

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA
RECHERCHE SCIENTIFIQUE



المدرسة الوطنية المتعددة التخصصات
Ecole Nationale Polytechnique

Ecole Nationale Polytechnique

Département de Génie civil

*Projet de fin d'études en vue de l'obtention du Diplôme
d'Ingénieur d'Etat en Génie Civil*

THEME

**Etude et conception d'un tunnel
en mine : cas du Métro d'Alger**

Réalisé par :
FERROUKHI Mohamed Yacine
AYACHE Belkacem

Encadré par :
Mr. S. BELKACEMI

Promotion: Juin 2011

Ecole Nationale Polytechnique, 10 Avenue Hassen Badi BP 182 El-Harrach
Alger (Algérie)

Tél: 0213 21 52 53 01/03 -- Fax: 0213 21 52 29 73 -- www.enp.edu.dz

Remerciements

Nous remercions avant tout Allah le tout puissant de nous avoir donné force, santé, et patience afin que nous puissions accomplir ce travail.

Nous exprimons notre gratitude à notre promoteur Mr S.BELKACEMI, pour nous avoir encadrés et guidés tout au long de ce travail.

Ainsi, Nous tenons à remercier Mme CHERID, Mr. GANI et Mr. BOUDAR pour leurs précieuses collaborations.

Nous remercions également les membres des jurys pour avoir accepté d'évaluer notre modeste travail.

Nous tenons à examiner notre reconnaissance et nos respects à tous les enseignants de l'ENP qui ont contribué à notre formation.

Nous adressons nos plus sincères remerciements à tous ceux qui ont contribué, de près ou de loin, à l'aboutissement de ce travail, sans oublier tous nos camarades de génie civil.

Enfin, nous ne saurions terminer ces remerciements sans les adresser à nos familles pour les sacrifices qu'elles ont faits pour que nous terminions nos études.

Dédicace

Je dédie ce travail à :

Ma très chère mère, mon très cher père,

Mes frères,

Toute ma famille,

*Ainsi qu'à tous mes amis de l'ENPEI, l'ENP et BOURAOUI
sans exception.*

Belkacem

Je dédie ce travail :

*A la mémoire de ma très chère mère, qu'Allah lui accorde **Sa miséricorde**
et lui réserve une place en Son vaste paradis,*

*A mon cher père qui a été toujours présent pour moi par son soutien et
ses encouragements,*

A Tata, mes frères, ma sœur,

A mon grand père, ma grand-mère, mes tentes, mes oncles,

A mes cousins, mes cousines,

A tout ma famille,

*A tous mes amis que j'aime : Khaled, Islam, Abdelhak, et toute la
bande.*

Yacine

ملخص

الموضوع: حساب نفق ذو غطاء الرابط بين الحراش وسط – واد الحراش.

ملخص: يعتبر إنجاز نفق الجزائر من أهم الحلول للقضاء على مشكل المرور التي تعاني منه العاصمة. تحتوي هذه الدراسة على قسمين، الأول يهتم بالبحث المرجعي على طرق الحفر و الدعم و كذا تواجد الإجهادات . أما الثاني فإنه يحتوي علي حساب النفق بالاعتماد على مناطق « Robot structural analysis ».

الكلمات المفتاحية : نفق الجزائر, استكشاف, الحفر, الدعم, مناطق « Robot structural analysis ».

Résumé

Sujet : Calcul d'un tunnel avec couverture, qui relie el Harrach centre-Oued el Harrach.

Résumé : la réalisation d'un tunnel pour métro constitue la solution souterraine la plus appropriée pour résoudre le problème d'encombrement de la circulation auquel sont confrontées les grandes villes telles que la capitale Alger.

Notre étude a comporté deux parties, la première est une recherche bibliographique concernant la reconnaissance, le creusement, le soutènement, les méthodes d'évaluation des charges et du dimensionnement ; tandis que la deuxième partie traite du calcul et du dimensionnement à l'aide du logiciel « Robot structural analysis ».

Mots clés : Tunnel, métro (Alger), reconnaissance, creusement, soutènement, revêtement modélisation, logiciel « Robot structural analysis ».

Abstract

Subject: Calculation of a tunnel cover, which reads El Harrach-Oued El Harrach center.

Summary: the creation of a tunnel underground metro is the most appropriate solution to the problem of traffic congestion faced by large cities like the capital Algiers. Our study included two parties; the first is a literature on the recognition, excavating, retaining walls, methods of assessment and sizing charges, while the second part deals with the calculation and sizing using the software "Robot Structural Analysis".

Keywords: Tunnel, Subway (Algiers), reconnaissance, excavation, retaining walls, surface modeling software "Robot Structural Analysis."

TABLE DES MATIERES

INTRODUCTION GENERALE	1
I RECONNAISSANCES	
I.1 INTRODUCTION	3
I.2 RECONNAISSANCES GEOLOGIQUES	3
I.2.1 Objectifs	3
I.2.2 Moyens de reconnaissances géologiques	3
I.2.2.1 <i>Inventaire des données géologiques existantes</i>	4
I.2.2.2 <i>Levé géologique de surface</i>	4
I.2.2.3 <i>Sondages</i>	4
I.2.2.4 <i>Autres techniques de reconnaissance</i>	5
I.3 RECONNAISSANCES HYDROGEOLOGIQUES	5
I.3.2 Moyens de reconnaissances hydrogéologiques	5
I.3.1 Objectifs	5
I.3.2.1 <i>Inventaires des données existantes</i>	5
I.3.2.2 <i>Levé hydrogéologique de surface</i>	6
I.3.2.3 <i>Sondages</i>	6
I.4 RECONNAISSANCES GEOTECHNIQUES	6
I.4.1 Objectifs	6
I.4.2 Moyens de reconnaissances géotechniques	7
I.4.2.1 <i>Inventaires des données existantes</i>	7
I.4.2.2 <i>Sondages</i>	7
I.4.2.3 <i>Essais de laboratoire</i>	8
I.4.2.4 <i>Galerie de reconnaissance</i>	8
I.5 RECONNAISSANCE SPECIFIQUE A LA MECANISATION DE L'EXCAVATION	9
I.5.1 Objectifs	9
I.5.2 Moyens	9
I.6 CONCLUSION	9
II METHODES D'EXECUTIONS	
II.1 CREUSEMENT	10
II.1.1 Introduction	10
II.1.2 Méthodes de creusement	11
II.1.2.1 <i>Creusement à plein section</i>	11
II.1.2.2 <i>Creusement à demi-section</i>	12
II.1.2.3 <i>Creusement à section divisée</i>	13
II.1.3 Modes de creusement	15
II.1.3.1 <i>Exécution du creusement dans les terrains meubles et aquifères</i>	15
II.1.3.2 <i>Exécution du creusement dans un terrain rocheux</i>	16
II.1.4 Creusement à l'explosif	16
II.1.5 Creusement mécanique	17
II.1.5.1 <i>Machine à attaque globale</i>	17
II.1.5.2 <i>Machine à attaque ponctuelle</i>	19
II.2 SOUTÈNEMENT	21
II.2.1 Introduction	20
II.2.2 Mode de soutènement	20
II.2.2.1 <i>Soutènement agissant comme un support</i>	20
II.2.2.2 <i>Soutènement agissant par confinement du terrain</i>	21
II.2.2.3 <i>Soutènement agissant par renforcement du terrain</i>	21
II.2.2.4 <i>Les soutènements agissant à la fois par confinement et comme armatures</i>	21
II.2.3 Type de soutènement	22
II.2.3.1 <i>Soutènement métallique</i>	22
II.2.3.2 <i>Soutènement par Béton</i>	25
II.2.4 La nouvelle méthode Autrichienne (NATM)	27

II.3	REVETEMENT	28
II.3.1	Les fonctions du revêtement	28
II.3.2	Règle de conception du revêtement	29
II.4	Conclusion	29
III	EVALUATION DES CHARGES	
III.1	ORIGINES ET TYPES DE PRESSION GEOLOGIQUE	30
III.1.1	Poussées de détente	30
III.1.2	Poussées géologiques	31
III.1.3	Poussées de gonflement	31
III.2	DETERMINATION DE LA PRESSION VERTICALE	31
III.2.1	Théorie de TERZAGHI	31
III.2.2	Théorie de BIERBAÜMER	32
III.2.3	Théorie des poids des terres	34
III.2.4	Théorie de PROTODIAKONOV	35
III.3	EVALUATION DES PRESSIONS HORIZONTALES	37
III.3.1	Théorie de TERZAGHI	37
III.3.2	L'expérience soviétique	38
III.3.3	Théorie de PROTODIAKONOV	39
III.3.4	Méthode de COULOUMB-RANKINE	39
III.4	EVALUATION DE LA PRESSION AGISSANT AU NIVEAU DU RADIER	40
III.4.1	Méthode de TSIMBAREVITCH	41
III.4.2	Méthode de TERZAGHI	43
III.5	EVALUATION DES PRESSIONS HYDROSTATIQUES	44
III.6	CHARGES ET SURCHARGES	45
III.6.1	Charges intérieures	45
III.6.2	Charges extérieures	45
III.7	CONCLUSION	45
IV	DIMENSIONNEMENT	
IV.1	SOUTÈNEMENT PROVISOIRE	46
IV.1.1	Hypothèses du calcul	46
IV.1.2	Détermination des efforts	47
IV.1.3	Réactions d'appuis	48
IV.1.4	Répartition des efforts internes entre les cintres métalliques et la voûte en béton projeté	50
IV.1.4.1	<i>Rigidités des cintres métalliques</i>	50
IV.1.4.2	<i>Rigidités de la voûte en béton projeté</i>	50
IV.1.4.3	<i>Les efforts agissant sur chaque élément de soutènement</i>	51
IV.2	REVETEMENT DEFINITIF	52
IV.3	METHODE CONVERGENCE-CONFINEMENT	52
IV.3.1	Introduction	52
IV.3.2	Méthode convergence-confinement	53
IV.3.3	Les hypothèses de la méthode	53
IV.3.4	Les principes généraux de la méthode convergence-confinement	54
IV.3.4.1	<i>Comportement du massif</i>	54
IV.3.4.2	<i>Comportement du soutènement</i>	54
IV.3.4.3	<i>L'équilibre final</i>	55
IV.3.5	Principes de calcul	55
IV.3.6	Conclusion	58
V	ETUDE DU TUNNEL EN MINE D8-5	
V.1	PRESENTATION DU PROJET	59
V.1.1	Présentation du métro d'Alger	59
V.1.1.1	<i>Introduction</i>	59
V.1.1.2	<i>Historique</i>	59
V.1.1.3	<i>Tracé</i>	60
V.1.2	Etude géologique	61

V.1.2.1	<i>Géologie régionale</i>	61
V.1.2.2	<i>Géologie du tracé</i>	62
V.1.2.3	<i>Etude géotechnique</i>	64
V.1.3	Présentation du tunnel en mine D8-5	64
V.1.3.1	<i>Caractéristiques géométriques</i>	65
V.1.3.2	<i>Caractéristiques géologiques et géotechniques</i>	65
V.1.4	Méthode d'exécution	66
V.2	EVALUATION DES CHARGES	67
V.2.1	Calcul de la pression verticale active descendante sur le soutènement en demi-section supérieure du tunnel σ_v	67
V.2.1.1	<i>Méthode de TERZAGHI</i>	67
V.2.1.2	<i>Théorie des poids des terres</i>	68
V.2.1.3	<i>Théorie de BIRBAÜMER</i>	68
V.2.2	Calcul de la pression horizontale active descendante sur le soutènement en demi-section supérieure du tunnel σ_h	69
V.2.2.1	<i>Méthode de TERZAGHI</i>	69
V.2.2.2	<i>Théorie des poids de terres</i>	69
V.2.2.3	<i>Théorie des SOVIETIQUES</i>	69
V.2.2.4	<i>Théories de COULOMB-RANKINE</i>	70
V.2.3	Calcul de la pression verticale active agissant sur le soutènement de la structure globale σ_v	71
V.2.3.1	<i>Méthode TERZAGHI</i>	71
V.2.3.2	<i>Théorie des poids des terres</i>	72
V.2.3.3	<i>Théorie de BIERBAÜMER</i>	72
V.2.4	Calcul de la pression horizontale active descendante sur le soutènement de la structure globale du tunnel σ_h	72
V.2.4.1	<i>Méthode de TERZAGHI</i>	72
V.2.4.2	<i>Théorie des poids de terres</i>	73
V.2.4.3	<i>Théorie des SOVIETIQUES</i>	73
V.2.4.4	<i>Théories de COULOMB-RANKINE</i>	73
V.2.5	Choix de la méthode de calcul	75
V.2.5.1	<i>Pour la charge verticale</i>	75
V.2.5.2	<i>Pour la charge horizontale</i>	75
V.3	APPLICATION DE LA METHODE CONVERGENCE CONFINEMENT	76
V.3.1	Courbe caractéristique du terrain	76
V.3.2	courbe caractéristique du soutènement	78
V.3.3	Equilibre final	80
V.4	VERIFICATION DU SOUTENEMENT PROVISOIRE	82
V.4.1	Caractéristiques des matériaux	82
V.4.1.1	<i>Caractéristiques mécaniques des matériaux</i>	82
V.4.1.2	<i>Caractéristiques géométriques des matériaux</i>	82
V.4.2	Détermination des charges agissant sur le soutènement	82
V.4.2.1	<i>La charge verticale</i>	82
V.4.2.2	<i>La charge horizontale</i>	83
V.4.3	Réactions d'appuis	84
V.4.4	Portance maximale du soutènement	86
V.4.5	Vérification du soutènement	86
V.4.5.1	<i>Répartition des efforts sur les éléments de soutènement</i>	88
V.4.5.2	<i>Diagrammes des efforts</i>	89
V.4.5.2	<i>Vérification des contraintes</i>	92
V.5	DIMENSIONNEMENT DU REVETEMENT DEFINITIF	96
V.5.1	Détermination du chargement actif agissant sur le revêtement définitif	96
V.5.1.1	<i>Etude statique</i>	96
V.5.1.2	<i>Etude dynamique</i>	98
V.5.2	Détermination des efforts internes	100

V.5.3	Diagrammes des efforts internes	102
V.5.3.1	<i>Cas statique</i>	102
V.5.3.1	<i>Cas dynamique</i>	104
V.5.4	Ferraillage revêtement définitif	107
V.5.4.1	<i>Ferraillage longitudinale</i>	107
V.5.4.2	<i>Ferraillage transversale</i>	107
V.5.4.3	<i>Armatures de répartition</i>	109
V.5.5	Schémas de ferraillages	109
	CONCLUSIONS GENERALES	111
	REFERENCE BIBLIOGRAPHIQUE	
	ANNEXES	

Liste des figures

Figure II.01:	<i>Creusement à Pleine section</i>	11
Figure II.02:	<i>Creusement à Demi-section</i>	13
Figure II.03:	<i>Creusement à section divisée</i>	13
Figure II.04:	<i>Exemple d'un plan de tir</i>	17
Figure II.05:	<i>Machine à attaque globale T.B.M</i>	18
Figure II.06:	<i>Machine à attaque ponctuelle B.T.M</i>	19
Figure II.07:	<i>Exemple d'injection depuis une galerie-pilote</i>	21
Figure II.08:	<i>Boulons à ancrage ponctuel</i>	22
Figure II.09:	<i>Boulons à ancrage continu</i>	23
Figure II.10:	<i>Dispositifs d'appui des cintres</i>	25
Figure II.11:	<i>Soutènement par cintres</i>	25
Figure II.12:	<i>Béton projeté</i>	26
Figure III.01:	<i>Hypothèses de base de la théorie de la poussée souterraine de TERZAGHI</i>	32
Figure III.02:	<i>Répartition de la poussée du souterrain selon BIERBAUMER</i>	33
Figure III.03:	<i>Théorie des poids des terres</i>	34
Figure III.04:	<i>Théories de PROTODIAKONOV</i>	35
Figure III.05:	<i>Théorie de TERZAGHI</i>	38
Figure III.06:	<i>L'expression SOVIETIQUE</i>	38
Figure III.07:	<i>Méthode de COULOMB-RANKINE</i>	40
Figure III.08:	<i>Calcul des poussées au niveau du radier d'après TSIMBARIÉVITCHCH</i>	41
Figure III.09:	<i>Calcul des poussées au niveau du radier d'après TERZAGHI</i>	43
Figure IV.01:	<i>Représentation de dimensions utilisées dans le soutènement provisoire</i>	48
Figure IV.02:	<i>Courbe de convergence</i>	54
Figure IV.03:	<i>Courbe de confinement</i>	55
Figure IV.04:	<i>Courbe convergence-confinement</i>	55
Figure V.01:	<i>Schéma générale du réseau métro de la ville d'Alger</i>	61
Figure V.02:	<i>Carte géologique générale de l'Algérie</i>	62
Figure V.03:	<i>Caractéristiques géométriques d'une section du tunnel</i>	65
Figure V.04:	<i>Coupe géologique de calcul</i>	66
Figure V.05:	<i>Courbe de convergence du terrain excavé</i>	78
Figure V.06:	<i>Courbe de convergence-confinement en clé de voûte</i>	81
Figure V.06:	<i>Zone zoomer dans le graphe précédent</i>	81
Figure V.07:	<i>La disposition des nœuds dans la modélisation de la section étudiée du soutènement provisoire</i>	86
Figure V.08:	<i>Modélisation des appuis de la section étudiée du soutènement provisoire</i>	87
Figure V.09:	<i>Vue 3D de la section équivalente de soutènement provisoire</i>	88
Figure V.10 :	<i>Axe des différents nœuds</i>	89
Figure V.11 :	<i>La déformée de la section étudiée du soutènement provisoire</i>	90
Figure V.12 :	<i>Diagramme du moment fléchissant de la section étudiée du soutènement provisoire</i>	90
Figure V.13 :	<i>Diagramme de l'effort normal de la section étudiée du soutènement provisoire</i>	91
Figure V.14 :	<i>Diagramme de l'effort tranchant de la section étudiée du soutènement</i>	91

	<i>provisoire</i>	
Figure V.15 :	<i>Vue en 3D de la section de tunnel étudiée du revêtement définitif</i>	100
Figure V.16 :	<i>La disposition des nœuds dans la modélisation de la section étudiée du revêtement définitif</i>	100
Figure V.17 :	<i>Modélisation des appuis élastiques dans la section étudiée du revêtement définitif</i>	101
Figure V.18 :	<i>Axe des différents nœuds</i>	102
Figure V.19 :	<i>La déformée de la section étudiée du revêtement définitif (cas statique)</i>	102
Figure V.20 :	<i>Diagramme du moment fléchissant de la section étudiée du revêtement définitif (cas statique)</i>	103
Figure V.21 :	<i>Diagramme de l'effort normal (cas statique)</i>	103
Figure V.22 :	<i>Diagramme de l'effort tranchant (cas statique)</i>	104
Figure V.23 :	<i>La déformée de la section étudiée du revêtement définitif (cas dynamique)</i>	104
Figure V.24 :	<i>Diagramme du moment fléchissant de la section étudiée du revêtement définitif (cas dynamique)</i>	105
Figure V.25 :	<i>Diagramme de l'effort normal de la section étudiée du revêtement définitif (cas dynamique)</i>	105
Figure V.26 :	<i>Diagramme de l'effort tranchant de la section étudiée du revêtement définitif (cas dynamique)</i>	106
Figure V.27 :	<i>Ferraillage de la section étudiée du revêtement définitif</i>	109
Figure V.28 :	<i>Ferraillage de la voute</i>	109
Figure V.29 :	<i>Ferraillage des pieds droits</i>	110
Figure V.30 :	<i>Ferraillage du radier</i>	110

Liste des symboles

σ_0	Contrainte initiale
σ_c	Résistance de compression simple
σ_k	Résistance de dureté de la roche
σ_{bmax}	La contrainte limite admissible du béton
ν	Coefficient de pression
ν	Coefficient de Poisson
P_v	Pression verticale
P_h	La pression horizontale
φ	Angle de frottement interne
γ_h	Poids volumique humide
γ_i	Poids de la couche i
K_a	Coefficient de poussée active
K_p	Coefficient de butée
K_0	Coefficient de terre au repos
e_a	La valeur de la poussée active des terres
e_p	La valeur de la butée des terres
X_1	Coefficient d'influence de la cohésion du terrain
X_2	Coefficient d'influence de la genèse du terrain
X_3	Coefficient rhéologique
c	Cohésion du terrain
τ_u	La contrainte de cisaillement
V_u	L'effort tranchant ultime
b_0	La largeur de la section de béton
d	
f_{tj}	Résistance caractéristique à la traction du béton à j jours
f_{cj}	Résistance caractéristique à la compression du béton à j jours
ρ_t	Pourcentage d'armatures transversales
S_t	L'espacement entre les armatures transversales
A_r	Armatures de répartition
E	Le module de Young
R	Rayon de l'excavation
W	Module de résistance
n_0	Coefficient de résistance empêchant le glissement du terrain
u_e	
u_a	
$u(\lambda)$	Déplacement radial des parois du tunnel
u_{s0}	Le déplacement acquis par la paroi au moment du soutènement
P_c^{max}	Pression maximale de soutènement du cintre
P_b^{max}	Pression maximale de soutènement du béton
λ	Taux de déconfinement
K_c	Raideur du cintre
K_b	Raideur du béton projeté
$E_s A'_s$	Rigidités des cintres à la compression avant mise en place
$E_s A_s$	Rigidités des cintres à la compression après mise en place
a	Dimension entre deux axes de cintre
E_s	Module d'élasticité de l'acier
γ_R	Coefficient de sécurité d'après l'EUROCODE
AS	Section de profile en acier
$E_s I'_s$	Rigidités des cintres à la flexion avant mise en place.

$E_s I_s$	Rigidités des cintres à la flexion après mise en place.
I_s	Moment d'inertie du profilé
$E_b A_b$	Rigidités du béton projeté avant mise en place
$E_b A'_b$	Rigidités du béton projeté après mise en place
E_b	Module d'élasticité de béton projeté
A_b	Section de béton projeté
θ_n	Coefficient d'équivalence de l'effort normal
A_s	Section de profilé en acier
\bar{p}	Charge limite admissible
S	Moment statique de la demi-section.
δ	Épaisseur de l'âme du profilé
B	La largeur de décharge
I_b	Moment d'inertie de la section en béton projeté
θ_m	Coefficient d'équivalence du moment de flexion
Q	Poids total de l'arc
Q_0	Partie uniformément répartie de la pression géologique
ΔG	Partie de la charge d'intensité variable
e_0	La charge horizontale en clé de voute
e_1	La charge horizontale en pied de longrine
H	La hauteur de la couverture
h	Hauteur de la parabole de charge
q	La charge d'exploitation
y	La hauteur de l'excavation
b	La largeur de l'excavation
H_p	La hauteur du noyau de détente
h_p	Hauteur du terrain excavé de forme parabolique
α	Coefficient de réduction
R_x	Remblais
Q_A	Argile jaunâtre
Q_M	Sable argileux jaunâtre
Q_v	Argile sableuse grisâtre vaseuse plastique
T_s	Sable argileux
T_A	argile sableuse jaunâtre
T_M	Marne grisâtre
T_G	Sable jaunâtre à passages de grès
f	Coefficient de résistance calculé pour différents terrains.

Liste des tableaux

Tableau III.01:	<i>Coefficient de résistance des roches(f) selon PROTODIAKONOV</i>	36
Tableau III.02:	<i>Théorie de COULOUMB-RANKINE</i>	40
Tableau III.03:	<i>Coefficient de résistance n_0 en fonction de φ</i>	44
Tableau IV.01:	<i>Les coefficients des réactions des appuis</i>	49
Tableau V.01:	<i>L'historique du métro d'Alger</i>	60
Tableau V.02:	<i>Récapitulatif des différentes couches constituant le tracé</i>	63
Tableau V.03:	<i>Récapitulatif des propriétés physiques des couches constituant le tracé</i>	64
Tableau V.04:	<i>Résultats de sondage S 3+790</i>	65
Tableau V.05:	<i>Pression verticale active descendante sur le soutènement en demi-section supérieure du tunnel σ_v</i>	68
Tableau V.06:	<i>La pression horizontale active descendante sur le soutènement en demi-section supérieure du tunnel σ_h</i>	71
Tableau V.07:	<i>Pression verticale active agissant sur le soutènement de la structure globale σ_v</i>	72
Tableau V.08:	<i>Pression horizontale active descendante sur le soutènement de la structure globale σ_h</i>	74
Tableau V.09:	<i>Les valeurs de la courbe de convergence</i>	78
Tableau V.10:	<i>Pressions agissant sur le revêtement définitif (Cas statique « G »)</i>	98
Tableau V.11:	<i>Pressions hydrostatiques agissant sur le revêtement définitif</i>	98
Tableau V.12:	<i>Pressions agissant sur le revêtement définitif (Cas dynamique « 1.2 G »)</i>	99
Tableau V.13:	<i>Les raideurs</i>	101
Tableau V.14:	<i>Les efforts internes max et min sous la combinaison « G »</i>	104
Tableau V.15:	<i>les efforts internes max et min sous la combinaison « 1.2G »</i>	106
Tableau V.16:	<i>Ferraillage longitudinale (cas statique « G »)</i>	107
Tableau V.17:	<i>Ferraillage longitudinale (cas dynamique « 1.2G »)</i>	107
Tableau V.18:	<i>Vérification du cisaillement</i>	107
Tableau V.19:	<i>Ferraillage transversale</i>	108

INTRODUCTION GENERALE

Depuis la nuit des temps, l'homme a toujours vécu en groupe. Ce besoin de concentration et de convergence a donné naissance aux villes et aux mégapoles, et pour assurer une bonne communication dans et entre ces villes, l'homme a pensé à structurer ces déplacements en mettant en œuvres des infrastructures et réseaux de transport.

Au cours du temps, ces besoins (concentration et communication) ont conduit les villes à la saturation, en particulier en leur centre. Il a donc fallu augmenter significativement la capacité de différents réseaux de transport. Aujourd'hui, développer ces réseaux n'est souvent plus possible vu le manque d'espace à cause de la concentration en bâtiments, il est alors nécessaire de penser à aménager la ville autrement.

La solution du sous-sol s'impose donc naturellement pour offrir de l'espace et contribuer à la croissance urbaine. Bien que mettre cette solution en pratique se révèle compliqué, les difficultés techniques sont considérables. Toutefois, ces difficultés ont bien vite été surmontées par la science des hommes, en rassemblant les idées, en tenant compte de ses réussites et ses échecs, en utilisant sa force d'imagination et en améliorant ses techniques, l'homme est parvenu à atteindre de bons résultats et a pu construire les premiers ouvrages souterrains.

Ainsi, de nombreuses raisons ont poussé l'homme à l'exploitation du souterrain, parmi lesquelles on peut citer:

- Le manque d'espace à la surface et l'impossibilité de développer les réseaux de transport en surface. L'implantation en souterrain est préférable pour de nombreuses constructions car leur existence en surface est gênante pour les réseaux de service public.
- Les sous sols offrent une bonne isolation.
- Les ouvrages souterrains sont naturellement protégés contre les orages, les tempêtes, les tornades.
- Les ouvrages souterrains permettent de protéger la végétation naturelle. Les dommages sont moins importants sur le cycle écologique, aux niveaux local et mondial.
- L'utilisation des espaces souterrains pour le transport permet de réduire la pollution.

La ville d'Alger, à l'instar des grandes villes du monde, est confrontée aux mêmes problèmes évoqués précédemment, ce qui nécessite le recours à la solution souterraine (tunnel, trémie).

Dans ce contexte notre travail consiste à étudier le tunnel en mine D8-5 qui fait parti de l'extension B reliant Hai-el-Badr – El-Harrach centre. Sa réalisation est assez complexe au vu de la nature des travaux d'exécution directement liés aux difficultés que présente l'emplacement de celui-ci, ainsi qu'au contexte géotechnique dans lequel il se développe.

Le travail effectué commence par une synthèse bibliographique assez complète qui s'étale sur les points suivants :

- Reconnaissance géologiques, hydrogéologiques et géotechniques.
- Description des méthodes de creusement et de soutènement.
- Définition des charges agissant sur les tunnels, et description des théories pour les évaluer.
- Dimensionnement et vérification du soutènement provisoire et du revêtement définitif.

Une étude complète du tunnel D8-5 est effectuée, en commençant par la présentation du projet puis une étude géotechnique et calcul des charges, enfin une vérification du soutènement provisoire utilisé et un dimensionnement du revêtement définitif en utilisant le logiciel de calcul « Robot structural analysis ».

Pour finir, une conclusion générale et des recommandations ont été données.

CHAPITRE I

RECONNAISSANCES

I RECONNAISSANCES [1]

I.1 INTRODUCTION

Le creusement d'un tunnel entraîne une modification de l'état de contraintes et de déformation du terrain, qui peut aller jusqu'à mettre en cause la stabilité de l'excavation réalisée ou à provoquer des désordres inadmissibles dans l'environnement du tunnel.

La réponse du terrain au creusement dépend, bien sûr, en premier lieu de la nature géologique et des caractéristiques géomécaniques du matériau encaissant, mais aussi des conditions hydrogéologiques, des méthodes d'exécution (excavation et soutènement), ainsi que de la profondeur de l'ouvrage. La nature et l'éloignement des constructions voisines sont à prendre en compte pour apprécier l'impact de l'ouvrage.

Il est donc nécessaire de prévoir, dès l'origine du projet, tous les moyens pour obtenir une image complète que possible, des caractéristiques du massif rocheux à traverser : matériels et techniques adéquats, hommes compétents (géologues, hydrogéologues, géotechnique), délais suffisants pour réaliser les travaux de reconnaissances souvent caractérisés par des accès et de conditions de réalisation difficiles.

Les études géologiques, hydrogéologiques et géotechniques constituent d'une manière générale trois aspects complémentaires de l'étude des terrains dans lesquels doivent être exécutés les ouvrages.

A partir de la première phase de recherche de tracé, le maître d'œuvre doit être en mesure d'écartier les solutions irréalistes en regard des autres critères techniques et économiques. Pour atteindre cet objectif, il doit donc disposer d'un ensemble de données géologiques, hydrogéologiques et géotechniques suffisamment exactes.

I.2 RECONNAISSANCES GEOLOGIQUES

I.2.1 Objectifs

Parmi les travaux préliminaires devant obligatoirement précéder la construction d'un tunnel, le plus important est sans doute la reconnaissance exacte des conditions géologiques, qui doivent donner au concepteur du tunnel les éléments suivants :

- Géologie régionale, histoire géologique et tectonique du massif.
- Structure du massif.
- Inventaire et localisation des accidents (failles, zones fracturées, zones broyées,...).
- Description des terrains rencontrés selon leur nature pétrographique et minéralogique. Selon leur qualité, selon leurs discontinuités.

I.2.2 Moyens de reconnaissances géologiques

Ces moyens sont nombreux, ils ne sont pas exclusifs aux reconnaissances géologiques pour l'étude d'un ouvrage souterrain.

1.2.2.1 Inventaire des données géologiques existantes

On doit toujours considérer comme un préalable indispensable à l'étude d'un tunnel la collecte la plus complète possible des données et documents existants relatifs à la géologie et à la géomorphologie régionale, ainsi qu'aux travaux réalisés à proximité.

La liste des documents et informations à rassembler est généralement la suivante :

- documents cartographiques (*Carte géologique de 1 /50 000 ou 1 /25 000*).
- Photographie aériennes (*1 /15 000 environ*).
- Document climatique et météorologique.
- Archives de construction d'ouvrages souterrains dans des conditions analogues ou situés à proximité,
- Relevé de carrières souterraines.

1.2.2.2 Levé géologique de surface

Le levé géologique détaillé du site et sa transcription sous forme de documents graphiques tels que cartes, coupes, blocs diagrammes, schémas interprétatifs constitue l'outil fondamental et prioritaire du géologue. Effectué avec le plus grand soin, il doit permettre d'implanter des prospections plus coûteuses là où c'est nécessaire et de parvenir à une interprétation plus complète des investigations ultérieures.

Le levé géologique doit comporter :

- Le levé des affleurements avec indication de leur validité.
- Inventaires des éléments concernant la tectonique (plissement, failles).
- la mesure de l'orientation des discontinuités dans le cas des roches, (stratification, fissures, diaclases,...) avec orientation réparties sur un diagramme.
- La description des accidents de surface : glissements, effondrements,
- L'examen des sites des têtes et si nécessaire des accès.

1.2.2.3 Sondages

Les renseignements tirés des sondages (en particulier des sondages carottés) sont de plus en plus précieux car ils permettent de voir la roche et de prélever des échantillons. Mais ils ne fournissent que des informations ponctuelles, qui sont en général insuffisantes. En effet, le nombre de sondages est forcément limité vu leur coût élevé, surtout lorsque la couverture dépasse plusieurs centaines de mètres. L'exécution des sondages doit être envisagée en liaison étroites avec le levé géologique et les prospections géophysiques. Ils restent utilisés seuls quand on ne peut effectuer ni levé de surface ni géophysiques, par exemple en zone très urbanisée.

Dans le cas le plus fréquent, les résultats des sondages doivent permettre, avec un maximum d'efficacité, la confirmation des hypothèses concernant la structure du massif faites à partir du levé de surface de l'étalonnage de la géophysique.

De plus les sondages permettent de prélever des échantillons aux fins d'essais de laboratoire et d'effectuer un certain nombre d'essais in situ (diagraphies, mesures de perméabilités in situ, ...).

Ce qui concerne les reconnaissances géologiques, les sondages sont utilisés essentiellement pour déterminer la nature du sol ou de la roche et leur degré de fissuration.

1.2.2.4 Autres techniques de reconnaissance

Les autres techniques de reconnaissances qui peuvent être schématiquement regroupées en trois familles :

- Méthodes géophysiques.
- Diagraphies.
- Galeries de reconnaissance.

I.3 RECONNAISSANCES HYDROGEOLOGIQUES

I.3.1 Objectifs

Les reconnaissances et les études hydrogéologiques doivent être effectuées en même temps que les reconnaissances géologiques, elles ont pour but de définir :

- La nécessité de traitements spéciaux (préalables ou en cours d'exécution) ou de recours à des procédés d'exécution complexes.
- Les reconnaissances à effectuer à l'avancement.
- La conception et le dimensionnement du profil en travers de l'ouvrage et les dispositifs d'exhaure (pompes, cunettes).
- Le type d'étanchéité à réaliser.
- La nature du ciment à utiliser dans le revêtement (eaux agressives).

