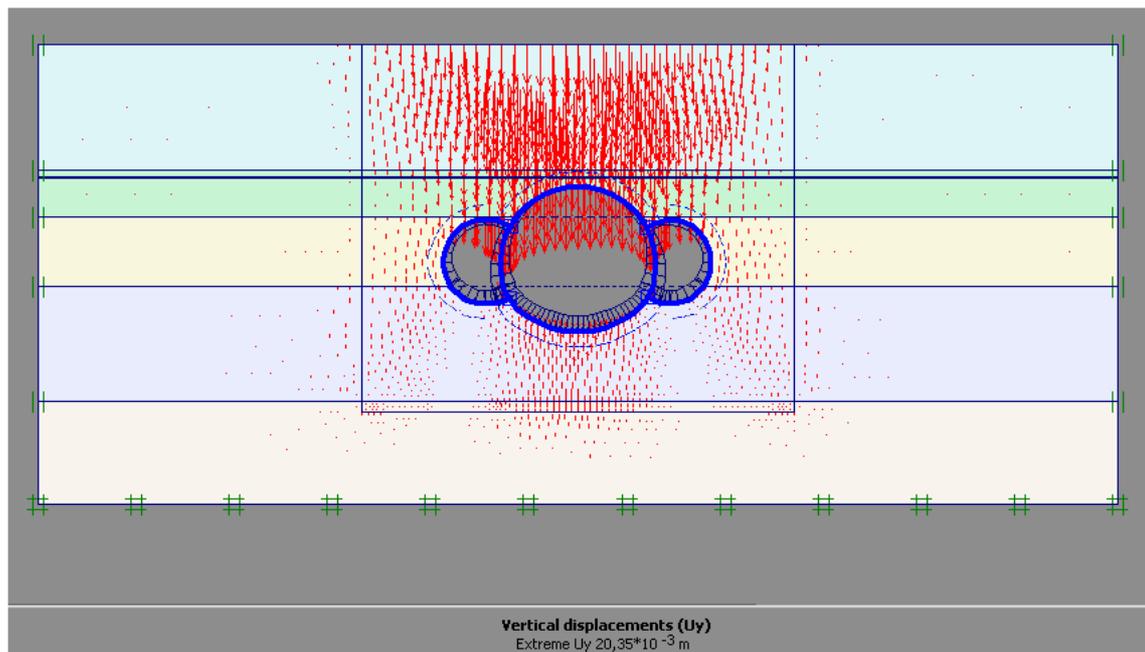
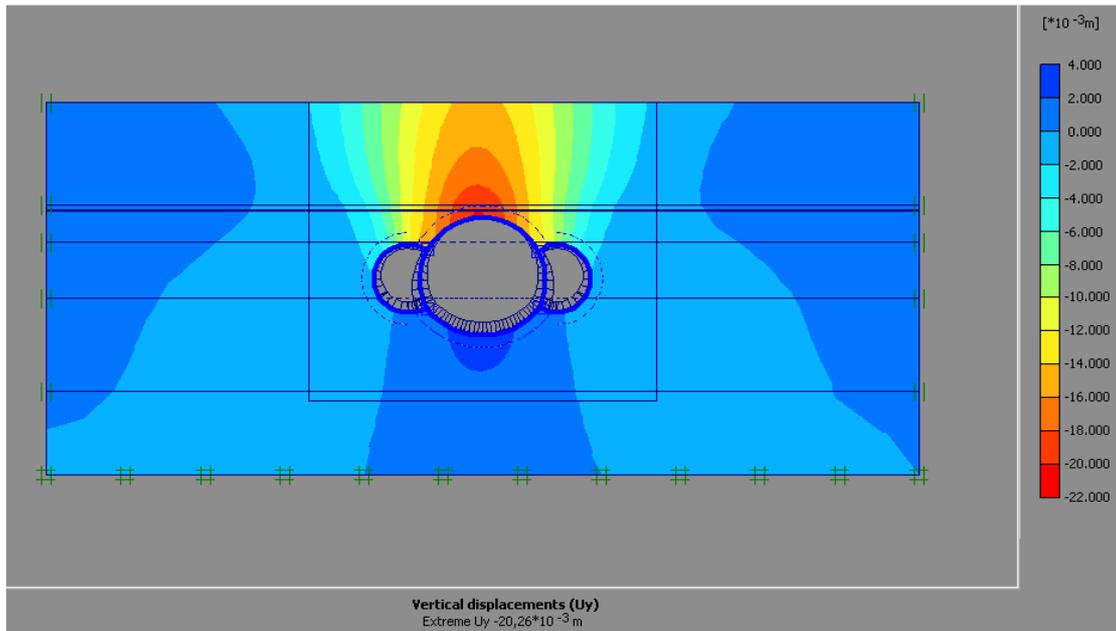
Les déformations volumétriques augmentent au niveau de la surface et les pieds droits des tunnels latéraux, leur valeur maximale est  $139,65 \cdot 10^{-3} \%$ , les déformations de cisaillement sont élevées au niveau des clés des voûtes leur valeur extrême est de  $296,21 \cdot 10^{-3} \%$ .

