

République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique



Ecole Nationale Polytechnique

Département de Génie Civil



Laboratoire de Génie Sismique et de Dynamique des Structures

Mémoire de Master

Présentée Par :

Mlle. AMRANE Chahrazed

et

Mlle MAIRI Hadjira

Ingénieurs d'Etat en Génie Civil de l'ENP

Thème

Modélisation et étude de la tenue au feu du
tunnel autoroutier de Bouzegza
-Autoroute Est-Ouest-

Soutenue publiquement devant le jury composé de :

M. A.BALI	Professeur, ENP	Président
Mme. D.CHERID	M.A.A, ENP	Directrice de mémoire
Mme. H. DJABALI.MOHABEDDINE	M.A.A, ENP	Directrice de mémoire
M. S.LAKEHAL	M.A.A, ENP	Examineur
M. A. DJERIR	Chef de département étude SAPTA	Examineur

Promotion juillet 2012

REMERCIEMENTS

Toute notre gratitude et remerciements vont à ALLAH le tout puissant pour nous avoir donné force, patience, courage et volonté pour mener à bien et achever ce modeste travail.

Nous tenons à exprimer notre profonde reconnaissance à M. A. SETTOUF, pour ses précieuses collaborations, ses conseils avisés ainsi que ses remarques pertinentes et qui a mis à notre disposition ses compétences afin de mener ce projet à terme.

Nous remercions aussi nos deux promotrices Mme D. CHERRID et Mme H. MOHABEDDINE, pour leur suivi durant l'évolution de ce travail.

Nous remercions également le président et les membres du jury pour avoir accepté d'évaluer notre modeste travail.

Nous tenons à remercier tous les enseignants de l'ENP qui ont contribué de près ou de loin à nos cinq années de 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 nos remerciements sans les adresser à nos familles pour les sacrifices qu'elles ont fait pour que nous terminions nos études.

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail :

A ma très chère mère et à mon père à qui je dois énormément, que dieu les préserve, ainsi qu'à mes deux grands frères et ma petite sœur pour leur soutien de tous les jours dans les moments difficiles.

Sans oublier tous mes amis(es).

Hadjira

Je dédie ce travail :

A celle qui m'a transmis la vie, l'amour, le courage, à toi chère maman toutes mes joies, mon amour et ma reconnaissance.

A Celui pour lequel je dois tout et je ne rendrais jamais assez, mon très cher père.

A celle qui a été toujours présente pour moi par son soutien et sa tendresse, ma très chère grand-mère, que dieu la préserve.

A ceux qui ont complété ma vie, mon cher frère Hakim et ma chère sœur Fatima.

A toute ma famille particulièrement ma tante Noura ainsi qu'à tous mes amis(es).

Chahrazed

الموضوع : نمذجة و دراسة ما مدى مقاومة نفق الطريق السريع ببوزقزة -الطريق السريع شرق-غرب-

ملخص : إن الهدف من عملنا هو نمذجة ودراسة النفق ببوزقزة من خلال دراسة مقطعين، على مستوى المدخل الشرقي و في وسطه. تحقيقا لهذه الغاية، قمنا بتحديد مختلف القوى من خلال تطبيق مختلف النظريات. باستخدام برنامج الروبوت قمنا بتحجيم الدعم المؤقت و التلبيس النهائي. نظرا لخطر الحرائق في الأنفاق والآثار المترتبة عنها قمنا بدراسة ما مدى مقاومة النفق للحريق. في الجزء الأخير، ذكرنا بعض احتياطات السلامة داخل النفق.

الكلمات المفتاحية : نفق، حفر، النمذجة، الدعم، التلبيس، حريق، أمن.

Sujet : Modélisation et étude de la tenue au feu du tunnel autoroutier de Bouzegza -Autoroute Est-Ouest-

Résumé : L'objet de notre travail est la modélisation et l'étude du tunnel de Bouzegza à travers l'étude de deux sections, à l'entrée Est et en son milieu. A cet effet, nous avons déterminé les différentes pressions en appliquant différentes théories. A l'aide du logiciel Robot nous avons modélisé le soutènement provisoire et le revêtement définitif. Vu les risques d'incendie dans les tunnels routiers et leurs conséquences vis-à-vis des usagés une étude de tenue au feu du tunnel est traité. En dernière partie, nous avons mentionné quelques dispositions de sécurité dans un tunnel.

Mots clés : tunnel, creusement, modélisation, soutènement, revêtement, feu, sécurité.

Subject: Modeling and the study of fire resistance of the of the motorway tunnel of Bouzegza -East-West highway-

Abstract: The purpose of our work is the modeling and the study of the tunnel of Bouzegza through the study of two sections, at the entrance East and in the middle. To this end, we determined different pressures by applying different theories. Using ROBOT software we have sized the temporary support and the final lining. In front of the risk of fires in road tunnels and their implications toward the users, a study of fire resistance of the tunnel is treated. In the final part, we mentioned a few safety precautions in a tunnel.

Key words: tunnel, digging, modeling, retaining, coating, fire, safety.

SOMMAIRE

SOMMAIRE

Introduction générale	1
Chapitre I : Présentation du projet	
I.1. Introduction.....	3
I.2. Présentation de l'autoroute Est-Ouest.....	3
I.3. Présentation de l'ouvrage.....	4
I.4. Présentation technique de l'ouvrage.....	5
I.4.1. Tracé en plan.....	5
I.4.2. Profil en long.....	6
I.4.3. Profil en travers.....	6
I.5. Conclusion.....	7
Chapitre II : Moyens de reconnaissance géologique, géotechnique et hydrogéologique	
II.1. Introduction.....	8
II.2. Reconnaissances géologiques et hydrogéologiques.....	8
II.2.1. Objectifs.....	8
II.2.2. Moyens de reconnaissances.....	8
II.3. Reconnaissances géotechniques.....	10
II.3.1. Objectifs.....	10
II.3.2. Moyens de reconnaissances géologiques.....	10
II.4. Galerie de reconnaissance.....	12
II.5. Aperçus sismique et tectonique sur la région du site.....	12
II.6. Données géologique, hydrogéologique et géotechnique au droit de l'ouvrage.....	13
II.6.1. Moyens de reconnaissances.....	13
II.6.2. Caractéristiques géologiques et géotechniques des sections étudiées.....	14
II.6.3. Conditions hydrogéologiques.....	14
II.7. Conclusion.....	15

Chapitre III : Méthodes de creusement

III.1. Introduction.....	16
III.2. Processus de choix de la méthode de creusement.....	16
III.3. Méthode de creusement.....	17
III.3.1. Méthode à pleine section.....	17
III.3.2. Méthode à demi-section.....	18
III.3.3. Méthode à section divisés.....	19
III.4. Mode d'excavation des tunnels dans les roches.....	19
III.4.1. Creusement à l'explosif.....	19
III.4.2. Creusement mécanique des tunnels au rocher.....	21
III.5. Mode de creusement mécanisé des tunnels dans les terrains meubles.....	24
III.5.1. Les boucliers ouverts.....	24
III.5.2. Les boucliers à front pressurisé.....	25
III.6. La méthode de creusement adoptée à notre projet.....	26
III.7. Conclusion.....	27

Chapitre IV : soutènement provisoire

IV.1. Introduction.....	28
IV.2. Types de soutènement.....	28
IV.2.1. Soutènement par boulons.....	28
IV.2.2. Soutènement par anneaux circulaires.....	31
IV.2.3. Béton projeté	33
IV.2.4. Les voûtes parapluies.....	36
IV.3. Modes d'action des soutènements.....	36
IV.3.1. Soutènement agissant comme support.....	37
IV.3.2. Soutènement agissant par confinement du terrain encaissant.....	37
IV.3.3. Soutènement agissant par renforcement du terrain encaissant.....	37
IV.4. Soutènement immédiat.....	38

IV.4.1. Principe de la méthode.....	38
IV.4.2. Caractéristiques de la méthode.....	38
IV.4.3. Avantages.....	39
IV.4.4. limites de la méthode.....	39
IV.5. Choix d'un mode se soutènement.....	40
IV.6. Mode de soutènement pour notre tunnel.....	40
IV.7. Conclusion.....	41

Chapitre V : calcul des charges

V.1. Introduction.....	42
V.2. Les pressions souterraines.....	42
V.2.1. poussé de détente.....	42
V.2.2. Poussé géologique.....	44
V.2.3. Poussée de gonflement	44
V.3. Méthodes de détermination des charges agissantes sur un tunnel.....	45
V.3.1. Evaluation des charges verticales.....	45
V.3.2. Evaluation des charges horizontales.....	51
V.3.3. Evaluation des pressions agissantes au niveau du radier	53
V.4. Pression de l'eau souterraine.....	56
V.5. Charges et surcharges utiles.....	56
V.5.1. Charges intérieures.....	56
V.5.2. Charges provenant de la surface du terrain.....	56
V.6. Calcul des charges agissantes sur le soutènement de la section portail Est.....	57
V.6.1. Calcul de la contrainte verticale active agissante sur le soutènement provisoire.....	57
V.6.2. Calcul de la contrainte horizontale active agissante sur le soutènement provisoire.....	58
V.6.3. Calcul de la contrainte verticale active agissante sur le revêtement définitif.....	59
V.6.4. Calcul de la contrainte horizontale active agissante sur le revêtement définitif.....	60

V.6.5. Calcul de la contrainte active agissante sur le radier du revêtement définitif	62
V.7. Calcul des charges agissantes sur le soutènement de la section médiane.....	64
V.7.1. Calcul de la contrainte verticale active agissante sur le soutènement provisoire.....	64
V.7.2. Calcul de la contrainte horizontale active agissante sur le soutènement provisoire.....	65
V.7.3. Calcul de la contrainte verticale active agissante sur le revêtement définitif.....	66
V.7.4. Calcul de la contrainte horizontale active agissante sur le revêtement définitif.....	67
V.7.5. Calcul de la contrainte active agissante sur le radier du revêtement définitif	69
V.8. Détermination des pressions de gonflement.....	71
V.9. Pression des dièdres.....	72
V.9.1. Stabilité d'un dièdre.....	72
V.9.2. Charge des dièdres sur la section médiane.....	73
V.10. Conclusion.....	74

Chapitre VI : Calcul du soutènement provisoire

VI.1. Introduction.....	75
VI.2. Modélisation du soutènement provisoire.....	75
VI.2.1. Méthode des réactions hyperstatiques.....	75
VI.2.2. Modélisation du soutènement par le logiciel Robot.....	76
VI.3. Etapes de vérification de contraintes.....	82
VI.3.1. Répartition des efforts internes.....	82
VI.3.2. Vérification des contraintes normales.....	83
VI.3.3. Vérification des contraintes de cisaillement.....	84
VI.4. Vérifications des contraintes pour la section Est.....	85
VI.4.1. Le moment maximal et l'effort normal correspondant	85
VI.4.2. L'effort normal maximal et le moment correspondant	86
VI.4.3. Vérification au cisaillement.....	86
VI.5. Vérification des contraintes pour la section médiane.....	87

VI.5.1. Le moment maximal et l'effort normal correspondant	87
VI.5.2. L'effort normal maximal et le moment correspondant	87
VI.5.3. Vérification au cisaillement.....	88
VI.6. Conclusion.....	88

Chapitre VII : revêtement définitif

VII.1. Introduction	89
VII.2. Fonction d'un revêtement	89
VII.3. Différents types de revêtement	89
VII.3.1. Revêtement en béton non armé	90
VII.3.2. Revêtement localement armé	90
VII.3.3. Revêtement totalement armé	90
VII.4. Réalisation du revêtement par plots	91
VII.5. Caractéristique du revêtement de notre tunnel	91
VII.6. Modélisation du revêtement	92
VII.6.1 Modélisation de la structure.....	92
VII.6.2. Modélisation des réactions du terrain	93
VII.7. Les sollicitations agissantes sur le revêtement	95
VII.7.1. Poids propre du revêtement	95
VII.7.2. Pressions des terres	95
VII.7.3. Les pression de gonflement	95
VII.7.4. Les pressions des dièdres	95
VIII.7.5. Effet sismique	96
VII.8. Les différentes combinaisons à étudier pour les deux sections.....	98
VII.9. Efforts internes et ferrailage de la section Est	98
VII.10. Efforts internes et ferrailage de la section médiane	100
VII.11. Ferrailage vis-à-vis de l'effort tranchant	101
VII.12. Armature de répartition	102
VII.13. Schémas de ferrailages	103

VII.14. Conclusion	104
Chapitre VIII: étude de la tenue au feu du tunnel	
VIII.1 Introduction.....	105
VIII.2 Les incendies les plus catastrophiques survenus dans les tunnels en Europe.....	105
VIII.2.1. L'accident du tunnel du Mont-Blanc	106
VIII.2.2. L'incendie du tunnel sous la manche	108
VIII.3 Le risque dans les tunnels routiers	105
VIII.4 Historique de la construction du dispositif législatif et réglementaire	110
VIII.5 Les enjeux de sécurité routière B112.....	111
VIII.6 Comportement au feu des structures	112
VIII.6.1. La réaction au feu	112
VIII.6.2. La résistance au feu.....	112
VIII.7 Courbes température-temps	113
VIII.8 Justification de la résistance au feu	114
VIII.8.1 Degré d'analyse G0: évaluation sans calcul.....	114
VIII.8.2 Degrés d'analyse G1, G2 et G3.....	114
VIII.9 Les niveaux de résistance	116
VIII.9.1. Niveau N0.....	116
VIII.9.2. Niveau N1.....	116
VIII.9.3. Niveau N2.....	116
VIII.9.4. Niveau N3.....	116
VIII.10 Choix du niveau de résistance et du degré d'analyse.....	117
VIII.11 Méthodologie de calcul.....	118
VIII.11.1. Un calcul thermique	118
VIII.11.2. Un calcul des efforts dans la structure.....	118
VIII.11.3. Un calcul de la capacité portante de la section ..	119
VIII.11.4. Prise en compte des rotules plastiques (G2)	122
VIII.12 Etude de tenue au feu de notre tunnel.....	122

VIII.13 Conclusion.....	123
Chapitre IX: disposition de sécurité dans un tunnel	
IX.1. Introduction.....	124
IX.2. Aménagements pour l'évacuation et la protection des usagers et l'accès des secours	124
XI.2.1. Communications directes avec l'extérieur.....	125
XI.2.2. Aménagements en souterrain.....	125
XI.2.3. Utilisation d'engins de secours motorisés adaptés....	127
IX.3. Aménagements destinés aux véhicules de secours.....	127
IX.3.1. Aménagements en tunnel.....	127
IX.3.2. Aménagements aux têtes.....	128
IX.4. Niches de sécurité	128
IX.5. Ventilation dans les tunnels.....	130
IX.1.1. Les types de ventilation en tunnel.....	130
IX.1.2. Importance de la ventilation dans la conception d'un tunnel	134
IX.1.3. Équipements de ventilation	136
IX.6. Conclusion.....	138
Conclusion générale	139
Bibliographie	141
Annexe A	143
Annexe B	148

LISTE DES FIGURES

Liste des figures

Figure I.1 : tracé en plan de l'autoroute Est-Ouest	3
Figure I.2 : plan synoptique.....	5
Figure I.3 : profil en long du tunnel.....	6
Figure I.4 : profil en travers.....	7
Figure III.1 : creusement à section globale.....	18
Figure III.2 : creusement en demi-section.....	18
Figure III.3 : plan de tir.....	20
Figure III.4 : préparation d'un plan de tir.....	21
Figure III.5 : machine à attaque globale.....	22
Figure III.6 : machine à attaque ponctuelle	23
Figure III.7 : plan et coupes longitudinale et transversale des phases d'excavation en section divisée.....	26
Figure IV.1 : boulon à ancrage ponctuel.....	29
Figure IV.2 : mise en place d'un boulon à la résine.....	30
Figure IV.3 : soutènement par cintre.....	32
Figure IV.4 : voussoirs préfabriqués en béton armé.....	33
Figure IV.5 : projection par voie sèche.....	35
Figure IV.6 : projection par voie mouillée.....	35
Figure IV.7 : voûte parapluie emboîtées.....	36
Figure V.1 : processus d'affaissement du coin de voûte surmontant un souterrain	43
Figure V.2 : hypothèse de base de la théorie de poussée souterraine de TERZAGHI.....	46
Figure V.3 : pression s'exerçant sur des souterrains à grande profondeur d'après TERZAGHI	47
Figure V.4 : répartition de la poussée selon BIERBAUMER.....	47
Figure V.5 : théorie des poids des terres.....	49
Figure V.6 : répartition de la charge verticale d'après PROTODIAKONOV....	49
Figure V.7 : répartition de la poussée selon l'expérience soviétique.....	52
Figure V.8 : répartition des contraintes selon RANKINE.....	53