Les études hydrogéologiques doivent donc tendre à la détermination :

- Le régime hydraulique du secteur intéressé.
- Le type des venues d'eau et leurs débits.
- La méthode de drainage ou de rabattement.
- La nature chimique des eaux pour juger de leur nocivité : corrosion des armatures ou du béton, dégagement de gaz nocifs, mais aussi de leur possible réemploi par captage ou pompage des eaux d'exhaure pour les besoins du chantier.

I.3.2 Moyens de reconnaissances hydrogéologiques

1.3.2.1 Inventaires des données existantes

- Documents et études donnant des indications sur les nappes et les caractéristiques hydrauliques des terrains dans la zone concernée (sondages antérieurs, pompages, ...).
- Inventaire des circulations souterraines.

- Documents climatiques et météorologiques.
- Archives de construction d'ouvrages souterrains dans les conditions analogues ou situés à proximité, puits de pompage en site urbain,...

I.3.2.2 Levé hydrogéologique de surface

Il est effectué en même temps que le levé géologique et peut comprendre :

- Le relevé des sources, puits,...
- Le relevé des zones d'infiltration.
- Les mesures de débit des sources et puits.

I.3.2.3 Sondages :

Les sondages, quelque soit leur type, vont permettre d'effectuer des observations et des mesures in situ très utiles à la compréhension de l'environnement hydrogéologique de l'ouvrage projeté. Il s'agit principalement :

- De poser des piézomètres dont le bon fonctionnement doit être vérifié périodiquement. Il convient d'agir ainsi de façon systématique dans les sols, la localisation des niveaux aquifères et la forme de la nappe devant impérativement être connues.
- Faire des essais in situ, pour quantifier les caractéristiques des terrains (perméabilité) et de la nappe (extension, coefficient d'emmagasinement, transmissibilité, ...).

I.4 RECONNAISSANCES GEOTECHNIQUES

I.4.1 Objectifs

Les reconnaissances et études géotechniques complètent celles réalisées par la géologie et l'hydrogéologie.

Ainsi, les objectifs de l'étude géotechnique sont :

- Déterminer les valeurs des paramètres déterminants pour l'analyse des conditions de stabilité et pour le dimensionnement des soutènements et revêtement.
- Recueillir toutes les informations nécessaires pour situer les différents matériaux étudiés au sein des classifications géotechniques.
- Détecter les points singuliers et les précautions particulières qu'il convient de prendre pendant les travaux.
- Procéder aux études spécifiques relatives à la mise en œuvre des méthodes d'exécution envisagées.

I.4.2 Moyens de reconnaissances géotechniques

I.4.2.1 Inventaires des données existantes

- Documents et études donnant des indications sur les caractéristiques mécaniques des sols et des roches dans des conditions analogues.
- Archives de construction d'ouvrages souterrains situés à proximité ou dans des massifs similaires.

I.2.2.2 Sondages

Ils vont permettre des mesures in situ et éventuellement, des prélèvements d'échantillons (*cas des sondages carottés*) pour des essais de laboratoire.

Les principaux essais et mesures in situ sont :

- Les diagraphies en forage : elles donnent des informations sur les paramètres physiques des terrains. Le principal intérêt des diagraphies est d'effectuer de nombreuses corrélations, par exemple pour localiser des accidents particuliers ou préciser le détail de structures, à des prix bas (*coût relativement peu élevé des sondages destructifs, des diagraphies et rapidité d'exécution*).
- L'essai de pénétration statique peut donner des informations utilisables dans le cas d'un tunnel foré dans un sol meuble, et sous faible couverture.
- Dans les sols et les roches tendres, l'essai préssiométrique permet de définir trois caractéristiques fondamentales, à savoir le module de déformation, la pression de fluage et la pression limite.

I.4.2.3 Essais de laboratoire

On se bornera à citer les essais les plus utilisés dans le cadre des reconnaissances des ouvrages souterrains :

Sols :

On s'attachera à déterminer les principaux paramètres contribuant à définir la nature du sol ; certains peuvent donner des indications intéressantes sur les propriétés mécaniques et hydrauliques des sols :

- masse volumique,
- granulométrie (*courbe, d_{10} , d_{60}/d_{10} , distribution et dimensions des gros éléments...*).
- indice des vides.
- teneur en eau.
- degré de saturation.
- limites d'Atterberg (*quand la partie argileuse est importante*).
- analyse minéralogique des argiles (*le cas échéant*).

Roche :

Le comportement du massif rocheux encaissant l'excavation dépend :

- de l'état de contrainte initial in situ régnant au droit de l'excavation projetée.
- des propriétés intrinsèques de la roche constituant le massif.
- des discontinuités affectant la roche.
- des conditions hydrogéologiques.

Densité sèche, porosité, teneur en eau naturelle, vitesse du son, essais de compression simple, mesures du module d'Young et du coefficient de poisson, essais Franklin et brésilien pour la détermination des caractéristiques mécaniques de la roche.

Essais de cisaillement à la boîte pour la détermination des caractéristiques de joints. Essais triaxiaux, œnométriques, essais de gonflement, essais d'altérabilité, analyses minéralogiques pour les roches tendres et susceptibles d'évoluer rapidement (*marnes, anhydrites, ...*). Essais particuliers (*abrasivité, formabilité, ...*) nécessaires à l'étude d'emploi de machines à forer.

Il faut retenir que la validité des résultats de tous ces essais est liée à la qualité des échantillons prélevés, et à leur représentativité. Les spécifications techniques concernant ces prélèvements doivent être clairement définies dès le début des reconnaissances.

1.4.2.4 Galerie de reconnaissance

Véritable préfiguration de l'ouvrage final, une galerie de reconnaissance permet d'évaluer au mieux les difficultés de réalisation de l'ouvrage projeté.

Une telle galerie permet entre autres :

- L'observation visuelle du terrain et l'établissement d'un relevé géologiques détaillé.
- Observation des conditions hydrogéologiques.
- Les essais et mesures géotechniques in situ.
- Les mesures de déformations.
- Les prélèvements d'échantillons pour les essais de laboratoire.

La galerie de reconnaissance permet ainsi d'obtenir toutes les données géologiques, hydrogéologiques et géotechniques nécessaires à l'établissement d'un projet d'exécution détaillé.

I.5 RECONNAISSANCE SPECIFIQUE A LA MECANISATION DE L'EXCAVATION

I.5.1 Objectifs

Dans le cadre des études préalables à un chantier mécanisé, les principales caractéristiques définissant l'aptitude d'une roche à être pénétrer et détruite par un outil sont :

- La résistance intrinsèque, c'est-à-dire, les caractéristiques mécaniques qui déterminent l'énergie que la machine devra transmettre à l'outil pour remplir son rôle.
- L'abrasivité qui conditionne l'efficacité et le taux de remplacement des outils.

- Les discontinuités qui jouent un rôle important dans les pressions de rupture sous l'action conjugué des outils.

I.5.2 Moyens

La comparaison avec des ouvrages analogues (*dimension et caractéristique des terrains*) doit être étudiée avec attention pour en tirer les enseignements nécessaires au choix de la machine à forer.

I.6 CONCLUSION

Les conditions géologiques, hydrogéologiques et géotechniques sont des facteurs importants, qui déterminent le degré de difficulté et le cout de réalisation d'un ouvrage souterrain. Non seulement ces conditions ont une grandes influence sur le choix des méthodes d'exécutions du soutènement et du revêtement, mais de plus leur connaissance permet de faire face aux problèmes imprévus lors de la réalisation du projet.

CHAPITRE II

METHODES D'EXECUTIONS

II METHODES D'EXECUTIONS

II.1 CREUSEMENT[2]

II.1.1 Introduction

L'excavation d'un tunnel produit une perturbation dans l'état du terrain, ceci engendre des mouvements de la masse tendant à rétablir l'équilibre. L'appréciation de ces mouvements, se fait en tenant compte de la nature des terrains et de ses différentes caractéristiques déterminées sur la base des essais en laboratoire. On peut distinguer deux types principaux d'exécution des tunnels :

- Ceux qui sont basés sur les opérations d'avancement cycliques : creusement, soutènement, marinage.
- Ceux où les opérations de creusement et de marinage (parfois également soutènement) sont effectuées en quasi-continuité avec l'emploi de machine à attaque globale ou de bouclier.

Un cycle traditionnel de la réalisation d'un tunnel se décompose schématiquement comme suit :

Creusement :

Le creusement peut être exécuté mécaniquement avec une machine ou à l'explosif. Dans ce dernier cas, l'opération est divisée en trois phases successives :

- Perforation.
- Chargement des trous.
- Abattage (*tir*).

Marinage :

Le marinage des déblais est toujours précédé de la purge de la voûte et du front. Parfois la mise en œuvre d'une première couche de béton projeté précède également le marinage. Au niveau du métro d'Alger, le marinage se fait à l'aide d'un excavateur à godet de type « *TORO 150 D* » pour la demi section supérieure, et de type « *TORO 400 D* » pour la demi section inférieure.

Soutènement :

Le soutènement assure la stabilité de l'excavation, il est généralement placé avant de débiter une nouvelle phase d'excavation. Dans les terrains de mauvaises tenues, la longueur d'une phase est égale à la portée maximum de l'excavation, qui peut rester stable par elle même le temps nécessaire pour placer le soutènement, ainsi lorsque des cintres sont prévus, la longueur des passes de creusement est généralement égale à l'espacement entre cintres.

II.1.2 Méthodes de creusement

Au cours de ces trois dernières décennies, avec l'amélioration des procédés de reconnaissances géotechniques et le développement remarquables en matière de mécanisation des techniques des travaux d'abattage et de soutènement, les techniques utilisées pour le choix de la méthodes de creusement des tunnels ont fortement évolué. Les méthodes de creusement dépendent des paramètres suivants :

- La nature du terrain.
- La profondeur et les dimensions de l'ouvrage.
- Le personnel.
- Le matériel disponible.
- Le délai d'exécution.
- L'environnement.

On distingue trois méthodes de creusement :

- Creusement à plein section
- Creusement à demi-section
- Creusement à section divisé

II.1.2.1 Creusement à plein section

Cette technique de creusement consiste à excaver la totalité de la section transversale du tunnel en une seule phase, elle est appliquée beaucoup plus pour les terrains de bonne tenue ne nécessitant pas un soutènement provisoire «*cas des roches*» ; mais si le rocher présente des fissures tolérantes (fissures dues à la suite d'utilisation d'explosif ou fissures propres au massif), l'utilisation d'un soutènement provisoire est conseillée.

Elle est habituellement utilisée quand la section à creuser n'est pas très importante (*généralement inférieure à 12 m²*) au-delà, la méthode nécessite un matériel plus performant et devient extrêmement coûteuse mais on peut l'utiliser pour les grandes sections (*plus de 40 à 50m²*) si le tunnel est assez long (*plusieurs kilomètres*) car le coût sera amorti.



Figure II.1. Creusement à Pleine section

Avantage:

- La rapidité de cette méthode nous facilite l'organisation du chantier car elle nous permet de séparer nettement les équipes de creusement et celles du revêtement.
- La méthode de creusement à plein section permet des avancements très importants. On peut atteindre jusqu'à 12 m par jour en procédant par volées de 4 m.
- la méthode de creusement à pleine section est plus favorable à la maîtrise des déplacements puisqu'elle évite les problèmes liés aux reprises d'excavation dans un terrain déjà déconfiné.

Inconvénient:

- L'évacuation des déblais nécessite plusieurs reprises. En cas de rencontre d'un accident de terrain sérieux cette technique requiert une adaptation très difficile.
- La mise en place des cintres métalliques à l'avancement devenant très difficile pour des sections aussi grandes.

II.1.2.2 creusement à demi section

Cette méthode consiste à creuser la demi section supérieure du tunnel (*CALLOTE*) qui peut atteindre 5 à 6 mètre de hauteur, on la met en sécurité avec la mise en place des cintres et du bétonnage ,puis on creuse la deuxième moitié inférieure (*STROSS*). Elle est conseillée pour les tunnels de grande dimension (*plus de 40 à 50 m²*) car elle permet de maîtriser les problèmes de stabilité au vue de la dimension réduite de front de taille.

Le creusement par demi-section est beaucoup plus indiqué dans des terrains hétérogènes nécessitant l'emploi d'un soutènement important. Elle peut alors être utilisée très largement en faisant varier la longueur de l'avancement unitaire.

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

En général, le revêtement définitif n'est mis en place qu'après excavation de la totalité de la section.



Figure II.2. Creusement à demi-section

II.1.2.3 creusement à section divisé

Son application est longue et coûteuse. Elle ne se justifie que s'il n'est pas possible d'utiliser une autre méthode. Avec un creusement en sections divisées, chaque phase des travaux comprend l'excavation des terrains sur des sections réduites. Par cette méthode, la stabilité des sections excavées est plus facile à maîtriser et la dépression des terrains est plus limitée.

Elle s'applique soit :

- Aux grandes excavations souterraines dont les dimensions dépassent la vingtaine de mètres, par exemple ; centrales hydrauliques souterraines, laboratoires de recherche nucléaire et ouvrages de génie civil souterrains.
- Aux tunnels dans des mauvais terrains, lorsque les autres méthodes de creusement présentent des risques d'exécution ou conduisent à des tassements différentiels par exemple en zone urbaine sous faible profondeur.

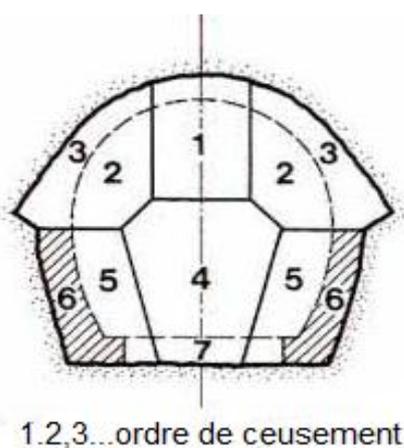


Figure II.3. Creusement à section divisée

La division de la section est fonction de la dimension maximale de l'excavation élémentaire, qui peut rester stable pour elle-même avant la mise en place du soutènement.

On distingue deux modes de creusement à sections divisées :

- Le premier mode d'excavation consiste à creuser, dans une première phase, une galerie de faite en clé de voûte, puis élargir latéralement pour achever la demi-section supérieure. Le terrassement de la demi-section inférieure peut ensuite être réalisé par tranches horizontales à l'abri du soutènement de la voûte. (Voir **figure II.3**).
- Le deuxième mode consiste à commencer par deux galeries de base, au niveau des piédroits, pour constituer les appuis rigides du soutènement et permettre l'abattage ultérieur de l'ensemble de la section.

Il existe plusieurs variantes de cette méthode :

1) Méthode de la galerie de faite (Méthode franco-belge)

Le principe de cette méthode consiste à exécuter rapidement la voûte pour protéger le chantier par-dessous et terminer le revêtement par pieds droits.

Dans le cas d'un bon terrain on procède d'abord à l'exécution d'une galerie d'avancement de faible section à l'axe supérieur du tunnel étayé par des cadres métalliques, on procède alors à l'abattage de la calotte et à son soutènement progressif par cintres métalliques, et l'exécution du revêtement de la voûte. Par la suite la cunette du *STROSS* est creusée, pour permettre la mise en place des cintres et le revêtement des pieds droits.

2) La méthode des deux galeries

La différence qui existe par rapport à la méthode franco-belge est l'exécution de deux galeries une à l'axe supérieur et l'autre à l'axe inférieur relié par un puits pour permettre l'évacuation des déblais.

3) Méthode des trois galeries (méthode Allemande)

Le principe de cette méthode consiste à creuser deux galeries de base de part et d'autre de la cunette du *STROSS*, ainsi que d'une galerie supérieure. Cette méthode est utilisée pour des sections de très grande importance ($> 50 \text{ m}^2$ environ).

4) Méthode contre voûtée (méthode Italienne)

Cette méthode est utilisée dans les terrains particulièrement mauvais.

Après l'exécution de la galerie de base, on met en place la maçonnerie du radier, l'exécution de la voûte du radier précède celle des murs latéraux. La phase suivante consiste à l'excavation du rocher de la calotte, et l'exécution de la voûte.

Les travaux débutent par le creusement d'une galerie de faite, on procède alors à l'abatage du terrain de part et d'autre de la galerie.

5) *Méthode de creusement à pleine calotte*

Cette méthode consiste à excaver une galerie de faite étayée par des cadres métalliques, le soutènement est assuré par des cintres métalliques.

Lorsque les cintres sont complets, les étais peuvent être supprimés, cela permet l'intervention des gros engins (*pour le marinage*), et le bétonnage de la voûte. Après la construction de la voûte, la cunette de *STROSS* est terrassée, les piédroits abattus et bétonnés. L'exécution est achevée par le terrassement et le bétonnage du radier.

II.1.3 Modes de creusement

Chaque terrain a ses propres caractéristiques d'où un mode de creusement approprié. Donc la nature du terrain est le critère essentiel dans le choix du mode de creusement, mais il est loin d'être le seul. D'autres éléments comme les exigences de l'environnement, le délai imposé ou la nature du matériel existant dans l'entreprise peuvent jouer un rôle déterminant dans le choix du mode.

On s'appuyant sur ce critère on distingue deux catégories :

- L'exécution du creusement dans les terrains meubles.
- L'exécution du creusement dans les terrains durs.

II.1.3.1 *Exécution du creusement dans les terrains meubles et aquifères*

Le développement des agglomérations, souvent situées dans des vallées, a conduit de réaliser de plus en plus d'ouvrages souterrains dans des terrains meubles et aquifères. Les tunneliers conçus pour forer les tunnels dans les sols meubles et aquifères sont appelées «*bouclier*».

Le bouclier :

Avec son rôle d'excavation, ce type de machine joue le rôle de soutènement provisoire en maintenant les parois latérales, comme il protège le personnel durant la période des travaux ainsi que les dispositifs complémentaires (organe d'abatage, de marinage : de stabilisation de front de taille et de pose de revêtement), L'excavation se fait par attaque globale à l'aide d'une roue de coupe à l'avant du bouclier et sa progression est assurée par des vérins prenant appui sur le revêtement posé à l'arrière.

En se basant sur le choix du mode de stabilisation du front de taille, on peut classer les différents types de bouclier de la manière suivante :

Les boucliers ouverts (*non pressurisés*) :

Laissant le front visible et accessible, ils sont utilisables préférentiellement dans les sols cohérents sans gradient hydraulique important et qui ne représente pas d'instabilité au front de taille. Ils assurent simultanément les fonctions d'abatage et

du soutènement latéral de l'excavation. Le front d'attaque du tunnel n'est pas soutenu. Les (03) configurations des tunneliers à soutènement latéral sont:

- Bouclier mécanisé à appui longitudinale.
- Bouclier mécanisé à appui radiale.
- Bouclier mécanisé à appui mixte.

Bouclier pressurisé :

Le creusement est réalisé par un organe d'abattage travaillant dans celle-ci. La progression est assurée par des vérins de poussée prenant appui longitudinalement sur le revêtement en voussoirs monté à l'abri d'une jupe arrière à l'aide d'un érecteur.

La stabilité du front de taille n'est pas assurée, il faut le soutenir par une pression qui peut être appliquée :

- Soit par l'air comprimé (*bouclier à air comprimé*).
- Soit par la roue de taille elle-même (*à pression mécanique*).
- Soit par le marinage (*pression de terre*).
- Soit par un liquide dense comme la boue bentonite (*bouclier à pression de boue*).

II.1.3.2 Exécution du creusement dans un terrain rocheux

II.1.4 Creusement à l'explosif

En matière de génie civil, c'est en 1679 que la première application de l'explosif a été faite en France pour le creusement du tunnel de navigation du « *canal du Languedoc* ». Il a fallu attendre la machine à vapeur pour qu'en 1838 un premier essai de mécanisation du forage des trous de mines soit tenté aux *Etats-Unis près de* « *lac Michigan* » ; mais c'est seulement à partir de 1861 que l'application industrielle de l'air comprimé et l'invention de marteaux perforateurs montés sur châssis mobile (*qui n'avait pas encore pris le nom de JUMBO*) et qui a été utilisé pour le creusement du premier tunnel ferroviaire du « *FREJUS* » entre la France et l'Italie.

L'explosif en souterrain doit être utilisé comme un outil de découpage de la roche et non comme une « *bombe* ». L'explosif ne doit être utilisé en site urbain que dans le cas où il s'avère strictement nécessaire. Son emploi produit des effets psychologiques défavorables pour la population avoisinante (*bruits, fumées, vibrations ...*), et représente un risque de déstabilisation pour les édifices et services voisins, ce qui limite les horaires des volets engendrant ainsi une baisse de rendement du chantier. Avant la mise en œuvre de l'explosif un plan de tire doit être définie afin de maîtriser le découpage et de limiter au maximum les effets de vibrations. Il comporte essentiellement les opérations suivantes:

- Détermination de l'emplacement des trous et de leur nombre exact.
- Calcul de la puissance d'explosion nécessaire.

- Décalage des détonations par microretard.

L'explosion d'une charge ponctuelle ou d'une charge linéaire entraîne, selon le cas, un effet brisant ou un effet soufflant, qui engendre trois zones :

- Zone broyée.
- Zone fracturée.
- Zone ébranlée

L'explosion des charges produit des ruptures irrégulières du rocher, de sorte que le profil du tunnel réalisé peut être loin de correspondre au pourtour théorique. Il y a de nombreux hors profils, ce qui signifie que, l'excavation va au-delà de la ligne prévue. Si un revêtement doit être mis en place, ces hors profils augmentent considérablement les volumes nécessaires de béton.

Afin de réduire cet aléa, on procède avant l'abattage, à un pré-découpage soigné sur le long de la volée voulue. Ce procédé (*pré-découpage*) a pour objectif de limiter les hors profils et la fissuration dans le massif.

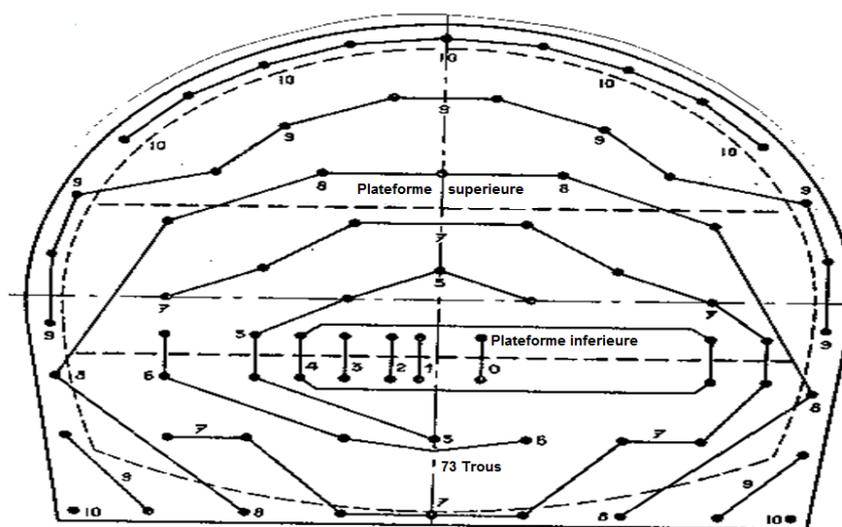


Figure II.4. Exemple d'un plan de tir

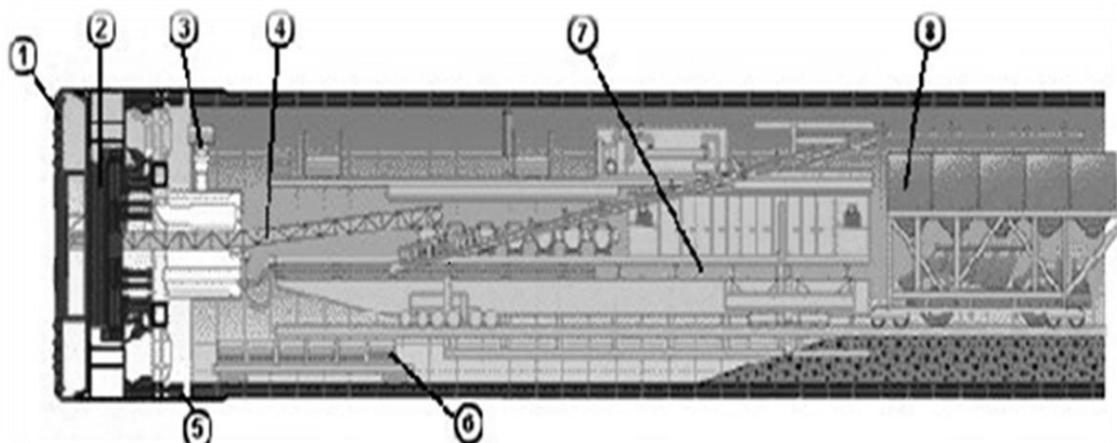
II.1.5 Creusement mécanique

II.1.5.1 Machine à attaque globale

Une machine foreuse est un moyen d'excavation mécanisé, qui par son principe fondamental de travail continu, se substitue aux méthodes traditionnelles de creusement à l'explosif qui sont séquentielles. Sont définies sous le terme «*pleine section* » ou «*à attaque globale* » ou «*pleine face* » les machines capables d'excaver en une seule fois la section du tunnel à réaliser.

Ces machines sont utilisées dans des massifs rocheux qui ne nécessitent pas de soutènement immédiat.

La vitesse de creusement atteinte avec ce type de machine est comprise entre 29 et 86 mètre par jour en roche dure.



- | | |
|--------------------------|----------------------------------|
| 1. Tête de coupe | 5. Vérins de poussée |
| 2. Transmission | 6. Réservoir à voussoirs |
| 3. Erecteur de voussoirs | 7. Train suiveur |
| 4. Tapis convoyeurs | 8. Wagon de stockage des déblais |

Figure II.5. Machine à attaque globale

Avantage:

- Pas d'ébranlement, ce qui assure une bonne tenue de la galerie.
- Pas d'hors profil, d'où une économie de béton.
- Le soutènement est facile et rapide (*préfabriqué*).
- Les équipes de personnel sont réduites, Ce qui permet d'augmenter le rendement (*homme / poste*).
- La sécurité des chantiers est accrue.

Inconvénients:

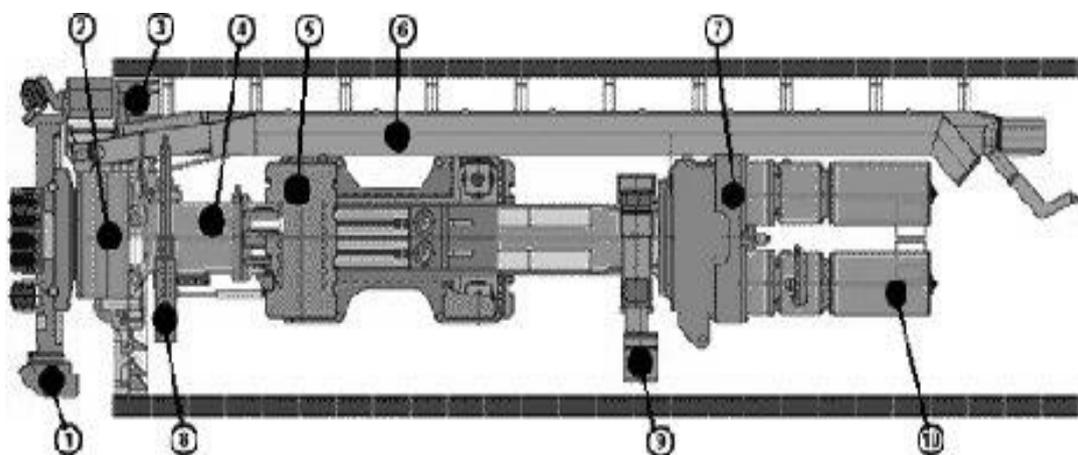
- Le temps de travail effectif de la machine ne dépasse pas 30%.
- Le tunnelier ne peut être valablement utilisé, qu'en terrain homogène.
- Tout accident géologique imprévu entraîne le blocage de la machine.
- Coût très élevé, d'où la difficulté ou la quasi impossibilité d'amortissement sur des tronçons, dont la longueur est inférieure à 2 km.
- Le coût excessivement élevé des outils de forage.

II.1.5.2 Machine à attaque ponctuelle

Le principe du travail d'abattage de la machine consiste en un éclatement de la roche sous les effets conjugués d'une pénétration des pics dans le front de taille et du balayage du bras. Les déblais sont ensuite repris au front par un système d'évacuation propre ou non à la machine.

Les conditions d'un meilleur emploi des machines à attaque ponctuelle sont dictées par le type de profils à excaver, les caractéristiques de résistance de la roche et les nuisances d'utilisation.

Ce moyen d'abattage reste bien adapté aux travaux en site urbain, et à l'exécution de galeries de dimensions faibles à moyenne (*reconnaissance, avancement, pilote ou travaux annexes, niches, garages, locaux techniques*).



- | | |
|-----------------------------|---------------------------------|
| 1. Tête de coupe | 6. Tapis convoyeur d'évacuation |
| 2. Support de Tête de coupe | 7. Poste de commande |
| 3. Paroi poussières | 8. Appareil d'ancrage |
| 4. Arbre de transition | 9. Support arrière |
| 5. Patins d'ancrage | 10. Moteur électrique |

Figure II.6 : Machine à attaque ponctuelle

Avantage:

- Simultanéité des opérations d'abattage, de chargement et d'évacuation des roches.
- Grande vitesse d'avancement.
- La technique d'abatage n'entraîne pas d'ébranlement.
- Découpage soigné de la section (*pas de hors profils*).
- La machine à attaque ponctuelle a pour principaux avantages son adaptation facile aux variations de section.

Inconvénients :

- Un coût élevé, mais plus avantageux que les tunneliers.
- Frais de démontage, de transport et de remontage du matériel en souterrain.
- Les têtes d'attaque s'usent très rapidement et leur changement est relativement coûteux.
- Beaucoup de poussière.

II.2 SOUTÈNEMENT [2]**II.2.1 Introduction**

La détermination du soutènement constitue l'un des éléments essentiels d'un projet de réalisation des tunnels. Il s'agit là, d'un problème particulièrement complexe en raison de l'influence de très nombreux paramètres.

Bien souvent, plusieurs types de soutènement peuvent être envisagés pour des tunnels présentant des conditions similaires (*en dimension, situation géologique et hydrogéologique*). Le choix doit alors prendre en compte des conditions économiques, y compris l'influence des aléas d'exécution et les sujétions résultant de l'organisation et de la sécurité du chantier.

Vue leur mode d'action par rapport au terrain on distingue quatre classes principales de soutènement qui agissent:

- Comme un support
- Par confinement du terrain
- Par renforcement du terrain
- Par confinement et comme armatures

II.2.2 Mode de soutènement**II.2.2.1 Soutènement agissant comme un support**

Dans ce mode de soutènement, la capacité de résistance propre du sol joue un rôle moins important par rapport aux éléments de soutènements. C'est le soutènement seul qui doit résister aux différents efforts, ce mode est utilisé dans le cas où le terrain est de mauvaise tenue, nous citerons :

- Les cintres métalliques (*lourds, légers*)
- Les plaques métalliques assemblées
- Les voussoirs en béton
- Les tubes (*voûte parapluie*)
- Les boucliers

II.2.2.2 Soutènement agissant par confinement du terrain

Se mode de soutènement permet au terrain de participer à sa propre stabilité, en développant sur la paroi de l'excavation des contraintes radiales de confinement. Les techniques les plus utilisées sont :

- le béton projeté seul,
- le béton projeté associé à des cintres légers.

II.2.2.3 Soutènement agissant par renforcement du terrain

Dans ce cas il s'agit plus de techniques de traitement des terrains que de soutènement. Cela consiste à modifier les caractéristiques géotechniques propres du terrain afin de lui permettre de se stabiliser par lui-même. Généralement ces techniques sont utilisées quand les autres méthodes d'excavation ne permettent pas de maintenir la stabilité de l'excavation.

Les plus importantes de ces techniques sont :

- Les injections
- La congélation
- Le drainage
- L'air comprimé.

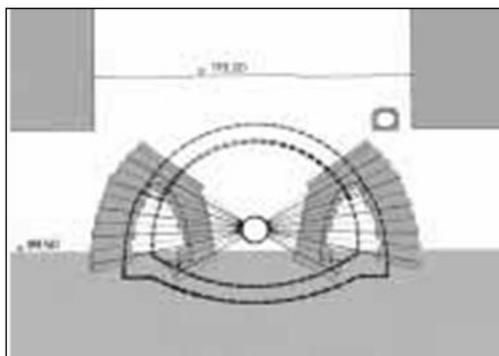


Figure II.7 : Exemple d'injection depuis une galerie-pilote

II.2.2.4 Les soutènements agissant à la fois par confinement et comme armatures

Il s'agit du boulonnage sous diverses formes, qu'il soit ou non associé au béton projeté, aux cintres légers ou aux deux dispositifs simultanément :

- boulons à ancrage ponctuel (à coquille ou à la résine).
- boulons à ancrage réparti (scellés à la résine ou au mortier).
- barres falcées.

II.2.3 type de soutènement

On basant sur la nature des matériaux constituant le soutènement on distingue deux grandes familles :

- Soutènement métallique
- Soutènement en béton

II.2.3.1 Soutènement métallique

1) Soutènement par boulonnage

Le boulonnage est une technique de soutènement qui s'est développée d'abord dans le secteur minier puis dans le génie civil. On appelle boulonnage le renforcement du terrain encaissant au moyen de barres généralement métalliques et de longueur comprise entre 1,50 et 5 m, placées à l'intérieur du terrain à partir de la surface libre. Les boulons agissent surtout par confinement, c'est-à-dire qu'ils développent, le long de la paroi du tunnel, une contrainte radiale qui, même si elle est faible, permet d'augmenter dans des proportions très importantes la résistance du terrain dans la direction tangentielle.

Ceux-ci sont de deux types :

Boulons à ancrage ponctuel :

Comportant une tige qui est tendue entre l'ancrage en fond de trou et la tête bloqué en parement. L'ancrage est assuré par un dispositif mécanique constitué de deux demi-coquilles qui se bloquent au terrain en s'écartant. la mise en tension du boulon est obtenu par serrage de l'écrou de tête.