### 3) Les déplacements

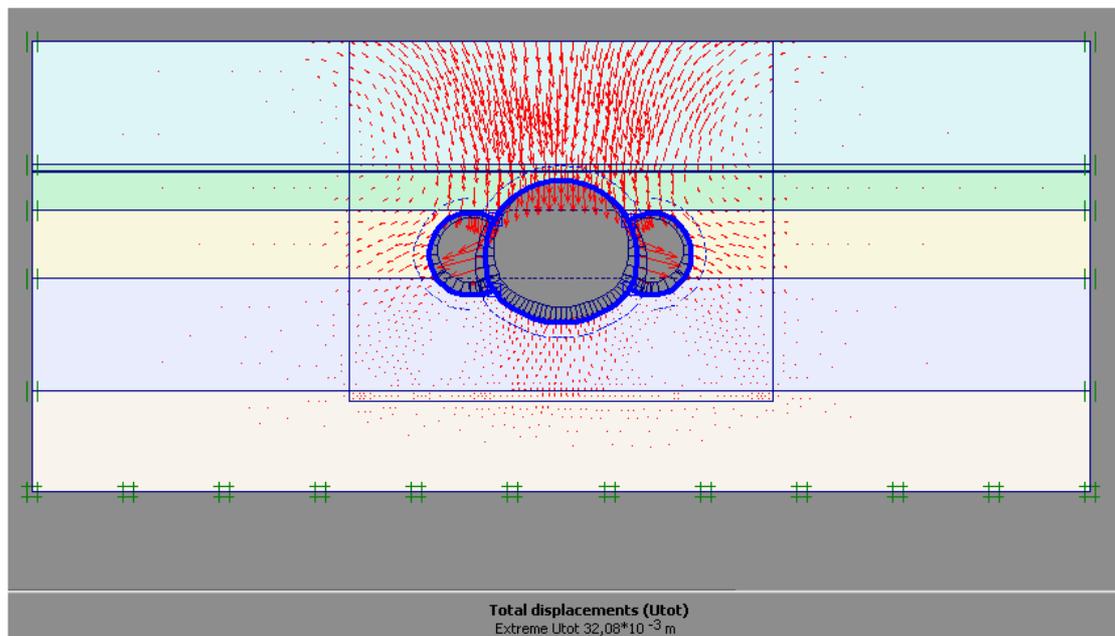
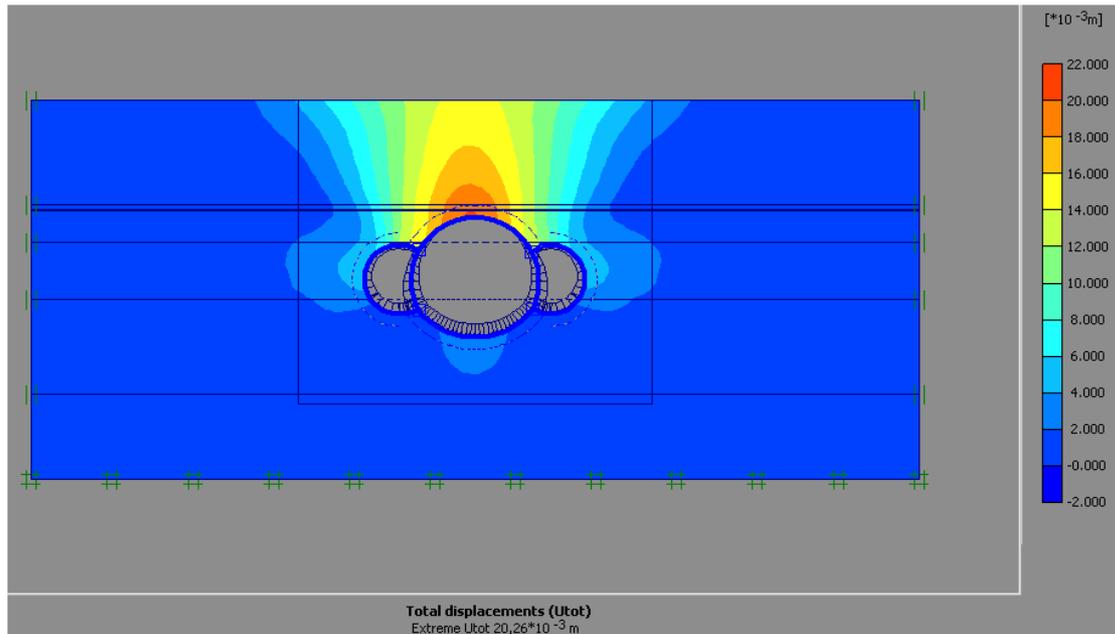
#### Déplacements horizontaux