Figure V.9 : calcul de la poussée au radier d'après TSIMBARIEVITCH...	54
Figure V.10 : pression de gonflement horizontale asymétrique.....	71
Figure V.11 : pression de gonflement horizontale symétrique.....	71
Figure V.12 : pression de gonflement verticale au radier.....	72
Figure V.13 : pression de gonflement agissante sur toute la section.....	72
Figure V.14 : dièdre local centré maximal.....	73
Figure V.15 : dièdre local centré moyen.....	73
Figure V.16 : dièdre local décentré maximal.....	74
Figure V.17 : dièdre local décentré moyen.....	74
Figure VI.1 : ressorts horizontaux et verticaux.....	76
Figure VI.2 : ressorts radiaux.....	76
Figure VI.3 : vue 3D de la section équivalente.....	77
Figure VI.4 : modélisation des appuis des sections étudiées du soutènement provisoire	78
Figure VI.5 : la déformée du soutènement provisoire de la section Est.....	78
Figure VI.6 : diagramme du moment fléchissant du soutènement provisoire de la section Est	79
Figure VI.7 : diagramme de l'effort normal du soutènement provisoire de la section Est	79
Figure VI.8 : diagramme de l'effort tranchant du soutènement provisoire de la section Est	80
Figure VI.9 : la déformée du soutènement provisoire de la section médiane	80
Figure VI.10 : diagramme du moment fléchissant du soutènement provisoire de la section médiane	81
Figure VI.11 : diagramme de l'effort normale du soutènement provisoire de la section médiane.....	81
Figure VI.12 : diagramme de l'effort tranchant du soutènement provisoire de la section médiane	82
Figure VII.1 : modélisation du revêtement définitif	93
Figure VII.2 : vue en 3D du revêtement	93
Figure VII.3 : modélisation des appuis du verêtement définitif	94
Figure VII.4 : schéma de ferrailage du revêtement définitif de la section Est.....	103

LISTE DES TABLEAUX

Liste des tableaux

Tableau II.1 : classification et propriétés géotechniques des terrains rencontrés.....	14
Tableau IV.1 : Cintres lourds les plus utilisés	31
Tableau V.1 : coefficient de résistance des roches (f) selon PROTODIAKONOV	50
Tableau V.2 : données de la section Est.....	57
Tableau V.3 : récapitulatif des poussées agissantes au niveau de la section Est.....	63
Tableau V.4 : données de la section médiane.....	64
Tableau V.5 : récapitulatif des poussées agissantes au niveau de la section médiane	70
Tableau VI.1 : données du soutènement.....	77
Tableau VI.2 : calcul de la section équivalente.....	77
Tableau VI.3 : répartition des efforts internes dans le soutènement Est... ..	85
Tableau VI.4 : les efforts repris par les éléments du soutènement de la section Est	85
Tableau VI.5 : répartition des efforts internes dans le soutènement médian	87
Tableau VI.6 : les efforts repris par les éléments du soutènement de la section médiane	87
Tableau VII.1 : caractéristiques du béton de revêtement	91
Tableau VII.2 : caractéristiques des aciers du revêtement	92
Tableau VII.3 : modélisation du revêtement	92
Tableau VII.4 : pressions des terres appliqué sur le revêtement des deux sections	95
Tableau VII.5 : efforts internes maximaux et ferrailage de la section Est sous cas 1	98
Tableau VII.6 : efforts internes maximaux et ferrailage de la section Est sous cas 2	99
Tableau VII.7 : efforts internes maximaux et ferrailage de la section Est sous cas 3.. ..	99
Tableau VII.8 : ferrailage adopté pour la section Est	99

Tableau VII.9 : efforts internes maximaux et ferrailage de la section médiane sous cas 1.....	100
Tableau VII.10 : efforts internes maximaux et ferrailages de la section médiane sous cas 2.....	100
Tableau VII.11 : efforts internes maximaux et ferrailage de la section médiane sous cas 3	100
Tableau VII.12 : ferrailage adopté pour la section médiane	101
Tableau VII.13 : ferrailage de la section Est vis-à-vis de l'effort tranchant.....	102
Tableau VII.14 : ferrailage de la section médiane vis-à-vis de l'effort tranchant	102
Tableau VIII.1: récents incendies catastrophiques survenus dans les tunnels en Europe.....	106
Tableau VIII.2: définition des grandes lignes des investigations pour chaque degré d'analyse	115
Tableau VIII.3 : Niveaux de résistance au feu requis pour les structures principales des tunnels revêtus, des tunnels immergés et des tranchées couvertes.....	117
Tableau IX.1: les températures exigées sur les ventilateurs.....	136

INTRODUCTION

GENERALE

La sécurité dans les tunnels routiers est devenue ces dernières années un enjeu primordial dans tous les pays suite à l'augmentation importante et continue des transports routiers.

Evacuer et protéger les personnes sont les deux priorités de la sécurité incendie. Dans l'urgence consécutive au sinistre, permettre l'évacuation et rendre possible l'intervention des secours sont des exigences vitales motivant l'étude de tenue au feu des tunnels.

Des accidents plus ou moins importants ont poussé à la prise de conscience de cet enjeu de la part des pouvoirs publics et de l'opinion publique. Le dramatique incendie dans le tunnel du Mont-Blanc en 1999 a coûté la vie à 39 personnes.

Les enquêtes et études qui ont suivi cet incendie ont montré l'extrême danger que représente un incendie de poids-lourds dans un tunnel. L'intégrité même de l'ouvrage peut être atteinte, avec toutes les conséquences désastreuses pour les usagers se trouvant à l'intérieur du tunnel.

Depuis 1999, la législation et la réglementation concernant la construction et l'exploitation des tunnels routiers ont donc été revues dans l'optique d'un renforcement de la sécurité au niveau européen. Elles s'appliquent aux ouvrages existants, en construction ou en projet. Les principaux textes réglementaires régissant les nouvelles normes en vigueur sont relative à la sécurité des infrastructures et systèmes de transport et ses décrets d'application.

Le renforcement de la sécurité se traduit aujourd'hui par la mise en œuvre d'un important programme de travaux de mise aux nouvelles normes des ouvrages existants.

Les tunnels routiers sont non seulement nombreux, mais surtout ils doivent écouler un trafic extrêmement important avec un fort taux de poids-lourds transportant des produits plus ou moins inflammables.

En Algérie, dans le cadre de la réalisation de l'autoroute EST-OUEST, sept tunnels ont été envisagés vu l'importance de cette axe routier et la diversité du relief traversé. Les deux tunnels de Bouzegza ont été exécutés pour le franchissement des montagnes au niveau du tronçon routier Larbatache-Lakhdaria.

Ce présent projet intitulé « Modélisation et étude de tenue au feu du tunnel autoroutier de Bouzegza –Autoroute Est-Ouest-» a pour objet de dimensionner et étudier le comportement au feu du tunnel TII de Bouzegza traversant la montagne « Zbarbar » avec une couverture de terrain atteignant les 170 mètres et une longueur de 1750 mètres.

On commencera, dans les premiers chapitres, par une présentation bibliographique qui servira comme support théorique à une étude d'un ouvrage tel que le tunnel.

On enchainera dans le premier chapitre par la présentation de l'ouvrage, puis en deuxième chapitre, on présentera les moyens de reconnaissance employés pour déterminer les caractéristiques géologique, hydrogéologique et géotechnique du site de l'ouvrage.

Dans le troisième chapitre, on citera les différentes méthodes de creusement et les modes d'excavation des tunnels, suivi du quatrième chapitre, donnant les techniques de soutènement possible. Ce qui nous mènera à un choix du mode de creusement et de soutènement approprié pour notre tunnel.

Dans le cinquième chapitre, on citera les différentes pressions dues au terrain encaissant qui peuvent survenir ainsi que les différentes méthodes et théories de détermination des charges agissantes sur le tunnel.

On abordera au sixième chapitre, la modélisation et la vérification des contraintes dans le soutènement provisoire à l'aide du logiciel Robot.

Cet outil informatique, nous permettra de modéliser le revêtement ainsi que de déterminer le ferrailage nécessaire dans le septième chapitre.

Dans le huitième chapitre, la partie la plus importante de ce travail sera entamée qui est l'étude de tenue au feu du revêtement du tunnel.

On terminera, dans le neuvième chapitre, par l'exposition des différents équipements d'exploitation de sécurité dans les tunnels pouvant être adopté afin d'assurer la protection des usagés lors d'incendie.

On finalisera ce travail par une conclusion générale.

CHAPITRE I :
PRESENTATION DU
PROJET

I.1 Introduction

Dans le cadre du développement économique, l'Algérie a connu une augmentation considérable du nombre de véhicules, cette augmentation a engendré une insuffisance du réseau routier à satisfaire la circulation automobile. Les différentes études ont montré l'obligation de soutenir le réseau existant, d'une capacité supplémentaire d'accueil de 40 à 50 milles véhicules par jour entre Annaba et Tlemcen, avant l'horizon 2010.

Ces données ont poussé les responsables à la réalisation du projet du siècle pour l'Algérie qui est l'autoroute Est-Ouest, qui va donner un nouveau souffle pour l'économie du pays d'une part et faciliter le trafic routier d'autre part.

L'importance de l'axe routier et la diversité du relief traversé, ont imposé la réalisation de plusieurs ouvrages d'art qui vont faire face aux différents obstacles rencontrés, notamment sur le tronçon Larbaatache-Lakhdaria sur 27 Km qui comprend plusieurs viaducs d'accès et quatre tubes de tunnels. Le tube nord du tunnel TII fera l'objet de notre présente étude.

I.2 Présentation de l'autoroute Est-Ouest [24]

L'autoroute Est-Ouest Algérienne est une composante essentielle de l'autoroute Maghrébine, longue de 7000 Km, qui s'étend de Nouakchott, capitale Mauritanienne jusqu'à la frontière Est Libyenne, en passant par le Maroc et la Tunisie.

En Algérie, elle se développe sur un linéaire de 1216 Km et est divisée en trois lots : les lots Est, Centre et Ouest. Cet autoroute assure la liaison entre Annaba et Tlemcen avec la desserte des principaux pôles en touchant directement 24 wilayas comme : El Taref, Annaba, Constantine, Sétif, Bordj Bou Arreridj, Bouira, Alger, Blida, Ain Defla, Chlef, Rélizane, Oran (par une pénétrante), Sidi Bel Abbès et Tlemcen.



Figure I.1 : tracé en plan de l'autoroute Est-Ouest

De part sa dimension, l'Autoroute Est-Ouest constitue un projet d'intérêt national, dont les effets bénéfiques sont multiples :

- ✓ Répondre à la demande du trafic ;
- ✓ Augmenter le gain de temps pour les usagers ;
- ✓ Donner un essor aux échanges intermaghrébins ;
- ✓ Redynamiser l'activité du secteur travaux publiques ;
- ✓ Créer environ 100 000 emplois pendant les phases de réalisation ;
- ✓ Création d'un nouvel espace rentable et attractif pour l'investissement.

▪ Les caractéristiques du projet de l'autoroute Est-Ouest

Linéaire :	1216 Km
Profil en travers :	2x3 voies
Vitesse de base :	100 à 120 Km/h
Nombre d'échangeurs :	60 échangeurs environ (avec pré-option de péage)
Equipements :	Aires de repos, stations service, relais routiers et centres d'entretien et d'exploitation de l'autoroute.

Notre projet portera sur l'étude du tunnel TII réalisé dans le cadre du projet Autoroute Est-Ouest enjambant les deux wilayas Boumerdes et Bouira.

I.3 Présentation de l'ouvrage

Le tunnel étudié est situé dans le lot centre de l'autoroute Est-Ouest qui va de la wilaya de Chlef jusqu'à la wilaya de Bordj Bou Arreridj. Cette structure franchit le col séparant le bassin de l'oued Had du bassin de Oued Bouzegza de Boumerdes, dans la zone de basses collines, il traverse la montagne de Zbarbar sur le tronçon Larbatache-Lakhdaria. Il est constitué de deux tubes (nord, sud), de 160m² de section, d'une longueur de 1750 mètres, avec une couverture de terrain qui atteint 170mètres. La distance entre axes des deux tubes varie entre 36 et 50 mètres.



Figure I.2 : plan synoptique

I.4 Présentation technique de l'ouvrage

I.4.1 Tracé en plan

Le tracé en plan du tunnel dépend du tracé de l'autoroute Est-Ouest, de la géologie et de l'hydrogéologie des terrains traversés.

Il se peut qu'un tracé ait des modifications au fur et à mesure de l'avancement des travaux par suite de :

- ✓ L'irruption des eaux en quantités importantes au cours de la construction ;
- ✓ D'accidents géologiques ;
- ✓ Croisement perpendiculaire des cours d'eaux qui peuvent être néfastes à l'ouvrage du point de vue chargement ;
- ✓ De l'implantation incorrecte des têtes du tunnel ;
- ✓ La nature des terrains traversés.

Le tube Nord du tunnel étudié commence du côté Ouest du P.K 140+553 au P.K 142+302 côté Est soit d'une longueur de **1749 mètres** et le tube Sud commence du côté Ouest du P.K 140+566 au P.K 142+280 côté Est soit d'une longueur de **1714 mètres**. La vitesse de référence pour la conception est de 80km/h.

I.4.2 Profil en long [1]

En profil en long, le tunnel monte avec une pente de 0,5 % à partir du portail Ouest et une pente de 4% à partir du portail Est.

Ce choix a été conditionné par :

- ✓ La nature de terrain à traverser ;
- ✓ L'orientation du tunnel par rapport aux principales directions de discontinuités ;
- ✓ La présence des accidents géologiques ;
- ✓ L'épaisseur de la couverture ;
- ✓ La présence d'eau ;
- ✓ L'emplacement qui nécessite une étude particulière, permettant d'éviter autant que possible des zones instables et les zones humides.

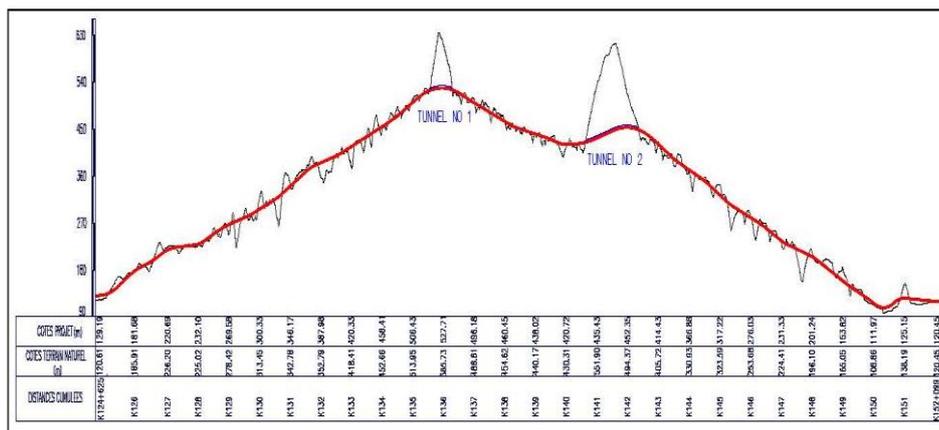


Figure I.3 : profil en long du tronçon Larbaatache-Lakhdaria [2]

I.4.3 Profil en travers

La définition géométrique du profil en travers résulte de la recherche de la forme optimale permettant de satisfaire les exigences relatives :

- ✓ Aux dispositions constructives induites;
- ✓ Aux conditions de stabilité imposées par la qualité géo-mécanique du terrain encaissant; dans un terrain très déformable ou soumis à des contraintes importantes, il sera recherché la forme la plus circulaire possible.

Pour notre projet on a opté pour une section circulaire vu les caractéristiques du terrain et les méthodes de travail adoptées.

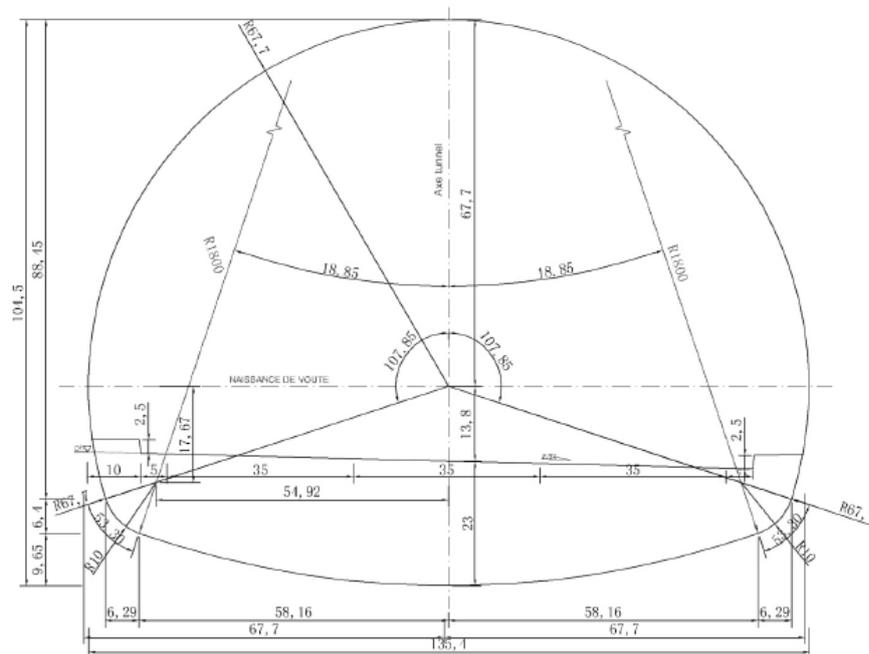


Figure I.4 : profil en travers de l'intrados du tunnel [3]

I.5 Conclusion

Notre étude portera sur le dimensionnement de deux sections afin de donner une solution meilleure et optimale pour le dimensionnement du tunnel. La première section se situe à l'entrée Est du tunnel avec une couverture de 30 mètres et la deuxième est la section médiane avec 170 mètres de couverture. Afin d'entamer une telle étude, une reconnaissance du site est toujours indispensable.