L'avantage majeure de ce e type de boulonnage est la grande rapidité de mise en œuvre, et son utilisation possible même en cas de venues d'eau dans le forage. En contrepartie, il nécessite un rocher suffisamment résistant pour ne pas fluer au voisinage de l'ancrage, et sa pérennité n'est pas assurée, du fait de la possibilité de corrosion s'il n'est pas injecté.

Il s'agit donc essentiellement d'un mode de boulonnage provisoire utilisable dans les roches dures ou mi-dures même fissurées.

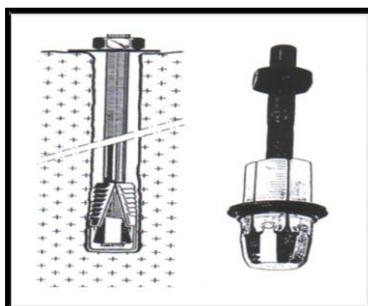


Figure II.8 : Boulons à ancrage ponctuel

Boulons à ancrage continu :

Ils sont ainsi nommés parce que la transmission des efforts entre le boulon et le terrain est assurée sur toute la longueur par l'intermédiaire d'un produit de scellement, qui peut être une résine ou un mortier de ciment

On distingue :

- Les boulons scellés : soit à la résine synthétique, soit au mortier.
- Les boulons à friction : ils n'ont pas besoin de scellement et sont directement en contact avec la paroi de forage.
- Les boulons actifs : sont précontraints.

Les Boulons à ancrage continu sont utilisés dans des massifs rocheux fissurés et de résistance moyenne à assez faible.

Leur mise en œuvre est plus délicate que les boulons à ancrage ponctuel, et leur emploi est déconseillé (mortier) ou impossible (résine) si les venues d'eau sont abondantes.

Les boulons à la résine sont également déconseillés dans les roches à fissuration abondante et ouverte.

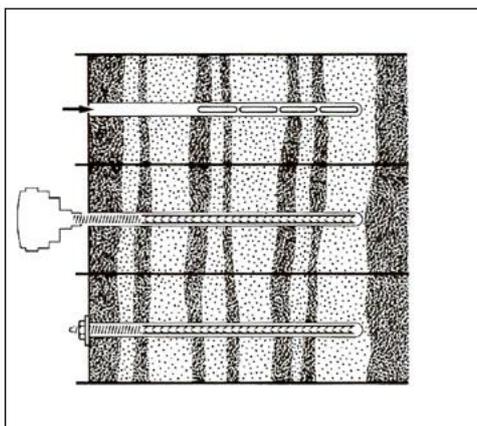


Figure II.9 : *Boulons à ancrage continu*

Barres foncées dans le terrain :

Elles sont utilisées lorsqu'il est impossible de forer un trou dont les parois, on peut foncer des barres nervurées, à l'aide d'une perforatrice. La résistance à l'arrachement dépend de la nature du terrain

2) Soutènement par cintres métalliques

Les cintres peuvent être définis comme des ossatures le plus souvent métalliques en forme d'arcs ou de portiques disposés dans la section transversale de l'ouvrage, et dont les membrures sont placées le long des parois où elles sont calées, soit directement, soit par l'intermédiaire d'une peau de blindage.

Il s'agit d'une structure rigide de caractère discontinu, qui n'est pas liée de façon intangible au terrain. Suivant le rôle qu'ils assurent, les cintres peuvent être des éléments :

- de protection (*contre la chute des blocs isolés sans chercher à s'opposer aux déformations d'ensemble*).
- de soutènement (*pour ralentir la convergence des parois*) ;
- de renforcement, s'il s'agit de consolider un ouvrage ancien.

Du point de vue de la façon dont ils sont constitués, il existe différents modèles de cintres.

- **Les cintres en bois** : sont de plus en plus rarement utilisés en raison notamment du fait qu'ils nécessitent une main-d'œuvre très qualifiée pour la mise en œuvre ; ils sont réservés aux petits ouvrages ou aux ouvrages de section irrégulière.
- **Les cintres métalliques lourds** : constitués de profilés de forte inertie, cintrés ou assemblés de façon rigide, sont capables d'agir comme de véritables soutènements dans la mesure où la section du souterrain n'est pas trop importante. Suivant leur mode d'assemblage, il peut s'agir de profilés simples, accouplés ou à treillis. Les profils les plus fréquemment utilisés vont du *H 140 au H 260*. On peut aussi classer dans cette catégorie les cintres mobiles ou télécopiables que l'on déplace au fur et à mesure de l'avancement du front.
- **Les cintres métalliques légers et coulissants** : sont constitués de profilés spéciaux généralement en forme de U, dont le dispositif d'assemblage permet le coulissement contrôlé des éléments d'un même cintre les uns par rapport aux autres. Leur capacité de portance est ainsi limitée à l'effort nécessaire pour provoquer le glissement de l'assemblage. Ces cintres sont recommandés en raison de leur facilité d'emploi. Ils peuvent être employés soit comme simples cintres de protection (*contre la chute de blocs*), soit comme cintres de soutènement.

Pour être efficace, le cintre doit être utilisé concurremment avec certains **éléments complémentaires** destinés à assurer l'interaction intime entre les déformations du cintre et celle du terrain. Ces éléments sont les suivants :

Dispositifs d'appui des cintres :

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

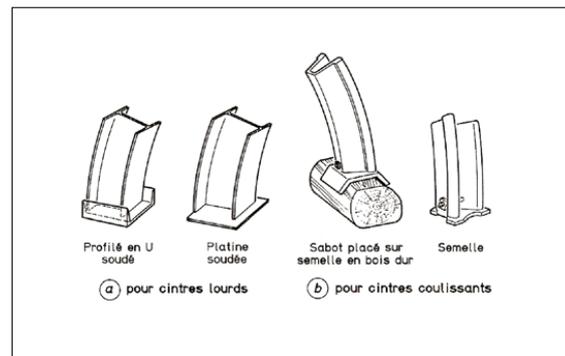


Figure II.10 : Dispositifs d'appui des cintres

Les entretoises :

Longitudinales sont destinées à éviter le renversement et le gauchissement des cintres sous l'effet des poussées, elles sont généralement constituées d'aciers ronds ou plats.

Le blindage :

Les plaques de blindage sont mises jointives ou non, entre les cintres et le terrain. Elles peuvent parfois être tenues par des boulons. Elles peuvent également être liaisonnées entre elles, les cintres ne servant qu'à leur montage et étant ensuite retirés après remplissage entre plaques et terrain.

Le blocage au terrain :

Il est généralement réalisé au moyen de cales et de coins en bois enfoncés à force entre le blindage (ou le cintre) et le terrain. On peut aussi, dans certains cas, réaliser le calage au moyen de gros béton coulé derrière le blindage.

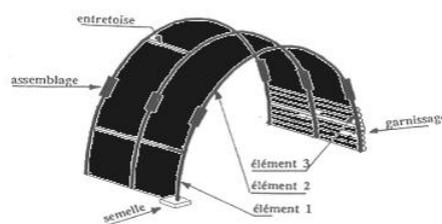


Figure II.11 : Soutènement par cintres

II.2.3.2 Soutènement par Béton

1) Béton projeté

L'utilisation de béton projeté comme mode de soutènement en souterrain s'est considérablement développée au cours des dernières années, il constitue une peau continue de confinement, améliorant les capacités de résistance du terrain encaissant.

Cependant plusieurs conditions doivent être remplies pour permettre l'emploi du béton projeté:

- Le découpage du rocher doit être assez précis pour que la coque de béton projeté présente une surface à peu près régulière.
- le terrain doit être exempt de venues d'eau importantes qui compromettent la qualité de l'exécution.
- le terrain doit présenter une cohésion minimale telle que la cavité demeure stable pendant la durée nécessaire à la projection du béton.

Modes de projection :

Il existe deux types de projection :

- Par voie humide : le mélange d'eau est réalisé au malaxeur, le transport se fait à la pompe et l'air, injecté à la lance pour assurer la projection. La voie humide permet de réduire les pertes par rebonds, mais son emploi est plus difficile si le travail n'est pas continu (*nettoyage des canalisations*).
- Par voie sèche : le transport se fait de façon pneumatique et l'eau est ajoutée à la lance.

D'un point de vue pratique, l'épaisseur du béton projeté est généralement compris entre 10 et 25 cm. Il est le plus souvent mis en place en plusieurs passes et armé de treillis généralement fixé à la paroi par des épingles ou par l'intermédiaire des boulons s'il y en a.

On peut utiliser des granulats au module maximal de 12,5 ou 16 mm.



Figure II.12 : Béton projeté

2) Voussoirs préfabriqués

Les voussoirs sont mis en place par anneaux cylindriques successifs, servent d'appui longitudinal pour la progression du bouclier au moyen de vérins hydrauliques.

Il existe, bien entendu, de nombreux types de voussoirs en béton que l'on peut classer en deux catégories principales :

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

II.2.4 la nouvelle méthode Autrichienne (NATM)

Lors de la réalisation d'un tunnel on a toujours affaire à une décompression du terrain, Le comportement de ce dernier est toujours très difficile à prévoir avec précision, pour le court terme, comme pour le long terme.

Le *NATM* c'est avérée comme la méthode la plus efficace dans se genre de problème, elle est caractérisée par :

- La mise en place rapide d'un soutènement déformable constitué, d'une part, de boulons qui arment le terrain et d'autre part, d'une couche de béton projeté (5 à 25 cm) qui protège contre l'altération et une pression radiale de confinement.
- la stabilité de l'excavation est assurée en créant un anneau porteur, constitué par le terrain armé.
- l'excavation se fait à pleine ou à demi section et parfois en section divisée dans le but de mettre le soutènement en place rapidement.
- Eventuellement, des cintres légers coulissants renforcent la coque du béton projeté.

Les Avantages de la N.A.T.M. :

- Applicable à de nombreuses catégories de terrain (*des roches très résistantes aux roches broyées et aux sols très consolidés*).
- Mise en œuvre rapide du soutènement.
- Revêtement souple et continu.
- Contrôle du comportement du terrain au cours de l'exécution
- Apport d'un confinement stabilisateur.

- Un gain sur les quantités de soutènement à mettre en œuvre, car le terrain joue un rôle de soutènement partiel.

Limites de la N.A.T.M :

Cette méthode trouve ses limites techniques dans trois cas principaux, lorsque :

- Les venues d'eau sont excessives et empêchent la mise en œuvre du béton projeté, soit en raison de gêne à la projection ou en raison des sous-pressions qui peuvent se développer derrière la couche de béton frais.
- Le terrain est trop peu cohérent.
- L'efficacité du boulonnage est insuffisante, la hauteur de couverture entraîne des pressions élevées et même le renforcement par des cintres légers ne pourra suffire.

II.3 REVETEMENT [2]

Une des caractéristiques des revêtements des tunnels, est qu'ils doivent théoriquement, tous supporté de manière permanente les charges calculées, qui sont de majeure partie des sollicitations de genre statique.

Les matériaux les plus couramment utilisés pour la constitution des revêtements sont :

- le béton coffré non armé pour les tunnels réalisés de manière séquentielle, le revêtement étant alors exécuté indépendamment des opérations d'excavation et de soutènement.
- les voussoirs préfabriqués en béton armé, qui sont utilisés en cas de réalisation d'un tunnel circulaire à l'aide d'un tunnelier.
- La maçonnerie de moellons doit être citée pour mémoire, elle n'est plus utilisée dans les ouvrages actuels.

II.3.1 Les fonctions du revêtement

Vu la position la plus intrados dans un tunnel, le revêtement peut jouer plusieurs fonctions :

Fonction d'étanchéité :

- assurer l'étanchéité de surface (*béton coffré dont seuls les joints de reprise sont traités en joints d'étanchéité*).
- Dans le cas d'étanchéité d'intrados, joue le rôle d'un support.

Fonction mécanique :

C'est la fonction la plus traditionnelle du revêtement, conçu pour garantir la stabilité à long terme de l'ouvrage.

L'intrados d'un tunnel reste la seule partie visible. En fonction du type de tunnel, de sa géométrie, il convient de choisir un niveau de confort au quel contribuent la qualité des parements et leur éclairage.

Un revêtement lisse contribue à minimiser les pertes de charge, lorsque le tunnel possède un système de ventilation mécanique.

II.3.2 Règle de conception du revêtement

Il existe plusieurs règles de conception du revêtement dont les principales sont :

- Se rapprocher de la forme circulaire et adopter en tout point une géométrie qui ne concentre pas les efforts.
- Eviter les points anguleux dans la mise en place du revêtement.
- assurer la continuité du contact entre le terrain encaissant et le revêtement, (*ainsi ce contact augmente la capacité de transmission des efforts*).
- Optimiser les cadences du bétonnage, on optant pour un décoffrage rapide, tout en respectant la règle de résistance minimale.
- respecter la longueur maximale de plot de béton (*n'excédant pas les huit mètres*) en absence d'étanchéité à l'extrados du tunnel.
- calculer le revêtement définitif dans les cas statique et dynamiques, et retenir les sollicitations obtenues du cas le plus défavorable pour le calcul de ferrailage.

II.4 CONCLUSION

Il existe plusieurs méthodes d'exécution des tunnels, mais le choix de la méthode la plus adéquate dépend de plusieurs paramètres, vu le type de terrain traversé, la forme et les dimensions du profil transversal du tunnel sans oublier l'aspect économique qui est très important.

CHAPITRE III

EVALUATION DES CHARGES

III EVALUATION DES CHARGES [3]

III.1. ORIGINES ET TYPES DE PRESSION GEOLOGIQUE OU POUSSEES SOUTERRAINES

Les couches des roches naturelles, en particulier celle situées à grande profondeur, sont soumises à des charges dues, d'une part à leur poids propre, d'autre part, au poids des couches supérieures, ces charges engendrent des contraintes à l'intérieur du terrain.

La détermination de la poussée souterraine est un des problèmes les plus difficiles que l'on rencontre dans le domaine de science de l'ingénieur. Sa complexité ne réside pas seulement dans les difficultés que représente la définition de l'état de contrainte du milieu hétérogène, mais dans une plus grande mesure encore par l'influence déterminante qu'exercent sur les poussées rencontrées, la forme et les dimensions du souterrain excavé, ainsi que la méthode d'excavation, le genre de soutènement et l'intervalle du temps entre les travaux de dérochement et la pose de l'étayage.

On peut dire que les causes de la poussée souterraine peuvent être réparties dans les trois groupes suivants :

- a) Décompression de la masse rocheuse.
- b) Poids des masses du terrain situé au-dessus du tunnel et l'effet tectonique.
- c) Augmentation du volume de la roche, gonflement d'origine chimique ou physique.

Les effets énumérés ci-dessus peuvent être à l'origine de trois sortes de poussées :

- Poussées de détente
- Poussées géologiques
- Poussées de gonflement

III.1.1. Poussées de détente

La poussée de détente est un phénomène qui se produit juste après l'excavation d'une cavité, elle induit une diminution du champ de contrainte au voisinage de la cavité qui se traduit par une décompression du sol.

Dans la construction des tunnels, les causes de développement de la poussée de détente sont à rechercher avant tout dans les imperfections de l'excavation et, en deuxième lieu, dans celle de l'étayage. Son importance dépend donc surtout du soin apporté aux méthodes de travail.

Les risques d'accroissement de la poussée de détente se présentent avant la mise en place du soutènement provisoire. Plus en retard la pose du soutènement, plus on laisse de chance à l'évolution de la poussée de détente, dont le développement ne se fait qu'après un certain temps.

III.1.2. Poussées géologiques

Cette poussée est la manifestation directe de la pression géostatique perturbée par divers effets tectoniques. Elle apparaît, suite aux travaux d'excavations dans l'entourage du profil où l'augmentation des contraintes par rapport à leurs valeurs initiales, atteint des proportions qui dépassent la résistance de la roche non seulement en calotte mais aussi sur les pieds droits. Le processus de mouvement suscité par les travaux d'excavation débute au moment où à la suite du regroupement des poussées le long des pieds droits.

III.1.3. Poussées de gonflement

C'est dans quelques roches argileuses, que nous retrouverons sous certaines conditions, cette dernière forme de poussée souterraine.

Cette poussée peut être :

- Soit d'origine physique, due à l'écoulement des eaux interstitielles en direction de la masse rocheuse provoquant une augmentation de volume. Ce phénomène correspondant à une augmentation de la teneur en eau, se manifeste avant tout sur les faces non étayées et déchargées du souterrain, comme le front d'attaque et le radier.
- Soit d'origine chimique, due à une fixation d'eau dans les minéraux qui sont principalement des hydroxydes et des sulfates.

III.2. DETERMINATION DE LA PRESSION VERTICALE

III.2.1 Théorie de TERZAGHI

Cette théorie a été établie pour des tunnels construits dans des terrains granuleux, sec et sans cohésion, mais sa validité a été étendue aux terrains cohérents. Conformément à la réalité, il admet que le terrain ne comporte pas plus d'humidité que celle nécessaire, d'après les expériences, pour lui conférer une cohésion suffisante, permettant d'assurer sans soutènement la stabilité du front d'attaque d'une galerie de faibles dimensions.

Selon TERZAGHI la masse du sol qui entoure la galerie se déplacera déjà lors de l'excavation, et ce mouvement se poursuivra pendant toute la durée de la mise en place du soutènement dans le terrain complètement excavé.

Ces déplacements sont suffisamment importants pour qu'une série de surface de glissement fasse apparition. Il convient donc de définir la largeur de la masse de terrain qui se déplace dans le plan de la calotte de l'évidement, en partant d'un angle de frottement de $(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2})$ donnant l'inclinaison de la surface de glissement de la poussée active des terres. On aura donc :

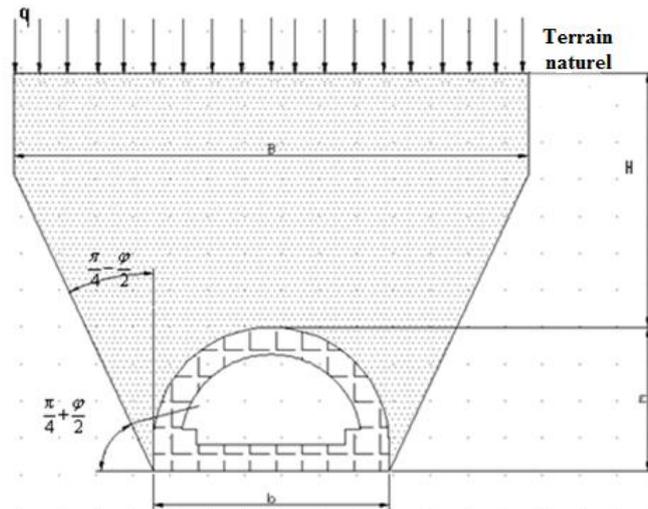


Figure III.1 : Hypothèses de base de la théorie de la poussée souterraine de TERZAGHI

$$B = b + 2y \times \operatorname{tg} \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \quad \text{Eq. (III. 1)}$$

Avec:

q : La surcharge en surface.

h : La couverture de terre.

y : La hauteur de l'excavation.

b : La largeur de l'excavation.

La contrainte verticale est donné par :

$$\sigma_v = \frac{B \times \gamma - 2c}{2K \times \operatorname{tg} \varphi} \left[1 - \exp \left(-\frac{2K \times H \times \operatorname{tg} \varphi}{B} \right) \right] + q \times \exp \left(-\frac{2K \times H \times \operatorname{tg} \varphi}{B} \right) \quad \text{Eq. (III. 2)}$$

c : cohésion du terrain.

φ: angle de frottement interne.

K : Coefficient de poussée active généralement égale à 1.

III.2.2 Théorie de BIERBAÜMER

BIERBAÜMER dans cette théorie admet que l'ouvrage est chargé par une masse de roche délimité par une parabole de hauteur $h = \alpha H$ et pour calculer le coefficient de réduction α en utilise une méthode selon laquelle la masse de rocher aura tendance à ce déplacer vers le bas suivant des surfaces de glissement inclinées à $\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right)$

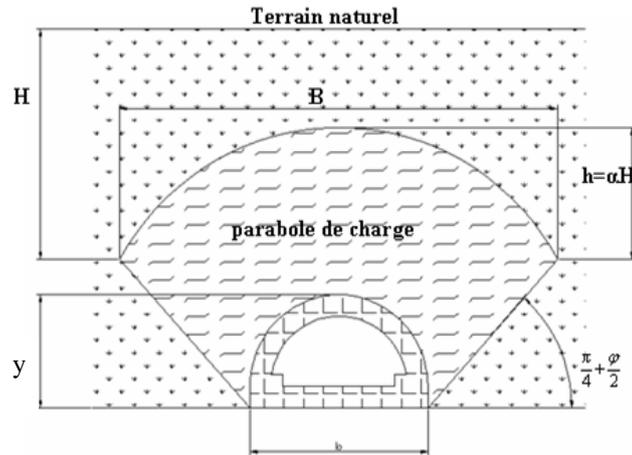


Figure III.2: Répartition de la poussée du souterrain selon BIERBAUMER

La contrainte verticale s'exerçant sur une surface de largeur B située au niveau de la calotte est égale à :

$$\sigma_v = \gamma \times H = \gamma \times \alpha \times h \quad \text{Eq. (III. 3)}$$

Avec :

H : Couverture du terrain.

h : Hauteur de la parabole de charge.

α : Coefficient de réduction.

Le coefficient de réduction α , possède des valeurs extrêmes :

- 1^{ère} cas : si la couverture du terrain est faible, donc $\alpha=1$
- 2^{ème} cas : si l'épaisseur de la couverture du terrain est moyen, ou ($H < 5B$), alors α dépend de la couverture.
- 3^{ème} cas : si l'épaisseur de la couverture du terrain dépasse plusieurs centaines de mètres, ou ($H > 5B$), α devient indépendant de la couverture.

D'où :

$$\alpha = \begin{cases} 1 & \text{Si } H \text{ est faible } (< 15 \text{ m}) \\ 1 - \frac{H \times \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)}{B} & \text{Si } 15 \text{ m} \leq H \leq 200 \text{ m} \\ \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) & \text{Si } H \text{ très grand } (H > 200 \text{ m}) \end{cases} \quad \text{Eq. (III. 4)}$$

$$B = \begin{cases} b + 2y \times \text{tg}\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) & \text{Section fer a cheval rectangulaire} \\ 2R \times \text{tg}\left(\frac{3\pi}{8} - \frac{\varphi}{4}\right) & \text{Section rectangulaire} \end{cases} \quad \text{Eq. (III. 5)}$$

B : Rayon de la section circulaire de la parabole de charge.

Dans la pratique la théorie de **BIERBAUMER** est utilisée sauf pour les tunnels situés à une grande profondeur.

III.2.3 Théorie des poids des terres

La charge verticale qui surmonte la voûte du tunnel est déterminée par une descente totale des couches se trouvant au-dessus de l'ouvrage. L'expression de la pression verticale est :

$$\sigma_v = \sum_{i=1}^n h_i \gamma_i + q \quad \text{Eq. (III.6)}$$

γ_i : Poids de la couche i .

h_i : Hauteur de la couche i .

q : surcharge à la surface.

Cette méthode est réputée pénalisante du fait qu'elle ne prend pas en compte l'effet de voûte, d'où un surdimensionnement de l'ouvrage.

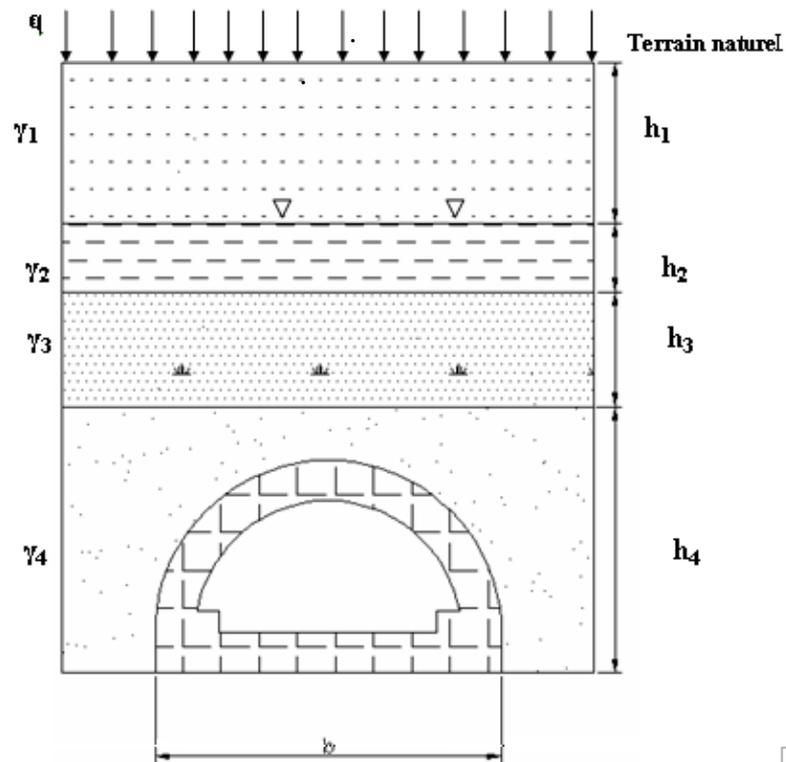


Figure III.3 : Théorie des poids des terres

III.2.4 Théorie de PROTODIAKONOV

PROTODIAKONOV admet l'existence d'une voûte naturelle située au-dessus du terrain excavé de forme parabolique de hauteur h_p et dont l'équilibre est assuré par les seuls efforts de compression agissant tout le long de la voûte.

La contrainte verticale est égale à :

$$\sigma_v = \gamma \times h_p \quad \text{Eq. (III. 7)}$$

Tel que

$$h_p = \frac{B}{2f} = \frac{B}{2tg\varphi} \quad \text{Eq. (III. 8)}$$

Avec B est la hauteur de la voûte, définie par l' Eq. (III. 1):

$$B = b + 2y \times tg\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$$

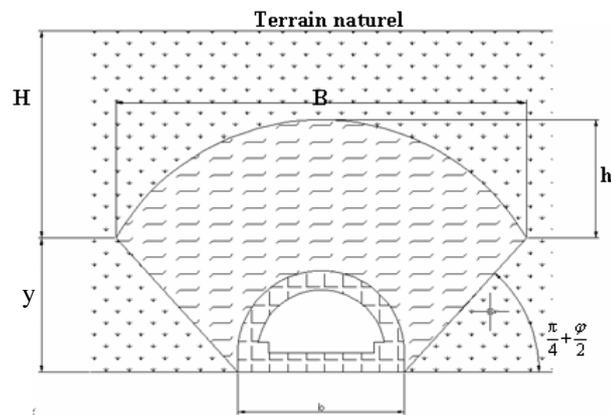


Figure III.4: Théories de PROTODIAKONOV

$$f = \begin{cases} tg\varphi & \text{Sol granuleux} \\ tg\varphi + \frac{c}{\sigma_c} & \text{Sol cohérent} (\sigma_c: \text{Résistance à la compression}) \\ \frac{\sigma_k}{100} & \text{Sol rocheux} (\sigma_k: \text{Résistance de dureté de la roche}) \end{cases} \quad \text{Eq. (III. 9)}$$

f : coefficient de résistance calculé pour différents terrains.

La méthode de **PROTODIAKONOV** est satisfaisante pour les tunnels situés à une profondeur H_c tel que :

$$\frac{B}{2f} < H_c < \frac{B}{f} \quad \text{Eq(III. 10)}$$

Le tableau suivant donne les valeurs du coefficient de la résistance f :

Tableau III.1: Coefficient de résistance des roches(*f*) selon *PROTODIAKONOV*

catégorie	Degré de résistance	Résistance à la rupture	Coefficient de la résistance <i>f</i>	Angle de frottement interne (°)
I	Résistance supérieure	200	20	87
II	Roches très résistantes	1500	15	85,5
III	Roches de bonne tenue	900	8	82
IV	Roche assez résistantes	550	6	75
V	Roches de résistance moyenne	350	3	70
VI	Roche assez inconsistantes	200	1,5	65
VII	Roches inconsistantes	200 à 150	1	50
VII	Terrains meubles	200 à 150	0,6	30

La théorie de *PROTODIAKONOV* ne tient pas compte de l'influence de la profondeur, elle estime que le poids de la masse se trouvant en clé de voûte est diminué par l'effet de frottement, c'est à dire que ce n'est pas toute la hauteur de couverture qui agira en charge.

La théorie de *TERZAGHI* quant à elle tient compte de l'influence de la profondeur et ceci en prenant toute la hauteur de couverture et ses caractéristiques.

III.3 EVALUATION DE LA PRESSION HORIZONTALE

Malgré que le but principal de l'examen des charges agissant sur le souterrain est de déterminer l'importance de la charge verticale, il n'est pas moins capital de connaître la grandeur des pressions latérales dont on a également besoin pour le calcul du profil.

L'influence de la poussée latérale peut donc dépasser celle de la pression verticale. En raison du rôle important attribuée aux effets de la déformation. Il convient donc de faire intervenir non seulement les propriétés du rocher et de la dimension de l'évidement, et encore la résistance de l'étayage latéral du terrain. Par ailleurs, les manifestations de tensions primitivement absorbées par la roche au cours de sa formation ont une influence plus considérable sur l'évolution des pressions latérales. De même, la pression géologique active et la pression de gonflement peuvent également exercer d'importante poussée sur les piédroits.

III.3.1 Théorie de TERZAGHI

D'après **TERZAGHI** la poussée peut être calculée de façon approximative comme suit :

Pour le cas général

$$\begin{cases} \sigma_h = 0,3\gamma \times (0,5y + H_p) \\ H_p = \frac{b}{2\sin\varphi} \end{cases} \quad \text{Eq. (III. 11)}$$

Pour les terrains granuleux et dans les ébouillis :

$$\sigma_h = \gamma \times H \times tg^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) \quad \text{Eq. (III. 12)}$$

H_p : étant la hauteur du noyau de détente.

Pour les roches de bonne tenue : la déformation latérale est nulle,

Donc :

$$\varepsilon_h = \frac{\sigma_h - \nu \times (\sigma_v + \sigma_h)}{E} = 0 \quad \text{Eq. (III. 13)}$$

D'où

$$\sigma_h = \sigma_v \times \frac{\nu}{1 - \nu} \quad \text{Eq. (III. 14)}$$

ν : coefficient de pression.

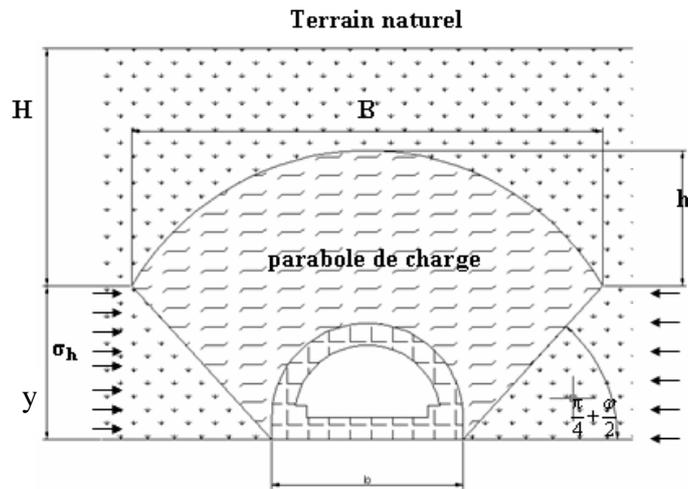


Figure III.5 : Théorie de TERZAGHI

III.3.2 L'expérience soviétique

La base de cette expérience est que la poussée latérale doit être prise en la considérant comme une répartition trapézoïdale. Sa grandeur devra être déterminée en fonction de deux valeurs extrêmes au niveau de la calotte ainsi qu'au niveau du radier.

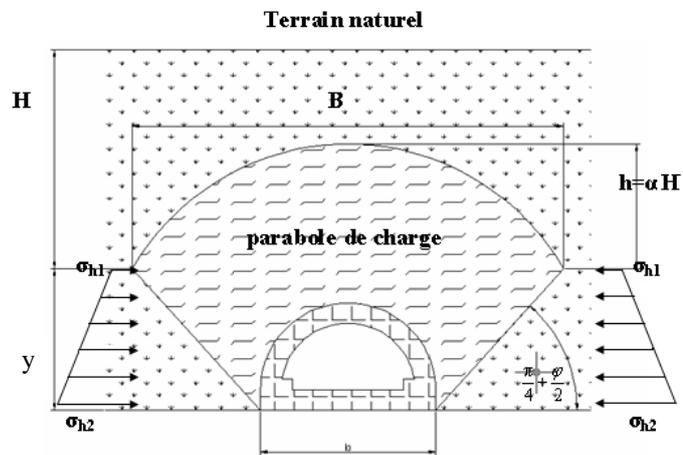


Figure III.6 : L'expression SOVIETIQUE

La poussée latérale spécifique au niveau de la calotte est :

$$\sigma_{h1} = \gamma \times h_p \times tg^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - 2c \times tg \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \quad \text{Eq. (III. 15)}$$

La poussée latérale au niveau du radier est :

$$\sigma_{h2} = \gamma \times (y + h_p) \times tg^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - 2c \times tg \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \quad Eq. (III. 16)$$

Avec :

$$h_p = \frac{b}{\sin(2\varphi)} \quad Eq. (III. 17)$$

III.3.3 Théorie de PROTODIAKONOV

La pression horizontale active au niveau de la calotte selon COULOMB-RANKINE est donnée par l' Eq. (III. 19) et l'Eq. (III. 20)

$$\sigma_h = \gamma \times y \times tg^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \left[\frac{2}{3tg\varphi} \times b + y \times tg \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) + \frac{y}{2} \right] \quad Eq. (III. 18)$$

III.3.4 Méthode de COULOUMB-RANKINE

Ces deux chercheurs admettent que la poussée horizontale est à répartition trapézoïdale et en fonction de la charge verticale, elle est donnée par les formules suivantes :

Au niveau de la calotte :

$$\begin{cases} \sigma_{h1} = K_a \sigma_v & \text{A court terme, (soutènement provisoire)} \\ \sigma_{h1} = K_0 \sigma_v & \text{A long terme, (revêtement définitif)} \end{cases} \quad Eq. (III. 19)$$

σ_v : Contrainte verticale de **TERZAGHI**.

$$\begin{cases} K_a = tg^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) & \text{Coefficient de poussées actives} \\ K_0 = (1 - \sin\varphi) X_1 \times X_2 \times X_3 & \text{Coefficient des terres au repos} \end{cases} \quad Eq. (III. 20)$$

Où :

X_1 : Coefficient d'influence de la cohésion du terrain.