## Déplacements verticaux



## Déplacement totales



Les déplacements verticaux et horizontaux des terrains encaissants se concentrent au niveau et aux dessus des pieds droits, leur valeur extrême  $U_x = 5,58 \cdot 10^{-3} \text{ m}$  et pour la structure de soutènement la valeur maximal est  $U_x = 31,17 \cdot 10^{-3} \text{ m}$ . Les déplacements verticaux et horizontaux des terrains encaissants sont positionnés sur la voûte central avec une valeur maximal est de  $20,26 \cdot 10^{-3} \text{ m}$ , et pour la structure de soutènement leur valeurs extrême sont respectivement  $20,35 \cdot 10^{-3}$ ,  $32,08 \cdot 10^{-3} \text{ m}$ .

Tableaux des résultats

Tab.5.8 Récapitulatif N° :1(les Contraintes)

Contraintes	Avant le creusement	Tunnel central		Station complète		
		Sans soutènement	Avec soutènement provisoire	Sans soutènement des deux tunnels latéraux	Avec soutènement provisoire	Soutènement définitif
Contraintes totales KN/m <sup>2</sup>	521,79	532,94	-	1,430*10 <sup>3</sup>	567,28	535,94
Contraintes effectives KN/m <sup>2</sup>	309,28	320,44	517,09	1,350*10 <sup>3</sup>	424,64	386,80
Contraintes de cisaillement relatives	-	1	1	1	1	-
Contraintes de cisaillement KN/m <sup>2</sup>	-	344,40	-	1,369*10 <sup>3</sup>	396,10	-
Pression interstitielle KN/m <sup>2</sup>	212,50	-	-	-	-	212,50

Tab.5.9 récapitulatif N° :2 (les déformations)

Déformation	Tunnel central		Station complète		
	Sans soutènement	Avec soutènement provisoire	Sans soutènement des deux tunnels latéraux	Avec soutènement provisoire	Soutènement définitif
Déformations volumétrique %	11,05	136,58*10 <sup>-3</sup>	13,30	1,72	139,65*10 <sup>-3</sup>
Déformation de cisaillement %	83,41	225,46*10 <sup>-3</sup>	21,46	1,07	296,21*10 <sup>-3</sup>