CHAPITRE II :
RECONNAISSANCE
GEOLOGIQUE, GEOTECHNIQUE
ET HYDROGEOLOGIQUE

II.1 Introduction

La situation générale du tunnel sera déterminée sur la base des intérêts de la circulation ou des conditions de transport, tandis que son implantation exacte sera imposée par les exigences géologiques.

Parmi les travaux préliminaires devant obligatoirement précéder la construction d'un tunnel, le plus important est sans doute la reconnaissance des conditions géologiques. La réponse du terrain au creusement dépend, bien sur, en premier lieu de la nature géologique et des caractéristiques géo-mécaniques du matériau encaissant ; mais aussi des conditions hydrogéologiques, des méthodes d'exécution (excavation et soutènement), ainsi que de la profondeur de l'ouvrage.

On citera dans ce qui suit les différents moyens de reconnaissances employés dans les études et les travaux préliminaires lors de l'exécution d'un tunnel et on résume les résultats obtenus de ces moyens employés dans l'étude du tunnel TII.

II.2 Reconnaissances géologiques et hydrogéologiques

II.2.1 Objectifs [1]

L'objectif des reconnaissances et études géologiques et hydrogéologiques est de fournir les données suivantes :

- ✓ Historique géologique et tectonique du massif ainsi que la géologie régionale ;
- ✓ Structure du massif ;
- ✓ Inventaire et localisation des accidents (failles, plissage, zones fracturées, ...) ;
- ✓ Les formations aquifères et les terrains imperméables ;
- ✓ Le régime hydraulique (nappes, circulation souterraines, ...) ;
- ✓ Les réseaux karstiques éventuels.

II.2.2 Moyens de reconnaissances [1]

Ces moyens sont nombreux. Ils ne sont pas exclusifs aux reconnaissances géologiques pour l'étude d'un ouvrage souterrain. On a donc :

✓ L'inventaire des données géologiques et hydrogéologiques existantes

Il est indispensable de réunir la quasi-totalité des données et documents existants sur le massif étudié. Il comporte, en général ;

- ❖ Cartes géologiques et photographies aériennes ;
- ❖ Documents climatiques et météorologiques ;
- ❖ Documents et études géologiques et hydrogéologiques existants ;
- ❖ L'inventaire des éléments concernant la tectonique ;
- ❖ Inventaire des circulations souterraines ;
- ❖ Archives de construction d'ouvrages souterrains dans des conditions analogues ;
- ❖ Relevés de carrières souterraines.

✓ Levés géologique et hydrogéologique de surface comporte

Le géologue doit les effectuer avec le plus grand soin et doivent comporter :

- ❖ Levé des affleurements ;
- ❖ L'étude des discontinuités et la description des accidents de surface ;
- ❖ Levé des sources, puits,...etc ;
- ❖ Levé des zones d'infiltration ;
- ❖ Les mesures de débit des sources, puits ...etc.

✓ Géophysique

Les prospections géophysiques complètent le levé géologique et hydrogéologique. Les méthodes les plus employées pour les études des ouvrages souterrains sont la sismique réfraction et la résistivité électrique. Elles donnent des estimations globales sur l'épaisseur des zones altérées, la structure du massif, position des nappes...etc.

✓ Télédétection

Son but est la recherche, d'une manière générale, de toutes les informations à caractère structural telles que failles anciennes, failles actives, cavités souterraines naturelles, ...etc.

✓ Sondages

Les renseignements tirés des sondages sont les plus précieux car ils permettent d'identifier la nature du terrain et de prélever des échantillons. Mais, ils ne fournissent que des informations ponctuelles qui sont en général insuffisantes. Les résultats des sondages doivent permettre la confirmation des hypothèses, concernant la structure du massif et l'environnement hydrogéologique de l'ouvrage projeté, faites à partir du levé géologique et hydrogéologique.

Géologiquement parlant les sondages sont directement utilisés pour déterminer la nature du sol ou de la roche et le degré de fissuration de cette dernière.

Hydrologiquement parlant les sondages permettent l'observation des venues d'eau dans les forages et les traces de circulation d'eau repérées sur les carottes, la pose des piézomètres pour préciser les niveaux des nappes, de faire des essais in situ pour quantifier les caractéristiques des terrains (perméabilité ...etc).

II.3 Reconnaissances géotechniques**II.3.1 Objectifs [1]**

Les reconnaissances et études géotechniques complètent celles réalisées par la géologie et l'hydrogéologie. Elles permettent de préciser la description des terrains traversés, leur état de contraintes in situ et de prévoir leur comportement pendant l'exécution puis l'exploitation de l'ouvrage, enfin de définir les méthodes d'exécution, le dimensionnement des ouvrages, les précautions particulières et /ou les traitements spéciaux à envisager pendant la construction.

II.3.2 Moyens de reconnaissances géotechniques [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.

✓ Géophysique

Les modules dynamiques sont reliés aux vitesses sismiques des ondes longitudinales et transversales. Ils peuvent être déterminés par des essais sismiques simples à l'échelle de la dizaine de mètres par les méthodes «cross-hole», «down-hole» et «up-hole» entre deux forages.

✓ Sondages

Les sondages vont permettre d'effectuer des mesures in situ et des prélèvements d'échantillons pour des essais au 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;
- ❖ L'essai de pénétration statique donne des informations utilisables, dans le cas d'un tunnel foré dans un sol ou une roche meuble et sous faible couverture, pour le dimensionnement des têtes ouvrages;
- ❖ Dans les sols et les roches tendres, l'essai pressiométrique permet de définir trois paramètres qualitatifs des terrains, à savoir le module de déformation, la pression de fluage et la pression limite.

✓ Essais de laboratoire

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

❖ Sols

- Essais d'identification : masse volumique, teneur en eau naturelle, indices des vides, limites d'Atterberg, granulométrie, sédimentométrie...;
- Pour déterminer les caractéristiques mécaniques: essais de compression simple, essais de cisaillement à la boîte, essais triaxiaux, essais œnométriques, essais de gonflement.

❖ Roche

- Essais d'identification : 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, essais de gonflement, essais d'altérabilité, analyses minéralogiques pour les roches tendres;
- Essais particuliers (abrasivité, forabilité...) nécessaires pour le choix de machine 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 donc être clairement définies dès le début des reconnaissances.

II.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 ;
- ✓ L'observation visuelle du terrain et l'établissement d'un relevé géologique détaillé ;
- ✓ Observation des conditions hydrogéologiques, en particulier le type de venues d'eau (ponctuelles ou diffusées), la mesure des débits en fonction de l'avancement du front de taille et des conditions météorologiques ;
- ✓ Les essais et mesures géotechniques in situ ;
- ✓ Les mesures de déformations ;
- ✓ Les prélèvements d'échantillons pour 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.

II.5 Aperçus sismique et tectonique sur la région du site [4]

Le tunnel TII se situe au nord du noyau de l'anticlinale de Bounashene. Il est traversé par une faille. Le tracé est située en bordure et le long de la mer Méditerranée, se trouvant dans la zone de convergence des plaques africaines et eurasiennes et se déplaçant à une vitesse de 4 à 5mm /année.

Selon le règlement DTRB-C2-4 « Règles Parasismiques Algériennes » (RPA99/Version 2003), les travaux du tronçon Larbaatache-Lakhdaria sont classés 1A (travaux importants). Ils doivent satisfaire aux besoins de la sécurité publique et à la défense nationale. Selon le plan de zone de la sismicité, la wilaya de BOUIRA appartient à la zone IIa, la wilaya de BOUMERDES appartient à la zone IIb-III selon le RPOA.

II.6 Données géologique, hydrogéologique et géotechnique au droit de l'ouvrage

On présente dans cette partie une synthèse des conditions géologiques, hydrogéologiques et géotechniques issues des reconnaissances sur le tunnel TII pour les deux sections étudiées.

II.6.1 Moyens de reconnaissance [4]

En fonction des objectifs fixés en combinaison avec les caractéristiques géologiques du site du tunnel, on a utilisé les méthodes classiques de reconnaissance telles que le levé géologique, les sondages carottés, les essais mécaniques in situ, les essais en laboratoire ainsi que les essais géophysiques.

- ✓ Le levé géologique a permis la différenciation des continuités et discontinuités des surfaces structurelles et des fissurations au voisinage du tunnel ;
- ✓ La prospection géophysique a été menée dans les sondages à l'aide des moyens combinatoires tels que les ondes sismiques réfractées.
- ✓ Les sondages effectués dans cette phase sont au nombre de neuf (09) au total, dont huit (08) carottés et un (01) pressiométrique, ce dernier a été effectué à la tête Ouest du tunnel, pour une profondeur de 24,20 m, avec 23 points de mesure ;
- ✓ Les essais en laboratoire ont permis d'identifier les différentes roches ainsi que leurs paramètres géo-mécaniques.

II.6.1 Caractéristiques géologiques et géotechniques des sections étudiées [4]

✓ Section Est (couverture 30m ; PK 142+030)

Les roches enclavantes sont composées d'argilite, fortement à totalement altérés, intercalés de fines couches de grès avec une diaclase développée. Le stratum rocheux est incliné vers le nord avec un angle variant entre 60-70°. La roche est instable et se détache facilement de la voûte.

✓ Section médiane (couverture 170m ; PK141+400)

Les roches constituant cette zone sont composées des grès, faiblement altérés, intercalés localement de schistes argileux à diaclases développées. Le stratum rocheux est incliné vers le nord avec un angle assez élevé faisant généralement 77°.

Les caractéristiques géotechniques des deux sections sont données dans le tableau suivant :

Tableau II.1 : Classification et propriétés géotechniques des terrains rencontrés

Section	Couverture du terrain (m)	Valeur RMR	Classe du rocher	γ (KN/m ³)	ν	C (KPa)	ϕ (°)	E (MPa)
Est	30	< 15	V	21	0.3	5	18	170
Médiane	170	30 à 40	III	23	0.3	100	35	1000

NB : La classe du rocher est donnée par la classification de Bieniawski (voir annexe A).

II.6.1 Conditions hydrogéologiques [4]

L'eau souterraine se trouvant dans les diaclases des roches est principalement interstitielle. La profondeur du niveau d'eau varie en fonction des précipitations atmosphériques, faible durant la saison pluviale et devient plus importante en saison sèche. Cette eau est drainée sous forme de sources, c'est le cas au niveau du portail Est où il y a eu une venue d'eau.

II.7 Conclusion

Le but recherché par les moyens de reconnaissances, est la détermination de la structure géologique du site et des cours d'eau pour une meilleure implantation de l'ouvrage et un choix adéquat pour les méthodes d'exécution et de dimensionnement.

Les données obtenues par l'étude de reconnaissances ont été réajustées avec les nouvelles données géologiques et géo-mécaniques obtenus lors des travaux d'exécution. L'ensemble des résultats a permis d'identifier les terrains encaissants du tunnel TII et d'avoir les paramètres nécessaires pour un bon choix de méthode de creusement et de soutènement.

CHAPITRE III :
METHODES DE CREUSEMENT

III.1 Introduction

Toute construction dépend du lieu où elle va être réalisée. Pour les tunnels, il faut prendre en compte diverses données. Les procédés d'exécutions doivent être adaptés le mieux possible aux caractéristiques du sol. La bonne connaissance des différentes techniques du creusement constitue une base importante pour pouvoir comprendre la réponse du terrain lors de son creusement.

Les techniques utilisées pour le choix de la méthode de creusement des tunnels ont fortement évolué ces dernières décennies grâce à l'amélioration en qualité et en quantité des études de reconnaissances géotechniques, géologiques et des conditions hydrogéologiques, ainsi que la mécanisation des travaux d'abattage et de soutènement.

Dans cet objectif, ce chapitre présentera les différentes méthodes de creusement des tunnels, ainsi que les modes d'excavations possibles. En fonction des différentes données, on aboutira à un choix pour le mode et la méthode de creusement adaptée à notre tunnel.

III.2 Processus de choix de la méthode de creusement [5]

Le choix résulte, en première phase, d'un compromis entre les exigences :

- ✓ du terrain encaissant ;
- ✓ du site et de l'environnement ;
- ✓ de la géométrie ;
- ✓ du procédé de construction lui-même.

Cette démarche, plus ou moins détaillée selon la complexité du projet étudié, aboutit à deux ou trois variantes techniques possibles. La règle est alors en priorité l'étude de ceux, parmi ces deux ou trois procédés de construction, qui assurent le mieux possible et dans un ordre décroissant d'importance :

- ✓ la sécurité de l'ouvrage, pendant et après sa construction;
- ✓ une uniformité de méthode sur toute la longueur de l'ouvrage (car les changements nécessitant l'amenée de nouveaux matériels sont toujours longs et coûteux);
- ✓ la souplesse d'emploi (de façon à s'adapter aux difficultés souvent imprévisibles);

- ✓ la limitation des nuisances engendrées sur l'environnement en site urbain notamment.

Ultérieurement, lors de la consultation des entreprises et du choix définitif, interviennent de nouveaux critères liés à la conjoncture, à la technicité propre des entreprises, à l'économie du projet tels que :

- ✓ conjoncture économique générale et importance du lot de travaux proposés, niveau technique des entreprises concurrentes (personnels spécialisés, matériels disponibles, expériences acquises...);
- ✓ insertion du délai global du chantier de tunnel dans le planning général d'exécution ;
- ✓ coût de la solution et aléas correspondants.

III.3 Méthode de creusement

Généralement le choix de la méthode de creusement d'une section de front est commandé par les dimensions de la section et par la qualité du terrain. De ce fait, on distingue trois méthodes de creusement :

III.3.1 Méthode à pleine section [1]

Cette méthode de creusement consiste à excaver la totalité de la section transversale du tunnel en une seule phase. Elle est couramment utilisée pour la plupart des tunnels creusés dans des roches de bonne ou d'assez bonne tenue, lorsque leur section n'est pas trop importante, pour être couverte par un jumbo ou une machine à attaque ponctuelle. Dans le cas contraire la méthode nécessite de gros engins et devient extrêmement couteuse.

La rapidité de cette méthode facilite l'organisation du chantier, car elle permet de séparer nettement les équipes de creusement et celles du revêtement.

Les déblais sont exécutés par tranche horizontale en commençant par le haut. L'inconvénient est que leur évacuation nécessite plusieurs reprises. En cas de rencontre d'accident de terrain cette technique requiert une adaptation très difficile.



Figure III.1 : creusement à section globale

III.3.2 Méthode à demi-section [1]

Cette méthode consiste à creuser la section du front de taille en deux temps, en premier temps la demi section supérieure du tunnel (CALLOTE) qui peut atteindre 5 à 6 mètre de hauteur, on la met en sécurité avec la pose d'un soutènement provisoire (cintres et bétonnage) puis en deuxième temps, on creuse la moitié inférieure (STROSS). Elle est conseillée pour les tunnels de grande dimension car elle permet de maîtriser les problèmes de stabilité au vue de la dimension réduite de front de taille. Le revêtement définitif est généralement mis en place après que l'excavation de la totalité de la section ait été réalisée.

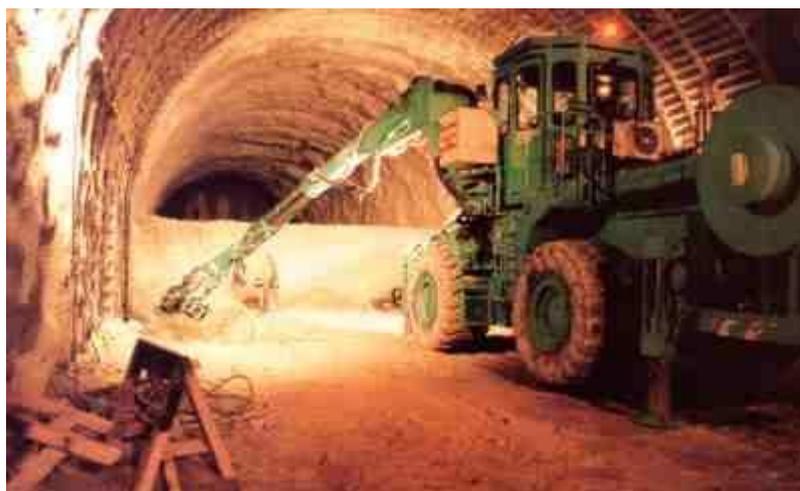


Figure III.2 : creusement en demi-section

III.3.3 Méthode à sections divisées [1]

Cette méthode est utilisée lorsque la section à excaver est importante, ou dans le cas d'un mauvais terrain qui ne permet pas d'assurer la stabilité du front de taille avec une ouverture en demi section.

Son application est longue et couteuse. Elle ne se justifie que s'il n'est pas possible d'utiliser une autre méthode.

Avec un creusement en sections devisées, chaque phase de travaux comprend l'excavation des terrains sur des sections réduites, d'où la stabilité des sections excavées est plus facile à maîtriser et la décompression des terrains sus-jacents est limitée.