X_2 : Coefficient d'influence de la genèse du terrain.

X_3 : Coefficient rhéologique.

Les valeurs de X_1, X_2, X_3 sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau III.2 : théorie de COULOUMB-RANKINE

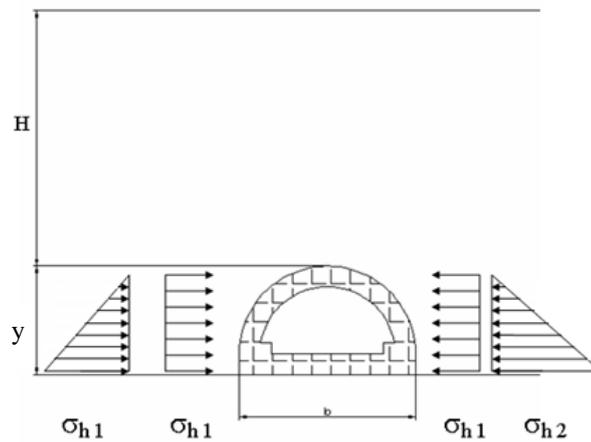
Nature du terrain	X1	X2	X3
Remblais	1,00	1,00	1,00
Argile	0,70	1,00	0,50
Sable	1,00	1,00	1,00
Marne	0,70	1,00	0,70

Au niveau du radier :

$$\sigma_h = \sigma_{h1} + \sigma_{h2} \quad \text{Eq. (III. 21)}$$

Tel que :

$$\sigma_{h2} = \gamma \times y \times tg^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - 2ctg \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \quad \text{Eq. (III. 22)}$$

**Figure III.7 : Méthode de COULOMB-RANKINE**

III.4 EVALUATION DE LA PRESSION AGISSANT AU NIVEAU DU RADIER

La poussée géologique et de gonflement se manifestent aussi bien au radier qu'aux pieds droits. Dans la pratique, c'est surtout dans les terrains inconsistants et plus particulièrement dans les sols plastiques et les argiles saturées d'eau que l'on doit faire face au problème de la poussée sous radier.

Si les contraintes géostatiques ainsi libérées lors de l'excavation sont importantes, la zone décomprimée peut intéresser un grand volume et entraîner le fluage du terrain de bas en haut vers l'intérieur de la galerie.

Plusieurs chercheurs ont tenté de définir ce phénomène. Nous en exposerons deux des plus importantes méthodes à savoir celle donnée par TSIMBARIEVITCH et celle donnée par TERZAGHI.

III.4.1 Méthode de TSIMBARIÉVITCH

Ce chercheur se base sur les conditions d'équilibre du radier dans une tranchée étayée. Il part de l'idée que sous l'effet de la poussée verticale exercée par les masses de terrains latérales, un coin du radier aura tendance à se déplacer vers l'intérieur de l'excavation, ce déplacement étant équilibré par l'effet de butée des terrains situés sous l'évidement.

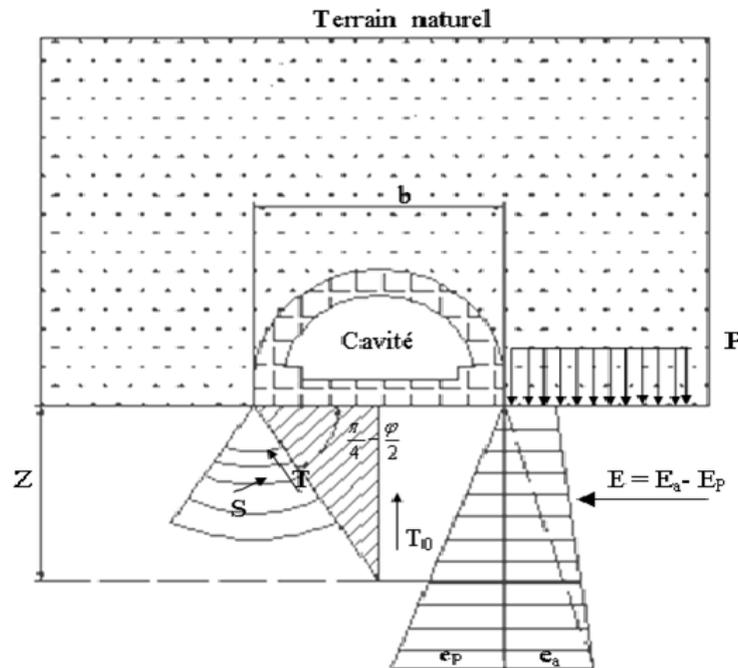


Figure III.8 Calcul des poussées au niveau du radier d'après TSIMBARIÉVITCH

Où la poussée des terres égale la butée ($E_a = E_p$), la profondeur Z est égale à :

$$Z = \frac{P \times K_a - 2c \times (\sqrt{K_p} - \sqrt{K_a})}{\gamma \times (K_a - K_p)} \quad \text{Eq. (III. 23)}$$

La valeur de la poussée des terres (*poussée active*) sera :

$$E_a = (P + \gamma \times Z) \times tg^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - 2c \times tg \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \quad \text{Eq. (III. 24)}$$

Simultanément à la même profondeur Z , la grandeur de la butée des terres (*poussée passive*) sera :

$$E_p = \gamma \times Z \times tg^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) - 2c \times tg \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) \quad \text{Eq. (III. 25)}$$

Avec

$$K_a = \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi} = \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{4} \right) \quad \text{Eq. (III.26)}$$

$$K_p = \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{4} \right) \quad \text{Eq. (III.27)}$$

$$P = \sum_{i=1}^n h_i \gamma_i + q_i \quad \text{Eq. (III.28)}$$

K_a : Coefficient de poussée des terres

K_p : Coefficient de butée des terres

La résultante des efforts agissant en direction de l'excavation sera :

$$E = E_a - E_p = \frac{\gamma \times Z}{2} \times (Z + 2H) \times \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - \frac{1}{2} \gamma \times Z^2 \times \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) \quad \text{Eq. (III.29)}$$

L'effort horizontal agissant dans le sens de l'excavation peut être décomposé en deux composantes T parallèle et S perpendiculaire à la série des plans de glissements.

$$T = E \times \cos \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \quad \text{Eq. (III.30)}$$

$$S = E \times \sin \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \quad \text{Eq. (III.31)}$$

En tenant compte du fait que le déplacement du terrain est provoqué par des efforts venant des deux côtés on obtient une résultante T_0 :

$$T_0 = \frac{2E}{\cos \varphi} \times \sin^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \quad \text{Eq. (III.32)}$$

La résultante T_0 exerce son action dans l'axe central et elle est verticale. Cette pression dirigée vers le haut est équilibrée soit par une sur charge q, soit par une forme en contre voûte du radier, la charge q doit être répartie sur une longueur « Y » calculée par l'équation suivante :

$$Y = \frac{Z}{\operatorname{tg} \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)} \quad \text{Eq. (III.33)}$$

Ainsi la contrainte provoquée sous le radier est

$$\sigma = \frac{T_0}{Y} = \frac{T_0}{Z} \times \operatorname{tg} \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \quad \text{Eq. (III. 34)}$$

Vérification du non soulèvement :

Il faudrait s'assurer également que l'on ne doit pas dépasser l'état limite de rupture au niveau du radier donné par la relation suivante :

$$\sigma = \frac{T_0}{Y} \leq \left[\frac{4c}{(1-\sin \varphi)} \right] (2 + \sin \varphi) \cos \varphi \quad \text{Eq. (III. 35)}$$

III.4.2 Méthode de TERZAGHI

Selon **TERZAGHI** l'expérience a démontré que l'ordre de grandeur de la pression au niveau du radier est approximativement la moitié de la pression à la calotte, la poussée latérale étant à peu près au niveau de cette valeur.

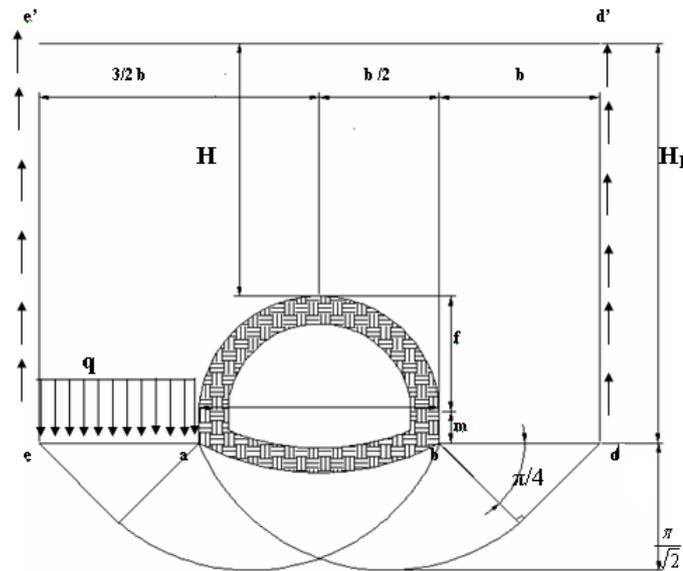


Figure III.9: Calcul des poussées au niveau du radier d'après TERZAGHI

Pour un terrain à cohésion parfaite où $c \neq 0$ et $\varphi = 0$, l'effort agissant sur le plan est :

$$Q_0 = \left(\frac{b \times \gamma}{2} \right) \left(3H_1 - y - \frac{2f}{3} \right) - H_1 \times c \quad \text{Eq. (III. 36)}$$

La résistance d'une bande de terrain de largeur $e_a = b$ est :

$$Q = P_{max} \times b = (2 + \pi) \times c \times b \quad \text{Eq. (III. 37)}$$

La sécurité sera donc exprimée par le rapport suivant :

$$n = \frac{Q}{Q_0} = \frac{2c \times (2 + \pi)}{\gamma \times \left[H_1 \left(3 - \frac{2c}{b \times \gamma} \right) - \frac{2f}{3} - y \right]} \geq 1,5 \quad \text{Eq. (III. 38)}$$

Pour un terrain granuleux sans cohésion où $c = 0$ et $\varphi \neq 0$, la résistance au cisaillement agissant le long des plans de glissements verticaux sera égale à :

$$Q_0 = \left(A + \frac{b}{2} \right) \times H_1 \times \gamma - \frac{b \times y \times \gamma}{2} - \frac{b \times f \times \gamma}{3} - \frac{\gamma}{2} \times H_1^2 \times \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \text{tg} \varphi \quad \text{Eq. (III. 39)}$$

A: La largeur de la zone a_e

$$A = H_1 \times \text{tg} \varphi \times \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - \frac{b}{H_1} \left(H_1 - y - \frac{2f}{3} \right) > 0 \quad \text{Eq. (III. 40)}$$

La charge de rupture exprimant la résistance du terrain pour le cas de $c=0$ s'écrit sous la forme suivante :

$$Q = A^2 \times \gamma \times n_0 \quad \text{Eq. (III. 41)}$$

Où n_0 est le coefficient de résistance empêchant le glissement du terrain qui est en fonction de φ , peut être tiré du tableau ci-dessus :

Tableau III.3 : Coefficient de résistance n_0 en fonction de φ

φ°	0°	10°	20°	25°	30°	35°	40°	44°	48°
n_0	0	1	5	10	20	40	140	260	780

NB : Si $A=0$, la sécurité vis à vis du glissement du radier sera inexistante, il faudra donc prendre le soin de mettre en place un étayage.

III.5 Evaluation des pressions hydrostatiques

Le revêtement d'un ouvrage est plus imperméable que le terrain considéré, la pression hydrostatique est calculée généralement le long de la moyenne du revêtement.

Il est souvent commode de décomposer ces poussées comme suit:

- une pression uniforme sur le pourtour du tunnel égale à la pression qui s'exerce au sommet de la voûte et n'engendre qu'un effort normal de compression.
- une pression triangulaire proportionnelle à la profondeur.

NB : Dans le cas où on prend en compte les charges hydrostatiques, toutes les charges décrites dans les paragraphes précédents doivent être calculées à partir du poids déjaugé des terrains situés dans la nappe phréatique.

III.6 Charges et sur charges

III.6.1 Charges intérieures

On néglige généralement les charges dues au poids ou à la vitesse des véhicules circulant à l'intérieur du tunnel. C'est la raison pour laquelle, à l'exception d'ouvrage soumis à des forces intérieures (*comme les galeries d'eau, réservoirs de gaz souterrain*) les charges intérieures ne sont pas prises en considération, et cela d'autant plus que ces charges travaillent dans le sens contraire des charges extérieures.

Du point de vue de la sécurité du dimensionnement, l'état vide est l'état la plus dangereux.

III.6.2 Charges extérieures

C'est les charges provenant du poids de bâtiments et de véhicules circulant à la surface qui peuvent avoir une certaine influence sur le dimensionnement. Cependant ils ne doivent être pris en considération que s'il s'agit des tunnels à faible couverture.

III.7 CONCLUSION

Le choix de la méthode dépend de plusieurs paramètres tels que les caractéristiques hydrogéologiques et géotechniques du site ainsi que la géométrie du tunnel projeté.

CHPITRE IV

DIMENSIONNEMENT

IV DIMENSIONNEMENT

IV.1 SOUTÈNEMENT PROVISOIRE [4]

Le soutènement provisoire sera un soutènement agissant comme support, la reprise de charge aux naissances de la calotte peut être réalisée grâce à l'utilisation de cintres avec « Jambes de forces ». La reprise en sous-œuvre des cintres de voûte ne sera pas nécessaire dans les roches dures, elle pourrait par contre, s'avérer être indispensable dans les roches tendres et dans les zones broyées si le comportement du massif venait à ne pas correspondre aux hypothèses prises en compte dans le choix de la méthode et dans les calculs en pareille circonstance, la fermeture du cintre en radier serait nécessaire.

IV.1.1 Hypothèses de calcul

Hypothèse 1

Prise en considération de la réaction élastique du sol. Le soutènement provisoire se déforme sous l'action des charges extérieures. Dans les zones où les déformations du soutènement sont orientées vers l'extérieur du tunnel, apparaît la réaction élastique du sol.

Hypothèse 2

Deux systèmes de charges alternatifs(A) et (B) à savoir :

(A) \Rightarrow $\left\{ \begin{array}{l} \text{charges verticales et charges horizontales} \\ \text{la réaction élastique du sol correspondant} \end{array} \right.$

NB : on dit sol élastique si $\sigma_0 < \frac{\sigma_c}{2}$ avec :

σ_0 : Contrainte initiale.

σ_c : Résistance de compression simple.

(B) \Rightarrow $\left\{ \begin{array}{l} \text{charges verticales} \\ \text{la réaction élastique du sol correspondant} \end{array} \right.$

NB : on peut négliger les charges horizontales si le temps de mise en place du soutènement est retardé convenablement car les poussées horizontales seraient minimales.

Hypothèse3

On adopte les charges verticales comme uniformes et symétriques et on néglige les charges verticales asymétriques en cas de grande profondeur du tunnel.

Les valeurs des charges verticales symétriques ont été établies en admettant que la création de la voûte naturelle décharge le soutènement provisoire du tunnel.

$$B = b + 2y \times \operatorname{tg} \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \quad \text{Eq. (IV. 1)}$$

B : La largeur de décharge.

b : largeur d'excavation.

m : hauteur d'excavation.

φ : Angle de frottement interne.

IV.1.2 Détermination des efforts

La voûte supérieure est calculée comme un arc porteur encastré à ses extrémités. Les charges agissant sur l'arc, provenant du poids propre et de la pression souterraine sont considérées comme uniformément réparties.

$$P_v = \frac{Q + Q_0 + \Delta G}{l} \quad \text{Eq. (IV. 2)}$$

P_v : Pression verticale.

Q : Poids total de l'arc.

Q_0 : Partie uniformément répartie de la pression géologique.

ΔG : Partie de la charge d'intensité variable.

On peut admettre en première approximation que la pression verticale se répartie uniformément sur la portée de l'arc mesurée dans l'axe.

La charge horizontale sera calculée à partir de la poussée verticale en se basant sur la relation de COULOMB-RANKINE.

$$e_0 = \left(\sum_{i=1}^n \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \right) - 2c \sqrt{tg^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)} \quad \text{Eq. (IV. 3)}$$

$$e_1 = (H + f) \times \gamma_h \times K_a - 2c \sqrt{K_a} \quad \text{Eq. (IV. 4)}$$

$$K_a = tg^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \quad \text{Eq. (IV. 5)}$$

Tel que:

e_0 : la charge horizontale en clé de voûte.

K_a : coefficient de poussée active.

e_1 : la charge horizontale en pied de longrine.

f: dimension (voir **Figure IV.1.**).

H: la hauteur de la couverture.

q: la charge d'exploitation.

c: la cohésion.

φ : Angle de frottement interne.

h: la hauteur de la couche.

γ_h : Poids volumique humide.

Les différentes dimensions sont déterminées d'après les formules suivantes :

$$\begin{cases} r = R \\ r_k = R + \frac{e}{2} \\ r_b = R - \frac{e}{2} \end{cases} \quad \text{Eq. (IV. 6)}$$

$$\begin{cases} f = r(1 - \cos\varphi_0) \\ f_k = r_k(1 - \cos\varphi_0) \\ f_b = r_b(1 - \cos\varphi_0) \end{cases} \quad \text{Eq. (IV. 7)}$$

$$\begin{cases} l = 2(r \times \sin\varphi_0) \\ l_k = 2(r_k \times \sin\varphi_0) \\ l_b = 2(r_b \times \sin\varphi_0) \end{cases} \quad \text{Eq. (IV. 8)}$$

Avec $\varphi_0 = 60^\circ$

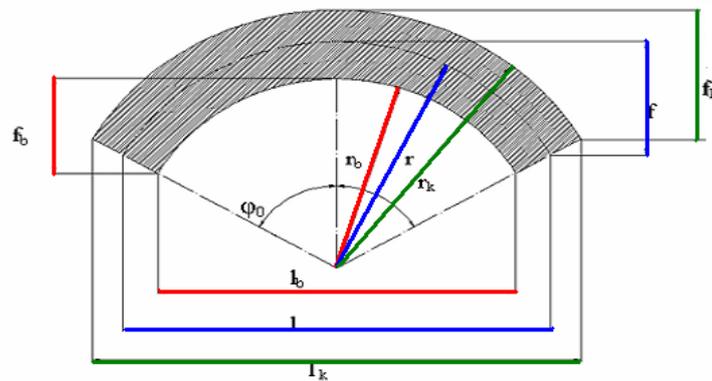


Figure IV.1 : Représentation de dimensions utilisées dans le soutènement provisoire

Comme approximation supplémentaire, on admet qu'au lieu d'une répartition trapézoïdale, la pression se répartie uniformément:

$$e = \frac{e_0 + e_1}{2} \quad \text{Eq. (IV. 9)}$$

On admet comme valeur de la pression horizontale:

$$P_h = e \times \frac{f_k}{f} \quad \text{Eq. (IV. 10)}$$

P_h : La pression horizontale.

IV.1.3 Réactions d'appuis

Les réactions au niveau de naissance seront calculées en fonction du rapport de dimension (f/l) en utilisant le tableau suivant :

Tableau IV.1 : Les coefficients des réactions des appuis

Rapport f/l	Moments à la naissance		Poussée à la naissance	
	α_m	β_m	α_h	β_h
0,10	0,00120	-0,00120	1,2750	-1,2750
0,20	0,00425	-0,00425	0,6335	-0,6335
0,30	0,01010	-0,01010	0,4415	-0,4415
0,40	0,01748	-0,01748	0,3385	-0,3385
0,50	0,02668	-0,02668	0,2801	-0,2801

Pour la charge verticale

$$\begin{aligned}
 M_v &= \alpha_m P_v l^2 \\
 H_v &= \alpha_h P_v l \\
 V_v &= P_v \frac{l}{2} \\
 N_v &= \sqrt{H_v^2 + V_v^2}
 \end{aligned}
 \quad \text{Eq. (IV. 11)}$$

Pour la charge horizontale

$$\begin{aligned}
 M_h &= \beta_m P_h l^2 \\
 H_h &= \beta_h P_h l \\
 V_h &= 0
 \end{aligned}
 \quad \text{Eq. (IV. 12)}$$

Les sollicitations cumulées seront

$$\begin{aligned}
 M_f &= M_h + M_v \\
 H_f &= H_h + H_v \\
 V_f &= V_h + V_v
 \end{aligned}
 \quad \text{Eq. (IV. 13)}$$

Pour assurer la sécurité de l'ouvrage, il faut que les contraintes soient contrôlées à la naissance, l'influence favorable de la charge horizontale étant négligée.

En possédant les valeurs du moment et de l'effort normal, les contraintes du cintre peuvent être vérifiées à l'aide de la relation suivante :

$$\sigma_{naissance} = \frac{N_v}{A_s} \pm \frac{M_v}{W_s} < \sigma_e \quad \text{Eq. (IV. 14)}$$

IV.1.4 Répartition des efforts internes entre les cintres métalliques et la voûte en béton Projeté

IV.1.4.1 Rigidités des cintres métalliques

La compression

$$E_s A'_s = \frac{E_s A_s}{a} \quad \text{Eq. (IV. 15)}$$

Tel que :

$E_s A'_s$: Rigidités des cintres à la compression avant mise en place.

$E_s A_s$: Rigidités des cintres à la compression après mise en place.

a : Dimension entre deux axes de cintre.

E_s : Module d'élasticité de l'acier.

A_s : Section de profile en acier.

La flexion

$$E_s I'_s = \frac{E_s I_s}{a} \quad \text{Eq. (IV. 16)}$$

$E_s I'_s$: Rigidités des cintres à la flexion avant mise en place.

$E_s I_s$: Rigidités des cintres à la flexion après mise en place.

I_s : Moment d'inertie du profilé.

IV.1.4.2 Rigidités de la voûte en béton projeté

La compression

$$E_b A'_b = \frac{E_b A_b}{a} = \theta_n E_s A_s \quad \text{Eq. (IV. 17)}$$

$E_b A_b$: Rigidités du béton projeté avant mise en place.

$E_b A'_b$: Rigidités du béton projeté après mise en place.

E_b : Module d'élasticité de béton projeté.

A_b : Section de béton projeté.

θ_n : Coefficient d'équivalence de l'effort normal.

A_s : Section de profilé en acier.

La flexion

$$E_b I'_b = \frac{E_b I_b}{a} = \theta_m E_s I_s \quad \text{Eq. (IV. 18)}$$

I_b : Moment d'inertie de la section en béton projeté.

θ_m : Coefficient d'équivalence du moment de flexion.

IV.1.4.3 Les efforts agissant sur chaque élément de soutènement :

Dans les cintres

$$M_s = \frac{3}{3+\theta_m} M \quad N_s = \frac{3}{3+\theta_n} N \quad T_s = \frac{3}{3+\theta_n} T \quad \text{Eq. (IV.19)}$$

Dans le béton projeté

$$M_b = \frac{\theta_m}{3+\theta_m} M \quad N_b = \frac{\theta_n}{3+\theta_n} N \quad T_b = \frac{\theta_n}{3+\theta_n} T \quad \text{Eq. (IV.20)}$$

IV.2 REVETEMENT DEFINITIF

Les méthodes de vérification du revêtement reposent sur la comparaison des sollicitations appliquées et des sollicitations admissibles. Sollicitations appliquées pouvant être déterminées selon différentes procédures de calcul et à partir d'hypothèses de combinaisons d'actions.

NB : Les différentes vérifications du soutènement provisoire et le dimensionnement du revêtement définitif seront développés dans **le chapitre V**

IV.3 METHODE CONVERGENCE-CONFINEMENT [5]

IV.3.1 Introduction

Au stade des études préliminaires, on dimensionne fréquemment les ouvrages souterrains, à partir des classifications des massifs rocheux. Ces méthodes sont, en effet, rapides d'emplois, donc économiques. Ils existent de nombreuses méthodes de classification basées sur différents paramètres géotechniques. C'est le choix de ces paramètres et la façon de les utiliser pour le dimensionnement de l'ouvrage qui font les différences d'une méthode à l'autre.

Il existe plusieurs méthodes de dimensionnement du soutènement qu'on peut classer en trois catégories :

Méthodes métrologiques

On peut citer trois méthodes

- Pression sur le soutènement.
- Contrainte dans le soutènement.
- Mouvement du massif.

Méthodes empiriques

Les plus utilisés sont celles de

- Dejean Raffoux.
- M. Protodiakonov.
- A.F.T.E.S.
- Barton et Al.
- Z.Bieniaswski.
- D.Deer.
- Lauffer.
- Terzaghi.

Méthodes analytiques et numériques

- Réactions hyperstatiques.
- Intégrales frontières.
- Éléments finis.
- Différence finis.
- Blocs rigides.
- Éléments distincts.

- Convergence-confinement.

Dans ce chapitre on s'intéresse à la méthode convergence-confinement.

IV.3.2 Méthode convergence-confinement

La méthode s'intéresse au dimensionnement des tunnels soutenus. Pour une géométrie et un phasage de creusement et de pose du soutènement donné, les calculs de soutènement consistent notamment à déterminer l'effort de poussée du massif sur le revêtement à l'équilibre.

De façon générale, le problème du tunnel soutenu a deux particularités importantes :

- il est essentiellement tridimensionnel, à proximité du front de taille les champs de déplacement et de contrainte sont complexes ;
- d'autre part, c'est un problème couplé, car il s'agit d'étudier l'interaction entre le soutènement d'une part et le massif percé du tunnel d'autre part.

L'application de concepts simples empruntés à la méthode de convergence-confinement permet de découpler le problème et de l'étudier en condition de déformations planes.

IV.3.3 Les hypothèses de la méthode

- le tunnel est profond et de section circulaire.
- le massif creusé a un comportement homogène et isotrope, soumis au champ de contrainte géostatique.
- le gradient de pesanteur est négligé (Le creusement est considéré à grande profondeur).
- le soutènement du tunnel, posé à une distance constante du front de taille, est également considéré comme ayant un comportement homogène et isotrope.

Avec ces hypothèses, le problème admet une symétrie cylindrique, ou axisymétrique. Une autre symétrie, fort utile à la simplification de l'étude est souvent constatée : le problème est à déformation plane si les deux conditions suivantes sont vérifiées :

- Le front de taille est loin de la section étudiée ;
- La vitesse d'avancement V du front et du soutènement est constante (condition nécessaire seulement si les lois de comportement dépendent du temps, comme la viscoplasticité).

En ce cas, le champ de déplacement est uniquement radial et les grandeurs mécaniques ne dépendent que du temps t et de la distance r du point à l'axe du tunnel. Lors des phases de creusement et de pose du soutènement, le problème est tridimensionnel (axisymétrique avec les hypothèses posées) : la poussée P_i du massif sur le revêtement dépend de la distance x de la section d'étude au front.

IV.3.4 Les principes généraux de la méthode convergence-confinement

Contrairement aux autres méthodes, la méthode convergence-confinement privilégie l'aspect tridimensionnel des déformations du terrain. Elle n'étudie non pas le comportement du soutènement sous l'action de charges représentatives du terrain, mais le comportement du terrain sous l'action d'une pression intérieure fictive, dite pression de confinement.

Considérons une section plane d'un terrain dans lequel on souhaite creuser une galerie circulaire. Ce terrain est soumis à une contrainte naturelle correspondant à un état initial hydrostatique P . Le déplacement radial u des parois de la galerie non encore excavée est évidemment nul. Pour modéliser l'excavation de la galerie, nous supposons d'abord la cavité remplie d'un liquide à une pression P_i correspondant à l'état initial hydrostatique P .

IV.3.4.1 Comportement du massif

En diminuant la pression P_i , on provoque un déplacement radial u correspondant à la décompression du massif. Cette pression P_i est diminuée depuis la valeur P jusqu'à la pression nulle. Dans un premier temps, le comportement du terrain est élastique linéaire et la courbe de pression déplacement est linéaire. Dans un second temps, lorsque le critère de résistance du matériau du massif est atteint sur les parois de la cavité, une zone décomprimée apparaît autour du tunnel. Elle s'étend vers l'intérieur du massif au fur et à mesure que la pression P_i décroît. La courbe est appelée courbe caractéristique du massif excavé.

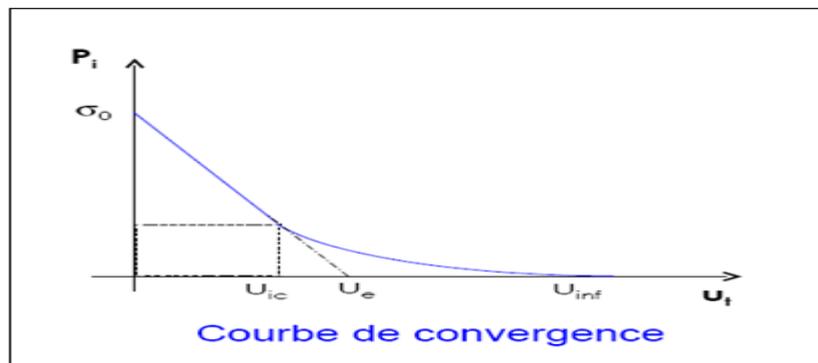


Figure IV.2 : Courbe de convergence

IV.3.4.2 Comportement du soutènement

Avec le même système d'axes, nous pouvons aussi représenter le déplacement radial du soutènement en fonction de la pression extérieure P_i qui lui est appliquée. Sa courbe caractéristique est une droite si nous supposons que son comportement est élastique linéaire. Son origine est décalée de la valeur u_{s0} pour tenir compte de la convergence qui s'est déjà produite lors de sa mise en place.

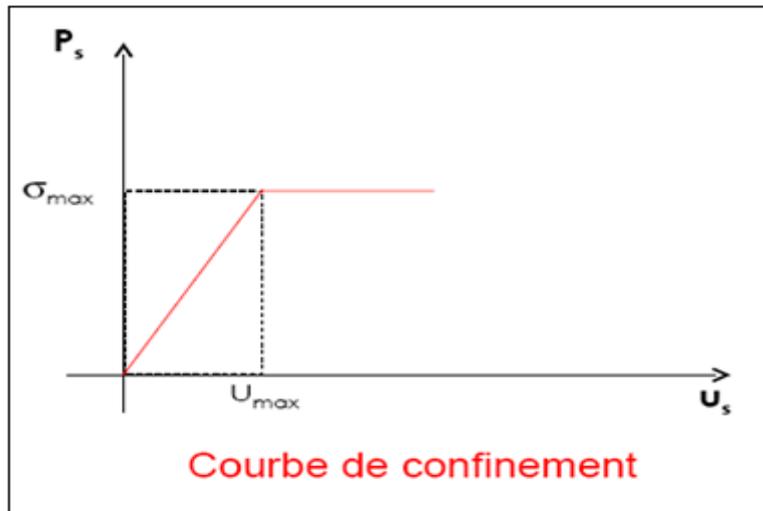


Figure IV.3 : Courbe de confinement

IV.3.4.3 L'équilibre final

L'équilibre final qui permet de déterminer la pression de soutènement, est obtenu en superposant les deux courbes caractéristiques sur un même graphique. Le point d'intersection définit le point d'équilibre.

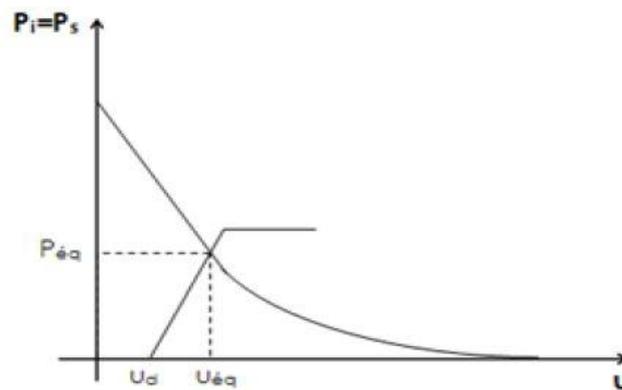


Figure IV.4 : Courbe convergence-confinement

IV.3.5 Principes de calcul

Etape n°1: Courbe caractéristique du massif

Le calcul est fait d'abord pour la phase élastique, à partir de $\lambda = 0$ ($\sigma_R = \sigma_0$). Quand le taux de déconfinement dépasse la frontière élastique, puis dans la phase élastoplastique jusqu'à $\lambda=1$. Au début du calcul, les paramètres caractéristiques suivants de la courbe de terrain sont calculés :

$$R_c = \frac{2 \times c \times \cos\varphi}{1 - \sin\varphi} \quad \text{Eq. (IV. 21)}$$

R_c : la résistance en compression simple du terrain

c : cohésion.

φ : angle de frottement.

k_p : coefficient de butée

$$K_p = \frac{1 + \sin\varphi}{1 - \sin\varphi} = \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right) \quad \text{Eq. (IV.22)}$$

- Si $\sigma_0 < \frac{R_c}{2}$: le creusement n'entraîne que des déformations élastiques ; La courbe caractéristique du terrain est une droite qui recoupe l'axe des déplacements en un point d'abscisse :

$$u_e = \frac{1 + \nu}{E} \times R \times \sigma_0 \quad \text{Eq. (IV.23)}$$

E : module de Young,

ν : coefficient de poisson,

R : rayon de l'excavation,

σ_0 : contrainte initiale du massif.

- Si $\sigma_0 > \frac{R_c}{2}$ c'est le cas qui représente la fin de l'élasticité ; la pression d'apparition à la paroi de l'excavation d'une zone en état limite de rupture s'exprime par l'expression suivante :

$$P_a = \sigma_0 \times (1 - \sin\varphi) - c \times \cos\varphi = \left(\sigma_0 - \frac{R_c}{2}\right) (1 - \sin\varphi) \quad \text{Eq. (IV.24)}$$

Le taux de déconfinement à l'apparition de la rupture vaut :

$$\lambda_a = \frac{\sigma_0 - P_a}{\sigma_0} = \frac{K_p - 1 + \frac{\sigma_c}{\sigma_0}}{K_p + 1} \quad \text{Eq. (IV.25)}$$

Le déplacement de la paroi à l'apparition de la rupture vaut :

$$u_a = \lambda_a \times u_e \quad \text{Eq. (IV.26)}$$

- Pour $p_a < p < \sigma_0$, la courbe caractéristique est une droite.
- Pour $p_a > p$, calcul de la courbe point par point selon la loi de comportement choisie. Par exemple (M.PANET) :

$$u(\lambda) = \frac{1 + \nu}{E} \lambda_a \sigma_0 \frac{1}{1 + \alpha} \left[2 \left(\frac{r_p(\lambda)}{R} \right)^{1+\alpha} - 1 + \alpha \right] R \quad \text{Eq. (IV.27)}$$

$$\frac{r_p(\lambda)}{R} = \left[\frac{2}{K_p + 1} \frac{(K_p - 1)\sigma_0 + R_c}{(1 - \lambda)(K_p - 1)\sigma_0 + R_c} \right]^{\frac{1}{K_p - 1}} \quad \text{Eq. (IV.28)}$$

- Si $\alpha = 1$ la déformation se fait à volume constant.