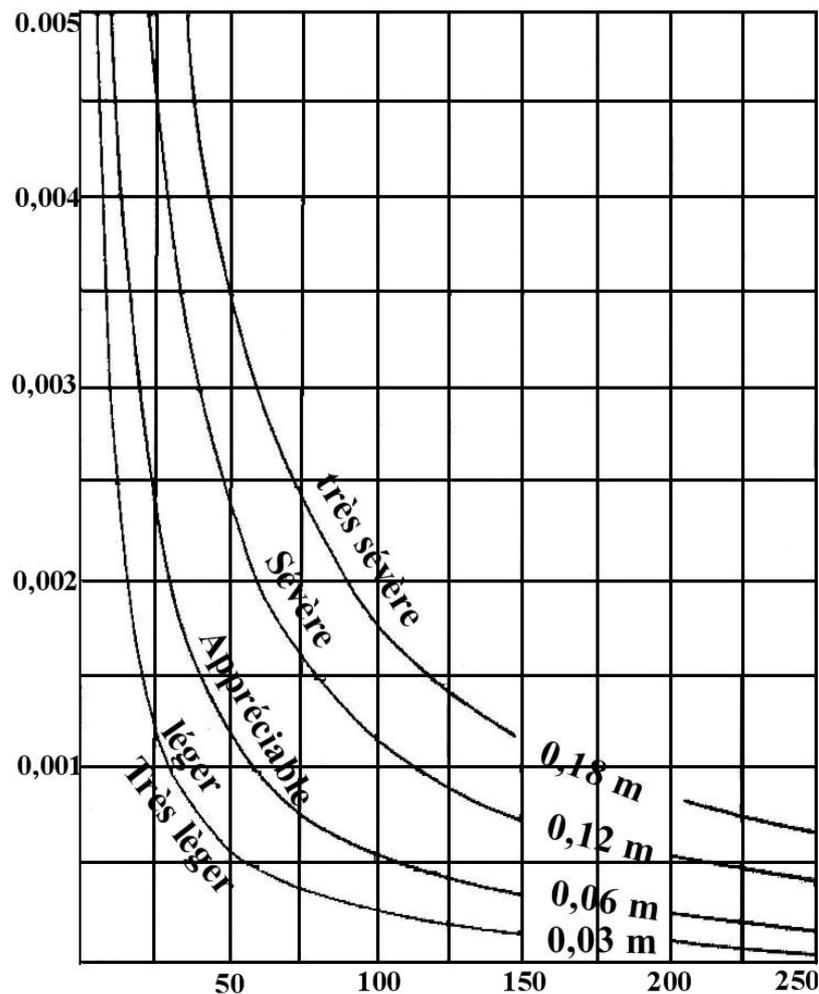
Tab.5.10 récapitulatif N° :3 (les déplacements)

Déplacements		Tunnel central		Station complète		
		Sans soutènement	Avec soutènement provisoire	Sans soutènement des deux tunnels latéraux	Avec soutènement provisoire	Soutènement définitif
Déplacements horizontaux	Terrain encaissante	330,95*10 <sup>-3</sup>	3,59*10 <sup>-3</sup>	83,50*10 <sup>-3</sup>	8,45*10 <sup>-3</sup>	5,58*10 <sup>-3</sup>
	Y compris la structure de soutènement	330,95*10 <sup>-3</sup>	3,62*10 <sup>-3</sup>	83,50*10 <sup>-3</sup>	41,10*10 <sup>-3</sup>	31,17*10 <sup>-3</sup>
Déplacements verticaux	Terrain encaissante	910,17*10 <sup>-3</sup>	10,61*10 <sup>-3</sup>	126,91*10 <sup>-3</sup>	28,93*10 <sup>-3</sup>	20,26*10 <sup>-3</sup>
	Y compris la structure de soutènement	910,21*10 <sup>-3</sup>	10,61*10 <sup>-3</sup>	126,91*10 <sup>-3</sup>	28,93*10 <sup>-3</sup>	20,35*10 <sup>-3</sup>
Déplacements totales	Terrain encaissante	932,61*10 <sup>-3</sup>	10,61*10 <sup>-3</sup>	144,51*10 <sup>-3</sup>	28,93*10 <sup>-3</sup>	20,26*10 <sup>-3</sup>
	Y compris la structure de soutènement	932,64*10 <sup>-3</sup>	10,62*10 <sup>-3</sup>	144,51*10 <sup>-3</sup>	42,63*10 <sup>-3</sup>	32,08*10 <sup>-3</sup>

## Conclusion

Les résultats trouvés par le code de calcul PLAXIS sont résumés dans les tableaux ci-dessus (Tab : 5.8), (Tab : 5.9) et (Tab : 5.10).

Pour plus de commodité nous comparons les valeurs des déplacements totaux maximums avec ceux montrés sur le graphique ci-dessus, pour mettre en évidence l'effet des déformations sur la stabilité de la structure.



Ainsi la valeur maximale des déplacements de la structure non soutenue provisoirement est très sévère.

Quand à sa valeur max quand la structure de la station est soutenue provisoirement est léger.