III.4 Moyens d'excavation des tunnels dans les roches

III.4.1 Creusement à l'explosif [1, 6]

✓ Principe d'action

La technique de l'excavation à l'explosif est très ancienne mais reste encore, dans de nombreuses situations, la plus économique. La poudre noire (salpêtre + charbon + soufre) fut longtemps utilisée, avant que n'apparaissent des produits plus performants, tels que la dynamite ou les émulsions, mais plus dangereux. En souterrain on utilise des explosifs brisants (vitesse de détonation > 4000 m/s) dont l'effet sur la roche est double :

- ❖ L'énergie de choc véhiculée par une onde fissure le terrain ;
- ❖ L'énergie de gaz, engendrée par le dégagement d'un important volume de gaz à haute température et pression, ouvre ces fissures et disloque le matériau. Le "surplus" de cette énergie expulse les blocs disloqués.

Les modèles à retard contiennent une poudre intermédiaire de longueur variable, dite retardatrice. Ceci permet à plusieurs détonateurs mis à feu simultanément de faire détonner les charges auxquelles ils sont reliés avec un décalage dans le temps.

En général on réalise au maximum deux sections dites demi-supérieur et demi-inferieur avec un décalage suffisant pour attendre la stabilisation des convergences.

✓ Plan de tir

Le plan de tir est le plan d'implantation des forages où sont introduits les explosifs. Y figurent également les différents retards des détonateurs. Le choix d'un plan de tir est d'une grande importance dans la réalisation d'un tunnel, tant par ses aspects économiques que techniques.

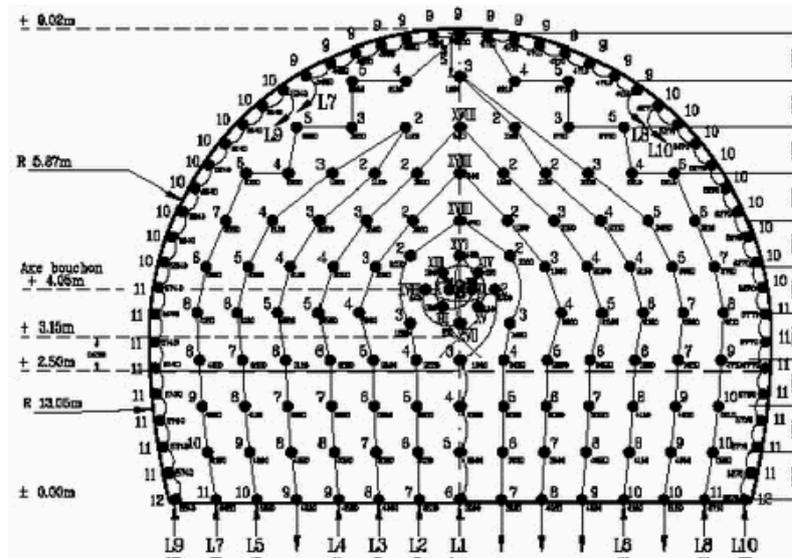


Figure III.3: plan de tir

D'une manière générale, l'explosif en souterrain doit être utilisé comme un outil de découpage de la roche et non comme une « bombe ». Mal conduit, le creusement à l'explosif ébranle trop violemment le rocher, d'où une fissuration très importante induite par le tir avec pour conséquence un soutènement très lourd pour stabiliser les parois de l'excavation.

La première étape d'un plan de tir consiste à créer une cavité initiale en direction de laquelle on pourra abattre la roche : c'est le rôle du tir bouchon. De nombreux modèles de bouchons ont été utilisés, les bouchons à trous parallèles tendent à se généraliser.

La section est ensuite élargie par étapes successives. Enfin on procède au découpage du parement en voûte, piédroits et radiers avec les forages de réglage et de relevage.

Pour les tirs en galerie, on utilise habituellement des retards ordinaires. Pour les tunnels de grande section, on utilise également des microretards.



Figure III.4 : préparation d'un plan de tir

III.4.2 Creusement mécanique des tunnels au rocher [1]

L'abattage mécanique des tunnels au rocher s'est développé principalement à partir des années 50. Depuis 1970, les machines correspondantes, appelées machines à forer, sont devenues capables d'excaver les roches les plus dures.

Les caractéristiques des machines à forer existantes sont très variées par la nature de leurs outils et la puissance disponible. Elles peuvent rencontrer des limitations économiques si leur rendement est trop faible ou si l'usure des outils est trop forte. Aussi, un projet de tunnel avec machine à forer nécessite des reconnaissances spécifiques à ce mode d'abattage du rocher

L'usage a consacré la classification des machines à forer au rocher en deux grandes familles, à savoir les machines à attaque globale TBM et les machines à attaque partielle ou ponctuelle BTM.

III.4.2.1 Machines à attaque globale TBM (Tunnel Boring Machine) [1]

Ce type de machine attaque en une seule passe la totalité de la section. Elles possèdent le plus souvent à l'avant un plateau circulaire, d'un diamètre sensiblement égal à celui de la galerie, tournant autour d'un axe confondu avec celui de la galerie. Ces machines sont conçues pour excaver des galeries circulaires avec un diamètre déterminé.

Lorsque le plateau est fermé l'accès au front de taille est difficile et son observation est impossible pendant l'exécution. Lorsqu'il s'agit de roche dure et lorsque le revêtement n'est pas mis en place à l'avancement, l'appui est généralement constitué par des patins appuyés directement contre la paroi du tunnel creusé, s'il s'agit de terrain peu résistant il est nécessaire d'utiliser un anneau de réaction qui est bloqué au terrain sur toute sa périphérie et sur lequel s'appuient les vérins longitudinaux. Cet anneau est généralement constitué par le revêtement préfabriqué mis en place à l'avancement.

Pour ce type de machine l'évacuation des déblais s'effectue le plus souvent par rails.



Figure III.5: machine à attaque globale

- ✓ **Avantages et inconvénients des machines à attaque globale au rocher**
 - ❖ Une machine à attaque globale est utilisée pour des excavations de section circulaire de diamètre limité. Contrairement à une machine d'attaque ponctuelle qui est utilisée pour des excavations de formes et dimensions variées ainsi que leur réemploi sur d'autres chantiers est facile et plus fréquent.
 - ❖ La rapidité d'exécution est une caractéristique importante des machines à attaque globale. Tout de même, le rendement peut chuter considérablement dès que les caractéristiques du massif rocheux varient par rapport à celle pour lesquelles la machine a été conçue.

- ❖ La cadence d'avancement maximum d'une machine à attaque globale est limitée par la cadence d'évacuation des déblais et, lorsque cela est nécessaire, par la cadence de mise en place du revêtement.
- ❖ Avec une machine à attaque globale, les hors profils sont très réduits, voire pratiquement éliminés dans les bon terrains.

III.4.2.2 Machine à attaque partielle ou ponctuelle BTM (Boom Type Machine) [1]

Les machines à forer qui n'abattent qu'une partie de la section à la fois sont dites « machines à attaque partielle » ou encore « machines à attaque ponctuelle ». Elle se constitue d'une tête de faible dimension par rapport à la section à excaver est munie des pics d'abattage. La tête est située à l'extrémité d'un bras mobile, qui permet d'excaver progressivement toute la section, l'ensemble des organes sont portés par un châssis automoteur le plus souvent mû par des chenilles.

Les machines à attaque partielle doivent le plus souvent se déplacer pour balayer tout le front de taille. De plus, elles peuvent terrasser une section de forme quelconque visible à l'endroit choisi en permanence et laissent libre l'accès au front.

L'expérience montre que l'emploi de ce type de machines doit se limiter à l'excavation des roches de dureté moyenne.



Figure III.6 : machine à attaque ponctuelle

III.5 Mode de creusement mécanisé des tunnels dans les terrains meubles [1, 5]

Les machines conçues pour forer les tunnels dans les sols et les terrains meubles et aquifères sont appelées « bouclier ». Un bouclier est constitué principalement d'un cylindre métallique horizontal dont les deux extrémités sont laissées ouvertes. Les divers cycles de travail de la construction d'un tunnel à l'aide du bouclier sont donc les suivants :

- ✓ Excavation, évacuation des déblais et étayage du profil sur une longueur déterminée;
- ✓ avancement du bouclier à l'aide de vérins s'appuyant sur le tronçon de tunnel achevé;
- ✓ mise en place d'un nouvel anneau de revêtement dans l'espace libéré;
- ✓ injections et travaux d'étanchement du cuvelage.

La partie avant du bouclier est munie d'une trousse coupante destinée à pénétrer dans le terrain au pourtour de l'excavation. La progression de la machine est généralement assurée par une série de vérins prenant appui sur le revêtement posé à l'arrière.

Les boucliers comportent un système de protection des parois de l'excavation entre le front de taille et le revêtement qui doit être mis en place immédiatement derrière. Ce revêtement est le plus souvent constitué de voussoirs préfabriqués.

De ce point de vue, on peut distinguer deux types de boucliers.

III.5.1 Les boucliers ouverts [1]

Laissant le front visible et accessible. Ils ne sont bien sûr utilisables que lorsque la stabilité du front est assurée naturellement dans des conditions satisfaisantes, soit parce que les terrains présentent une résistance suffisante (sols cohérents raides, sols granulaires avec cohésion), soit parce que l'on se situe en conditions favorables vis à vis des pressions hydrostatiques (tunnel au-dessus de la nappe ou avec une faible charge). Cependant, la stabilité du front de taille dans les terrains de tenue médiocre n'est à priori pas améliorée par ce type de boucliers. C'est pour cette raison que certains d'entre eux sont équipés de panneaux mobiles plaqués contre le front de taille, ce qui assure un blindage partiel du front.

III.5.2 Les boucliers à front pressurisé [25]

Les boucliers à front pressurisé sont des machines qui assurent un soutènement frontal et latéral (à front pressurisé), on peut distinguer :

✓ Les boucliers à air comprimé

Pour lesquels l'air comprimé améliore la stabilité du front de taille et limite le débit d'exhaure lorsque le forage a lieu sous la nappe. Utilisée depuis longtemps, cette méthode permettait d'équilibrer les pressions hydrostatiques (lorsqu'elles n'étaient pas trop fortes) par de l'air comprimé pressurant la totalité du tunnel. Le principal avantage de cette technique réside en l'extraction de déblais secs facilement évacuables.

L'expérience montre que ce type de bouclier reste difficile à utiliser dans les terrains perméables et peu cohérents sous la nappe ou si le diamètre du tunnel est grand.

L'utilisation de ce procédé doit être réservée à de petits ouvrages, en terrain homogène sous pression d'eau modérée. En dehors de ces conditions favorables, les risques de désordres en tous genres et d'échec sont élevés.

✓ Les boucliers à bentonite

La boue bentonitique en pression assure à la fois la stabilité du front de taille et le transport des déblais. La technique pression de boue permet un excellent équilibre du front de taille, soumis à une pression croissante de haut en bas. En règle générale la boue est constituée d'eau, de terrain naturel et de bentonite nécessaire à la formation du cake et au maintien en suspension des déblais dans le circuit de marinage.

La bonne maîtrise de la qualité de la boue et le contrôle de la pression de confinement permet de diminuer le tassement de surface. Par contre, les désavantages de cette méthode sont les coûts élevés des stations de séparation et de traitement de la boue et la consommation importante de boue.

III.6 La méthode de creusement adopté à notre projet

Le site de notre ouvrage est constitué de roche de classe moyenne à très médiocre. La faible longueur de notre tunnel (inférieure à 2km) nous conduit à écarter la méthode de creusement en pleine section et à éliminer l'utilisation du mode de creusement mécanisé avec une machine d'attaque global et procéder à l'excavation conventionnelle.

Il a fallu chercher une méthode de construction adapté au terrain et aux moyens des entreprises et qui puisse assurer à la fois une bonne mise en œuvre et garantir un maximum de sécurité aux cours des travaux avec un rendement économique.

Sous ces conditions, la solution retenue pour répondre au besoin du projet est le creusement en section divisée au niveau du portail Est et le creusement en demi section au niveau de la section médiane aux moyens de machine d'attaque ponctuelle et d'explosifs de part et d'autre des portails du tunnel.

Le creusement en section divisé se fait suivant le procédé d'excavation en trois gradins comme suit :

- ✓ Excavation de la calotte avec merlon ;
- ✓ Excavation du stross I supérieur ;
- ✓ Excavation du stross II inférieur.

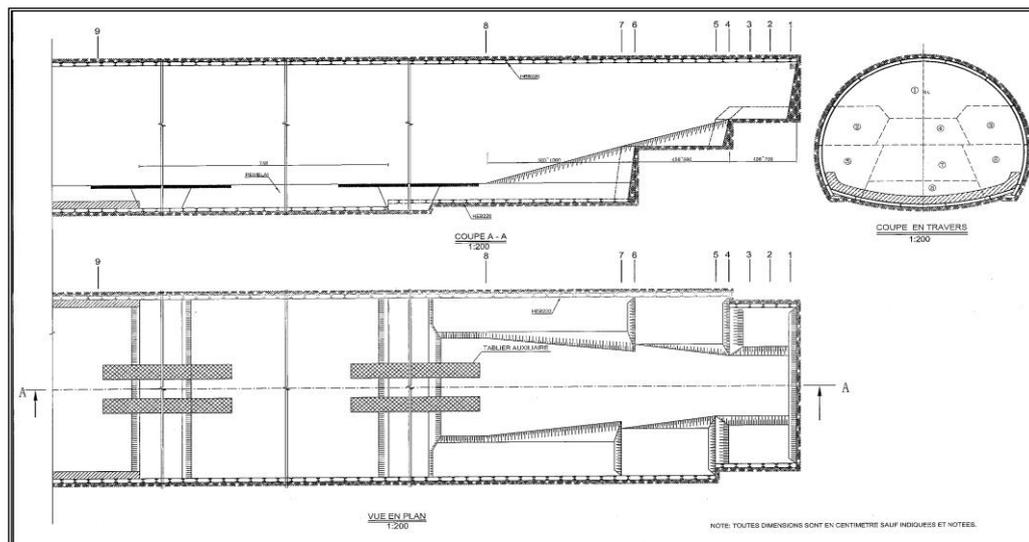


Figure III.7 : Vue en plan et en coupes longitudinale et transversale des différentes phases d'excavation en section divisée

III.7 Conclusion

La solution retenue pour le creusement du tunnel TII tient compte des différents paramètres cités au paravent dans le processus du choix de la méthode de creusement, principalement du terrain encaissant, des dimensions du tunnel, et surtout de la sécurité de l'ouvrage pendant sa construction. En général, le dernier paramètre n'est assuré que par la mise en place d'un soutènement convenable.

CHAPITRE IV :
METHODES DE SOUTÈNEMENT

IV.1 Introduction

D'une façon générale, le principal danger qu'entraîne le creusement d'un tunnel est un relâchement ou une relaxation des terrains le surmontant qui tendent à combler l'excavation en cours. Ce phénomène dénommé décompression se manifeste par un fléchissement des couches supérieures et des parois latérales. Ce phénomène peut s'avérer dangereux pour le tunnel lui-même ainsi que pour le personnel qui y travaille.

Afin de palier aux problèmes causés par la décompression du terrain et assurer la stabilité des parois d'excavation lors du creusement du tunnel, on a généralement recours à l'utilisation d'un soutènement provisoire qui reprend les efforts dus à la libération des contraintes dans le sol à court terme.

IV.2 Types de soutènements

On peut distinguer quatre (04) catégories principales de soutènements:

- ✓ Les boulons, qui arment le terrain, sont associés ou non au béton projeté et apportent aux parois de l'excavation une pression radiale rendant, en quelque sorte, le terrain apte à se soutenir ;
- ✓ Le soutènement par anneaux qui sont placés à l'intérieur de l'excavation pour constituer le soutien des parois (cintres, voussoirs) ;
- ✓ Le béton projeté est souvent associé à d'autres éléments de soutènement ;
- ✓ Les voûtes-parapluie qui peuvent être considérées comme une technique de pré-soutènement.

IV.2.1 Soutènement par boulons [8]

On appelle boulonnage le renforcement du terrain encaissant au moyen de barres généralement métalliques de longueur comprise entre 1,50 et 6 mètres. Elles sont placées à l'intérieur du terrain à partir de la surface libre.

Suivant leur configuration, il existe plusieurs types de boulons.

IV.2.1.1 Boulons à ancrage ponctuel [8]

L'ancrage est assuré par un dispositif mécanique (généralement coquille d'expansion à filetage inverse, figure IV.1) qui prend appui par serrage sur les parois du trou sur une faible longueur (une dizaine de centimètres). Ce type de boulonnage présente de nombreux avantages notamment sa 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.

Les boulons à ancrage ponctuel sont auto-serrants, c'est-à-dire qu'ils se mettent automatiquement en tension sous l'effet de l'expansion des terrains.

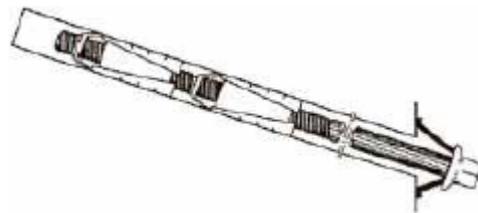


Figure IV.1 : Boulon à ancrage ponctuel

IV.2.1.2 Boulons à ancrage réparti [8]

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.