- Si $\alpha > 1$ la déformation se fait avec une augmentation de volume, le milieu est dilatant.

S'il y a lieu on peut distinguer les pieds droits et voûte en tenant compte du poids de la zone décomprimée :

- En voûte

$$P' = P + \gamma(r_p - R) \quad Eq. (IV. 29)$$

- En pieds droits

$$P' = P \quad Eq. (IV. 30)$$

Lorsque les caractéristiques du terrain évoluent avec le temps, on trace deux courbes enveloppes, l'une avec les caractéristiques à court terme du terrain, l'autre avec les caractéristiques à long terme.

Etape n°2 : Convergence acquise à la paroi au moment de la mise en place du soutènement

Cette valeur donne le point de départ de la courbe caractéristique du soutènement, elle est généralement plus du tiers du déplacement élastique à $P=0$:

$$u_{s0} > 0.265u_e \quad Eq. (IV. 31)$$

Etape n° 3 : Courbe caractéristique du soutènement

Pour réaliser cette courbe il faut déterminer la raideur du soutènement (k_b) choisi et la pression maximale de soutènement (" P_b max" état limite admissible ou état limite de rupture), puis tracer la courbe.

Dans le cas d'un revêtement cylindrique mince de module E_b et d'épaisseur e :

$$K_s = E_b \times \frac{e}{R} \quad Eq. (IV. 32)$$

$$P_b^{max} = \sigma_{bmax} \times \frac{e}{R} \quad Eq. (IV. 33)$$

σ_{bmax} : La contrainte limite admissible du béton.

Etape n°4 : Equilibre final

L'intersection de la courbe caractéristique du terrain et de la courbe caractéristique du soutènement donne le point d'équilibre. Ainsi, en faisant varier les caractéristiques (dimension et écartement des boulons, épaisseur du béton projeté, dimension et écartement des cintres) et les hypothèses de pose (distance du front de taille à laquelle ils sont mis en place) on peut en déduire le soutènement optimal compte tenu des convergences maximales acceptables.

IV.3.6 Conclusion

On obtient ainsi par la méthode convergence-confinement, dans la mesure où les caractéristiques du terrain sont relativement homogènes et suffisamment connues, un ensemble de documents prévisionnels qui oriente le choix initial du mode de soutènement et serviront de base au contrôle du comportement à effectuer pendant les travaux.

Il ne peut s'agir toutefois que de fixer des ordres de grandeur compte tenu de l'incertitude de la plupart des paramètres. La souplesse de la méthode permet son adaptation rapide aux conditions rencontrées sur le site pendant les travaux. Le contrôle continu du comportement de l'ouvrage est donc une composante essentielle du projet.

La méthode convergence-confinement permet enfin la compréhension et la sélection des facteurs déterminants à introduire dans un calcul plus élaboré.

CHAPITRE V
ETUDE DU TUNNEL EN MINE
D8-5

V.1 PRESENTATION DU PROJET

V.1.1 Présentation du métro d'Alger [7]

V.1.1.1 Introduction

La ville d'Alger, en tant que capitale économique, administrative et politique du pays, avec une population qui dépasse actuellement les trois (03) millions d'habitants, fait l'objet d'un traitement particulier.

Sa configuration marquée par un relief accidenté, par une rareté de l'espace vert, et par une étroitesse de la voirie dont la conséquence est la forte congestion de la circulation. Une **solution** de type **souterraine** est fortement appropriée. La meilleure solution est d'implanter un système de transport par métro, à l'intérieur des zones denses de la ville, aux avantages suivants :

- Fortes capacités de transport (40 000 voyageurs par heure en un seul sens).
- Effet structurant du développement.
- Réduction du nombre des accidents.
- Réduction des nuisances sonores.
- Réduction des atteintes à l'environnement.
- Gains de temps et d'espaces.
- Meilleure accessibilité aux activités et emplois urbains.

V.1.1.2 Historique

Le projet de la réalisation du métro d'Alger n'est pas une solution récente, les études ont commencé dans les années 30. L'augmentation de la population et la concentration en bâtiment au niveau de la ville d'Alger, rendent la solution « métro » la plus appropriée. Une étude plus détaillée a été lancée dans les années 80, mais la crise qu'a connue le pays a ralenti l'exécution du projet durant les années 90. En 2000 les travaux en repris, le tableau suivant résume l'historique du métro d'Alger :

Tableau V.1 : L'historique du métro d'Alger

Année	Travaux effectués
1932	Les études du métro d'Alger ont commencé dont l'objectif premier était de réaliser une ligne de 14 km entre « Bologhine » et « El Harrach ».
1955	La population a dépassé les 50 000 habitants et la demande de transport a été évaluée à 1700 voyageurs par heure, entre « Bab El Oued » et « Hussein Dey » dans les deux (02) sens. Une étude fait par RATP (Transport Parisien), a montré que la solution répondant aux exigences futures du site, consiste à réaliser une ligne de métro, dont son tracé partirait de la rue « Didouche Mourad » vers « El Harrach ».
1972	une étude de transport confiée au Bureau Britannique Buchanan concluait qu'une sorte de métro de type classique serait la solution la plus appropriée.
1982	Une étude de la RATP/SOFRETU recommandait la création d'un réseau maillé de trois lignes du métro totalisant 56 km de tunnel et 54 stations (voir Figure VI.1).
1982-1985	Etudes de conception et d'ingénierie
1986-1990	Période d'incertitude, suite à la crise économique qu'a connue le Pays
1990-2003	Réalisation du gros œuvre du tunnel compris entre TGP et Hamma et de 6 stations, par des moyens nationaux
2003-2007	Réalisation du gros œuvre du tunnel compris entre Hamma et Hai El Badr, et de 4 stations, par des moyens extérieurs
2007-2011	Projet en cours de réalisation

V.1.1.3 Tracé

Le réseau du métro est constitué de trois(03) lignes totalisant 56 km de tunnels et 54 stations d'une capacité de transport évaluée à 27.000 voyageurs par heure et par sens à la mise en service, soit 60 millions de voyageurs par an :

- Ligne 1: Grande poste - Tafourah - Plateau des Annassers - Haï El-Badr (*Bach Djarah*) - El Harrach - Bab Ezzouar. Sa longueur est de : 19 km environ.
- Ligne 2: Ain Allah - Grande poste - Hussein Dey - Haï El-Badr (*Bach Djarah*) - Gué de Constantine d'une longueur de 24 km environ.
- Ligne 3: Hussein Dey - Plateau des Annassers - Ain Allah. Cette dernière s'étend sur une longueur de 14 km environ.

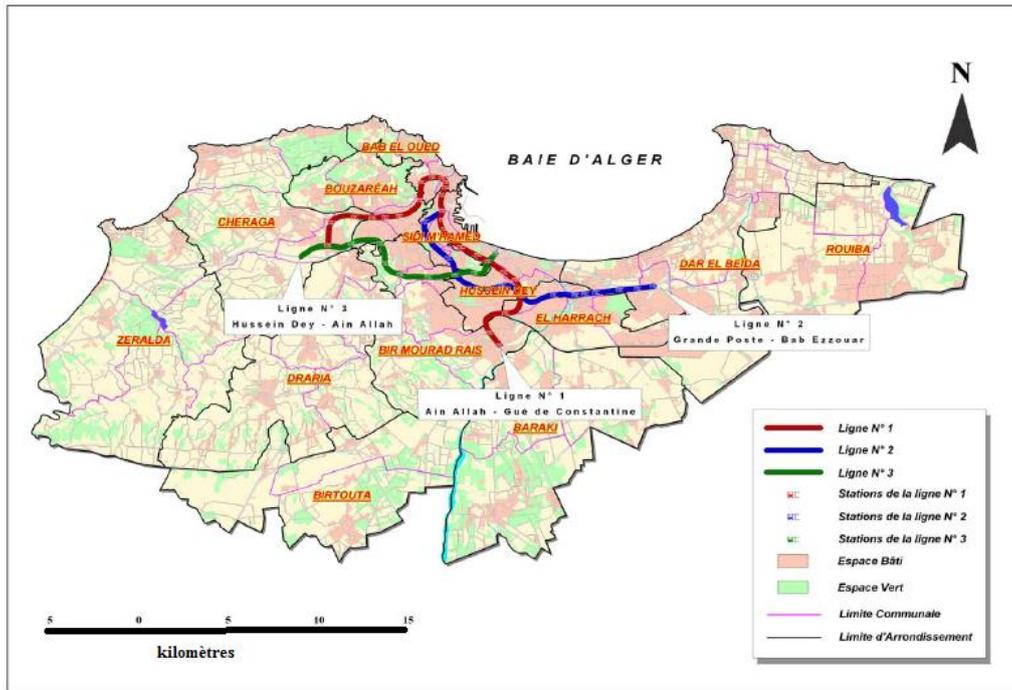


Figure V.1 : Schéma générale du réseau métro de la ville d'Alger

V.1.2 Etude géologique

L'étude géologique est basée sur le recueil des informations antécédentes sur la géologie de l'Algérie, notamment la géologie régionale relative à l'extension vers el Harrach ; et sur les études résultats d'essais sur des carottes prélevées par sondages le long du tracé.

V.1.2.1 Géologie

L'Algérie, par sa superficie, comprend quatre larges régions géologiques allant du Nord vers le sud :

- L'Atlas Tellien (ou le Tell): Constitué de reliefs escarpés et de plaines littorales dont les plus riches de l'Algérie sont la Mitidja au centre, le Chélif à l'Ouest et le Seybouse à l'Est.
- Les hauts plateaux.
- L'Atlas saharien.
- Le Sahara.

De la même manière, l'Algérie est divisée en deux unités tectoniques majeures séparées par la faille sud-atlasique:

- Le Nord du pays portant l'empreinte de la tectonique alpine.
- La plate-forme saharienne, relativement stable, où la tectonique est moins prononcée.

Les alentours de la ville d'Alger se situent dans la première région définie ci-haut, délimitée au Nord par la mer Méditerranée et au sud par l'Atlas Tellien. Cette chaîne correspond à une zone complexe de reliefs jeunes alpins, constitués de nappes mises en place au Miocène

inférieur. Les bassins néogènes tardifs se sont installés sur ces nappes et peuvent être considérés post-nappes.

La figure ci-dessous montre la carte géologique générale de l'Algérie.

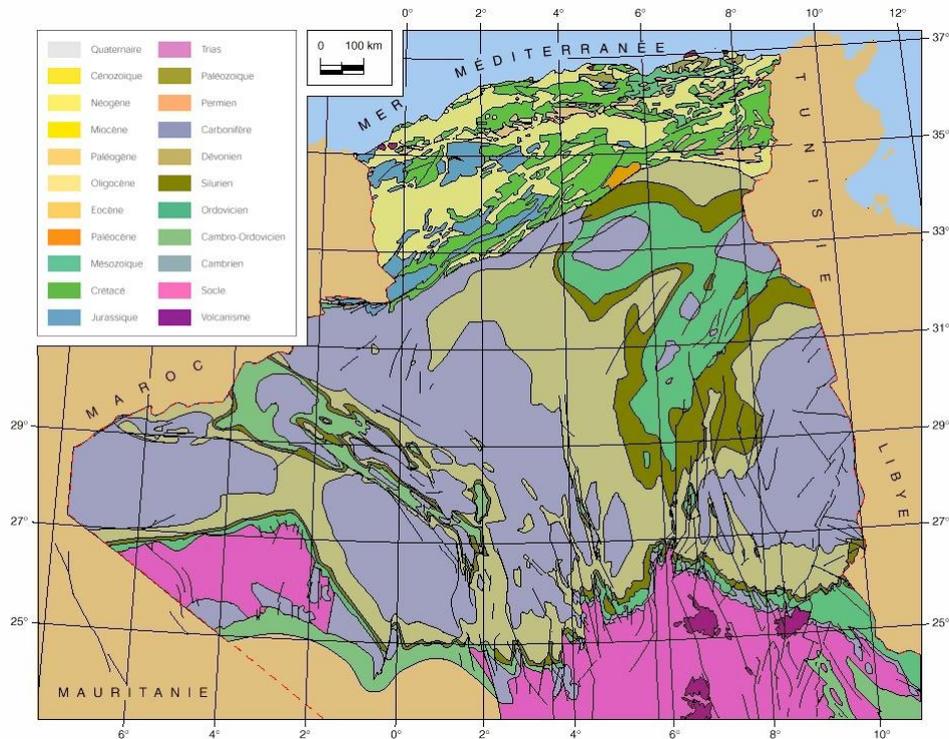


Figure V.2: Carte géologique générale de l'Algérie

V.1.2.2 Géologie du tracé

Les environs des tracés sont recouverts par une assise marneuse et mollassique d'épaisseur inégale qui a été profondément entaillée lors de la construction du réseau routier reliant la ville d'Alger à ses banlieues. Il s'agit de terrains d'âge Néogène, qui peuvent être subdivisés en un pliocène inférieur ou plaisancien et un pliocène moyen ou astien. Les géologues rattachent la molasse gréseuse à l'astien, tandis que les marnes sous-jacentes sont attribuées au plaisancien.

Au dessus se trouvent les dépôts du quaternaire, d'origine continentale, ainsi que de nombreuses zones d'accumulation anthropique de remblais et déchets hétérogènes.

Le plaisancien, est constitué par des dépôts d'eau profonde, des marnes grises ou bleues, parfois sableuses, riches en microfossiles et qui peuvent atteindre une puissance considérable au nord de la Mitidja. Leur attribution a été confiée aussi bien à la couleur du terrain comme au fait de présenter par-dessus les faciès de la molasse astienne. Fréquemment elles montrent également par-dessous des niveaux de la molasse, ce qui répond à la transition progressive intercalaire de ce niveau au suivant.

Quant à l'astien, il est caractérisé par des dépôts marins peu profonds, représentés par une succession lithologique qui comprend de manière générale de la base vers le haut les faciès suivants: marno-sableuse, calcaréo-gréseuse, mollassique et sablo-argileuse, dénommée molasse astienne. Ces faciès présentent des intercalations et des fréquents changements latéraux.

Après la sédimentation de l'astien, l'érosion de l'Atlas Tellien a entraîné le dépôt du quaternaire dans les zones basses et dans le littoral marin. Celui-ci englobe une multitude de faciès, essentiellement détritiques et qui sont discordantes sur les couches plus anciennes.

Une période marine à la base du quaternaire donne lieu à l'existence de marnes jaunes, dites marnes de El Harrach, entre les dépôts astiens et le quaternaire détritique. Elles sont aisément différenciées des argiles de la molasse astienne sous jacente et des argiles quaternaires sous jacente en mesure de leur nature calcaireuse et leur couleur jaunâtre.

De leur côté, les unités détritiques du quaternaire, en dépendant s'il s'agit de dépôts de nature sablo-graveleuse, argilo-limoneuse ou vaseuse. Leur attribution au quaternaire en opposition aux dépôts de la molasse astienne peut être vérifiée en mesure de leur position par rapport à la marne de El Harrach. D'autre part les faciès sableux ne présentent pas les bancs de grès qui sont caractéristiques de l'astien.

Finalement une couche représentant les différents remblais hétérogènes anthropiques qui se trouvent au long des tracés.

Le long du tracé qui s'étant sur 3 kilomètres ont été effectué 13 sondages qui ont vérifié la présence des couches résumé dans le tableau ci dessous :

Tableau V.2: Récapitulatif des différentes couches constituant le tracé

couche	indice	Famille
Marnes bleues (plaisancien-astien)	T_M	Faciès pliocènes
Grès (astien)	T_G	
Sables – Conglomérats (astien)	T_S	
Argiles sableuses (astien)	T_A	
Marnes jaunes d'El Harrach (calabrien)	Q_M	Faciès quaternaires
Faciès détritiques (quaternaire)	$Q_S - Q_A - Q_V$	
Remblais	R_X	

V.1.2.3 Etude géotechnique

D'après l'étude des sondages et les essais faite in situ et au laboratoire, on a définis les propriétés géotechniques caractérisant chaque couches qui sont représentés dans le tableau suivant:

Tableau V.3: Récapitulatif des propriétés géotechniques des couches constituant le tracé

	γ (kN/m ³)	c (bar)	ϕ (°)	E (MPa)
T_M	21	0,80	20	60
T_G	20	1,00	25	50
T_S	20	0,15	30	30
T_A	20	0,40	24	40
Q_M	20	0,40	24	25
Q_S	20	0,10	33	30
Q_A	20	0,30	25	26
R_X	18	0	25	-

NB : La caractérisation géotechnique des remblais n'est pas importante, vu qu'elle n'affecte presque pas le présent projet.

Son importance se résume à la connaissance de l'épaisseur des remblais qui affectent les excavations nécessaires à la construction des stations, ainsi que les puits de ventilation.

V.1.3 Présentation du tunnel en mine D8-5

Le tunnel D8-5 se situe dans le troisième kilomètre de l'extension B (Haï-El-Badr - El Harrach centre), il relie le point de ventilation 3 et la station El Harrach centre en passant sous une route à deux voies de circulation.

V.1.3.1 Caractéristiques géométriques

La géométrie du tunnel est constituée d'un demi cercle supérieure (calotte) avec un Rayon de 5.08m et deux pieds droits et un radier.

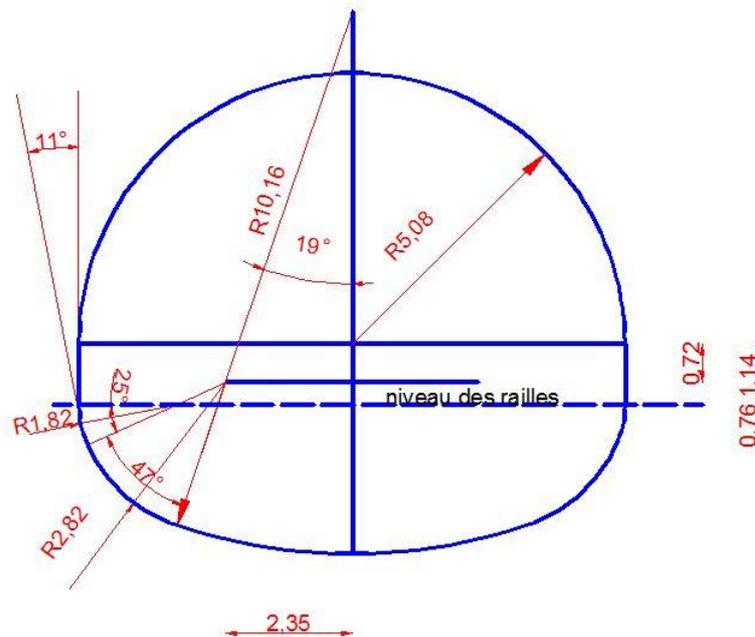


Figure V.3: Caractéristiques géométriques d'une section du tunnel

V.1.3.2 caractéristiques géologiques et géotechniques

En se basant sur les sondages effectués le long de l'extension B (*Haï El-Badr - El Harrach centre*) le sondage le plus représentatif du tunnel D8-5 est le sondage S 3+790 qui a donné les résultats représentés sur le tableau suivant :

Tableau V.4: Résultats de sondage S 3+790

Couche	S 3+790
	Epaisseur (m)
R _x	2,00
Q _A	7,20
Q _M	10,00
T _S	6,80
Niveau d'eau	1,00 m au dessus la clé de voûte

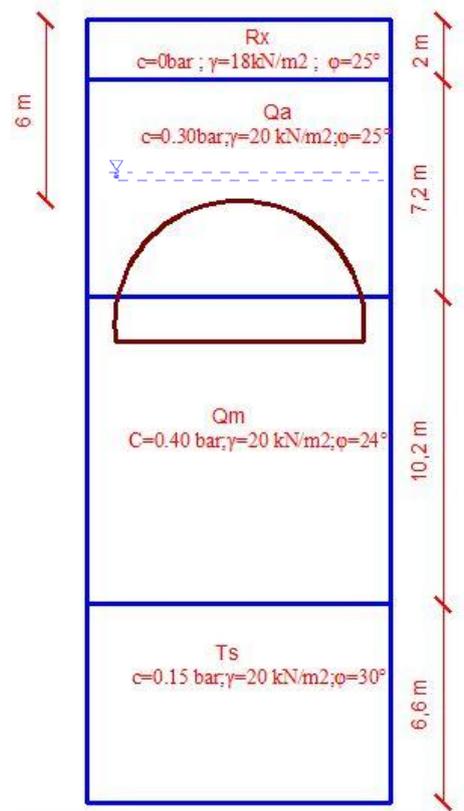


Figure V.4: Coupe géologique de calcul

V.1.4 Méthode d'exécution

A cause de la nature très mauvaise de notre sol et la présence de la nappe phréatique, pour l'exécution de notre tunnel on a opté pour la méthode NATM vue les avantages qu'elle nous donne en matière de contrôle du comportement du sol et l'état des contraintes pendant le déroulement des travaux.

Le tunnel est excavé en sections divisées, on commençant par la section supérieure (la calotte), puis le stross et en fin le radier, en utilisant une machine d'attaque ponctuelle.

Le soutènement est constitué d'une voûte parapluie, des cintres HEB160 espacés de 0.80 m (longueurs des passes d'excavation) et du béton projeté avec du treillis soudé.

Les étapes d'exécution du tunnel D8-5 sont résumées comme suit :

- 1) Mise en place de la voûte parapluie qui consiste à enfilé 69 tuyaux AT-89 de 15 m de longueur chacun.
 - a. Les tuyaux AT-89 sont disposés en deux couches :
 - 1^{ère} couche contient 24 tuyaux distancé entre eux de 32 cm
 - 2^{ème} couche contient 45 tuyaux distancé entre eux de 30 cm
 - b. Les tuyaux AT-89 sont enfilées avec une inclinaison de 8° à 10° et un chevauchement de 3.65 mètres entre deux voûtes parapluie consécutives.
- 2) Injection de coulis de ciment autour des tuyaux AT-89.

- 3) L'excavation de la demi-section supérieure (voûte).
- 4) Sécurisation du front de taille avec des boulons d'ancrage et de 3 cm de béton projeté.
- 5) Montage du cintre suivi d'une mise en place d'une première couche de béton projeté, de l'installation du treillis soudé et projection de la deuxième couche de béton.
- 6) Excavation de la demi-section inférieure en commençant par le stross puis le radier.
- 7) Injection du béton projeté avec du treillis soudé en deux couches et sécurisé le front de taille au niveau de la demi-section inférieure.

NB : Comme la longueur du tunnel n'est pas assez importante (36 m), l'application du revêtement définitif sera après la fin de la phase de creusement.

V.2 EVALUATION DES CHARGES

Les charges sont calculées à une section éloignée de 8 mètres du début du tunnel.

V.2.1 Calcul de la pression verticale active descendante sur le soutènement en demi-section supérieure du tunnel σ_v

V.2.1.1 Méthode de TERZAGHI :

La largeur de la voûte de décharge est donnée par l' Eq. (III. 1) :

$$B = b + 2 \times y \times \operatorname{tg} \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$b = 10,16 \text{ m} ; y = 7,41 \text{ m} ; \varphi = 25^\circ$$

$$B = 10,16 + 27,41 \times \operatorname{tg}(45 - 12,5)$$

Donc, La largeur de la voûte de décharge est : **$B = 19,60 \text{ m}$**

La pression verticale active descendante sur le soutènement en demi-section supérieure du tunnel σ_v est donnée par l'Eq. (III. 2) :

$$\sigma_v = \frac{B \times \gamma - 2c}{2K \times \operatorname{tg} \varphi} \left[1 - \exp \left(- \frac{2K \times H \times \operatorname{tg} \varphi}{B} \right) \right] + q \times \exp \left(- \frac{2K \times H \times \operatorname{tg} \varphi}{B} \right)$$

Couche1 : couche de remblais $c=0$; $\varphi=25^\circ$; $\gamma=20 \text{ kN/m}^3$

$$\sigma_{v1} = \frac{19,60 \times 18}{2 \times 1 \times \operatorname{tg}(25)} \left[1 - \exp \left(- \frac{2 \times 1 \times 2 \times \operatorname{tg}(25)}{19,60} \right) \right] + 10 \times \exp \left(- \frac{2 \times 1 \times 2 \times \operatorname{tg}(25)}{19,60} \right)$$

$$\sigma_{v1} = 378,29(1 - 0,909) + 9,09 \Rightarrow \sigma_{v1} = \mathbf{43,51 \text{ KN/m}^2}$$

Couche2 : couche de quaternaire $c=40$; $\varphi=25^\circ$; $\gamma=20 \text{ kN/m}^3$

$$\sigma_{v2} = \frac{(19,60 \times 20) - (2 \times 40)}{2 \times 1 \times \operatorname{tg}(25)} \left[1 - \exp \left(- \frac{2 \times 1 \times 4 \times \operatorname{tg}(25)}{19,60} \right) \right] + 43,51 \times \exp \left(- \frac{2 \times 1 \times 4 \times \operatorname{tg}(25)}{19,60} \right)$$

$$\sigma_{v2} = 334,54(1 - 0,826) + 35,939 \Rightarrow \sigma_{v2} = \mathbf{94,15 \text{ kN/m}^2}$$

V.2.1.2 Théorie des poids des terres :

La pression verticale selon la méthode des poids des terres est donné par l'Eq. (III.6) :

$$\sigma_v = \sum_{i=1}^n h_i \gamma_i + q$$

$$\sigma_v = [18 \times 2 + 20 \times 4 + 10] \Rightarrow \sigma_v = \mathbf{126 \text{ kN/m}^2}$$

V.2.1.3 Théorie de BIRBAÜMER

La contrainte verticale d'après l'Eq. (III.3) est:

$$\sigma_v = \gamma \times H = \gamma \times \alpha h$$

H : Couverture du terrain

h : Hauteur de la parabole de charge

α : Coefficient de réduction ou de répartition

D'après l'Eq. (III.1) : $B = b + 2y \times \operatorname{tg}\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$

$$\mathbf{B = 19,60 \text{ m}}$$

Coefficient de répartition α donné par l'Eq. (III.4) :

$$\alpha = 1 - \frac{H \times \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) \times \operatorname{tg}(\varphi)}{B}$$

$$\alpha = 1 - \frac{6 \operatorname{tg}^2(45 - 12,5) \times \operatorname{tg}(25)}{19,60} \Rightarrow \sigma_v = \mathbf{113,04 \text{ kN/m}^2}$$

En résumé les résultats dans le tableau suivant :

Tableau V.5 : pression verticale active descendante sur le soutènement en demi-section supérieure du tunnel σ_v

	Méthode de TERZAGHI	Théorie des poids des terres	Théorie de BIRBÜMER
Pression verticale active (kN/m ²)	94,15	126,00	113,04

V.2.2 Calcul de la pression horizontale active descendante sur le soutènement en demi-section supérieure du tunnel σ_h

V.2.2.1 Méthode de TERZAGHI

Selon TERZAGHI la pression horizontale active peut être calculée approximativement par l'Eq. (III. 11)

$$\sigma_h = 0,3\gamma \times (0,5y + H_p)$$

H_p : Étant la hauteur de noyau de détente

$$H_p = \frac{b}{2\sin\varphi}$$

$$H_p = \frac{10,16}{2\sin(25^\circ)} \Rightarrow H_p = 12,02 \text{ m}$$

$$\sigma_h = 0,3 \times 20(0,5 \times 7,41 + 12,0) \Rightarrow \sigma_h = \mathbf{94,35 \text{ kN/m}^2}$$

V.2.2.2 Théorie des poids de terres

La pression horizontale active selon la Théorie des poids de terres est donner par :

$$\sigma_h = K_a \times \sigma_v \quad \text{Eq. (V. 1)}$$

K_a : Coefficient de poussée active donné par l'Eq. (III. 20) :

$$K_a = \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$$

$$K_a = 0,406$$

$$\sigma_h = 0,406 \times 126 \Rightarrow \sigma_h = \mathbf{51,16 \text{ kN/m}^2}$$

V.2.2.3 Théorie des SOVIETIQUES

La pression horizontale active au niveau de la calotte selon cette théorie est donner par l'Eq. (III. 15) et l'Eq. (III. 17):

$$\sigma_{h1} = \gamma \times h_p \times \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) - 2c \times \operatorname{tg}\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$$

$$h_p = \frac{b}{\sin(2\varphi)} \Rightarrow h_p = 13,26 \text{ m}$$

$$\sigma_{h1} = (20 \times 13,26 \times 0,406) - \left(2 \times 40 \times \operatorname{tg}\left(\frac{180}{4} - \frac{25}{2}\right)\right)$$

$$\Rightarrow \sigma_{h1} = 56,71 \text{ kN/m}^2$$

La pression horizontale active Au niveau des pieds droits selon cette théorie est donner par l'Eq. (III. 16):

$$\sigma_{h2} = \gamma \times (y + h_p) \times tg^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - 2c \times tg \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$\sigma_{h2} = 20(7,41 + 13,26) \times 0,406 - 2 \times 40tg(45 - 12,5)$$

$$\Rightarrow \sigma_{h2} = 116,88 \text{ kN/m}^2$$

V.2.2.4 Théories de COULOMB-RANKINE

$$c = 40 \text{ kN/m}^2; \varphi = 25^\circ; \gamma = 20 \text{ kN/m}^3$$

La pression horizontale active au niveau de la calotte selon COULOMB-RANKINE est donnée par l' Eq. (III. 19) et l'Eq. (III. 20)

$$\sigma_{h1} = K_a \sigma_v \text{ (Therzaghi)}$$

$$K_a = tg^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$K_a = 0,406$$

$$\sigma_{h1} = 0,406 \times 94,15 \Rightarrow \sigma_{h1} = 38,22 \text{ kN/m}^2$$

La pression horizontale active au niveau de radier provisoire selon COULOMB-RANKINE est donnée par l' Eq. (III. 22)

$$\sigma_{h2} = \gamma \times y \times tg^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - 2c \times tg \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$\sigma_{h2} = (20 \times 7,41 \times 0,406) - (2 \times 40 \times tg(45 - 12,5))$$

$$\Rightarrow \sigma_{h2} = 9,20 \text{ kN/m}^2$$

En utilisons l' Eq. (III. 21)

$$\sigma_h = \sigma_{h1} + \sigma_{h2}$$

$$\sigma_h = 38,22 + 9,20 \Rightarrow \sigma_h = 47,42 \text{ kN/m}^2$$

En résumé les résultats dans le tableau suivant :

Tableau V.6 : La pression horizontale active descendante sur le soutènement en demi-section supérieure du tunnel σ_h

	Méthode des poids des terres	Méthode de TERZAGHI	Méthode SOVIETIQUE		Méthode du COULOMB-RANKINE	
			Au niveau de la calotte	Pied droits	Au niveau de la calotte	Pied droits
pression horizontale active (kN/m ²)	51,16	94,35	56,70	116,88	38,22	47,42

v.2.3 Calcul de la pression verticale active agissant sur le soutènement de la structure globale σ_v

V.2.3.1 Méthode TERZAGHI

D'après l'Eq. (III.2) :

$$\sigma_v = \frac{B \times \gamma - 2c}{2K \times \operatorname{tg} \varphi} \left[1 - \exp - \left(\frac{2K \times H \times \operatorname{tg} \varphi}{B} \right) \right] + q \cdot \exp - \left(\frac{2K \times H \times \operatorname{tg} \varphi}{B} \right)$$

$$b = 10,16 \text{ m} ; y = 9,01 \text{ m} ; \varphi = 25^\circ ; \gamma = 20 \text{ kN/m}^3$$

$$c = 40 \text{ kN/m}^2 ; K = 1 ; H = 6 \text{ m} ; q = 10 \text{ kN/m}^2$$

$$B = b + 2y \times \operatorname{tg} \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

La largeur de la voûte de décharge est : $B = 21,64 \text{ m}$

Le coefficient de poussée active "k" est pris égale à 1.