Quand le soutènement définitif est installé complètement la valeur des déplacements totaux devienne minimum et très insignifiants.

Définitivement nous pouvons dire que la station du JARDIN D'ESSAI du métro d'Alger se comporte mécaniquement dans l'intervalle de l'acceptable selon les normes de construction des structures enterrées, puisque les contraintes générées par le calcul sont inférieures aux contraintes intrinsèques des matériaux du site. La structure ne s'affaisse pas sous l'effet de ces contraintes.

## Références bibliographiques

1. Baker, B., The Metropolitan and Metropolitan District railways.
2. Wolfe Barry, J., The City lines and extensions (Inner Circle completion) of the Metropolitan and District railways, Min. Proc. Instn Civ. Engrs, 1885, 81.
3. Greathead, J. H., The City and South London railway; with some remarks upon subaqueous tunnelling by shield and compressed air, *ibid*, 1895, 123.
4. Dalrymple-Hay, H. H., The Waterloo and City railway, *ibid*, 1899, 139.
5. Biette, L., Underground railways: the metropolitan system of Paris;
6. Mott, B. and Hay, D., Underground railways in Great Britain.
7. Parsons, W. B., Underground railways in the United States, Trans. Amer. Soc. Civ. Engrs, 1905, 54(F).
8. Parsons, W. B., The New York rapid transit subway, Min. Proc. Instn Civ. Engrs, 1908, 173.
9. Gilbert, G. H. et al., The Subways and tunnels of New York, J. Wiley, 1912.
10. Jones, I. J. and Curry, G., Enlargement of the City and South London railway tunnels, Min. Proc. Instn Civ. Engrs, 1927, 224.
11. The post Office tube railway, London, Engng, 1928, 125 (Jan. 27, Feb. 10 and j. Mar. 2 and 16).
12. Hall, H., the new Piccadilly Circus station, Min. Proc. Instn Civ. Engrs, 1929, 228.
13. Groves, G. L. The Ilford Tube, J. Instn Civ. Engrs, 1946, 26 (Mar.).
14. The Stockholm Underground Railway: a technical description, 1958, A technical description of the Stockholm Underground Railway, 1964, Public Works Dept. and Passenger Transport Co., Stockholm.
15. Turner, F. S. P., Preliminary planning for a new tube railway across London, Proc. Instn Civ. Engrs, 1959, 12 (Jan); see also discussion, 13 (Aug.).
16. Jackson, A. A. and Croome, D. F., Rails through the clay: a history of London's tube railways, Allen & Unwin, 1962.
17. Howson, H. H., World's underground railways, Ian Allan, 1964.

18. Dunton, C. E. et al., Victoria Line: experimentation, design, programming and early progress, Proc. Instn Civ. Engrs, 1965, 31 (May); see also discussion, 1966, 34 (July).
19. Havers, H. C. P., Underground railways of the world, Temple Press, 1966.
20. Follenfant, H. G., Underground railway construction, London Transport, 1968. niant,
21. Follenfant, H. G, et al., The Victoria Line, Proc. Instn Civ. Engrs, 1969, Suppl.; see also discussion, 1970, Suppl.
22. Howson, F. H., The rapid transit railways of the world, Allen & Unwin, 1971.
23. Nock, O. S., Underground railways of the world, A. & C. Black, 1973.
24. Follenfant, H. G., Reconstructing London's underground, London Transport, 2nd edn, 1975.
25. Associated Engineers, Subway Environmental Design Handbook, U.S. Department of Transportation, 1975.
26. Edwards, J. T., Planning and design of the Hong Kong Mass Transit Railway, Proc. Instn Civ. Engrs, 1976, 60 (Feb.); see also discussion (Aug.).
27. Jubling, D. G. and Lyons, A. C., Extension of the Piccadilly line from Hounslow West to Heathrow, *ibid*, 1976, 60 (May); see also discussion (Nov.).
28. Railway and tracked transit system noise, Proceedings of workshop, Derby, 1976, J. Sound Vibr., 1977, 51 (3), Proceedings of 2nd workshop, Lyon, 1978, *ibid*, 1979, 66 (3).
29. Bayliss, D. A. The Post Office railway London, Turntable Pubns., 1978.
30. Rogers, L. H. (Ed.), International statistical handbook of urban public transport, International Union of Public Transport (UITP), Brussels, 1979.
31. Dasgupta, K. N. et al., The Calcutta rapid transit system and the Park Street underground station, Proc. Instn Civ. Engrs, 1979, 66 (May); see also discussion, 1980, 68 (Feb.).
32. Cuthbert, E. W., The Jubilee Line - 1, the project.
33. Lyons, A. C., ditto - 2, Construction from Baker Street to Bond Street and from Admiralty Arch to Aldwych.
34. Bubbers, B. L., ditto - 3, Construction from Bond Street station to Admiralty Arch, *ibid*, 1979, 66 (Aug.); see also discussion, 1980, 68 (Feb.).