Les boulons à ancrage réparti peuvent être utilisés dans des roches bien plus tendres que les boulons à ancrage ponctuel (craies ou marnes). Par contre, ils sont d'une mise en œuvre plus délicate que les boulons à ancrage ponctuel et leur emploi est déconseillé et parfois impossible si les venues d'eau sont abondantes.

Suivant la nature et le mode de mise en œuvre du produit, on distingue plusieurs types de boulons :

✓ Les boulons avec scellement à la résine

Dans ce cas, on utilise des cartouches cylindriques adaptées au diamètre du trou et contenant, sous deux enveloppes séparées, la résine (de type polyester) et le catalyseur correspondant. Après nettoyage du trou et introduction des charges de résine, on enfonce le boulon dans le trou par poussage et rotation simultanés en utilisant la perforatrice. La résine et son catalyseur, libérés de leurs enveloppes et mélangés, occupent le volume annulaire entre les parois du trou et le bouchon et durcissent au bout d'un délai d'une quinzaine de minutes en général.

Les boulons scellés à la résine ne sont pas recommandés en présence d'eau en raison des aléas de polymérisation de la résine.

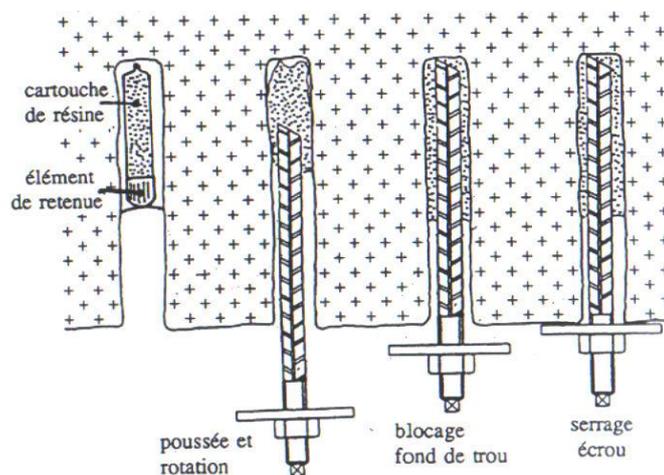


Figure IV.2 : Mise en place d'un boulon à la résine

✓ Les boulons avec remplissage préalable au mortier

Avant la mise en place de la barre, un mortier de ciment est injecté dans le trou et introduit depuis le fond par un tube. Le mortier injecté par une pompe repousse le tube vers l'extérieur du trou. Le mortier doit être à prise rapide et à haute résistance. La barre est enfoncée à l'aide d'un marteau vibreur. En fin d'opération, le mortier doit être surabondant et ressortir en tête par l'espace annulaire entre le boulon et le rocher.

Cette méthode est recommandée dans les terrains fissurés ou hétérogènes où les trous forés sont mal calibrés.

IV.2.2 Soutènement par anneaux circulaire [8]

Parmi les différents soutènements entrant dans cette catégorie, on utilise le plus fréquemment des cintres et des voussoirs.

IV.2.2.1 Cintres [8]

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. 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.

Selon la façon dont ils sont constitués, il existe différents modèles de cintres.

✓ Les cintres en bois

Ils sont de moins en moins 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 sections irrégulières.

✓ Les cintres métalliques lourds

Ils sont constitués de profilés de forte inertie cintrés ou assemblés de façon rigide. Suivant leur mode d'assemblage, il peut s'agir de profilés simples, accouplés ou à treillis. On peut aussi classer dans cette catégorie les cintres mobiles ou télescopables que l'on déplace au fur et à mesure de l'avancement du front. Les profilés ci-après sont les plus fréquemment utilisés :

Cintres	Diamètres (m)
HEB120	2.5 à 5
HEB140	4 à 8
HEB180	7 à 10
HEB220	9 à 12

Tableau IV.1 : cintres lourds les plus utilisés [1]

✓ Les cintres légers

Ils présentent une capacité de portance relativement limitée. Leur faible poids rend leur mise en place plus aisée qu'avec des cintres lourds. Leur inertie est insuffisante pour qu'ils jouent un rôle majeur dans le soutènement de l'excavation. Ils sont utilisés seulement pour ralentir la convergence et sont généralement associés au béton projeté. Ils sont employés pour des tunnels de petit diamètre (5 à 10m) où le chantier est peu mécanisé.

On distingue deux types de cintres légers :

- Les cintres coulissants où la convergence des parois est retardée par le coulissement des profilés métalliques d'un même cintre l'un contre l'autre.
- Les cintres en tôle nervurée de faible épaisseur et de poids réduit. Ils peuvent être utilisés comme simple protection contre les chutes des blocs isolés.

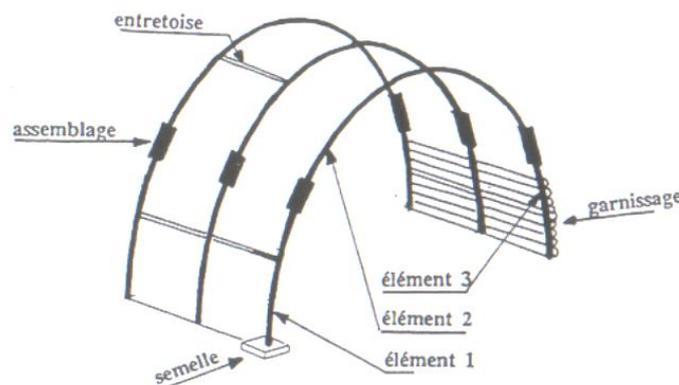


Figure IV.3 : Soutènement par cintre

IV.2.2.2 Voussoirs préfabriqués [1]

Les voussoirs préfabriqués sont assemblés pour constituer des anneaux circulaires faisant fonction de soutènement et/ou de revêtement définitif. Leur domaine d'emploi privilégié correspond aux tunnels creusés avec une machine à attaque globale dans les roches meubles et les sols.

Un anneau de voussoirs comporte le plus souvent six à dix voussoirs, dont un voussoir de clé et le complément en voussoirs courants. Ils sont sensiblement identiques entre eux. Le

voussoir clé est conçu pour constituer le clavage de chaque anneau. Les voussoirs de part et d'autres adjacents sont appelés « voussoirs de contre clés ».

Il existe 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.
- ✓ **Les voussoirs pleins** qui sont des éléments de coques d'épaisseur constante

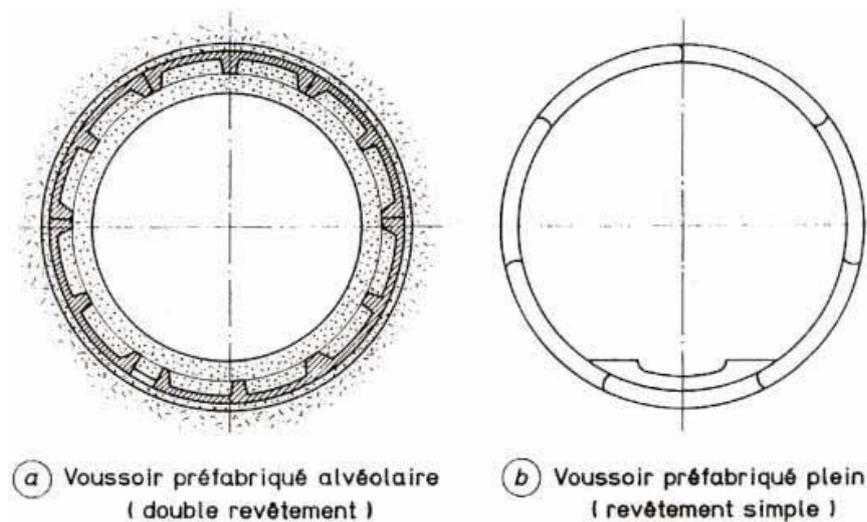


Figure IV.4 : Voussoirs préfabriqués en béton armé [8]

IV.2.3 Béton projeté [8]

L'utilisation de béton projeté comme mode de soutènement en souterrain s'est considérablement développé au cours des dernières années. Si l'emploi de la gunite comme simple protection de terrain est relativement ancien, l'emploi du béton projeté, de granulométrie plus grosse et en épaisseur suffisante pour constituer une peau de confinement améliorant les capacités de résistance du terrain encaissant, date seulement d'une vingtaine d'années. Utilisé près du front, seul ou en association avec le boulonnage et/ou les cintres légers, il constitue ce que l'on a appelé la méthode de construction avec soutènement immédiat par béton projeté et boulonnage et qui est également connu sous le nom de nouvelle méthode autrichienne (NMA) (voir §IV.3.2).

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

IV.2.3.1 Conditions d'emploi [8]

- ✓ le découpage du rocher doit être assez précis pour que la coque de béton projeté présente une surface à peu près régulière ;
- ✓ le terrain doit être exempt de venues d'eau importantes qui compromettent la qualité de l'exécution et risquent de créer des sous-pressions locales incompatibles avec la résistance de la coque en béton ;
- ✓ le terrain doit présenter un terme de cohésion telle que la cavité demeure stable pendant la durée nécessaire à la projection du béton.

IV.2.3.2 Mise en œuvre [8]

Il existe deux grandes techniques de projection :

✓ **Projection par voie sèche**

Le mélange constitué de ciment, d'agrégats et d'adjuvant en poudre est homogénéisé dans un malaxeur, puis transporté très rapidement dans un courant passant dans la buse de sortie. L'eau est incorporée au mélange et le béton est projeté à grande vitesse sur la surface d'application.

Les principaux avantages de ce procédé sont les suivants

- ❖ La vitesse de projection du mélange sur la surface d'application, ce qui permet une bonne adhérence du béton sur le support ;
- ❖ Seule la quantité d'eau nécessaire à l'hydratation du ciment est ajoutée à la sortie de la buse.

Les inconvénients majeurs de ce procédé

- ❖ Le rebondissement, donc les pertes qui sont très importantes (25 à 40% du mélange) ;
- ❖ La production de poussière à la projection.

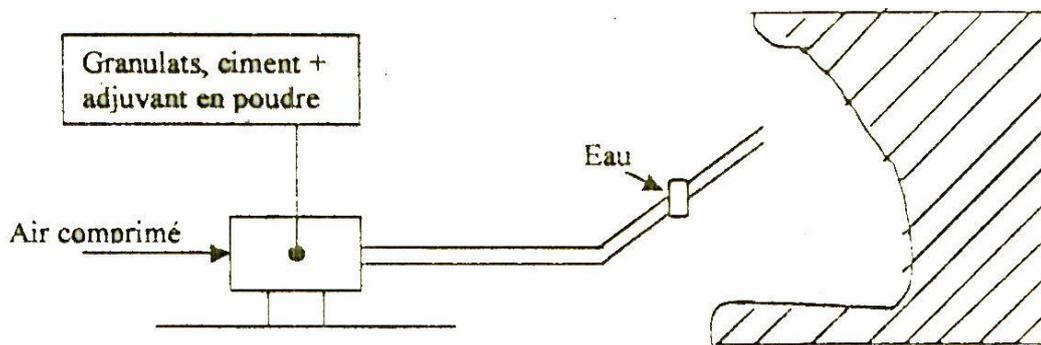


Figure IV.5 : Projection par voie sèche

✓ Projection par voie mouillée

Le mélange est gâché suivant les procédés traditionnels puis transporté dans la conduite. La propulsion du mélange est assurée par une pompe à béton et les adjuvants liquides sont introduits à la lance.

Les principaux avantages de ce procédé proviennent de la faible vitesse de projection ce qui conduit à :

- ❖ Une faible pollution ;
- ❖ Une réduction de rebondissement donc de pertes ;
- ❖ Le dosage en eau est plus précis ;
- ❖ Avec cette méthode il est plus facile d'automatiser le mode de projection, ce qui permet des rendements plus élevés qu'avec la méthode par voie sèche.

A titre des inconvénients, il convient de noter que la compacité et l'adhérence du béton en place est moins satisfaisante qu'avec la voie sèche.

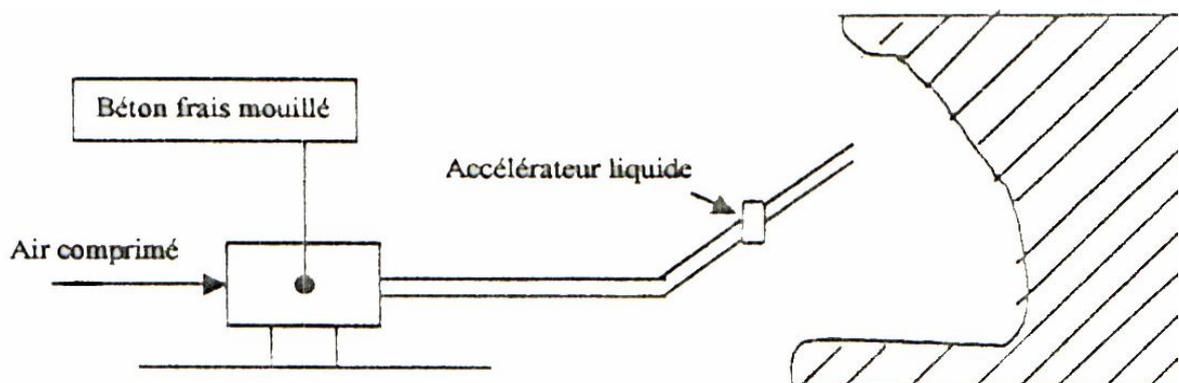


Figure IV.6 : Projection par voie mouillée

IV.2.4 Les voûtes parapluies [26]

La méthode dite de voûte parapluie permet de soutenir une longueur plus importante en avant du front de taille. Les voûtes sont constituées de tubes métalliques disposés en couronne sub-horizontale suivant le contour de la section qui sera excavée et prennent appui sur des cintres posés au fur et à mesure de l'avancement.

Les voûtes-parapluie sont généralement utilisées pour le creusement de la demi-section supérieure, le creusement du stross se faisant après confortement éventuel des piédroits, par exemple par colonnes de "jet- grouting" ou de micropieux.

Les voûtes-parapluie conviennent bien aux terrains hétérogènes, éboulis ou roches fortement fracturées.

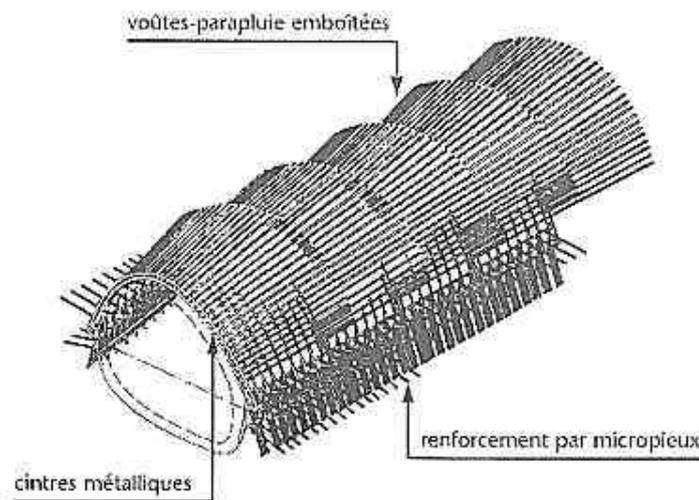


Figure IV.7 : Voûtes parapluie emboîtées

IV.3 Modes d'action des soutènements

Le soutènement provisoire est une structure qui permet d'assurer la stabilité des parois d'une cavité souterraine pendant le temps qui s'écoule entre son creusement et la mise en place éventuelle du revêtement définitif.

Si l'on classe les soutènements provisoires en fonction de leur mode d'action par rapport au terrain, on peut en distinguer trois catégories différentes :

IV.3.1 Soutènements agissant comme support

Dans ce mode de soutènement, la capacité de résistance propre du sol joue un rôle moins important par rapport aux éléments de soutènements. Nous citerons à titre d'exemples :

- ✓ Les cintres métalliques (lourds, légers)
- ✓ Les plaques métalliques assemblées
- ✓ Les voussoirs en béton
- ✓ Les tubes (voûtes parapluie)

IV.3.2 Soutènement agissant par confinement du terrain encaissant

Ce 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 et les boulons d'ancrage.

IV.3.3 Soutènement agissant par renforcement du terrain encaissant

Lorsqu'un tunnel rencontre des terrains difficiles, généralement meubles dépourvus de cohésion ou en présence d'une importante charge hydrostatique associée à une grande perméabilité du sol, provoquant des venues d'eau importantes, nous faisons appel généralement aux méthodes d'amélioration des caractéristiques du sol en place. Cela consiste à modifier les caractéristiques géotechniques propres du terrain afin de lui permettre de se stabiliser par lui-même.

Les plus importantes de ces techniques sont :

✓ **Injection**

Le procédé de traitement par injection consiste à remplir les vides du terrain (fissures ou pores) par un produit liquide ou en suspension appelé coulis qui se solidifie dans le temps.

L'injection a pour résultat de réduire la perméabilité et/ou d'augmenter les caractéristiques mécaniques d'une roche ou d'un sol.

✓ La congélation

La congélation des terrains aquifères instables est un procédé ancien, à caractère provisoire, employé pour le creusement de fouilles, de puits et de galeries. Elle permet de former autour de la future excavation une paroi gelée dure et imperméable.