Couche1: $H = 2\text{m}$

$$\sigma_v = 417,66 \times (1 - 0,917) + 9,17 \Rightarrow \sigma_v = 43,84 \text{ kN/m}^2$$

Couche2: $H = 4\text{m}$

$$\sigma_v = \frac{21,64 \times 20 - 2 \times 40}{2 \times 1 \times \operatorname{tg}(25)} \left[1 - \exp - \left(\frac{2 \times 1 \times 4 \times \operatorname{tg}(25)}{21,64} \right) \right] + 43,84 \times \exp - \left(\frac{2 \times 1 \times 4 \times \operatorname{tg}(25)}{21,64} \right)$$

$$\sigma_v = 378,29(1 - 0,842) + 36,89 \Rightarrow \sigma_v = 96,80 \text{ kN/m}^2$$

V.2.3.2 Théorie des poids des terres

La pression verticale selon la méthode des poids des terres est donné par l'Eq. (III.6) :

$$\sigma_v = \sum_{i=1}^n h_i \times \gamma_i + q$$

$$\sigma_v = (2 \times 18) + (4 \times 20) + 10 \Rightarrow \sigma_v = 126 \text{ kN/m}^2$$

V.2.3.3 Théorie de BIERBAÜMER

$$\sigma_v = \gamma \times \alpha \times H$$

$$H = 6 \text{ m} ; B = 16,72 \text{ m}$$

$$\alpha = 1 - \frac{H \times \text{tg} \times \varphi \times \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)}{B}$$

$$\alpha = 0,947$$

$$h = \alpha H = 5,69 \text{ m} \Rightarrow \sigma_v = 113,80 \text{ kN/m}^2$$

En résumé les résultats dans le tableau suivant :

Tableau V.7 : Pression verticale active agissant sur le soutènement de la structure globale σ_v

	Méthode de TERZAGHI	Théorie des poids des terres	Théorie de BIRBÜMER
Pression verticale active (kN/m ²)	96,80	126,00	113,80

V.2.4 Calcul de la pression horizontale active descendante sur le soutènement de la structure globale du tunnel σ_h

V.2.4.1 Méthode de TERZAGHI

De l'Eq. (III. 11) on a :

$$\sigma_h = 0,3\gamma \times (0,5y + H_p)$$

Avec

$$H_p = \frac{b}{2\sin\varphi}$$

$$H_p = \frac{10,16}{2\sin(25^\circ)} \Rightarrow H_p = 12,02 \text{ m}$$

$$\Rightarrow \sigma_h = 99,15 \text{ kN/m}^2$$

V.2.4.2 Théorie des poids des terres

$$\sigma_h = K_a \sigma_v \quad \text{d'après l'Eq. (V. 1)}$$

$$K_a = 0,406$$

$$\sigma_h = 0,406 \times 126 \Rightarrow \sigma_h = 51,14 \text{ kN/m}^2$$

V.2.4.3 Théorie des SOVIETIQUES

Au niveau de la calotte :

La poussée latérale spécifique au niveau de la calotte est donnée par l'Eq. (III. 15) :

$$\sigma_{h1} = \gamma \times h_p \times tg^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - 2c \times tg \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$h_p = \frac{b}{\sin(2\varphi)} \Rightarrow h_p = 13,26 \text{ m}$$

$$\sigma_{h1} = (20 \times 13,26 \times 0,406) - \left(2 \times 40 \times tg \left(\frac{180}{4} - \frac{25}{2} \right) \right)$$

$$\Rightarrow \sigma_{h1} = 56,71 \text{ kN/m}^2$$

Au niveau des pieds droits :

La poussée latérale spécifique au niveau des pieds droits est donnée par l'Eq. (III. 16)

$$\sigma_{h2} = \gamma \times (B + h_p) \times tg^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - 2ctg \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$\Rightarrow \sigma_{h2} = 129,87 \text{ kN/m}^2$$

V.2.4.4 Théories de COULOMB-RANKINE

$$c = 40 \text{ kN/m}^2; \varphi = 25^\circ; \gamma = 20 \text{ kN/m}^3$$

Au niveau de la calotte :

D'après l'Eq. (III. 18) et l'Eq. (III. 19) on a :

$$\sigma_{h1} = K_0 \sigma_v$$

$$K_0 = (1 - \sin\varphi)X_1 \cdot X_2 \cdot X_3$$

Avec :

K_0 : Coefficient de terre au repos.

X_1 : Coefficient d'influence de la cohésion du terrain.

X_2 : Coefficient d'influence de la genèse du terrain.

X_3 : Coefficient rhéologique.

$$K_0 = (1 - \sin(25)) \times 0,7 \times 1 \times 0,7 \Rightarrow K_0 = 0,283$$

$$\sigma_{h1} = 0,283 \times 96,80 \Rightarrow \sigma_{h1} = \mathbf{27,38 \text{ kN/m}^2}$$

Au niveau du radier :

D'après l'Eq. (III. 21) on a

$$\sigma_h = \sigma_{h1} + \sigma_{h2}$$

$$\sigma_{h2} = \gamma \times y \times tg^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) - 2c \times tg\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$$

$$\sigma_{h2} = (20 \times 9,01 \times 0,406) - 2 \times 40 \times tg(45 - 12,5) \Rightarrow \sigma_{h2} = \mathbf{22,19 \text{ kN/m}^2}$$

$$\sigma_h = 22,19 + 27,38 \Rightarrow \sigma_h = \mathbf{49,57 \text{ kN/m}^2}$$

En résumé les résultats dans le tableau suivant :

Tableau V.8 : pression horizontale active descendante sur le soutènement de la structure globale σ_h

	Méthode des poids des terres	Méthode de TERZAGHI	Méthode SOVIETIQUE		Méthode du COULOMB-RANKINE	
			Au niveau de la calotte	Radier	Au niveau de la calotte	Radier
Pression horizontale active (kN/m ²)	51,14	99,15	56,71	129,87	27,38	49,57

V.2.5 Choix de la méthode de calcul

V.2.5.1 Pour la charge verticale

On opte pour la méthode de TERZAGHI vu sa fiabilité dans tous les cas possibles et sa considération de plusieurs paramètres géotechniques et géologiques ; ce qui n'est pas le cas pour la théorie de BIRBÜMER applicable qu'au tunnel à grande profondeur, et la théorie des poids des terres qui est réputée pénalisante car elle ne prend pas en considération l'effet de voûte induisant un surdimensionnement de l'ouvrage.

V.2.5.2 Pour la charge horizontale

La méthode de TERZAGHI ne tient pas compte du terme de cohésion c donc un gain important en sécurité.

La méthode de COULOMB-RANKINE utilise la pression verticale de TERZAGHI qui est la plus adapté à notre cas.

Donc les deux méthodes donnent de bons résultats, on a opté pour la méthode de TERZAGHI qui représente le cas le plus défavorable.

V.3 APPLICATION DE LA METHODE CONVERGENCE -CONFINEMENT

La méthode convergence-confinement est appliquée en clé de voûte.

V.3.1 Courbe caractéristique du terrain

Caractéristiques du terrain excavé :

- Module de déformation du quaternaire argileux $E = 26 \text{ MPa}$
- Coefficient de Poisson : $\nu = 0,3$
- Cohésion: $c = 30 \text{ kN/m}^2$
- Angle de frottement interne : $\varphi = 25^\circ$
- Rayon de l'excavation: $R = 5,08 \text{ m}$

Charge verticale

D'après *TERZAGHI*

$$\sigma_0 = 94,15 \text{ kN/m}^2$$

D'après la classification de *l'AFITES* notre sol est de classe *R5b* $\Rightarrow R_c < 0,5 \text{ MPa}$

D'après *Eq. (IV. 21)* on a

$$R_c = \frac{2 \times c \times \cos\varphi}{1 - \sin\varphi}$$

$$R_c = \frac{2 \times 30 \times \cos 25}{1 - \sin 25} \Rightarrow R_c = 94,18 \text{ kN/m}^2$$

On a $\sigma_0 > \frac{R_c}{2}$ donc c'est la fin de l'état élastique :

D'après *Eq. (IV. 24)* on a

$$P_a = \sigma_0(1 - \sin\varphi) - c \cdot \cos\varphi = \left(\sigma_0 - \frac{R_c}{2}\right)(1 - \sin\varphi)$$

$$P_a = \left(94,15 - \frac{94,18}{2}\right) \times (1 - \sin 25) \Rightarrow P_a = 27,17 \text{ kN/m}^2$$

D'après *Eq. (IV. 25)*

$$\lambda_a = \frac{\sigma_0 - P_a}{\sigma_0}$$

$$\lambda_a = \frac{94,15 - 27,17}{94,15} \Rightarrow \lambda_a = 0,71$$

D'après Eq. (IV. 23) on a

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

$$u_e = \frac{1+0,3}{26} \times 5,08 \times 94,15 \Rightarrow u_e = \mathbf{0,024\ m}$$

D'après Eq. (IV. 26) on a

$$u_a = \lambda_a \times u_e$$

$$u_a = 0,71 \times 0,024 \Rightarrow u_a = \mathbf{0,017\ m}$$

D'après Eq. (IV. 27) on a

$$u(\lambda) = \frac{1 + \nu}{E} \times \lambda_a \times \sigma_0 \times \frac{1}{1 + \alpha} \times \left[2 \left(\frac{r_p(\lambda)}{R} \right)^{1 + \alpha} - 1 + \alpha \right] \times R$$

D'après Eq. (IV. 28) on a

$$\frac{r_p(\lambda)}{R} = \left[\frac{2}{K_p + 1} \times \frac{(K_p - 1) \times \sigma_0 + R_c}{(1 - \lambda) \times (K_p - 1) \times \sigma_0 + R_c} \right]^{K_p - 1}$$

$$K_p = \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} = \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) \quad \text{Eq. (V. 2)}$$

$$K_p = \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{25}{2} \right) \Rightarrow K_p = \mathbf{2,464}$$

$$\frac{r_p(\lambda)}{R} = \left[\frac{2}{2,464 + 1} \frac{(2,464 - 1)94,15 + 94,18}{(1 - \lambda)(2,464 - 1)94,15 + 94,18} \right]^{2,464 - 1} \Rightarrow \frac{r_p(\lambda)}{R} = \left[\frac{0,577}{(1 - \lambda)} \right]^{0,683}$$

La déformation se fait à volume constant $\Rightarrow \alpha = 1$

$$u(\lambda) = \frac{1+0,3}{26} \times 0,71 \times 94,15 \frac{1}{1+1} \left[2 \left(\left[\frac{0,577}{(1-\lambda)} \right]^{0,683} \right)^{1+1} - 1 + 1 \right] \times 5,087$$

$$u(\lambda) = 0,017 \times \left[\frac{0,577}{(1 - \lambda)} \right]^{1,366}$$

$$P(\lambda) = (1 - \lambda) P_a \quad \text{Eq. (V. 3)}$$

$$P(\lambda) = (1 - \lambda) \times 27,17$$

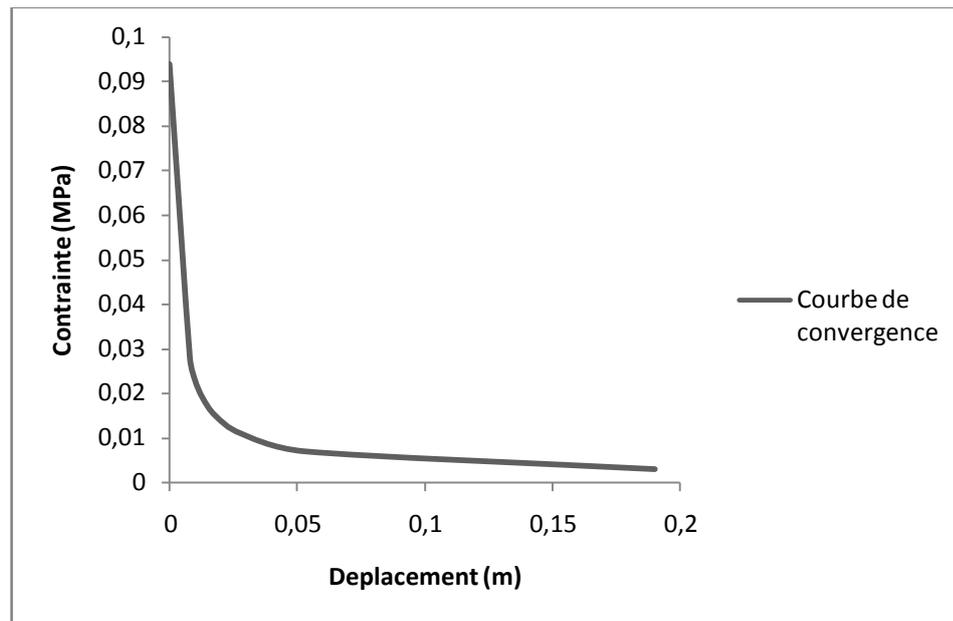
Tableau V.9 : les valeurs de la courbe de convergence

λ	0,000	0,150	0,300	0,450	0,600	0,750	0,900
$u(\lambda)$ (m)	0,008	0,010	0,013	0,018	0,028	0,053	0,186
$P(\lambda)$ (MPa)	27,170	23,090	19,020	14,940	10,870	6,790	2,720

λ : Le rapport de pression

$u(\lambda)$: Déplacement en fonction de λ

$P(\lambda)$: Contrainte en fonction de λ

**Figure V.5 : Courbe de convergence du terrain excavé**

V.3.2 courbe caractéristique du soutènement

D'après Eq. (IV. 31) on a

$$u_{s0} > 0,265u_e$$

$$u_{s0} > 0,265 \times 0,024 \Rightarrow u_{s0} > 6,36 \times 10^{-3} \text{ m}$$

Soit généralement plus du 1/3 du déplacement élastique à $p=0$.

$$u_{s0} = 8 \times 10^{-3} \text{ m}$$

Cintres calés à la paroi

- Section du cintre HEB 160 $A_s = 54,3 \text{ cm}^2$
- Résistance de l'acier $\sigma_0 = 240000 \text{ kN/m}^2$
- Module d'élasticité de l'acier $E = 2,1 \times 10^5 \text{ MPa}$
- Espacement des cintres $a = 0,8 \text{ m}$

Raideur du cintre

$$K_c = \frac{E \times A_s}{a \times R} \quad \text{Eq. (V.4)}$$

$$K_c = \frac{2,1 \times 10^5 \times 54,3 \times 10^{-4}}{0,8 \times 5,08} \Rightarrow K_c = 280,59 \text{ MPa}$$

Pression maximale de soutènement

$$P_c^{\max} = \frac{\sigma_0 \times A_s}{a \times R} \quad \text{Eq. (V.5)}$$

$$P_c^{\max} = \frac{240 \times 54,3 \times 10^{-4}}{0,8 \times 5,08} \Rightarrow P_c^{\max} = 0,32 \text{ MPa}$$

$$u_a = \frac{P_c^{\max} \times R}{K_c} \quad \text{Eq. (V.6)}$$

$$u_a = \frac{0,32 \times 5,08}{280,59} \Rightarrow u_a = 5,79 \times 10^{-3} \text{ m} \approx 5,79 \text{ mm}$$

Béton projeté

- Module de Young $E_b = 10000 \text{ MPa}$
- Coefficient de Poisson $\nu = 0,2$
- Epaisseur du béton $e = 0,23 \text{ m}$
- Résistance du béton $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

Raideur du béton projeté

$$K_b = \frac{E_b \times e}{(1 - \nu^2) R} \quad \text{Eq. (V.7)}$$

$$K_b = \frac{10000 \times 0,23}{(1 - 0,2^2) \times 5,08} \Rightarrow K_b = 471,62 \text{ MPa}$$

Pression maximale de soutènement

$$P_b^{\max} = \frac{\sigma_b \times e}{R} \quad \text{Eq. (V.8)}$$

$$P_b^{\max} = \frac{14,17 \times 0,23}{5,08} \Rightarrow P_b^{\max} = 0,64 \text{ MPa}$$

$$u_b = \frac{P_b^{\max} \times R}{K_b} \quad \text{Eq. (V.9)}$$

$$u_b = \frac{1,13 \times 5,08}{471,62} \Rightarrow u_b = 6,89 \times 10^{-3} \text{ m} \approx 6,89 \text{ mm}$$

La convergence acquise par la paroi au moment du soutènement

$$u_{s0} = 10\% u_e \quad \text{Eq. (V.10)}$$

$$u_{s0} = 10\% \times 0,024 \Rightarrow u_{s0} = 0,0024 \text{ m}$$

Pour une mise en place a proximité du front de taille

$$u_{s0} = u_{s0} + s_{u1} \quad \text{Eq. (V.11)}$$

$$u_{s0} = 0,0024 + 0,002 \Rightarrow u_{s0} = 0,0044 \text{ m}$$

V.3.2 Equilibre final

Vérification du soutènement

$$P = \sigma_0 < P_b^{\max} + P_c^{\max} \quad \text{Eq. (V.12)}$$

$$\Rightarrow 0,0942 < (0,64 + 0,32) = 0,96 \text{ MPa}$$

$$u_{c+b}^{\max} = \frac{(P_b^{\max} + P_c^{\max})}{K_b + K_c} R \quad \text{Eq. (V.13)}$$

$$u_{c+b}^{\max} = \frac{(0,64+0,32)}{471,62+280,59} 5,08 \Rightarrow u_{c+b}^{\max} = 6,5 \times 10^{-3} \text{ m}$$

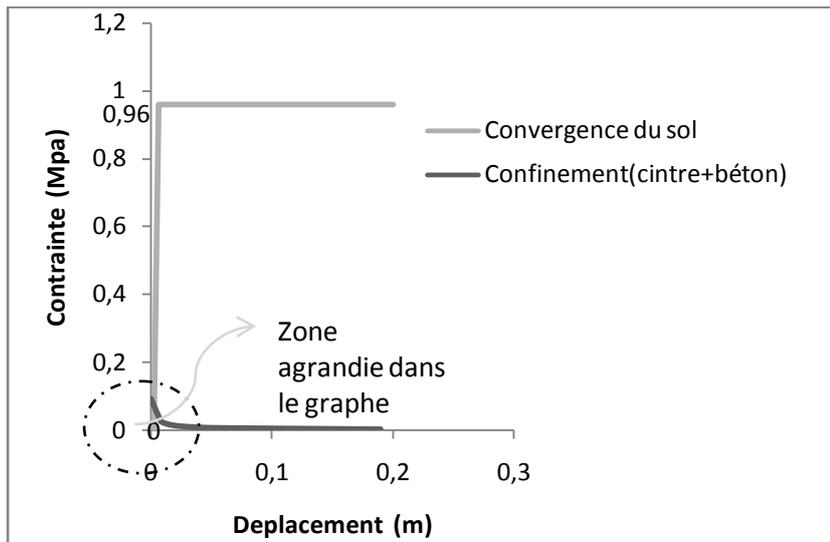


Figure V.6 : Courbe de convergence-confinement en clé de voûte

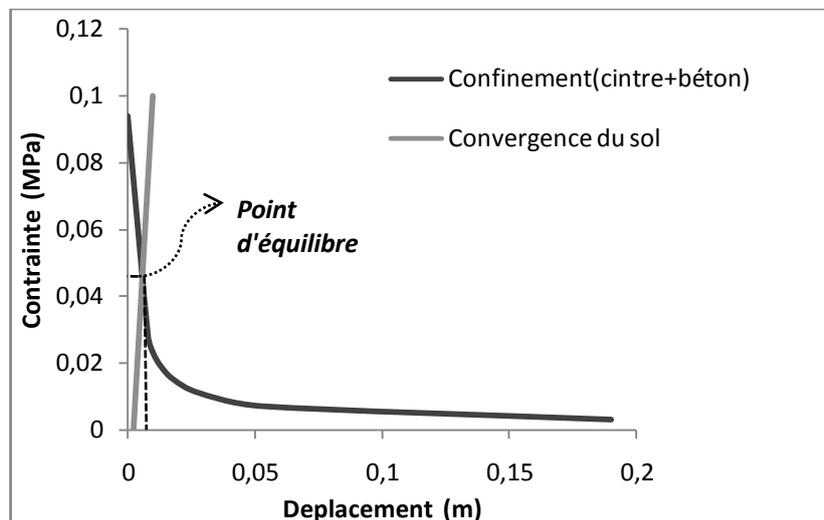


Figure V.6 : Zone agrandie dans le graphe précédant

Par conséquent $\begin{cases} P_{\acute{e}q} = 0,46 \text{ MPa} \\ u_{\acute{e}q} = 0,0075 \text{ m} \end{cases}$

V.4 VERIFICATION DU SOUTÈNEMENT PROVISOIRE

La vérification du soutènement provisoire se fait à une section éloignée de 8 mètres du début du tunnel D8-5 car elle représente la section la plus défavorable.

V.4.1 Caractéristiques des matériaux

V.4.1.1 Caractéristiques mécaniques des matériaux

Béton projeté

$$\gamma = 23 \text{ kN/m}^3$$

$$E = 10000 \text{ MPa}$$

$$\nu = 0,2$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

Acier pour cintre

$$\gamma = 76,98 \text{ kN/m}^3$$

$$E = 2,1 \times 10^5 \text{ MPa}$$

$$\nu = 0,3$$

$$\sigma_e = 240 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{adm} = \frac{2}{3} \sigma_e = 160 \text{ MPa}$$

V.4.1.2 Caractéristiques géométriques des matériaux

$$\text{Béton projeté} \Rightarrow \begin{cases} e = 23 \text{ cm} \\ h = 100 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\text{HEB160} \Rightarrow \begin{cases} A_s = 54,3 \text{ cm}^2 \\ I_s = 2492 \text{ cm}^4 \\ W_s = 311 \text{ cm}^3 \end{cases}$$

V.4.2 Détermination des charges agissant sur le soutènement

V.4.2.1 La charge verticale

D'après Eq. (IV. 2) on a

$$P_v = \frac{Q + Q_0 + \Delta G}{l}$$

$$Q_0 = \sum_{i=1}^n (h_i \gamma_i + q) \times a \quad \text{Eq. (V. 14)}$$

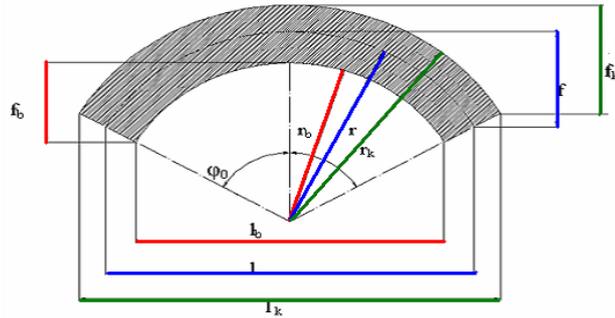
$$Q_0 = [(18 \times 2) + (20 \times 4) + 10] \times 0,8 \Rightarrow Q_0 = 100,8 \text{ kN/m}$$

D'après les Eq. (IV. 6), Eq. (IV. 7), Eq. (IV. 8) et la figure IV. 1 on a les différentes dimensions résumées ci-dessous :

$$\begin{cases} r = 5,080 \text{ m} \\ r_K = 5,195 \text{ m} \\ r_b = 4,965 \text{ m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} f = 2,540 \text{ m} \\ f_k = 2,597 \text{ m} \\ f_b = 2,482 \text{ m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} l = 8,780 \text{ m} \\ l_k = 8,998 \text{ m} \\ l_b = 8,599 \text{ m} \end{cases}$$



$$\Delta G = \left(\frac{f_k \times l_k}{3} \times \gamma_h \right) a \quad \text{Eq. (V. 15)}$$

$$\Delta G = \left(\frac{2,597 \times 8,998}{3} \times 20 \right) \times 0,8 \Rightarrow \Delta G = 124,63 \text{ kN/m}$$

$$Q = 0,412 \times \frac{2\pi}{3} \times R \Rightarrow Q = 4,38 \text{ kN/m}$$

$$P_v = \frac{4,38 + 100,8 + 124,63}{8,78} \Rightarrow P_v = 26,17 \text{ kN/ml}$$

V.4.2.2 La charge horizontale

D'après Eq. (IV. 5)

$$K_a = \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \Rightarrow K_a = 0,406$$

D'après Eq. (IV. 3)

$$e_0 = \left(\sum_{i=1}^n h_i \gamma_i + q \right) K_a - 2c \sqrt{K_a}$$

$$e_0 = 126 \times 0,406 - 2 \times 30 \sqrt{0,406} \Rightarrow e_0 = 12,925 \text{ kN/m}$$

D'après Eq. (IV. 4)

$$e_1 = (H + f) \gamma_h K_a - 2c \sqrt{K_a}$$

$$e_1 = (6 + 2,54) 20 \times 0,406 - 2 \times 30 \sqrt{0,406} \Rightarrow e_1 = 31,11 \text{ kN/m}$$

D'après Eq. (IV.9)

$$e = \frac{e_0 + e_1}{2}$$

$$e = \frac{12,925 + 31,11}{2} \Rightarrow e = 22,02 \text{ kN/m}$$

D'après Eq. (IV.10)

$$P_h = e \times \frac{f_k}{f}$$

$$P_h = 22,02 \times \frac{2,957}{2,54} \Rightarrow P_h = 25,63 \text{ kN/m}$$

V.4.3 Réactions d'appuis :

Selon le rapport f/l des dimensions, on choisit les coefficients des réactions des appuis α et β à partir du **Tableau IV.1**.

$$\frac{f}{l} = \frac{2,54}{8,78} = 0,288 \Rightarrow \begin{cases} \alpha_m = 0,01010 \\ \beta_m = -0,01010 \end{cases} \text{ et } \begin{cases} \alpha_h = 0,4415 \\ \beta_h = -0,4415 \end{cases}$$

Les réactions d'appuis seront calculées pour la charge verticale et la charge horizontal :

Pour la charge verticale

D'après Eq. (IV.11)

$$M_v = \alpha_m P_v l^2$$

$$M_v = 0,01010 \times 26,17 \times 8,79^2 \Rightarrow M_v = 20,42 \text{ kN.m}$$

$$H_v = \alpha_h P_v l$$

$$H_v = 0,4415 \times 26,17 \times 8,79 \Rightarrow H_v = 101,56 \text{ kN}$$

$$V_v = P_v \frac{l}{2}$$

$$V_v = 26,17 \frac{8,79}{2} \Rightarrow V_v = 115,02 \text{ kN}$$

$$N_v = \sqrt{H_v^2 + V_v^2}$$

$$N_v = \sqrt{101,56^2 + 115,02^2} \Rightarrow N_v = 153,44 \text{ kN}$$

Pour la charge horizontale

D'après Eq. (IV.12)

$$M_h = \beta_m P_h l^2$$

$$M_h = -0,01010 \times 25,63 \times 8,79^2 \Rightarrow M_h = -20,01 \text{ kN.m}$$

$$H_h = \beta_h P_h l$$

$$H_h = -0,4415 \times 25,63 \times 8,79 \Rightarrow H_h = -99,46 \text{ kN}$$

$$V_h = 0$$

Les sollicitations cumulées

D'après Eq. (IV.13)

$$M_f = M_h + M_v$$

$$M_f = 20,42 - 20,01 \Rightarrow M_f = 0,42 \text{ kN.m}$$

$$H_f = H_h + H_v$$

$$H_f = 101,56 - 99,46 \Rightarrow H_f = 2,1 \text{ kN}$$

$$V_f = V_h + V_v$$

$$V_f = 115,02 - 0 \Rightarrow V_f = 115,02 \text{ kN}$$

NB : Les contraintes ne seront contrôlées qu'à la naissance, l'influence favorable de la charge horizontale étant négligée.

D'après Eq. (IV.14)

$$\sigma_{naissance} = \frac{N_v}{A_s} \pm \frac{M_v}{W_s} < \sigma_e$$

$$\sigma_{naissance} = \frac{153,44}{54,3 \times 10^{-4}} \pm \frac{20,42}{311 \times 10^{-6}}$$

$$\Rightarrow \sigma_{naissance} = 93917 \text{ kN/m}^2 < \sigma_e = 240000 \text{ kN/m}^2$$

La condition est vérifiée donc on optera pour un profilé HEB160 dans la suite des calculs.

V.4.4 Portance maximale du soutènement

Pour le cintre

$$P' = P_v \times \frac{\sigma_e}{\sigma_s} \quad \text{Eq. (V. 16)}$$

$$P' = 26,17 \times \frac{240000}{208695,65} \Rightarrow P' = 30,10 \text{ kN/m}$$

Pour le béton projeté

$$P' = P_v \times \frac{f_{bu}}{\sigma_{bc}} \quad \text{Eq. (V. 17)}$$

$$P' = 26,17 \times \frac{14166,6}{25000} \Rightarrow P' = 14,83 \text{ kN/m}$$

V.4.5 Vérification du soutènement

Le soutènement est calculé comme une structure devant reprendre la charge déterminée ci-dessus et s'épaulant contre le terrain (méthode aux réactions hyperstatiques). On utilise le logiciel « Robot structural Analysis » de modélisation des structures élastiques.

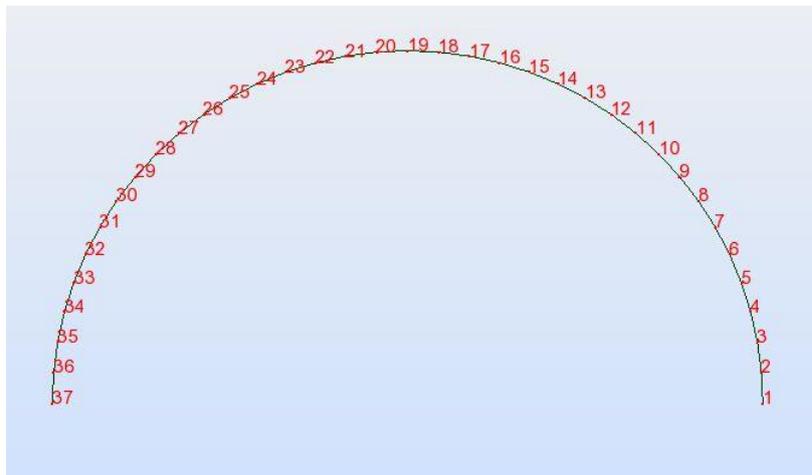


Figure V.7 : Disposition des nœuds dans la modélisation de la section étudiée du soutènement provisoire

La réaction du terrain est supposée élastique, dans notre cas elle est modélisée par des ressorts radiaux d'une raideur k évaluée d'après la formule suivante :

$$k = \frac{E}{(1 + \nu)R} \quad \text{Eq. (V. 18)}$$

E : le module de Young du terrain.

ν : Le coefficient de poisson.

R : Le rayon moyen de l'excavation.

$$k = \frac{26}{(1 + 0,3)5,08} \Rightarrow k = 3937 \text{ kN/m}$$

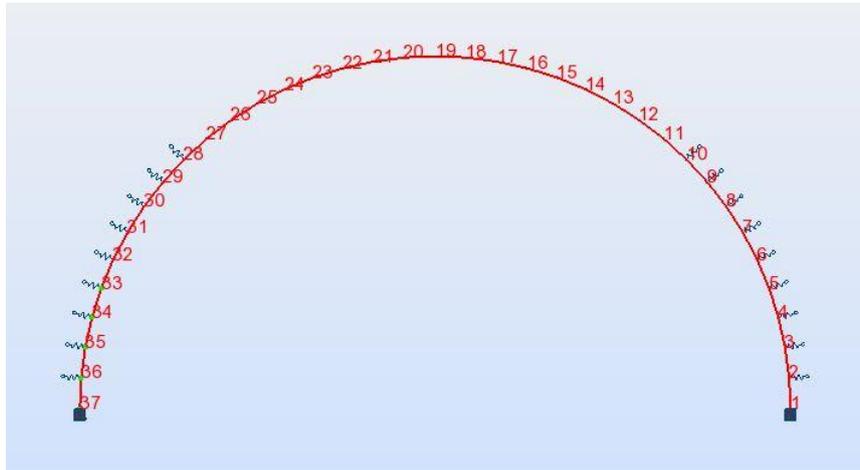


Figure V.8 : Modélisation des appuis de la section étudiée du soutènement provisoire

NB : pour la modélisation on ne met pas d'appuis élastiques dans la voûte, cela résulte des propriétés mécaniques du sol (travaille pas en traction).