35. Edwards, J. T. et al., Hong Kong mass transit railway modified initial system: system planning and multi-contract procedures.
36. McIntosh, D. F. et al., ditto: design and construction of underground stations and cut-and-cover tunnels.
37. Haswell, C. K. et al., ditto: design and construction of the driven tunnels and the immersed tube.
38. Taylor, R. L. et al., ditto: design and construction of above-ground works and trackwork, *ibid*, 1980, 68 (Nov.).
39. Smyth, W. J. R. et al., Tyne and Wear metro, Byker contract: planning, tunnels, stations and trackwork, *ibid*, 1980, 68 (Nov.); see also discussion, 1981, 70 (Aug.).
40. Howard, D. F. and Layfield, P., Tyne and Wear metro: concept.
41. Bartlett, J. V. et al., ditto: management of the project.
42. Tough, S. G. et al., ditto: design and construction of tunnelling works and under ground stations.
43. Nisbet, R. F., ditto: interchanges and surface stations, *ibid*, 1981, 70 (Nov.).
44. Roscoe, R. B. et al., Melbourne Underground Rail Loop, (11 papers), Fourth Australian Tunneling Conference, 1981.
45. Barton N, Bandis S and Bakhtar K. Strength, deformation and conductivity coupling rock joints. *Int. J. Rock Mech, Min. Sci.*, 22, 1985, 121-40.
46. Bawa K S. Development of shotcrete for metro construction in Washington. In use of shotcrete for underground structural support: proceedings of the Engineering Foundation, conference, Berwick Academy, south Berwick, Maine, July (16-20) 1973.
47. Brunner A. Verfahren zum Bau von Stollen, Tunneln und Schachten in druckhaftem Gebirge. Austrian Patent 197 851, July 15 1965; filed May 27 1958.
48. Martin D. How the Austrians cracked the hard American nut with NATM. *Tunnels Tunnelling*, 16, Dec. 1984, 23-6.
49. Henrych, J. 1973. *Dynamika vybuchu a jeji uziti*. Prague: Praha Academia.
50. Holmerg, R. and Persson, P. A. 1979. Design of tunnel perimeter blasthole patterns to prevent rock damage. *Tunnels and Tunneling* (March 1979).

51. Weber, P. et al. 1974. Texte provisoire des recommandations concernant l'étude des effets sismiques de l'explosif. Tunnels et ouvrages souterrains 2 (Mars-Avril 1974).
52. Zienkiewicz, O. C.: The Finite Element Method in Engineering Science McGraw- Hill, London, 1971.
53. Kolar, V., Kratochvil, J., Leitner, F., Zenisek, A.: Vypocet plosnych a prostorovych konstrukci metodou konecných prvků (FEM Analysis of Two- and Three-Dimensional Structures) Praha, 1972.
54. Goodman, R. E., Taylor, R. L., Brekke, T. L.: A Model for the Mechanics of Jointed Rock Proc. ASCE, SM 3, May 1968.
55. Dolezalova, M. et al. ; Vliv diskontinuit a anisotropie na napjatost v zeminé a horniné (The Influence of Discontinuities and Anisotropy on the Stress State in Soils and Rocks) Research report No. 21-4, Hydroprojekt, Praha 1972-1974.
56. Széchy, K.: Alagútépítéstan Budapest, 1961.
57. /Dolezalová, M: Metoda konecných prvků a její aplikace v geomechanice (The Finite Element Method and its Application in Geomechanics) Hydroprojekt, Praha, 1973.
58. Peck, R. B.: Advantages and Limitations for the Observational Method in applied Soil Mechanics (Ninth Rankine Lecture) Géotechnique, 19, No.2, 1969.
59. Dorman, I. J.: Eksperimentálne issledovanie uplotnenija grunta vokrug tunnelja a monolitnopršovannoj obdélkoj. Osnovanija, fundamenty i mechanika gruntov, 3/1966.
60. Chodos, V. A.: Sooruzenie tunnelej s monolitnopršovannoj obdélkoj. Osnovanija, fundamenty i mechanika gruntov, 4/1969.
61. Zinevic, N. J., ProArebinskij, A. A.: Puti usoversenstvovanija proizrodstva ekonomických tipov obdelok tunnelej. Gidrotechničeskoje stroitelstvo, 5/1971.
62. Dolezalová, M.: Geostatic Stress State in Gross-Anisotropic Soil Deposits. Proc. of 4th Danube-European Conf. of Soil Mech. and Found. Eng., Bled, 1974.
63. Hudek J., et al.: Ovérieni vlastnosti hornivového prostredi cerninských vrstev u Mánesova mostu (The Verification of Rock-mass Properties in the Cerninska Strata at the Manes Bridge) Research report No. 3-0531.2044-06, Praha, 1973.
64. cf. Dr K. Széchy : Accidents de foundations ppa. 118. Dunod, Paris 1964.