✓ Drainage

Le drainage se fait à l'aide de systèmes de drainage ou avec des pompes pour empêcher une venue d'eau dans le tunnel. Parmi les techniques de drainage :

- ❖ Rabattement de la nappe varie avec le coefficient de perméabilité du terrain;
- ❖ Murs drainants pouvant être provisoires ou définitifs.

IV.4 Soutènement immédiat [5]

Le soutènement immédiat, appelé aussi soutènement par la méthode autrichienne (N.A.T.M), est apparu dans les années 60. La technique de soutènement combinant boulons et béton projeté s'est imposée sur presque tous les chantiers de tunnels, tant son efficacité est grande.

IV.4.1 Principe de la méthode

En couplant l'usage du béton projeté avec un boulonnage radial systématique, on s'est aperçu que dans la majorité des terrains rencontrés en tunnel, on obtenait des résultats intéressants. Au lieu de "supporter" simplement le terrain perturbé par le creusement, elle permet à celui-ci de se soutenir lui-même. En d'autres termes, c'est la roche elle-même qui participe au soutènement.

En autorisant une convergence contrôlée, le système boulons-béton projeté (et éventuellement treillis soudé) crée une redistribution des contraintes dans le massif et un état d'équilibre stable.

IV.4.2 Les caractéristiques de la méthode

- ✓ L'excavation se fait à pleine ou demi-section, et parfois en sections divisées dans le but de mettre le soutènement en place aussi rapidement que possible. La mise en place d'un radier doit souvent être prévue dans les terrains où cette méthode est compétitive.

- ✓ Des ancrages scellés (mortier ou résine) contribuant à créer dans le terrain une voûte armée.
- ✓ une coque mince de béton projeté (5 à 25 cm) (généralement armée de treillis soudés) solidaire du terrain.
- ✓ des cintres légers coulissants qui renforcent la coque de béton projeté.

IV.4.3 Avantages

Cette méthode s'applique à de nombreuses catégories de terrain (des roches très résistantes aux roches broyées). Un des avantages majeurs de la méthode est que le passage d'une catégorie à une autre ne nécessite pas de moyens supplémentaires. Il suffit d'adapter la densité du soutènement, le pas d'avancement ou de modifier les phases d'excavation.

Dans tous les cas, les moyens matériels nécessaires n'impliquent pas d'investissement important.

Enfin, par le fait même que le terrain est appelé à se soutenir partiellement lui-même, le gain sur les quantités de soutènement à mettre en œuvre doit permettre une économie par rapport aux méthodes traditionnelles.

IV.4.4 Les limites de la méthode

Elle est limitée :

- ✓ par l'hétérogénéité du terrain et sa fracturation, qui peut empêcher d'obtenir à l'abattage une excavation régulière ou produire des concentrations anormales de déformations;
- ✓ par l'inaptitude du terrain au boulonnage;
- ✓ par l'importance des venues d'eau et/ou de la charge piézométrique qui empêchent la mise en place du béton projeté.

IV.5 Choix d'un mode de soutènement [8]

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

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

IV.6 Mode de soutènement pour notre tunnel

Le choix d'un mode de soutènement pour notre tunnel était basé sur les différents paramètres cités auparavant ce qui nous a mené au choix suivant :

Soutènement type A : terrain très difficile

Ce soutènement est adaptable à la tête Est vu la très faible stabilité du terrain. Il est constitué de :

- ✓ Cintres HEB 220 avec un espacement de 50 cm;
- ✓ Des boulons d'ancrage HA32 avec 4 à 6m de longueur et un espacement de 40 cm.
- ✓ Un treillis soudé placé dans un béton projeté d'épaisseur 30 cm.

Soutènement type B : terrain moyennement facile

Il est prévu pour les terrains de classe RMR III (voir annexe A) ce qui est le cas de notre section médiane. Il est constitué de :

- ✓ Cintres HEB 220 avec un espacement de 150 cm ;
- ✓ Un treillis soudé placé dans un béton projeté d'épaisseur 30 cm.

IV.7 Conclusion

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

Les soutènements type A pour la section Est et type B pour la section médiane sera justifié ultérieurement dans les chapitres IV et IIV. Cette vérification est précédée par un calcul des charges agissantes sur le tunnel qu'on va l'aborder dans le chapitre suivant.

CHAPITRE V :
CALCUL DES CHARGES

V.1 Introduction

Les principales charges agissantes sur les constructions souterraines proviennent de la poussée des couches constituant le terrain, c'est à dire la poussée géologique (appelée aussi poussée du souterrain) et la pression hydrostatique.

La détermination de la poussée du souterrain est un des problèmes les plus difficiles que l'on rencontre dans le domaine des sciences 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 aussi par l'influence déterminante qu'exercent sur les poussées rencontrées, la forme et les dimensions du soutènement ainsi le temps s'écoulant entre les travaux de dérochement et la pose de l'étaisage.

Afin d'évaluer quantitativement ces contraintes il existe de nombreuses méthodes et de formules empiriques qui souvent sont notablement différentes selon les hypothèses adoptées.

Certaines de ces méthodes ont une bonne confirmation expérimentale. Nous exposerons dans ce chapitre les différentes poussées qui se définissent en contraintes verticales agissantes sur la calotte engendrant des poussées latérales sur les flancs du tunnel ainsi que quelques méthodes pour la détermination de ces contraintes.

V.2 Les pressions souterraines [7]

La nature de la poussée rencontrée dépend d'une façon prépondérante de la nature du rocher et de sa situation en profondeur. Selon l'origine, il existe trois types de poussée:

- ✓ **poussée de détente** : due au détachement de la masse rocheuse de la calotte engendré par la décompression du massif rocheux.
- ✓ **Poussée géologique** : due au poids des couches situées au-dessus de l'excavation.
- ✓ **Poussée de gonflement** : due à une augmentation du volume des roches.

V.2.1 Poussée de détente [7]

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. On peut considérer comme poussée de détente toutes pressions dues au poids de la masse de rocher située à l'intérieur de la voûte de pression.

Dans les constructions des tunnels, les causes du 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'étaillage. Plus on retarde la pose du soutènement, plus on laisse la chance à l'extension de la poussée de détente, dont le développement ne se fait qu'après un certain temps.

Le phénomène de détente commence par l'affaissement d'une partie du rocher en calotte, le mouvement se poursuit sous forme d'un élargissement en direction des piédroits, puis par une extension vers le haut sous forme d'ogive, jusqu'à ce que les côtés du triangle forment un angle α .

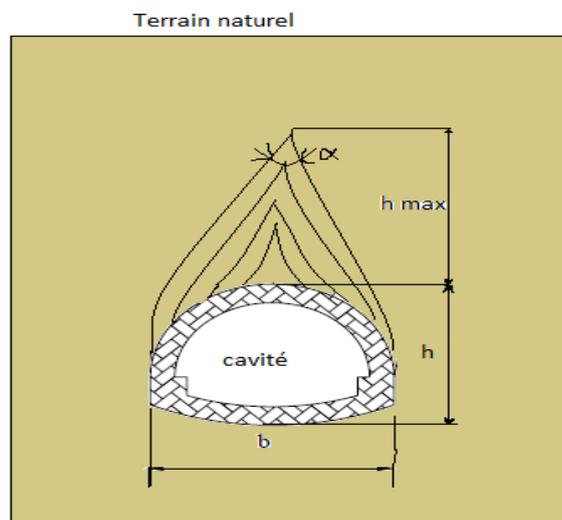


Figure V.1 : processus d'affaissement du coin de voûte surmontant un souterrain

La hauteur de l'ogive est donnée par la formule suivante:

$$h_{\max} = \frac{h}{2 \operatorname{tg} \frac{\alpha}{2}} = \frac{b}{2 \sin \varphi}$$

Avec:

h : hauteur de couverture

b : la largeur de l'excavation.

α : angle au sommet de profil d'équilibre.

φ : angle de frottement interne.

V.2.2 Poussée géologique [7]

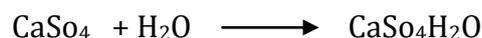
Cette poussée est la manifestation directe de la pression géostatique perturbée par divers effets tectoniques et qui est en relation directe avec la composition géologique. Elle apparaît, suite aux travaux d'excavation dans l'entourage du profil où l'augmentation des contraintes par rapport à leurs valeurs initiales, atteint des proportions qui dépassent la résistance de la roche non seulement en calotte mais aussi sur les piédroits.

Dans le cas de la poussée géologique on a donc affaire, non pas à des efforts, mais à des mouvements suscités par les travaux d'excavation, et qui s'étendent à une zone d'une étendue déterminée. Ce processus de mouvement débute au moment où à la suite du regroupement des poussées le long des piédroits, la pression croissante atteint le double de sa valeur initiale, si bien qu'elle finisse par dépasser la résistance à la compression simple de la roche.

V.2.3 Poussée de gonflement [7]

Dans quelques roches argileuses ou altérées, nous retrouverons sous certaines conditions, cette forme de poussée souterraine qui est la poussée de gonflement. 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 par apport d'eau. 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, entraînant une modification des contraintes qui se manifestent sur les parois de la cavité.
- ✓ Soit d'origine chimique, due à une fixation d'eau dans les minéraux qui sont principalement des hydroxydes et des sulfates. Parmi les plus connus des causes chimiques provoquant le gonflement est la transformation de l'anhydrite CaSO_4 en gypse au contact de l'eau :



V.3 Méthodes de détermination des charges agissantes sur un tunnel [7]

Après avoir exposé les diverses formes de pression souterraine, nous allons passer à l'étude des méthodes de calcul des pressions qui nous permettront par la suite de dimensionner notre tunnel.

V.3.1 Evaluation des charges verticales [7]

Le dimensionnement pratique des tunnels doit se faire suivant des points de vue différents, selon que l'on tienne compte de la charge de la zone de détente entourant l'évidement ou que l'on fasse, en outre, intervenir la situation du tunnel en profondeur et l'influence de la hauteur de recouvrement.

Nous aborderons dans ce qui suit quatre de ces méthodes pour la détermination des contraintes verticales.

a) Théorie de TERZAGHI

La théorie de la pression souterraine de TERZAGHI a été établie pour des tunnels construits dans des terrains granuleux secs et sans cohésion cependant sa validité a été étendue aux terrains cohérents.

TERZAGHI admet que la masse de 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. Ces déplacements sont suffisamment importants pour qu'une série de surface de glissement fasse apparition. Selon cette théorie, le développement de la masse de terrain de largeur B sera entravé par l'effet de voûte faisant un angle de frottement de $\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right)$ agissant le long des plans de glissement.

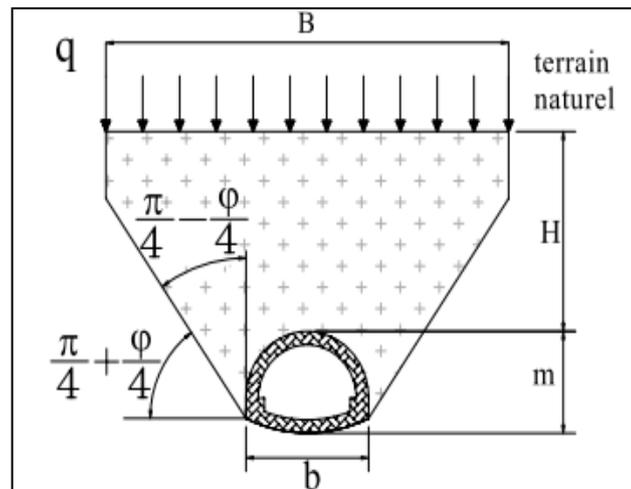


Figure V.2 : hypothèse de base de la théorie de la poussée souterraine de TERZAGHI

Avec :

H : la couverture du terrain.

m : la hauteur de l'excavation.

q : la surcharge en surface.

b : la largeur de l'excavation.

On a: $B = b + 2m \operatorname{tg} \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$

La contrainte verticale est calculée suivant la formule :

$$\sigma_v = \frac{(B\gamma - 2C)}{2Kt\operatorname{tg}\varphi} \left[1 - e^{\frac{-(2KHt\operatorname{tg}\varphi)}{B}} \right] + qe^{\frac{-(2KHt\operatorname{tg}\varphi)}{B}}$$

K: coefficient de poussée active généralement égale à 1 [7]

Pour de plus grandes profondeurs, l'effet de voûte ne se fait plus sentir jusqu'à la surface. A partir d'une certaine hauteur ($H_2 \geq 2.5B$), le tassement des couches inférieures n'influence plus l'état de contrainte des couches supérieures.

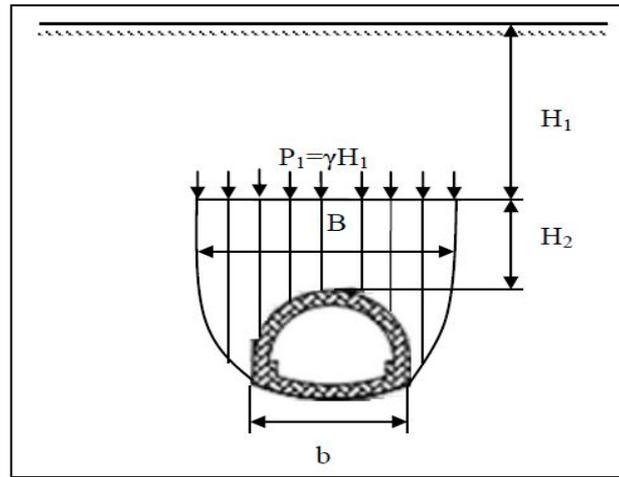


Figure V.3 : pression s'exerçant sur des souterrains à grande profondeur d'après TERZAGHI

L'expression de la contrainte verticale devient donc :

$$\sigma_v = \frac{(B\gamma - 2C)}{2K \operatorname{tg}\varphi} \left[1 - e^{\frac{-2KH_2 \operatorname{tg}\varphi}{B}} \right] + p_1 e^{\frac{-2KH_2 \operatorname{tg}\varphi}{B}}$$

b) Théorie de BIERBAUMER

Cette théorie admet que l'ouvrage est chargé par une masse de roche délimitée par une parabole de hauteur $h = \alpha H$ et que le massif aura tendance à glisser suivant un angle de $\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right)$.

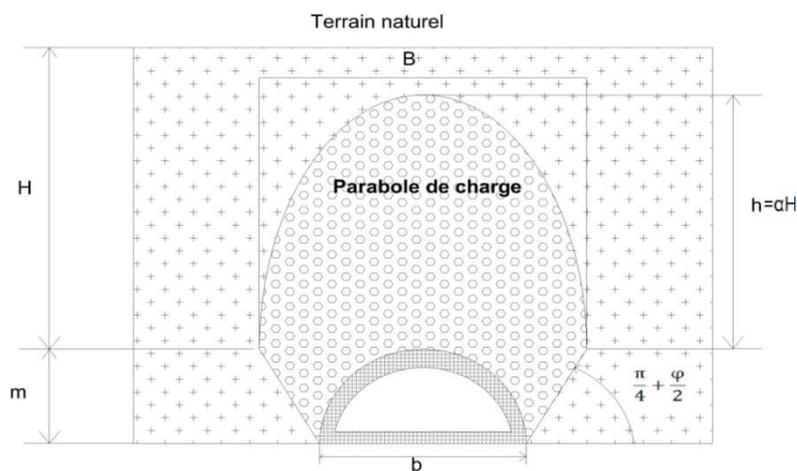


Figure V.4 : répartition de la poussée du souterrain selon BIERBAUMER

La contrainte verticale est donnée par l'expression suivante:

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

Avec :

h : Hauteur de la parabole de charge.

α : Coefficient de réduction.

H : Couverture du terrain.

Le coefficient de réduction α est déterminé par la relation suivante :

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Si } H \text{ est faible} \\ \text{Si } H \text{ très grand (} H > 5B \text{)} \end{array} \right. \begin{array}{l} \implies \alpha = 1 \\ \implies \alpha = \operatorname{tg}^4 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \end{array}$$

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

c) 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. Cette méthode est valable pour des ouvrages situés à de faibles profondeurs. Elle est réputée pénalisante du fait qu'elle ne prenne pas en compte l'effet de la voûte, d'où un surdimensionnement de l'ouvrage.

L'expression de la pression verticale est :

$$\sigma_v = \sum \gamma_i h_i + q$$

Avec :

γ_i : Poids de la couche i

h_i : Hauteur de la couche i

q : surcharge

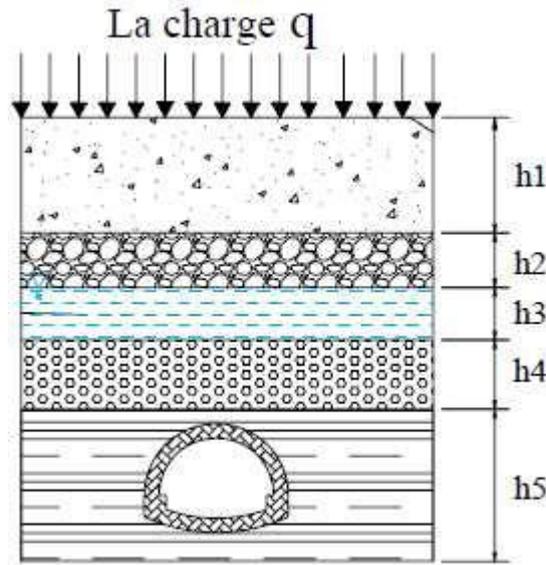


Figure V.5 : Théorie des poids des terres

d) Théorie de PROTODIAKONOV

La théorie de PROTODIAKONOV est basée sur la définition statique d'une voûte naturelle située au dessus du terrain excavé de forme parabolique et de hauteur h_p .