Le soutènement composite cintres+béton projeté est modélisé par un matériau équivalent de module de déformation équivalent $E_{\acute{e}q}$ et d'épaisseur équivalente $e_{\acute{e}q}$ possédant les mêmes rigidités à l'effort normal et en flexion :

$$E_{\acute{e}q} S_{\acute{e}q} = E_{\acute{e}q} \times 1 \times e_{\acute{e}q} = E_{BP} S_{BP} + E_c S_c \quad \text{Eq. (V. 19)}$$

$$E_{\acute{e}q} e_{\acute{e}q} = 10^4 \times 0,23 + 2,1 \times 10^5 \times 54,3 \times 10^{-4}$$

$$\Rightarrow E_{\acute{e}q} e_{\acute{e}q} = 3440,30 \text{ MN}$$

$$E_{\acute{e}q} I_{\acute{e}q} = E_{\acute{e}q} \times \frac{1 \times e_{\acute{e}q}^3}{12} = E_{BP} I_{BP} + E_c I_c \quad \text{Eq. (V. 20)}$$

$$E_{\acute{e}q} e_{\acute{e}q}^3 = 12 \left(10^4 \times \frac{0,23^3}{12} + 2,1 \times 10^5 \times 2492 \times 10^{-8} \right)$$

$$\Rightarrow E_{\acute{e}q} e_{\acute{e}q}^3 = 184,50 \text{ MN} \cdot \text{m}^2$$

$$\text{Donc: } \begin{cases} E_{\acute{e}q} = 14958 \text{ MPa} \\ e_{\acute{e}q} = 23 \text{ cm} \end{cases}$$

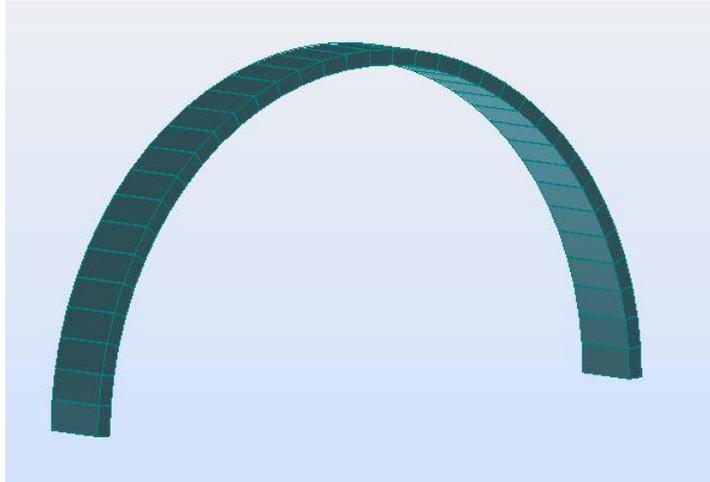


Figure V.9 : Vue 3D de la section équivalente du soutènement provisoire

V.4.5.1 Répartition des efforts sur les éléments de soutènement

Les efforts N et M calculés sont ensuite redistribués dans le cintre et le béton projeté proportionnellement à leur raideurs respectives

Rigidité du cintre métallique

- **la compression**

D'après Eq. (IV. 15)

$$E_s A'_s = \frac{E_s A_s}{a}$$

$$E_s A'_s = \frac{2,1 \times 10^8 \times 54,3 \times 10^{-4}}{0,8} \Rightarrow E_s A'_s = 1425,38 \text{ MN/m}$$

- **la flexion**

D'après Eq. (IV. 16)

$$E_s I'_s = \frac{E_s I_s}{a}$$

$$E_s I'_s = \frac{2,1 \times 10^8 \times 2492 \times 10^{-8}}{0,8} \Rightarrow E_s I'_s = 6,54 \text{ MN.m}$$

Rigidité de la voûte en béton projeté

- la compression

D'après Eq. (IV.17)

$$E_s A'_b = \frac{E_s A_b}{a} = \frac{E_b}{a} \times (a \times e) = E_b \times e = \theta_N E_s A_s$$

$$\text{Car : } \theta_N = \frac{E_b A'_b}{E_s A_s} = \frac{E_b \times e}{E_s A'_s}$$

$$\theta_N = \frac{E_b \times e}{E_s A'_s} \quad \text{Eq. (V.21)}$$

$$\theta_N = \frac{10000 \times 10^3 \times 0,23}{1425,38 \times 10^3} \Rightarrow \theta_N = 1,61$$

- la flexion

D'après Eq. (IV.18)

$$E_b I'_b = \frac{E_b I_b}{a} = \frac{E_b a \times e^3}{12} = E_b \frac{e^3}{12} = \theta_M E_s I'_s$$

$$\text{Car : } \theta_M = \frac{E_b I'_b}{E_s I'_s} = \frac{E_b \times e^3}{12 (E_s I'_s)}$$

$$\theta_M = \frac{E_b \times e^3}{12 (E_s I'_s)} \quad \text{Eq. (V.22)}$$

$$\theta_M = \frac{10000 \times 10^3 \times 0,23^3}{12 \times 6,54 \times 10^3} \Rightarrow \theta_M = 1,55$$

V.4.5.2 Diagrammes des efforts

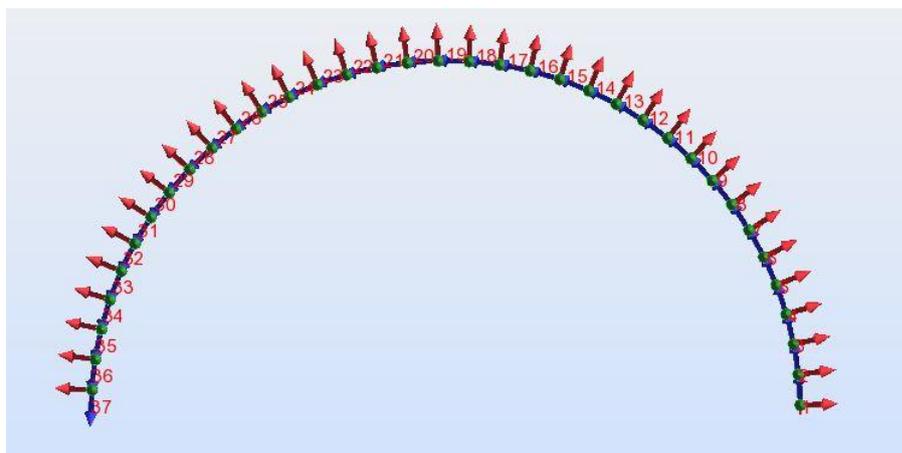


Figure V.10 : Axes des différents nœuds

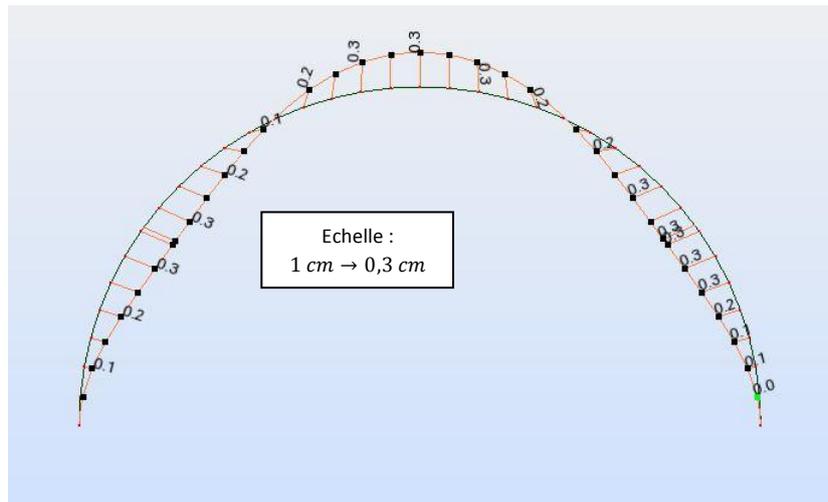


Figure V.11 : La déformée de la section étudiée du soutènement provisoire

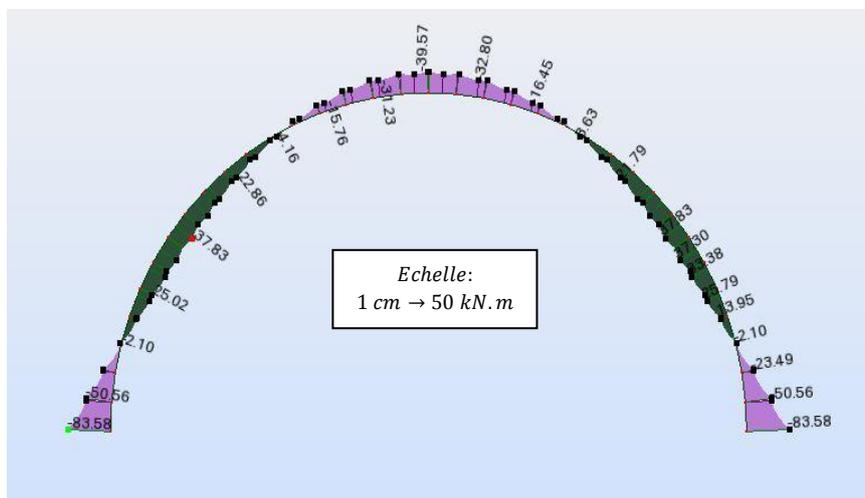


Figure V.12 : diagramme du moment fléchissant de la section étudiée du soutènement provisoire

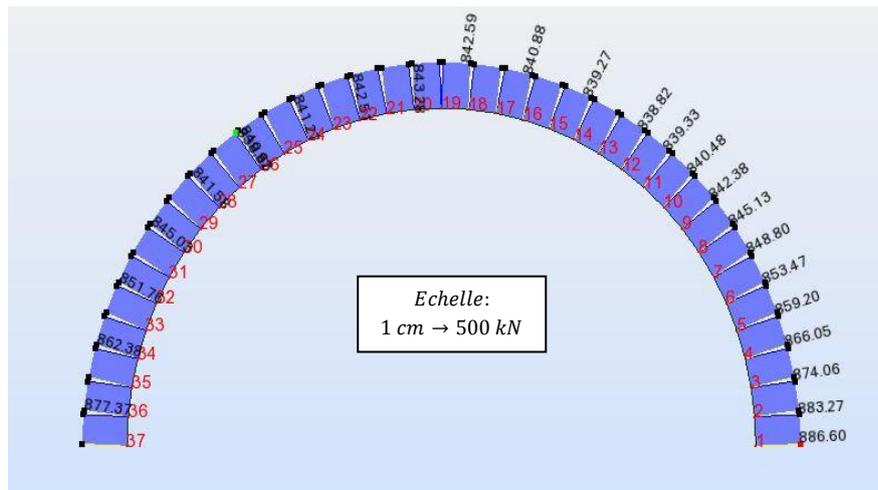


Figure V.13 : diagramme de l'effort normal de la section étudiée du soutènement provisoire

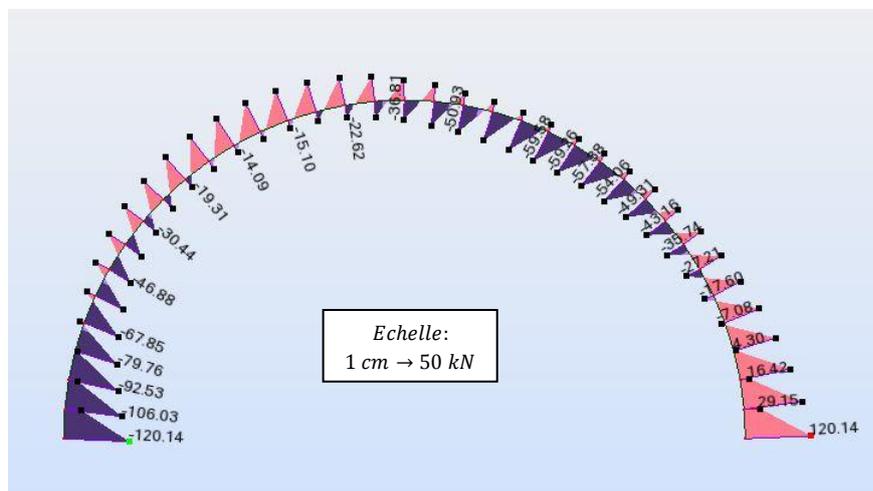


Figure V.14 : diagramme de l'effort tranchant normal de la section étudiée du soutènement provisoire

V.4.5.2 Vérification des contraintes

Les efforts internes max exercé sur le soutènement provisoire sont résumés comme suit :

$$M = 83,58 \text{ kN.m}$$

$$N = 886,60 \text{ kN}$$

Vérification du béton projeté [9]

Calcul de la section équivalente béton projeté –treillis soudé :

$$I_{eq} = \frac{bh^3}{12} + 15A_s \left(\frac{h}{2} - d \right)^2 \quad Eq. (V.23)$$

$$I_{eq} = \frac{1 \times 0,23^3}{12} + 15 \times 6,8 \times 10^{-4} \left(\frac{0,23}{2} - 0,19 \right)^2$$

$$A_{eq} = bh + 15A_s \quad Eq. (V.24)$$

$$A_{eq} = 1 \times 0,23 + 15 \times 6,8 \times 10^{-4}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} I_{eq} = 10,72 \times 10^{-4} \text{ m}^4 \\ A_{eq} = 0,24 \text{ m}^2 \end{cases}$$

Avec :

b : Largeur de la section du béton projeté.

h : L'épaisseur de la section du béton projeté

As : Section d'acier en treillis soudé, pour un espacement de cintre de 0,8 mètres

$$(A_s = 6\phi 12 = 6\text{cm}^2)$$

d: Distance entre l'axe neutre du treillis soudé et la fibre extrême du béton projeté égal à 0,19 m.

$$M_b = 0,34M \Rightarrow M_b = 28,42 \text{ kN.m}$$

$$N_b = 0,35N \Rightarrow N_b = 310,31 \text{ kN}$$

Vérification à l'ELU

Fibre comprimée

$$\sigma_b = \gamma_b \left(\frac{N_b}{A_b} + \frac{M_b}{W_b} \right) < f_{bu} \quad Eq. (V.25)$$

Avec :

$$f_{bu} = 0,85 \frac{f_{c28}}{\gamma_{bu}} \Rightarrow f_{bu} = 0,85 \frac{25}{1,5} \Rightarrow f_{bu} = 14,16 \text{ MPa}$$

$$\gamma_b = 1,35$$

$$\sigma_b = 1,35 \left(\frac{310,31}{0,23} + \frac{28,42}{8,82 \times 10^{-3}} \right)$$

$$\Rightarrow \sigma_b = 6,17 \text{ MPa} < f_{bu} = 14,16 \text{ MPa}$$

Vérifiée

Fibre tendue

$$\sigma_b = \gamma_b \left(\frac{N_b}{A_{eq}} - \frac{M_b}{W_{eq}} \right) < \bar{\sigma}_s \quad \text{Eq. (V. 26)}$$

Avec :

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \Rightarrow \bar{\sigma}_s = \frac{240}{1,15} = 208,69 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 1,35 \left(\frac{310,31}{0,24} - \frac{28,42}{9,32 \times 10^{-3}} \right)$$

$$\Rightarrow \sigma_b = 3,12 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 208,69 \text{ MPa}$$

Vérifiée

Vérification à l'ELS (Fissuration Préjudiciable)

Fibre comprimée

$$\sigma_b = \gamma_b \left(\frac{N_b}{A_b} + \frac{M_b}{W_b} \right) < \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{Eq. (V. 27)}$$

Avec :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} \Rightarrow \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 1,35 \left(\frac{310,31}{0,23} + \frac{28,42}{8,82 \times 10^{-3}} \right)$$

$$\Rightarrow \sigma_b = 6,17 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Vérifiée

Fibre tendue

$$\sigma_b = \gamma_b \left(\frac{N_b}{A_{eq}} - \frac{M_b}{W_{eq}} \right) < \bar{\sigma}_s \quad \text{Eq. (V. 28)}$$

Avec :

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{c28}} \right\} \Rightarrow \bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} 240_e; 110 \sqrt{1,6 \times 25} \right\} = 160 \text{ MPa}$$

($\eta = 1,6$ Pour HA)

$$\sigma_b = 1,35 \times \left(\frac{310,31}{0,24} - \frac{28,42}{9,32 \times 10^{-3}} \right)$$

$$\Rightarrow \sigma_b = 3,12 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 160 \text{ MPa} \quad \text{Vérfiée}$$

Vérification du cintre [8]

$$M_s = 0,66M \Rightarrow M_s = 54,34 \text{ kN.m}$$

$$N_s = 0,65N \Rightarrow N_s = 576,29 \text{ kN}$$

$$\sigma_s = \frac{N_s}{A_s} + \frac{M_s}{W_s} < \frac{f_e}{\gamma_R} \quad \text{Eq. (V.29)}$$

Avec : $\gamma_R = 1,1$ coefficient de sécurité d'après l'EUROCODE

$$\sigma_s = \frac{576,29}{54,3 \times 10^{-4}} + \frac{54,34}{311 \times 10^{-6}}$$

$$\Rightarrow \sigma_s = 208,28 \text{ MPa} < 219 \text{ MPa} \quad \text{Vérfiée}$$

Vérification au cisaillement

$$T=120.14 \text{ kN}$$

Dans le béton projeté

$$\tau = \frac{T_b^{\max}}{ad} \leq \tau_u \quad \text{Eq. (V.30)}$$

Avec:

a : distance ente axe des cintres

$$\tau_u = \min \left\{ 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_{bu}}; 4 \text{ MPa} \right\} = 2,5 \text{ MPa}$$

$$T_b = 0,35T \Rightarrow T_b = 41,96 \text{ kN}$$

$$\tau = \frac{41,91}{0,8 \times 0,19}$$

$$\Rightarrow \tau = 0,276 \text{ MPa} \leq \tau_u = 2,5 \text{ MPa} \quad \text{Vérfiée}$$

Vérification du cintre

La contrainte tangentielle due à l'effort tranchant T est donné par :

$$\tau = \frac{T_s \times S}{I_s \times \delta} \leq \tau_{lim} \quad \text{Eq. (V.31)}$$

Avec :

S : Moment statique de la demi-section.

I_s : Moment d'inertie du profilé

δ : Épaisseur de l'âme du profilé

$$T_s = 0,65T \Rightarrow T_s = 78,18 \text{ kN}$$

$$\tau_{lim} = \frac{\sigma_e}{\sqrt{3}} = 138,56 \text{ MPa}$$

$$\tau = \frac{78,18 \times 1,71 \times 10^{-4}}{2492 \times 10^{-8} \times 0,008}$$

$$\Rightarrow \tau = 67 \text{ MPa} \leq \tau_{lim} = 138,56 \text{ MPa}$$

Vérifiée

V.5 DIMENSIONNEMENT DU REVETEMENT DEFINITIF

La vérification du soutènement provisoire se fait à une section éloignée de 8 mètres du début du tunnel D8-5 car elle représente la section la plus défavorable.

V.5.1 Détermination du chargement actif agissant sur le revêtement définitif

V.5.1.1 Etude statique

Selon TERZAGHI les pressions horizontal et verticale agissant sur le tunnel sont respectivement :

$$\sigma_h = 99,15 \text{ kN/m}^2 \quad \text{et} \quad \sigma_v = 96,80 \text{ kN/m}^2$$

NB : les charges ont été définies précédemment.

1) Les pressions actives agissant au niveau du radier

D'après Eq. (III. 28)

$$P = \sum_1^n \gamma_i h_i + q$$

$$P = (18 \times 2 + 4 \times 20 + 7 \times 20) + 10 \Rightarrow P = 266 \text{ kN/m}^2$$

D'après Eq. (III. 26) et Eq. (III. 27)

$$K_a = tg^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$K_a = tg^2 \left(45 - \frac{24}{2} \right) \Rightarrow K_a = 0,422$$

$$K_p = tg^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$K_p = tg^2 \left(45 + \frac{24}{2} \right) \Rightarrow K_p = 2,371$$

Pour la pression de poussée = pression de butée on détermine Z d'après Eq. (III. 23) :

$$Z = \frac{P \times K_a - 2c \times (\sqrt{K_p} - \sqrt{K_a})}{\gamma \times (K_p - K_a)}$$

$$Z = \frac{266 \times 0,422 - 2 \times 40(\sqrt{2,371} - \sqrt{0,422})}{20(2,371 - 0,422)} \Rightarrow Z = 1,05 \text{ m}$$

La résultante des efforts agissant à la direction de l'excavation est donné d'après Eq. (III. 29)

$$E = E_a - E_p = \frac{\gamma \times Z}{2} (Z + 2H)K_a - \frac{1}{2} \gamma \times Z^2 \times K_p$$

$$E = \frac{20 \times 10^3 \times 1,05}{2} (1,05 + 2 \times 7) 0,422 - \frac{1}{2} 20 \times 1,05^2 \times 2,371$$

$$\Rightarrow E = 129,61 \text{ KN/m}^2$$

D'après Eq. (III. 32)

$$T_0 = \frac{2E}{\text{Cos}\varphi} \times \text{Sin}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$T_0 = \frac{2 \times 40,55}{\text{Cos}(24)} \times \text{Sin}^2 \left(45 - \frac{24}{2} \right) \Rightarrow T_0 = 84,25 \text{ kN/m}^2$$

D'après Eq. (III. 33)

$$Y = \frac{Z}{\text{tg} \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)}$$

$$Y = \frac{1,05}{\text{tg} \left(45 - \frac{24}{2} \right)} \Rightarrow Y = 1,61 \text{ m}$$

La contrainte provoquée sous le radier est donné dans Eq. (III. 34):

$$\sigma = \frac{T_0}{Y}$$

$$\sigma = \frac{84,25}{1,61} \Rightarrow \sigma = 52,33 \text{ kN/m}^2$$

Vérification de non soulèvement

D'après Eq. (III. 35)

$$\frac{T_0}{Y} \leq \left[\frac{4c}{(1 - \text{Sin}\varphi)} \right] (2 + \text{Sin}\varphi) \text{Cos}\varphi$$

$$52,33 \leq \left[\frac{4 \times 40}{(1 - \text{Sin}24)} \right] (2 + \text{Sin}24) \text{Cos}24 \Rightarrow 52,33 \leq 592,97$$

On constate que la condition de non soulèvement est vérifiée

On résume les charges agissant sur le revêtement définitif dans le tableau ci-dessous :

Tableau V.10 : Pressions sur le revêtement définitif
(Cas statique « G »)

	Au niveau de la calotte		Au niveau du radier
	Horizontal	Verticale	
Pressions sur le revêtement définitif (KN/m ²)	99,15	96,80	Les pressions actives 52,33

2) Pression hydrostatique

En plus des charges citées dans le **tableau V.10**, il existe une pression hydrostatique qui augmente avec la profondeur qu'on doit prendre en considération

Tableau V.11 : Pressions hydrostatiques sur le revêtement définitif

	Clé de voûte	Pieds droits	radier
Pression hydrostatique (kN/m ²)	10,00	60,80	100,10

V.5.1.2 Etude dynamique [6]

Premier cas

Séisme horizontal (SI_H)

Pour ce qui concerne la sismicité horizontale, le revêtement est supposé encaisser une déformation imposée par le terrain soit $Eh_0 = 12 \text{ cm}$ en surface.

A une profondeur Z :

$$Eh(z) = 12 - 0,07 \frac{z}{50} \quad \text{Eq. (V. 32)}$$

Le Eh maximal entre deux points à des profondeurs Z_1 et Z_2 est :

- Si les deux points sont dans le gneiss :

$$\Delta Eh = 2E \times h_0 \times \left(\frac{Z_1 + Z_2}{2} \right) \left(\frac{Z_1 - Z_2}{100} \right) \quad \text{Eq. (V. 33)}$$

- Si les deux points sont dans l'argile ou le remblai :

$$\Delta Eh = 2E \times h_0 \times \left(\frac{Z_1 + Z_2}{2} \right) \left(\frac{Z_1 - Z_2}{50} \right) \quad \text{Eq. (V. 34)}$$

On vérifiera alors que la structure est capable de résister à un déplacement imposé par le terrain entre le milieu du radier et le milieu de la clé de voûte.

Séisme vertical (SI_v)

Pour le séisme vertical on admettra une majoration de 20% des charges verticales.

Deuxième cas

La part du séisme horizontal et vertical sera égale à 20% du cas statique

- Soit en appliquant la formule de New mark :

$$séisme = \begin{cases} statique + 0,4SI_v + SI_h \\ statique + 0,4SI_h + SI_v \end{cases} \quad Eq. (V. 35)$$

- soit une majoration des efforts de :

$$séisme = statique + 0,2statique + 0,4 \times 0,2statique = 1,28 statique$$

- soit une majoration des efforts de :

$$séisme = statique \pm 0,2statique + 0,4 \times 0,2statique = \begin{cases} 1,28 statique \\ 0,88 statique \end{cases}$$

On peut résumer la vérification au séisme comme suit

- Faire le calcul statique.
- Majorer les efforts statiques verticaux de 20% pour déterminer le séisme vertical.
- Le séisme horizontal est de 0,4 le séisme vertical et on vérifiera le déplacement (ΔE_h) d'après la formule de NEWMARK.
- Refaire le même calcul avec 20% des efforts horizontaux et $S_v = 0,4S_h$
- Faire les combinaisons d'après les formules de NEW MARK.

Pour trouver les pressions dynamiques agissant sur le revêtement définitif, on opte pour une majoration de 20% des pressions statiques.

Tableau V.12 : Pressions sur le revêtement définitif
(Cas dynamique «1,2 G »)

	Au niveau de la calotte		Au niveau du radier
	Horizontal	Verticale	
Pressions sur le revêtement définitif (kN/m ²)	118,98	116,16	Les pressions actives 63

V.5.2 Détermination des efforts internes

$$\text{Section de béton} \Rightarrow \begin{cases} e = 80 \text{ cm} \\ h = 100 \text{ cm} \\ d = 5 \text{ cm} \end{cases}$$

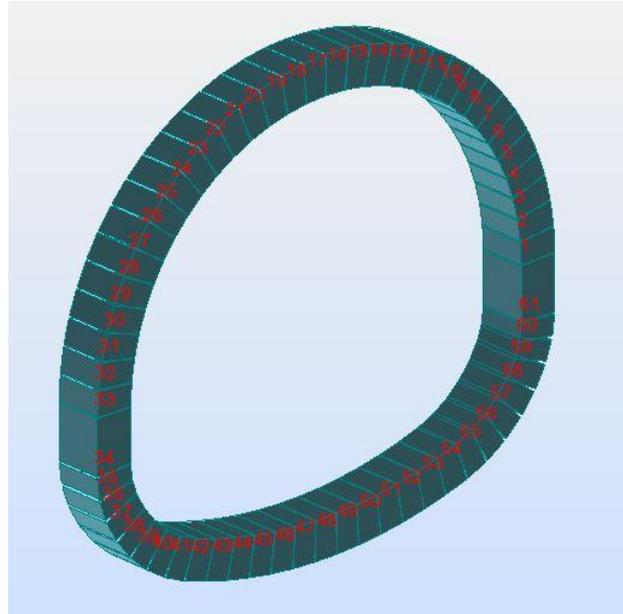


Figure V.15 : *Vue en 3D de la section étudiée du revêtement définitif*

Le revêtement définitif est calculé comme une structure devant reprendre la charge déterminée ci-dessus, on utilisant le logiciel « Robot structural Analysis » de modélisation des structures élastiques.

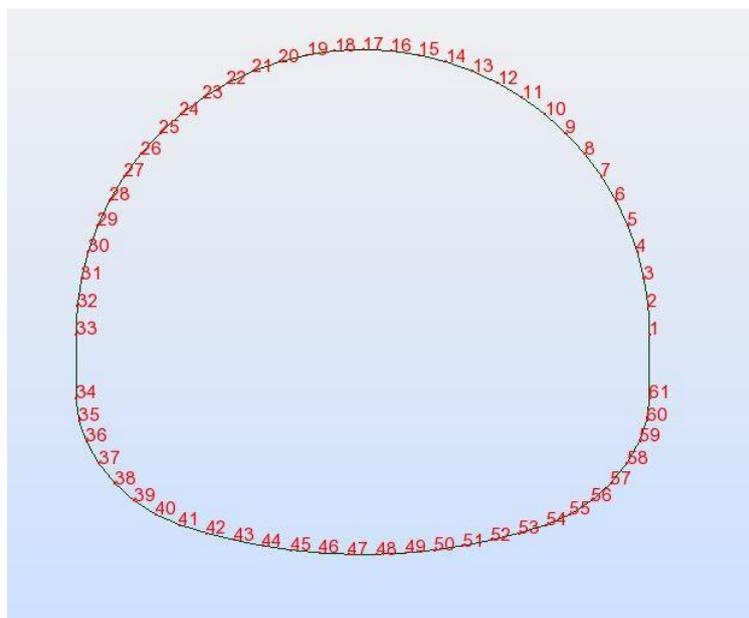


Figure V.16 : *La disposition des nœuds dans la modélisation de la section étudiée du revêtement définitif*

La réaction du terrain est supposée élastique agissant verticalement sur le revêtement, dans notre cas elle est modélisée par des ressorts radiales d'une raideur évaluée d'après Eq. (V. 18).

Les différentes raideurs sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau V.13 : Les raideurs

Elément	Nœuds	R (m)	K (kN/m)
Calotte	1 à 6 et 28 à 33	5,08	4101,05
Angle 1	34 à 37 et 58 à 61	1,82	10989,01
Angle 2	38 à 41 et 54 à 57	2,82	7092,19
Radier	42 à 53	10,16	1962,19

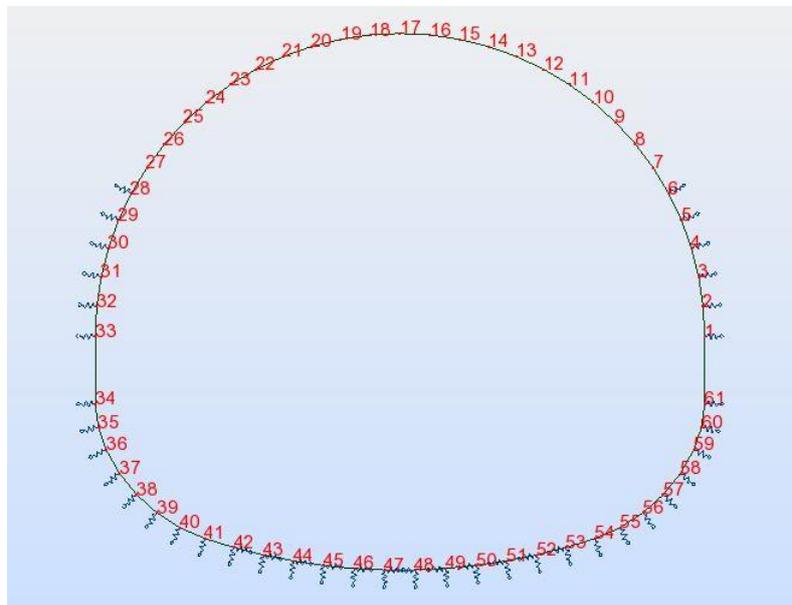


Figure V.17 : Modélisation des appuis élastiques dans la section étudiée du revêtement définitif

NB : pour la modélisation on ne met pas d'appuis élastiques au niveau de la voûte, cela résulte des propriétés mécaniques du sol (travaille pas en traction).

Le frottement entre revêtement définitif et soutènement provisoire est négligé.

V.5.3 Diagrammes des efforts internes

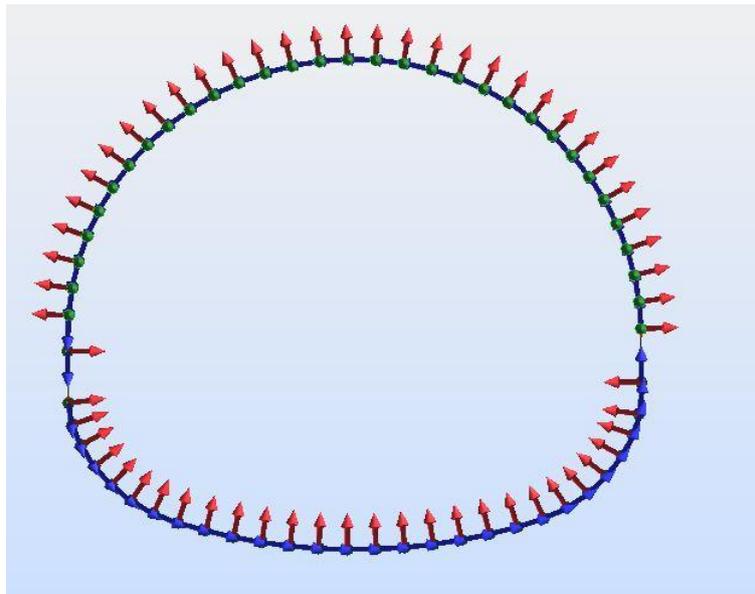


Figure V.18 : Axes des différents nœuds

V.5.3.1 cas statique

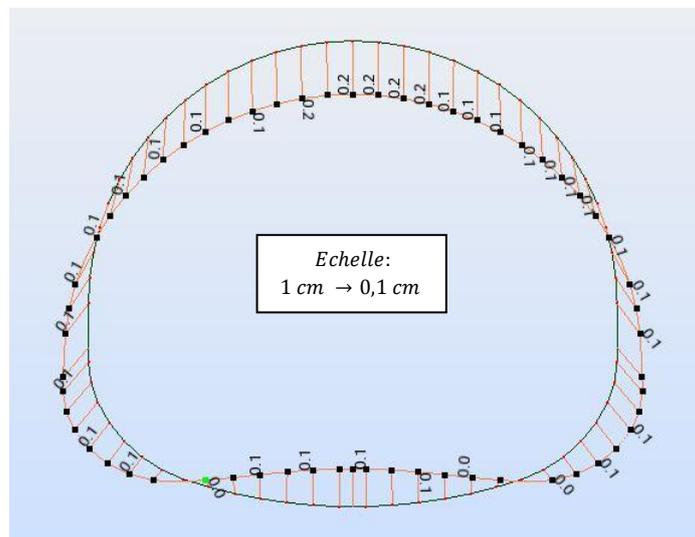


Figure V.19 : la déformée de la section étudiée du revêtement définitif (cas statique)

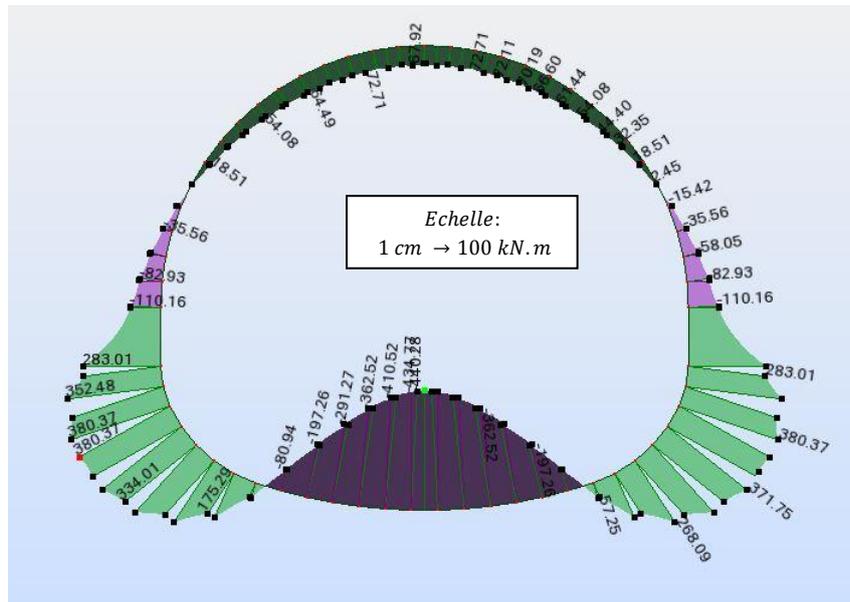


Figure V.20 : diagramme du moment fléchissant de la section étudiée revêtement définitif (cas statique)

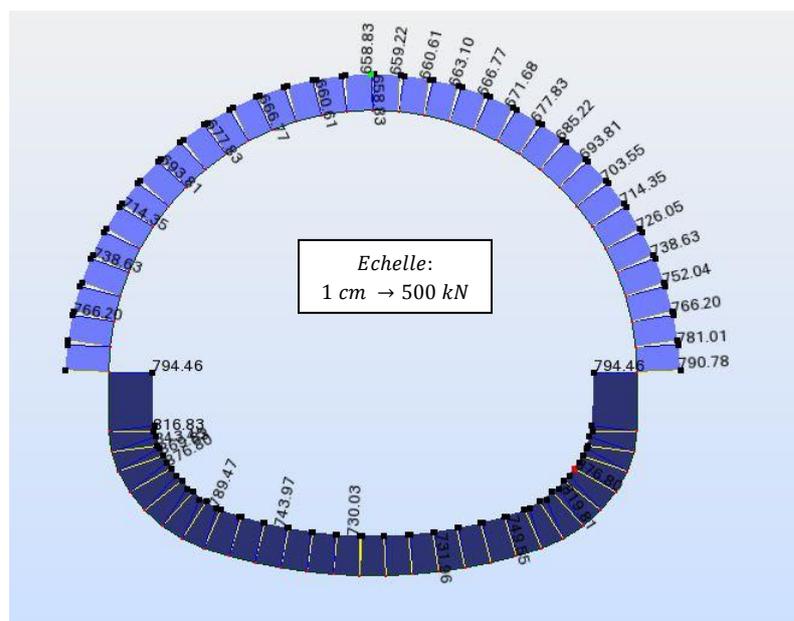


Figure V.21 : diagramme de l'effort normal de la section étudiée revêtement définitif (cas statique)