65. cf. Dr K. Széchy: A pneumatikus alapozásról. (les foundations pneumatiques.) (Vizugyi Kozl, juillet-sept. 1936, pp. 38-42).
66. Terzaghi-Jelliken: Theoretische Bodenmechanik. (Springer, 1954.pp. 213-295)
67. L. Karafiath: On some problems of earth pressure. (acta Technica, 1953. Tom. VII. Fasc. 3-4. Ppa. 328-337).
68. Dr. K. Steinfeld: Über den Erddruck auf Schacht u. Brunnenwandungen. (Vortrage der Baugrundatagung, 1958, III, p. 126, Ernst u. Sohn, 1959.)
69. M. Horn: Alagutak tengelyirányába ható vízszintes homoknyomás. (Poussée horizontale agissant sur le front d'attaque, dans l'axe des tunnels.) (Thése.)
70. cf. J. BALOGH : Aknak sullyesztése tixotropos anyagok segítségével. (Utilisation des matériaux thixotropiques dans les travaux d'excavation des puits) (Mélyép. Tud.Szemle, mai 1954.)
71. M. Horn-G. Kovacs : Sullyesztendo mutargyak kopenyfalan fellepo huzoerok uj szamitazi modja. (Nouvelle methode de calcul des efforts de traction engendrés sur le portoure des caissons de finçage.) (Mélyép. Tud. Szemle, 1954. No. 4.)
72. cf. TRUPAK : Zamorazivanyie gruntov v stroityelnoj industrii. (Stroizdat, 1949.)
73. K. SZECHY : Besonderheiten beim Bau der neuen Budapester Untergrundbahn (Ost. Ing. Zeitschr, 1964/4.)
74. Maria Esslinger: Berechnung von Rohrstützen. (Stahlbau, oct-nov. 1951.) ainsi que F. NEMETH : FFoldalati csokereszt erőjátéka. (Répartition des efforts dans les embranchements d'une conduite enterrée.) (Thése)
75. cf. Dr. K. szechy : Accidents de fondations Dunad, Paris 1964 ppa 118.
76. Válogatott fejezetek a földalatti vasútépítés és bányászati mélyépítés köréből. (Chapitres choisis du domaine des travaux de construction des métros et des mines.) Vol. II, p. 381. (Műsz. Kiadó, Budapest 1953)
77. cf. F. Tavaszy : Pajzs nélküli alagúthajtási módszerek és rendszerek hazai tapasztalatai (Expériences faites en Hongrie en relation avec les méthodes d'excavation des tunnels sans bouclier.) (Mérn. Tov. Képzô, 2470, 1954.)
78. L. Rôzsa : Alagútépítési szerkezetek és munkamódszerek a Szovjetunióban. (Détails de construction et méthodes d'exécution des tunnels en U.R.S.S) (Mélyép. Tud. Szemle, 1959, no. 5.)
79. cf. Z. Vajda-J. Kelemen : Konstruktionslösungen und Baumethoden beim bau von Budapester U-Bahn Stationen (Baumaschine u. Bautechnik 1969/Mars)