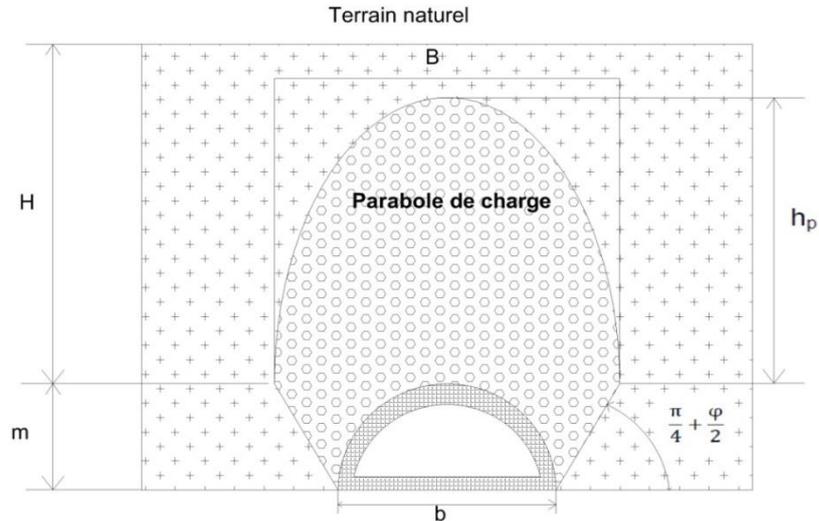


Figure V.6 : répartition de la charge verticale d'après PROTODIAKONOV

La contrainte verticale est donnée par : $\sigma_v = \gamma h_p$

Telle que :

$$h_p = \frac{B}{2f}$$

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

f : coefficient de résistance calculé pour différents terrains

$$f = \begin{cases} \operatorname{tg} \varphi & \text{sol granuleux} \\ \operatorname{tg} \varphi + \frac{c}{\sigma_c} & \text{sol cohérent } (\sigma_c : \text{résistance à la compression}) \\ \frac{\sigma_k}{100} & \text{sol rocheux } (\sigma_k : \text{résistance de dureté de la roche}) \end{cases}$$

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

Catégorie	Degré de résistance	Résistance à la rupture σ_k (Kgf/cm ²)	Coefficient de résistance f	Angle de frottement interne
I	Résistance supérieure	2000	20	87
II	Roches très résistantes	1500	15	85,5
II	Roches de bonne tenue	900	8	82
IV	Roches assez résistantes	550	6	75
V	Roches de résistance moyenne	350	3	70
VI	Roches assez inconsistantes	200	1,5	65
VII	Roches inconsistantes	200 à 150	1	50
VIII	Terrains meubles	200 à 150	0,6	30

NB : Par expérience, on a montré que les résultats de cette théorie sont surtout satisfaisants

pour les profondeurs telle que : $\frac{b}{2f} < H < \frac{b}{f}$

V.3.2 Evaluation des charges horizontales [7]

Bien que le but principal de l'examen des charges agissantes sur le souterrain soit la détermination de la pression à la calotte, c'est-à-dire la charge verticale, il n'est pas moins capital de connaître la grandeur des poussées latérales dont on a également besoin pour le calcul du profil car l'influence de la poussée latérale peut dépasser, dans certaines circonstances, celle de la pression verticale.

La détermination de la pression latérale demande que l'on tienne compte non seulement de la pression agissant comme charge active, mais encore de l'effet de la butée des terres engendrée par la déformation. L'examen attentif de cette question présente un intérêt certain du point de vue dimensionnement économique.

Nous aborderons dans ce qui suit quelques méthodes qui nous permettront d'évaluer ces pressions.

a) Théorie de TERZAGHI

Selon TERZAGHI la poussée latérale peut être calculée approximativement par la formule suivante:

$$\sigma_h = \begin{cases} 0,3\gamma (0,5m+h_p) & \text{pour le cas général} \\ \gamma H_t \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) & \text{pour les terrains granuleux ou ébouillis} \\ \sigma_v \frac{\nu}{1-\nu} & \text{pour les roches de bonne tenue} \end{cases}$$

Avec :

h_p : hauteur du noyau de détente

ν : coefficient de poisson

b) L'expérience soviétique

La base de cette expérience est que la poussée latérale doit être prise en considération commettant une répartition trapézoïdale limitée par deux valeurs extrêmes situées au niveau de la calotte et du radier.

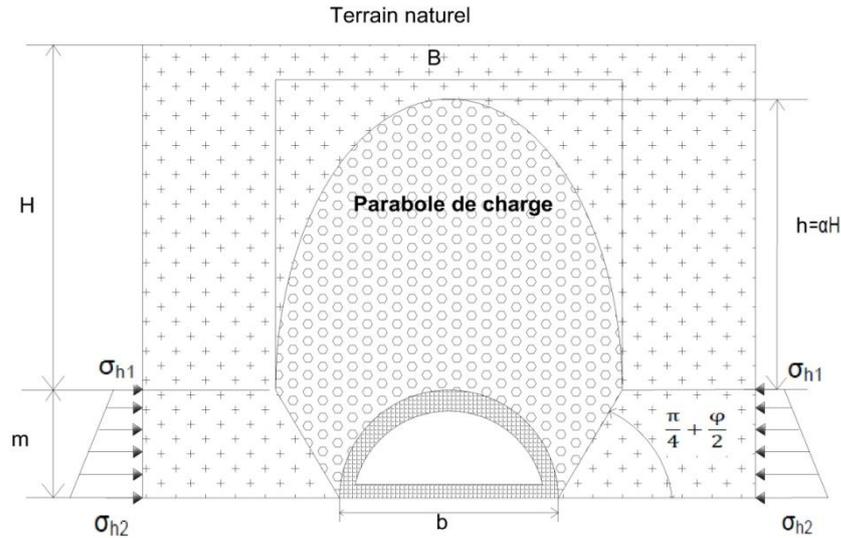


Figure V.7 : répartition de la poussée selon l'expérience soviétique

La poussée latérale spécifique au niveau de la calotte est :

$$\sigma_{h1} = \gamma h_2 t g^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - 2C t g \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

La poussée latérale au niveau du radier est :

$$\sigma_{h2} = \gamma (h_2 + m) t g^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - 2C t g \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

Avec : $h_2 = \frac{b}{\sin 2\varphi}$

c) Méthode de RANKINE [9]

Ce chercheur admet 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

$\sigma_{h1} = K_a \sigma_v$ A court terme (c'est le cas du soutènement provisoire).

$\sigma_{h1} = K_0 \sigma_v$ A long terme (c'est le cas du revêtement définitif).

Avec :

σ_v : la contrainte verticale

$$K_a = \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) \quad \text{Coefficient de poussées actives}$$

$$K_0 = (1 - \sin\varphi) \quad \text{Coefficient des terres au repos}$$

✓ Au niveau du radier

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

Telle que :

$$\sigma_{h2} = my\operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) - 2C\operatorname{tg}\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$$

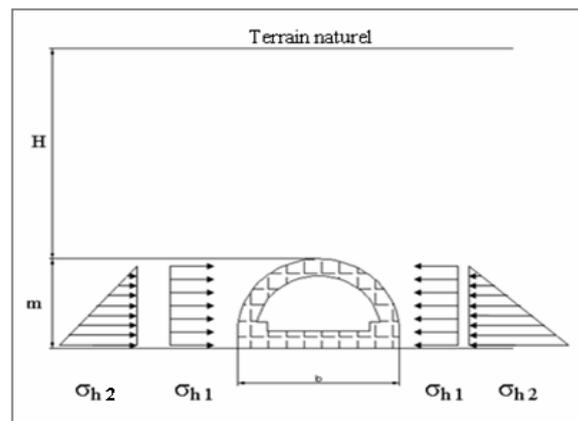


Figure V.8 : répartition des contraintes selon la théorie de RANKINE

V.3.3 Evaluation des pressions agissantes au niveau du radier [7]

La pression au radier d'une section de tunnel devait correspondre à l'effort de réaction contre la pression à la calotte. Toutefois, en raison de la coopération des masses de terrains environnantes à la résistance du revêtement, cette pression au radier étant généralement inférieure à la pression en calotte. Selon TERZAGHI, l'expérience a démontré que l'ordre de grandeur de la pression au radier est approximativement la moitié de la pression à la calotte.

L'augmentation de la profondeur provoque l'accroissement de la pression à la calotte, tandis que cette même surcharge diminuera la pression au radier. L'évolution et la répartition de cette pression dépend de la méthode de creusement notamment pour le cas de creusement en diverses phases.

Dans la pratique, c'est surtout dans les terrains peu consistants et plus particulièrement dans les sols plastiques et dans les argiles imbibées d'eau que l'on doit faire face au problème de la poussée sous le radier. Si les contraintes géostatique 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 exposerons l'une des méthodes les plus importantes à savoir : la méthode donnée par TSIMBARIIEVITCH

✓ Méthode de TSIMBARIIEVITCH

Tsimbarievitch s'est consacré à l'étude théorique de la pression du rocher au radier en se basant 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 du terrain latérales, un coin du radier aura tendance à se déplacer vers l'intérieur de l'excavation, ce déplacement étant équilibré par l'effet de la butée des terres situées sous l'évidement.

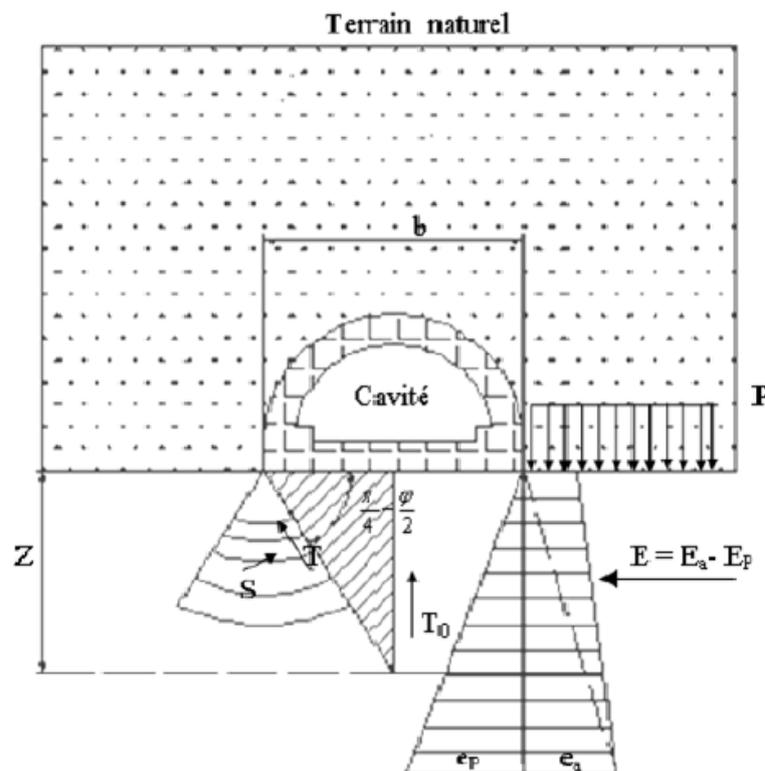


Figure V.9 : calcul de la poussée au radier d'après Tsimbarievitch

- ❖ A une profondeur z sous le radier la valeur de la poussée des terres sera :

$$E_a = (p + z\gamma) \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - 2C \operatorname{tg} \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

❖ A la même profondeur z la valeur de la butée des terres sera :

$$E_p = z\gamma \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right) + 2C \operatorname{tg}\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right)$$

Pour $E_a = E_p$ la profondeur z vaut : $z = \frac{p\lambda_a - 2C(\sqrt{\lambda_p} + \sqrt{\lambda_a})}{\gamma(\lambda_a - \lambda_p)}$

Telle que :

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

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

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

La résultante des efforts $E = E_a - E_p$ agissant à la direction de l'excavation est :

$$E = \frac{\gamma z}{2} (z + 2H) \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) - \frac{1}{2} \gamma z^2 \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right)$$

Cette résultante peut être décomposée en deux composantes T , parallèle, et S , perpendiculaire à la série des plans de glissement :

$$T = E \cos\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$$

$$S = E \sin\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$$

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

$$T_0 = \frac{2E}{\cos \varphi} \sin^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$$

La résultante T exerce son action suivant l'axe centrale verticalement. Cette pression dirigée vers le haut est équilibrée soit par une charge q soit par une forme contre voûte du radier, la charge doit être répartie sur la longueur Y , calculée par la formule suivante:

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

Enfin la contrainte sous le radier est calculée par la formule :

$$\sigma = \frac{T_0}{Y}$$

La vérification de non soulèvement du radier consiste à assurer :

$$\sigma \leq \frac{4C}{1 - \sin \varphi} (2 + \sin \varphi) \cos \varphi$$

V.4 Pression de l'eau souterraine [7]

Outre les pressions du rocher, et dans la mesure où ils se trouvent au-dessous du niveau de la nappe d'eau phréatique, les tunnels doivent souvent subir l'action assez importante de la pression d'eau extérieure.

La présence de l'eau dans le terrain ne se manifeste pas seulement sous la forme de la pression directe agissante sur l'ouvrage, elle aura aussi pour effet de diminuer la résistance du rocher ; le tunnel sera, par conséquent chargé par le poids plus grand des roches imbibées d'eau, représentant, par suite d'une plus grande détente.

V.5 Charges et surcharges utiles [7]

V.5.1 Charges intérieures

Les charges dues au poids ou à la vitesse des véhicules circulant à l'intérieur d'un tunnel sont en général négligeables par rapport aux poussées des terrains. C'est la raison pour laquelle, à l'exception d'ouvrages soumis à de fortes pressions intérieures (comme les galeries d'eau sous pression, réservoir de gaz souterrain) les charges intérieures ne sont habituellement pas prises en considération, et cela d'autant plus que ces charges travaillent dans le sens contraire à celui des charges extérieures. De point de vue de la sécurité de dimensionnement c'est donc le tunnel vide qui présente l'état dangereux.

V.5.2 Charges provenant de la surface du terrain

Les charge des provenant du poids de bâtiments, des véhicules circulant à la surface ou des ouvrages de services publics qui se trouvent au-dessus d'un tunnel à faible couverture peuvent avoir une certaine influence sur le dimensionnement de ce dernier. Cependant au-delà d'une épaisseur de 8m de la couverture, leur influence peut généralement être négligée.

V.6 Calcul des charges agissantes sur le soutènement de la section portail Est

Tableau V.2: Données de la section Est

H(m)	$\gamma_h(\text{kN/m}^3)$	C(kPa)	φ (°)	v	b(m)	$m_1(\text{m})$	$m_2(\text{m})$
30	21	5	18	0.3	15.34	7.67	11.65

Avec :

m_1 : hauteur de l'excavation de la demi-section supérieure

m_2 : hauteur de l'excavation de la section totale

V.6.1 Calcul de la contrainte verticale active agissante sur soutènement provisoire

a) Théorie de poids des terres

La contrainte verticale vaut : $\sigma_v = \sum \gamma_i h_i + q = 21 \times 30$

$$\rightarrow \sigma_v = 630 \text{ kN/m}^2$$

b) Théorie de TERAZGHI

La largeur de la voûte de décharge B est :

$$B = b + 2m \operatorname{tg} \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) = 15.34 + 2 \times 7.67 \times \operatorname{tg} \left(\frac{\pi}{4} - \frac{18}{2} \right) = 25.45 \text{ m}$$

La pression exercée sur la calotte sera :

$$\sigma_v = \frac{(B\gamma - 2C)}{2K \operatorname{tg} \varphi} \left[1 - e^{-\frac{(2KH \operatorname{tg} \varphi)}{B}} \right] + q e^{-\frac{(2KH \operatorname{tg} \varphi)}{B}} = \frac{(25.45 \times 21 - 2 \times 5)}{2 \times \operatorname{tg} 18} \left[1 - e^{-\frac{(2 \times 30 \times \operatorname{tg} 18)}{25.45}} \right]$$

$$\rightarrow \sigma_v = 432 \text{ kN/m}^2$$

c) Théorie de BIERBAUMER

Le coefficient de réduction α vaut :

$$\alpha = 1 - \frac{H \operatorname{tg} \varphi \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)}{B} = 1 - \frac{30 \times \operatorname{tg} 18 \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{18}{2} \right)}{25.45} = 0.8$$

La contrainte verticale est égale à : $\sigma_v = \gamma h = \gamma \alpha H = 21 \times 0.8 \times 30$

$$\rightarrow \sigma_v = 504 \text{ kN/m}^2$$

d) Théorie de PROTODIAKONOV

$$h_p = \frac{b}{2f} = \frac{15.34}{2 \times 1} = 7.67 \text{ m} \quad \text{Avec } f=1 \rightarrow \text{voir tableau V.1}$$

La contrainte verticale est : $\sigma_v = \gamma h_p = 21 \times 7.67$

$$\rightarrow \sigma_v = 155 \text{ kN/m}^2$$

V.6.2 Calcul de la contrainte horizontale active agissante sur le soutènement provisoire

a) Théorie de TERZAGHI

$$h_p = \frac{b}{2 \sin \varphi} = \frac{15.34}{2 \times \sin 18} = 23.85 \text{ m}$$