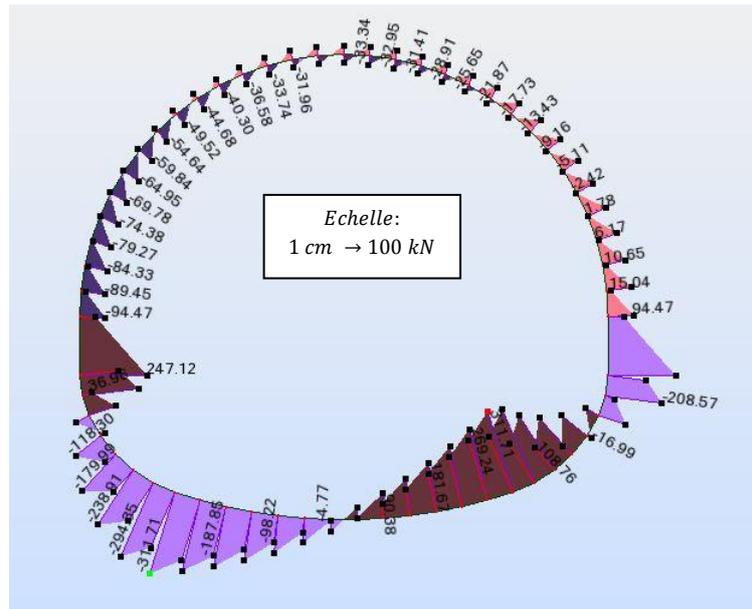


Figure V.22 : diagramme de l'effort tranchant de la section étudiée revêtement définitif (cas statique)

Les efforts internes maximum exercés sur l'ouvrage sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.14 : les efforts internes max sous la combinaison « G »

Elément	Moment fléchissant kN.m	Effort normal kN	Effort tranchant kN
voûte	72,71	790,90	94,47
Pieds droits	380,37	876,22	247,12
radier	440,28	876,80	311,71

V.5.3.1 Cas dynamique

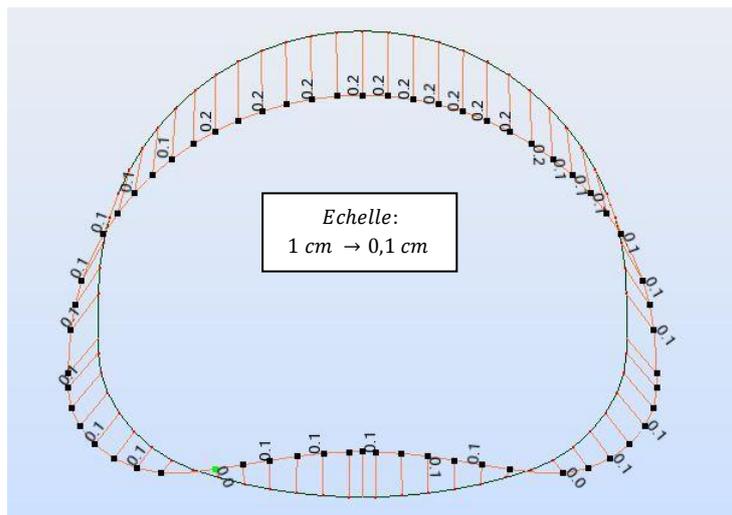


Figure V.23 : la déformée de la section étudiée du revêtement définitif (cas dynamique)

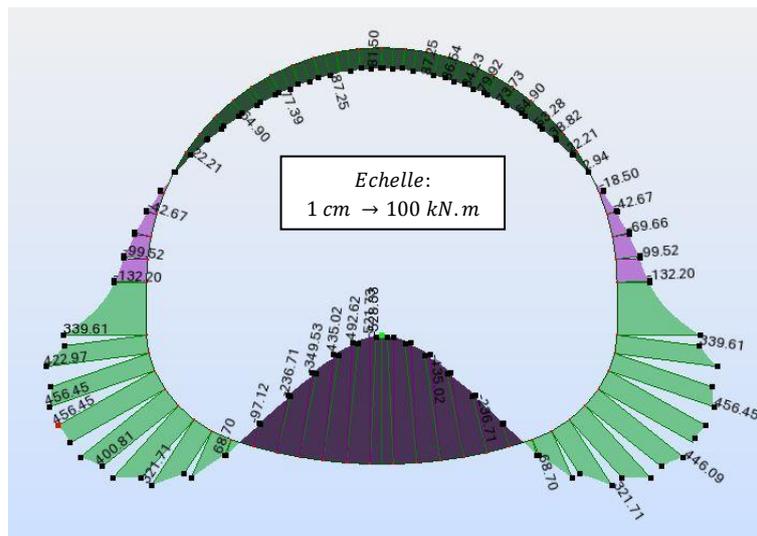


Figure V.24 : diagramme du moment fléchissant de la section étudiée du revêtement définitif (cas dynamique)

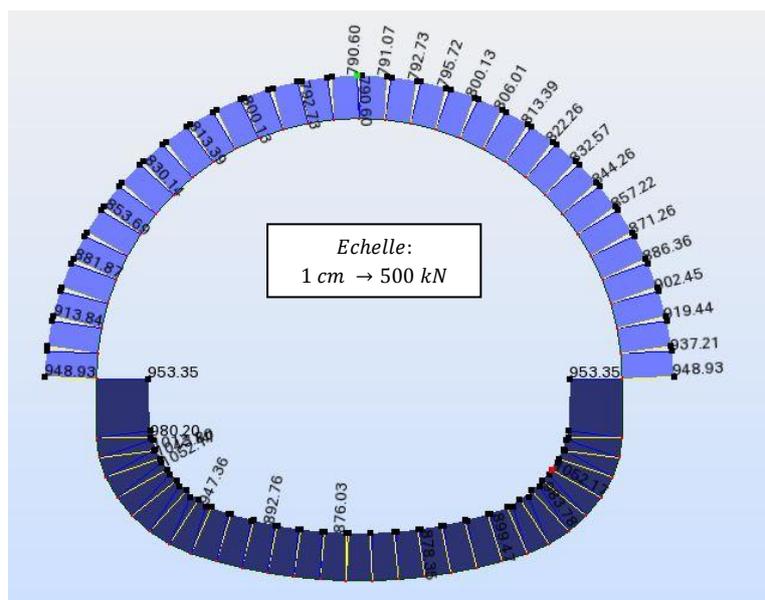


Figure V.25 : diagramme de l'effort normal de la section étudiée revêtement définitif (cas dynamique)

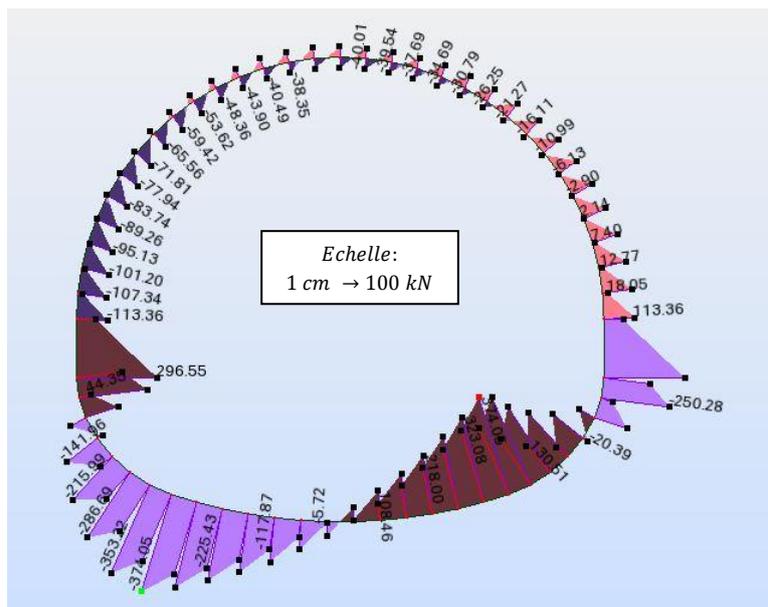


Figure V.26 : diagramme de l'effort tranchant de la section étudiée du revêtement définitif (cas dynamique)

Les efforts internes maximum exercés sur l'ouvrage sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.15 : les efforts internes max sous la combinaison « 1.2G »

Elément	Moment fléchissant (kN.m)	Effort normal (kN)	Effort tranchant (kN)
voûte	132,20	948,93	113,36
Pieds droits	456,45	1052,17	296,55
radier	528,33	1014,22	374,04

V.5.4 Ferrailage du revêtement définitif

V.5.4.1 Ferrailage longitudinale

Ferrailage longitudinale sous la Combinaison « G » est défini dans le tableau suivant :

Tableau V.16 : Ferrailage longitudinale (cas statique « G »)

Section	b (cm)	H (cm)	d (cm)	d' (cm)	A _s (cm ²)	A' _s (cm ²)	Choix des barres	
							Supérieure	Inferieure
voûte	100,00	80,00	72	8,00	14,64	08,10	2T20+2T16	4T20+2T16
Pieds droits	100,00	80,00	72	8,00	24,21	6,15	8T20	4T14
Radier	100,00	80,00	72	8,00	31,65	6,15	4T25+4T20	4T14

Ferrailage longitudinale sous la Combinaison « 1,2G » est défini dans le tableau suivant :

Tableau V.17 : Ferrailage longitudinale (cas dynamique « 1.2G »)

Section	b (cm)	H (cm)	d (cm)	d' (cm)	A _s (cm ²)	A' _s (cm ²)	Choix des barres	
							Supérieure	Inferieure
voûte	100,00	80,00	72,00	8,00	19,58	07,70	4T16	4T20+4T16
Pieds droits	100,00	80,00	72,00	8,00	35,07	6,15	6T25+2T20	4T14
Radier	100,00	80,00	72,00	8,00	37,42	4,52	8T25	4T12

NB : on optera pour le ferrailage du cas dynamique car il est le plus défavorable.

V.5.4.2 Ferrailage transversale

Armatures droits $\Rightarrow \alpha = 90^\circ$

$$\text{Fissuration préjudiciable} \Rightarrow \tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} \leq \left\{ 0,15 f_{cj} / \gamma_b ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2,5 \text{ MPa}$$

Tableau V.18 : Vérification du cisaillement

	V _u (kN)	τ _u (MPa)	Observation
voûte	113,36	0,157	Vérifié
Pieds droits	296,55	0,410	Vérifié
Radier	374,04	0,520	Vérifié

Avec

τ_u : La contrainte tangente conventionnelle

V_u : L'effort tranchant ultime

La vérification de l'état ultime par traction dans les armatures doit s'écrire :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} \leq 0,9 \rho_t \times (\sin \alpha + \cos \alpha) \times \frac{f_e}{\gamma_s} \quad \text{Eq. (V. 36)}$$

Avec

$$\rho_t = \frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - \tau_0}{0,9 \frac{f_e}{\gamma_s} \times (\sin \alpha + \cos \alpha)} \quad \text{Eq. (V. 37)}$$

ρ_t : Pourcentage d'armatures transversales

S_t : L'espacement entre les armatures transversales

$$\tau_0 = 0,3 f_{cj}^* \times K \quad \text{Avec } K = 1 \quad \text{Eq. (V. 38)}$$

$$\tau_0 = 0,3 \times 2,1 \times 1 \Rightarrow \tau_0 = 0,63 \text{ MPa}$$

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \quad \text{Eq. (V. 39)}$$

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 \times 25 \Rightarrow f_{tj} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$f_{tj}^* = \min\{f_{tj}; 3,3 \text{ MPa}\} \quad \text{Eq. (V. 40)}$$

$$f_{tj}^* = \min\{2,1 \text{ MPa}; 3,3 \text{ MPa}\} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$\rho_t = \frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,63}{104,35}$$

Tel que $S_t \leq S_{tmax} = \min\{0,9 d; 40 \text{ cm}\}$

Tableau V.19 : Ferrailage transversale

	τ_u (MPa)	Choix de A_t (cm ²)	S_t (cm)
voûte	0,157	4T12 (4.52)	30
Pied droit	0,410	4T12 (4.52)	20
Radier	0,520	4T12 (4.52)	10

V.5.4.3 Armatures de répartition

Pour les armatures de répartition on adopte que

$$A_r = \frac{A_s}{4}$$

$$A_r = \frac{37,42}{4} \Rightarrow A_r = 9,35 \text{ cm}^2 \text{ (6T14)}$$

V.5.5 Schémas de ferrillages

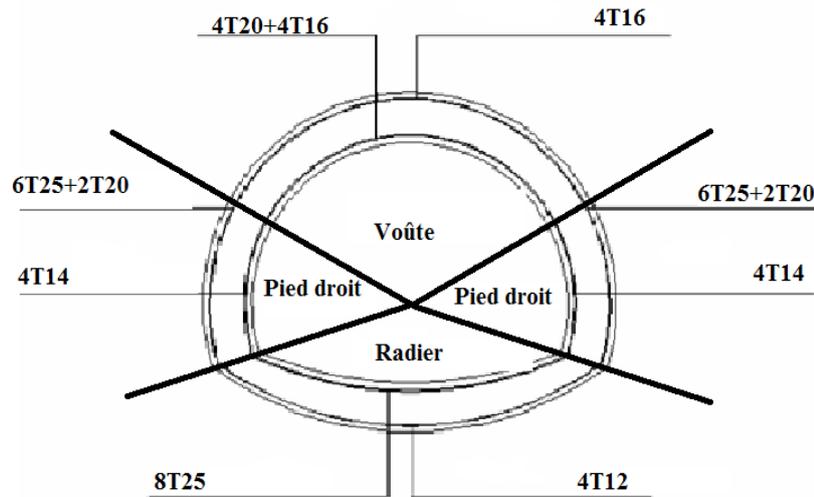


Figure V.27 : Ferrailage de la section étudiée du revêtement définitif

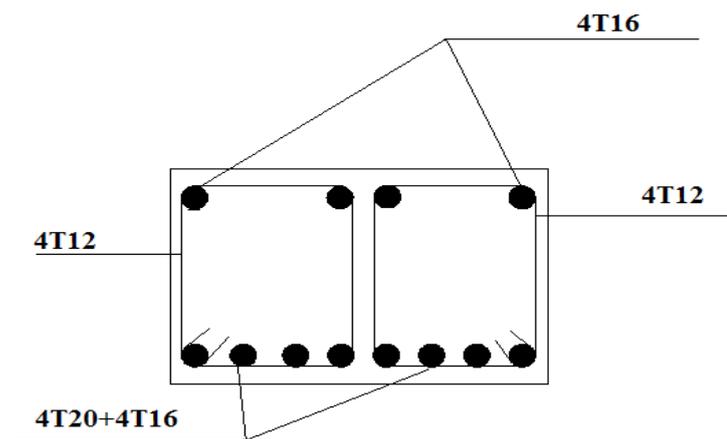


Figure V.28 : Ferrailage de la voûte

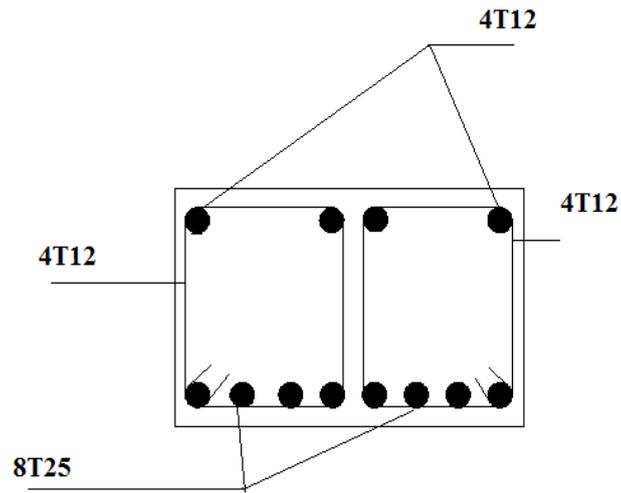


Figure V.29 : *Ferraillage des pieds droits*

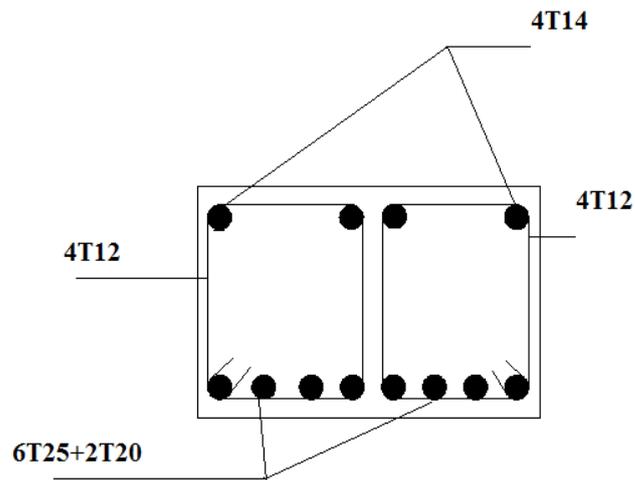


Figure V.30 : *Ferraillage du radier*

CONCLUSION GENERALE

L'élaboration de ce travail, nous a permis de connaître les différentes étapes de réalisation d'un tunnel ainsi que les différents problèmes que l'on peut rencontrer.

L'étude de ce projet nous a permis aussi de :

- saisir l'importance des études géologiques, hydrogéologiques et géotechniques dans le choix de la méthode d'exécution, et l'impact de ces résultats sur le coût et le choix du tracé du tunnel.
- Prendre connaissance des différentes méthodes d'excavations et de soutènement.
- Connaître les méthodes d'évaluation des pressions agissant sur le tunnel et les paramètres qu'on doit prendre en considération pour le choix de la méthode.
- Métriser la manipulation du logiciel de calcul « Robot structural analysis » pour la modélisation du soutènement et du revêtement, afin de déterminer les efforts internes qui ont servi à la vérification du soutènement provisoire et le ferrailage du revêtement définitif.

L'évaluation des charges est l'étape la plus importante dans le calcul d'un tunnel, et pour faire le choix de la méthode la plus adaptée au cas étudiés, il est impératif d'avoir une identification complète du terrain à excaver, en prenant toutes les précautions nécessaires lors des essais effectués in situ ou au laboratoire.

La modélisation effectuée avec « le robot structural analysis » en 2D, elle donne effectivement des résultats satisfaisants. Néanmoins, il existe d'autres logiciels de modélisation en 3D avec des résultats plus précis, où les couches du terrain sont représentées par leurs caractéristiques réelles et non pas par des simples appuis élastiques. Également l'état des contraintes est contrôlé plus aisément, par simulation des différentes étapes de creusement.

Pour conclure, il faut souligner que le calcul sur ordinateur n'est en effet qu'une aide matérielle et ne peut en aucun cas se substituer à la réflexion de l'ingénieur.

REFERENCES
BIBLIOGRAPHIQUES

- [01] **A. BOUVARD, G.COLOMBERT, F.ESTEUILLE.** 1998. « Ouvrages souterrains Conception-Réalisation-Entretien ».
- [02] **PILOTE DES TUNNELS.**
- [03] **SZECHY.KAROLOY.**1970. « Traite de construction Des Tunnels ».
- [04] **C.CHERCHALI.** 1993. «TUNNEL Calcul Soutènement Provisoire Tome I ».OPU.
- [05] **M.PANET.** 1995. «Calcul des tunnels par la méthode de convergence confinement».
- [06] **C.CHERCHALI.** 1993. «TUNNEL Calcul Revêtement Définitif .Tome II ».OPU.
- [07] **METRO D'ALGER :** Cahier d'éléments géotechniques et géologiques.
- [08] **S.BELKACEMI.** 2010. Note de cours « Mécanique Des Sols » ENP.ALGER.
- [09] **HAMOUTENNE.** 2010. Note de cours « Charpente Métallique » ENP.ALGER.
- [10] **R.BOUTEMEUR.** 2010. Note de cours « Béton Armé & Béton Précontraint » ENP. Alger.

Logiciels:

- 1. ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS Analyse des structures.
- 2. AUTOCAD 2008 Dessin.

ANNEXES

ANNEXE A

GENERALITES

Abattage :

Opération de désagrégation du terrain à excaver provoquant sa chute au pied de la paroi attaquée où les déblais sont repris par les engins de marinage. Ce terme est également employé, notamment au pluriel, pour désigner certaines phases d'exécution en section divisée (abattages latéraux).

Anneau :

Tranche élémentaire du revêtement d'un tunnel creusé au moyen d'un tunnelier.

Anneau universel :

Tranche élémentaire du revêtement d'un tunnel creusé au tunnelier dont les faces avant et arrière ne sont pas parallèles de manière à prendre une direction dépendant de la position de la clé.

Avancement :

Longueur de tunnel sur laquelle une opération est effectuée pendant un temps donné (heure, jour, mois, poste). L'opération peut être une opération élémentaire (excavation, petite galerie, bétonnage, demi-section supérieure) ou l'ensemble d'un cycle d'opérations concourant à l'exécution de tout ou partie d'un tronçon d'ouvrage.

Blindage :

Opération consistant à bloquer les terrains instables autour de l'excavation. Le blindage est obtenu la plupart du temps à l'aide de plaques en métal ou en béton, jointives ou non, bloquées au terrain encaissant et s'appuyant sur les cintres. Ce terme peut aussi désigner le matériel utilisé pour cette opération.

Blocage :

Opération de mise en place d'un matériau (généralement du béton) utilisé pour le remplissage de l'espace vide entre un soutènement et la surface excavée.

Bouclier :

Système de protection constitué d'une structure métallique complète ou partielle à l'abri de laquelle s'effectuent les opérations de terrassement. Le soutènement ou le revêtement peuvent également être mis en œuvre à l'abri du bouclier.

Bouclier à air comprimé :

Bouclier travaillant sous enceinte d'air comprimé. La pression d'air comprimé peut être limitée, soit au seul front de taille soit à l'ensemble du chantier d'avancement.

Bouclier à boue :

Bouclier utilisant une boue qui, placée dans la partie avant du bouclier, assure à la fois la stabilité provisoire des parois et le transport des déblais.

Bouclier à front pressurisé :

Bouclier à front fermé dont la chambre d'abattage est mis en pression contrôlée.

Bouclier à pression de terre :

Bouclier à front pressurisé dont la pression sur le front de taille est exercé par le terrain excavé.

Boulon :

Tige métallique destinée à renforcer la roche. Mise en place dans un forage, elle est ancrée dans la roche à une extrémité ou sur toute sa longueur et serrée sur la surface rocheuse au moyen d'une plaque et d'un écrou à l'autre extrémité qui est filetée. Pour renforcer le front de taille des tunnels on utilise des boulons en fibre de verre de grande longueur, faciles à détruire lors de l'abattage.

Boulonnage radial :

Opération consistant à renforcer le terrain autour d'une galerie par des boulons disposés radialement en auréoles successives.

Calotte :

Partie supérieure et centrale de la voûte.

Chambre d'abattage :

Espace du bouclier, en contact avec le front où est réalisé l'abattage du matériau. Dans le cas du bouclier fermé, cet espace est clos à l'arrière par une cloison dite "cloison étanche", cet espace peut alors être pressurisé.

Cintre :

Support en forme d'arc réalisé au profil du tunnel et mis en place contre la paroi pour soutenir le terrain, soit directement avec des calages, soit par l'intermédiaire d'un blindage. Il est généralement en acier.

Cintre lourd :

Cintre réalisé à partir d'un profilé métallique (généralement de type IPN, HEA, HEB).

Cintre réticulé :

Cintre constitué de barres d'acier à haute limite élastique (généralement armatures pour béton armé) liaisonnées par des aciers secondaires constituant une "réticulation".

Clé (de voûte) :

Section de la voûte située dans son plan de symétrie.

Contrainte de confinement :

Contrainte qui apparaît à l'interface entre le terrain encaissant et le soutènement (ou le revêtement) et qui résulte de leur interaction.

Confinement :

Désigne le phénomène générateur des contraintes de confinement et éventuellement les moyens mis en œuvre pour le provoquer.

Pression de Confinement:

Pression appliquée au front de taille dans les boucliers à front pressurisé.

Convergence :

Variation de longueur de toute corde d'une section droite d'une cavité souterraine, mesurée après excavation. S'utilise aussi pour désigner le déplacement radial d'un point de la paroi. Désigne également le phénomène qui provoque ces variations de longueur.

Couverture :

Distance verticale mesurée entre la cote de la surface du terrain naturel et la cote de la clé de voûte. La couverture latérale est la plus petite distance entre la surface du versant et la paroi de l'excavation.

Creusement :

Ensemble des opérations d'abattage et de marinage. Au sens large, peut désigner l'ensemble des opérations de réalisation d'un tunnel.

Décompression (zone décomprimée) :

Phénomènes qui accompagnent la modification des contraintes naturelles dans le terrain au voisinage de l'excavation. Dans les roches, la décompression peut se traduire par l'ouverture ou la création de fissures dans certaines zones et par le dépassement de la limite de rupture en compression dans d'autres zones.

Déconfinement :

Phénomène de diminution de contrainte à la paroi d'une cavité.

Découpage soigné :

Adaptation du plan de tir consistant à rapprocher les trous de couronne, à limiter la charge d'explosif et à la répartir tout le long des trous en vue de diminuer les irrégularités de la surface de dérochement. Le tir des charges de couronne est effectué en dernier dans la mise à feu de la volée.

Demi-section :

Le creusement en demi-section désigne le creusement d'un tunnel en deux phases décalées dans le temps et dans l'espace. On réalise d'abord le creusement de la demi-section supérieure puis celui de la demi-section inférieure (ou stross).

Enfilage :

Soutènement réalisé avant abattage par enfoncement dans le terrain de barres ou profilés métalliques en pourtour de la future excavation.

Erecteur :

Dispositif mécanique permettant la mise en place du soutènement provisoire ou définitif (et notamment des anneaux de voussoirs dans le creusement au tunnelier).

Etanchement :

Opération visant à limiter à une valeur acceptable ou à annuler le débit d'eau qui traverse un revêtement.

Excavation :

Ensemble des deux opérations d'abattage et de marinage. Peut désigner le résultat c'est-à-dire le volume vide laissé par celles-ci.

Forage:

Opération consistant à réaliser un trou à l'aide d'un outil animé d'un mouvement de rotation et/ou de percussion (pour mise en place de mines ou de boulons).

Grippeur :

Ensemble destiné à supporter la poussée d'un tunnelier en bloquant la machine contre le terrain au moyen d'un patin d'appui mû par un vérin. S'utilise sur les machines pleine face en roche dure.

Habillage :

Structure légère (ou même simplement peinture) mise en place contre la paroi du tunnel et n'ayant pas de rôle de soutènement.

Machine à attaque ponctuelle :

Machine n'attaquant qu'une partie du front de taille et dont la conception initiale n'est pas liée à une forme de section déterminée a priori.

Machine pleine face :

Machine excavant en une seule fois la totalité du front de taille et assurant le ramassage des déblais. On emploie aussi le terme : machine foreuse pleine section.

Marinage :

Opération comprenant le chargement et l'évacuation à l'extérieur du tunnel des déblais provenant de l'abattage, ou "marin".

Piédroits :

Parties verticales de la section transversale du tunnel, comprises entre la voûte et le sol de fondation de l'ouvrage. Par extension, parties latérales de la section transversale d'un tunnel.

Plan de tir:

Plan donnant la position, la profondeur, le diamètre et la direction des trous de mine dans le front de taille d'un tunnel ou d'un puits. Le plan de tir indique les charges mises en place dans chaque trou, le bourrage et l'amorçage utilisés.

Pleine section :

Creusement en une seule phase de la totalité de la section d'un tunnel.

Pré découpage :

Réalisation d'une saignée ou d'une ligne de découpe le long du contour de l'excavation avant l'abattage de celle-ci ; elle peut être réalisée :

- soit à l'explosif (pré découpage à l'explosif).
- soit par havage mécanique (pré découpage mécanique), notamment en vue de réaliser un pré voûte par remplissage de béton dans la saignée.

Pré voûte :

Voûte réalisée par mise en place de béton dans une saignée pratiquée dans le terrain en avant du front de taille selon le contour de la section à excaver.

Radier :

Partie inférieure du tunnel située entre les deux piédroits. Le radier peut être laissé brut ou être constitué par une dalle ou un arc en béton.

Radier contre-voûté :

Radier bétonné en forme de voûte inversée, le point le plus bas du radier étant situé dans le plan de symétrie de l'ouvrage.

Revêtement :

Ensemble des dispositifs à ajouter au soutènement pour assurer la stabilité définitive de l'ouvrage souterrain. Le revêtement constitue la structure résistante placée le plus à l'intrados du tunnel.

Section divisée :

Méthode de creusement consistant en l'ouverture d'une (ou plusieurs) galerie (s) de petite section dont une partie du soutènement participe au soutènement de l'excavation totale à réaliser.

Séquentiel (creusement) :

Désigne une méthode d'exécution où les opérations de creusement et de soutènement sont bien distinctes, par opposition au creusement au tunnelier où la même machine réalise les deux opérations en continu.

Soutènement :

Ensemble des dispositifs assurant la stabilité provisoire (jusqu'à la mise en place d'un revêtement définitif) de l'excavation et la sécurité du chantier : boulons, cintres, blindage, béton projeté. Opération consistant à mettre en œuvre ces dispositifs.

Stross :

Terrain à excaver situé dans la partie inférieure du profil comprise, en hauteur, entre la demi-section supérieure et le radier et, en largeur, entre les piédroits.

Terrain encaissant :

Terrain dans lequel est réalisé un ouvrage. Le terrain encaissant peut être surmonté par des couches de terrain de nature différente.

Tir :

Opération consistant à mettre à feu l'explosif.

Tir séquentiel :

Système d'amorçage programmé des différentes lignes d'un plan de tir. Travers banc (creusement en) Cas où l'axe du tunnel se rapproche de la direction normale aux couches de terrain ou principaux plans de discontinuités.

Tunnelier :

Machine destinée à réaliser des tunnels assurant des fonctions étendues pouvant aller de l'excavation à la pose du revêtement final.

Volée :

Ensemble des trous de mine chargés. Désigne également le volume de terrain abattu au cours d'un tir ou la longueur de l'excavation correspondante.

Voussoirs :

Éléments préfabriqués dont l'assemblage constitue le soutènement et/ou le revêtement d'un tunnel (généralement creusé au moyen d'un tunnelier). Ils peuvent être en acier, en béton, en fonte ou en fonte ductile.

Voûte-parapluie :

Voûte constituée de tubes métalliques disposés en couronne subhorizontale suivant le contour de la section qui sera excavée et prenant appui sur des cintres posés au fur et à mesure de l'avancement ; la voûte peut également être constituée de colonnes de jet-grouting armées.

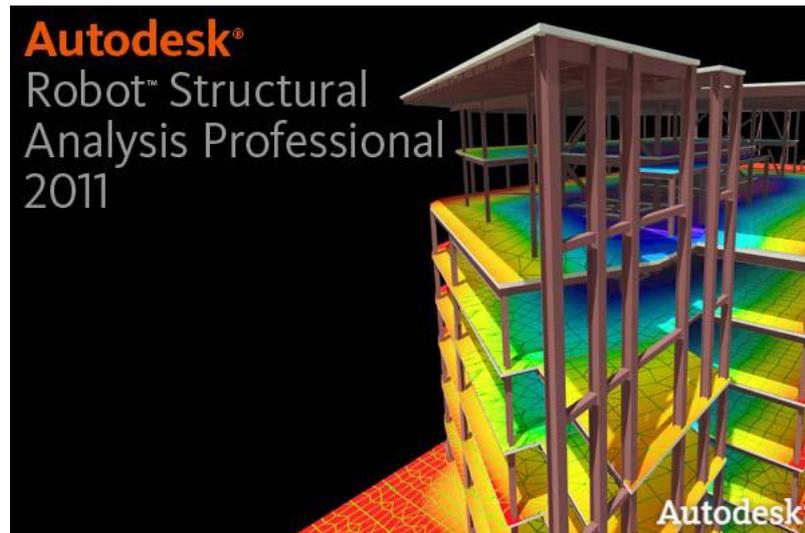
Voûte active :

Procédé consistant à réaliser une voûte constituée d'éléments de voussoirs préfabriqués mis en place par un portique de pose et mis en compression contre le terrain par l'intermédiaire d'une clé de voûte munie de vérins.

ANNEXE B

DESCRIPTION GENERALE DU LOGICIEL

Le logiciel **Robot** est un progiciel CAO/DAO destiné à modéliser, analyser et dimensionner les différents types de structures. **Robot** permet de modéliser les structures, les calculer, vérifier les résultats obtenus, dimensionner les éléments spécifiques de la structure ; la dernière étape gérée par **Robot** est la création de la documentation pour la structure calculée et dimensionnée.



Les caractéristiques principales du progiciel **Robot** sont les suivantes :

- la définition de la structure réalisée en mode entièrement graphique dans l'éditeur conçu à cet effet (vous pouvez aussi ouvrir un fichier, p. ex. au format DXF et importer la géométrie d'une structure définie dans un autre logiciel CAO/DAO),
- la possibilité de présentation graphique de la structure étudiée et de représentation à l'écran des différents types de résultats de calcul (efforts internes, déplacements, travail simultané en plusieurs fenêtres ouvertes etc.),
- la possibilité de calculer (dimensionner) une structure et d'en étudier simultanément une autre (architecture multithread),
- la possibilité d'effectuer l'analyse statique et dynamique de la structure,
- la possibilité d'affecter le type de barres lors de la définition du modèle de la structure et non pas seulement dans les modules métier (très utile pour accélérer le dimensionnement),
- la possibilité de composer librement les impressions (notes de calcul, captures d'écran, composition de l'impression, copie des objets vers d'autres logiciels).

Le logiciel **Robot** regroupe plusieurs modules spécialisés dans chacune des étapes de l'étude de la structure (*création du modèle de structure, calcul de la structure, dimensionnement*). Les modules fonctionnent dans le même environnement.

LA METHODE DES REACTIONS HYPERSTATIQUES

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

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

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

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

Le coefficient k de proportionnalité dépend des caractéristiques du terrain, du rayon moyen de l'excavation (ou mieux de la surface sur laquelle agissent les charges passives) et de sa forme. C'est le module de réaction $k = \frac{E}{(1+\nu)R}$

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

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

- La forme exacte de la galerie (le revêtement est introduit sous forme d'une structure à barres) ;
- Les charges actives calculées, sous forme de charges concentrées aux nœuds de la structure ou réparties sur les barres;
- La réaction du terrain, sous forme de ressorts (généralement horizontaux et verticaux, agissant en chacun des nœuds et affectés de coefficients de raideur tenant compte du module de réaction du terrain et de la surface de contact correspondant à chaque nœud.

Il faut veiller également à introduire la condition selon laquelle la raideur des ressorts est nulle lorsque les déformations ont pour effet d'éloigner le revêtement du terrain.

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

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