La contrainte horizontale vaut : $\sigma_h = 0,3 \gamma (0,5 \text{ m} + h_p) = 0.3 \times 21 \times (0.5 \times 7.67 + 23.85)$

$$\rightarrow \sigma_h = 174 \text{ kN/m}^2$$

b) L'expérience soviétique

$$h_2 = \frac{b}{\sin 2 \varphi} = \frac{14.74}{\sin(2 \times 18)} = 25.07 \text{ m}$$

Au niveau de la calotte : $\sigma_{h1} = \gamma h_2 \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - 2C \operatorname{tg} \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$

$$\sigma_{h1} = 21 \times 25.07 \times \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{18}{2} \right) - 2 \times 5 \times \operatorname{tg} \left(\frac{\pi}{4} - \frac{18}{2} \right)$$

$$\rightarrow \sigma_{h1} = 271 \text{ kN/m}^2$$

Au niveau du radier :
$$\sigma_{h2} = \gamma(h_2 + m)tg^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) - 2Ctg\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$$

$$\sigma_{h2} = 21 \times (25.07 + 7.67) \times tg^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{18}{2}\right) - 2 \times 5tg\left(\frac{\pi}{4} - \frac{18}{2}\right)$$

$$\rightarrow \sigma_{h2} = 353 \text{ kN/m}^2$$

c) Méthode de RANKINE

Le coefficient de pression des terres actives vaut : $K_a = tg^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{18}{2}\right) = 0.43$

Au niveau de la calotte : $\sigma_{h1} = K_a \sigma_v$

$$\sigma_{h1} = 0.43 \times 630$$

$$\rightarrow \sigma_{h1} = 271 \text{ kN/m}^2$$

Au niveau du radier : $\sigma_h = \sigma_{h1} + \sigma_{h2}$

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

$$\sigma_{h2} = 7.67 \times 21 \times tg^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{18}{2}\right) - 2 \times 5 \times tg\left(\frac{\pi}{4} - \frac{18}{2}\right)$$

$$\rightarrow \sigma_{h2} = 88 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_h = 271 + 88$$

$$\rightarrow \sigma_h = 359 \text{ kN/m}^2$$

V.6.3 Calcul de la contrainte verticale active agissante sur le revêtement définitif

a) Théorie des poids des terres

La contrainte verticale du terrain : $\sigma_v = \sum \gamma_i h_i + q = 21 \times 30$

$$\rightarrow \sigma_v = 630 \text{ kN/m}^2$$

b) Théorie de TERZAGHI

La largeur B vaut:

$$B = b + 2m \operatorname{tg} \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) = 14.74 + 2 \times 11.67 \times \operatorname{tg} \left(\frac{\pi}{4} - \frac{18}{2} \right) = 31.70 \text{ m.}$$

La contrainte verticale exercée sur la calotte :

$$\sigma_v = \frac{(By-2C)}{2K \operatorname{tg} \varphi} \left[1 - e^{-\frac{(2KH \operatorname{tg} \varphi)}{B}} \right] + q e^{-\frac{(2KH \operatorname{tg} \varphi)}{B}} = \frac{(31.7 \times 21 - 2 \times 5)}{2 \times \operatorname{tg} 18} \left[1 - e^{-\frac{(2 \times 30 \times \operatorname{tg} 18)}{31.7}} \right]$$

$$\rightarrow \sigma_v = 464 \text{ kN/m}^2$$

c) Théorie de BIERBAUMER

Le coefficient de réduction vaut :

$$\alpha = 1 - \frac{H \operatorname{tg} \varphi \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)}{B} = 1 - \frac{30 \times \operatorname{tg} 18 \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{18}{2} \right)}{31.7} = 0.84$$

La contrainte verticale au niveau de la calotte vaut :

$$\sigma_v = \gamma h = \gamma \alpha H = 21 \times 0.84 \times 30$$

$$\rightarrow \sigma_v = 530 \text{ kN/m}^2$$

d) Théorie de PROTODIAKONOV

$$h_p = \frac{b}{2f} = \frac{13.74}{2 \times 1} = 7.37 \text{ m}$$

Avec : $f=1 \rightarrow$ voir tableau V.1

La contrainte verticale est : $\sigma_v = \gamma h_p = 21 \times 7.37$

$$\rightarrow \sigma_v = 155 \text{ kN/m}^2$$

V.6.4 Calcul de la contrainte horizontale active agissante sur le revêtement définitif

a) Théorie de TERZAGHI

$$h_p = \frac{b}{2 \sin \varphi} = \frac{14.74}{2 \times \sin 18} = 23.85 \text{ m}$$

La contrainte horizontale vaut : $\sigma_h = 0,3\gamma (0,5m + hp) = 0,3 \times 21 \times (0,5 \times 11,65 + 23,85)$.

$$\rightarrow \sigma_h = 187 \text{ kN/m}^2$$

b) L'expérience soviétique

$$h_2 = \frac{b}{\sin 2\varphi} = \frac{14,74}{\sin(2 \times 18)} = 25,07m$$

Au niveau de la calotte

$$\sigma_{h1} = \gamma h_2 \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - 2C \text{tg} \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$\sigma_{h1} = 21 \times 25,07 \times \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{18}{2} \right) - 2 \times 5 \text{tg} \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$\rightarrow \sigma_{h1} = 271 \text{ kN/m}^2$$

Au niveau du radier

$$\sigma_{h2} = \gamma(h_2 + m) \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - 2C \text{tg} \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$\sigma_{h2} = 21 \times (25,07 + 11,65) \times \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{18}{2} \right) - 2 \times 5 \text{tg} \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$\rightarrow \sigma_{h2} = 400 \text{ kN/m}^2$$

c) Méthode de RANKINE

Le coefficient de poussée au repos : $K_0 = (1 - \sin 18) = 0,59$

Au niveau de la calotte $\sigma_{h1} = K_0 \sigma_v$

$$\sigma_{h1} = 0,59 \times 630$$

$$\rightarrow \sigma_{h1} = 372 \text{ kN/m}^2$$

Au niveau du radier

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

$$\sigma_{h2} = m\gamma \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - 2C \text{tg} \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$\sigma_{h2} = 11,65 \times 21 \times \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{18}{2} \right) - 2 \times 5 \times \text{tg} \left(\frac{\pi}{4} - \frac{18}{2} \right)$$

$$\rightarrow \sigma_{h2} = 105 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_h = 372 + 105$$

$$\rightarrow \sigma_h = 477 \text{ kN/m}^2$$

V.6.5 Calcul de la contrainte active agissante sur le radier du revêtement définitif

✓ Selon la théorie de TSIMBARIÉVITCH

Pour $E_a = E_p$, la profondeur z vaut : $z = \frac{p\lambda_a - 2C(\sqrt{\lambda_p} + \sqrt{\lambda_a})}{\gamma(\lambda_p - \lambda_a)}$

Avec :

$$\lambda_a = \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) = \operatorname{tg}^2\left(45 - \frac{18}{2}\right) = 0.528$$

$$\lambda_p = \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right) = \operatorname{tg}^2\left(45 + \frac{18}{2}\right) = 1.89$$

$$p = \sum_{i=1}^n h_i \gamma_i + q = 630 \text{ kN/m}^2$$

$$z = \frac{630 \times 0.528 - 2 \times 5(\sqrt{1.89} + \sqrt{0.528})}{21(1.89 - 0.528)}$$

$$\rightarrow z = 10.89 \text{ m}$$

La résultante des efforts E agissante en direction de l'excavation est :

$$E = \frac{\gamma z}{2} (z + 2H) \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) - \frac{1}{2} \gamma z^2 \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right)$$

$$E = \frac{21 \times 10.89}{2} (10.89 + 2 \times 30) \times 0.528 - \frac{21}{2} \times 10.89^2 \times 1.89 = 1926.46 \text{ kN/m}$$

Et la résultante définie par T_0 est :

$$T_0 = \frac{2E}{\cos \varphi} \sin^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) = \frac{2 \times 1926.46}{\cos 18} \sin^2\left(45 - \frac{18}{2}\right)$$

$$T_0 = 1400 \text{ kN/m}$$

Elle est répartie sur la longueur Y , calculée par la formule suivante:

$$Y = \frac{z}{\operatorname{tg}\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)} = \frac{10.89}{\sqrt{0.528}} = 14.98 \cong 15 \text{ m}$$

La contrainte sous le radier est calculée par la formule :

$$\sigma = \frac{T_0}{Y} = \frac{1400}{15}$$

$$\rightarrow \sigma = 94 \text{ kN/m}^2$$

La vérification de non soulèvement du radier consiste à assurer que:

$$\sigma \leq \frac{4C}{1-\sin \varphi} (2 + \sin \varphi) \cos \varphi$$

$$\frac{4C}{1-\sin \varphi} (2 + \sin \varphi) \cos \varphi = \frac{4 \times 5}{1-\sin 18} (2 + \sin 18) \cos 18 = 63.56 \text{ kN/m}^2$$

→ $\sigma > 63.56$ → non vérifié

D'où la nécessité de la mise en place d'un radier contre voûté.

Tableau V.3 : récapitulatif des poussées agissantes au niveau de la section Est

Section		Demi-section supérieure	Section globale	
Type de charge				
Charge verticale (kN/m^2)	TERZAGHI	432	464	
	BIERBAUMER	504	530	
	POIDS DES TERRES	630	630	
	PROTODIAKONOV	155	155	
Charge horizontale (kN/m^2)	TERZAGHI		174	187
	EXPERIENCE SOVIETIQUE	Au niveau de la calotte	270	271
		Au niveau du coin radier	348	400
	RANKINE	Au niveau de la calotte	271	372
		Au niveau du coin radier	359	477
	Charge appliquée sur le radier (kN/m^2)	TSIMBARIEVITCH		--

V.7 Calcul des charges agissantes sur le soutènement de la section médiane

Tableau V.4: données de la section médiane

H(m)	$\gamma_h(\text{kN/m}^3)$	C(kPa)	φ (°)	V	b(m)	$m_1(\text{m})$	$m_2(\text{m})$
170	22	100	35	0.3	15.14	7.57	11.45

V.7.1 Calcul de la contrainte verticale active agissante sur soutènement provisoire

a) Théorie des poids des terres

La contrainte verticale vaut : $\sigma_v = \sum \gamma_i h_i + q = (62 \times 21) + (108 \times 22)$

$$\rightarrow \sigma_v = 3678 \text{ kN/m}^2$$

b) Méthode de TERZAGHI

La largeur B vaut : $B = b + 2m \operatorname{tg}\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) = 15.14 + 2 \times 7.57 \times \operatorname{tg}\left(45 - \frac{35}{2}\right) = 22.1\text{m}$

La couverture $H=170\text{m}$ ($H > 2.5 \times B=55.25\text{m}$), donc la pression exercée sur la calotte sera :

$$\sigma_v = \frac{(B\gamma - 2C)}{2K \operatorname{tg}\varphi} \left[1 - e^{-\frac{(2KH_2 \operatorname{tg}\varphi)}{B}} \right] + \gamma H_1 e^{-\frac{(2KH_2 \operatorname{tg}\varphi)}{B}}$$

Où :

$$H_2 = 55.25\text{m}$$

$$H_1 = H - H_2 = 114.75\text{m}$$

$$\sigma_v = \frac{(22.1 \times 22 - 2 \times 100)}{2 \times 1 \times \operatorname{tg}35} \left[1 - e^{-\frac{(2 \times 1 \times 55.25 \times \operatorname{tg}35)}{22.1}} \right] + 22 \times 114.75 \times e^{-\frac{(2 \times 1 \times 55.25 \times \operatorname{tg}35)}{22.1}}$$

$$\rightarrow \sigma_v = 274 \text{ kN/m}^2$$

c) Théorie de BIERBUMER

$$B = b + 2m \operatorname{tg}\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) = 15.14 + 2 \times 7.57 \times \operatorname{tg}^4\left(\frac{\pi}{4} - \frac{35}{2}\right) = 22.1\text{m}$$

$$H \text{ très grand } (H > 5B) : \alpha = \operatorname{tg}^4\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) = \operatorname{tg}^4\left(\frac{\pi}{4} - \frac{35}{2}\right) \rightarrow \alpha = 0.0734$$

La contrainte verticale est égale à: $\sigma_v = \gamma h = \gamma \alpha H = 22 \times 0.0734 \times 170$

$$\rightarrow \sigma_v = 275 \text{ kN/m}^2$$

d) Théorie de PROTODIAKONOV

$$h_p = \frac{b}{2f} = \frac{15.14}{2 \times 3} = 2.42 \text{ m}$$

Avec : $f=3 \rightarrow$ voir tableau V.1

La contrainte verticale à la calotte est : $\sigma_v = \gamma h_p = 22 \times 2.42$

$$\rightarrow \sigma_v = 54 \text{ kN/m}^2$$

V.7.2 Calcul de la contrainte horizontale active agissante sur le soutènement provisoire

a) Théorie de TERZAGHI

$$h_p = \frac{b}{2 \sin \varphi} = \frac{14.5}{2 \times \sin 35} = 12.64 \text{ m}$$

$$\sigma_h = 0,3\gamma (0,5\text{m} + h_p) = 0,3 \times 22 (0,5 \times 7.57 + 12.64)$$

$$\rightarrow \sigma_h = 108 \text{ kN/m}^2$$

b) L'expérience soviétique

$$h_p = \frac{b}{\sin 2\varphi} = \frac{15.14}{\sin(2 \times 35)} = 15.43 \text{ m}$$

$$\text{Au niveau de la calotte : } \sigma_{h1} = \gamma h_p t g^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - 2C t g \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$\sigma_{h1} = 22 \times 15.43 \times t g^2 \left(45 - \frac{35}{2} \right) - 2 \times 100 \times t g \left(45 - \frac{35}{2} \right)$$

$$\rightarrow \sigma_{h1} = -12 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Au niveau du pied droit : } \sigma_{h2} = \gamma (h_p + m) t g^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - 2C t g \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$\sigma_{h2} = 22 \times (15.43 + 7.57) t g^2 \left(45 - \frac{35}{2} \right) - 2 \times 100 \times t g \left(45 - \frac{35}{2} \right)$$

$$\rightarrow \sigma_{h2} = 32 \text{ kN/m}^2$$

c) Méthode de RANKINE

$$K_a = \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) = \operatorname{tg}^2 \left(45 - \frac{35}{2} \right) = 0.27$$

Au niveau de la calotte : $\sigma_{h1} = K_a \sigma_v$

$$\sigma_{h1} = 0.27 \times 275$$

$$\rightarrow \sigma_{h1} = 75 \text{ kN/m}^2$$

Au niveau du pied droit : $\sigma_h = \sigma_{h1} + \sigma_{h2}$

$$\sigma_{h2} = m \gamma t \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - 2C \operatorname{tg} \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$\sigma_{h2} = 7.57 \times 22 \times \operatorname{tg}^2 \left(45 - \frac{35}{2} \right) - 2 \times 100 \times \operatorname{tg} \left(45 - \frac{35}{2} \right)$$

$$\rightarrow \sigma_{h2} = -60.77 \text{ kN/m}^2$$

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

$$\rightarrow \sigma_h = 14 \text{ kN/m}^2$$

V.7.3 Calcul de la contrainte verticale active agissante sur le revêtement définitif

a) Théorie des poids des terres

La contrainte verticale vaut : $\sigma_v = \sum \gamma_i h_i + q = (62 \times 21) + (108 \times 22)$

$$\rightarrow \sigma_v = 3678 \text{ kN/m}^2$$

b) Méthode de TERZAGHI

La largeur : $B = b + 2m \operatorname{tg} \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) = 15.14 + 2 \times 11.45 \times \operatorname{tg} \left(45 - \frac{35}{2} \right) = 26.46 \text{ m}$

Avec :

$$H_2 = 2.5 \times B = 66.15 \text{ m}$$

$$H_1 = H - H_2 = 103.85 \text{ m}$$

La contrainte verticale est calculée comme suit:

$$\sigma_v = \frac{(B\gamma - 2C)}{2K \operatorname{tg} \varphi} \left[1 - e^{-\frac{(2KH_2 \operatorname{tg} \varphi)}{B}} \right] + \gamma H_1 e^{-\frac{(2KH_2 \operatorname{tg} \varphi)}{B}}$$

$$\sigma_v = \frac{(26.46 \times 22 - 2 \times 100)}{2 \times 1 \times tg35} \left[1 - e^{\frac{-(2 \times 1 \times 66.15 \times tg35)}{26.46}} \right] + 22 \times 103.85 \times e^{\frac{-(2 \times 1 \times 66.15 \times tg35)}{26.67}}$$

$$\rightarrow \sigma_v = 336 \text{ kN/m}^2$$

c) Théorie de BIERBAUMER

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

$$B = 26.46 \text{ m}$$

La couverture du terrain H est très grande ($H > 5B$) :

$$\alpha = tg^4 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) = tg^4 \left(45 - \frac{35}{2} \right) = 0.0734$$

$$\sigma_v = 22 \times 0.0734 \times 170$$

$$\rightarrow \sigma_v = 275 \text{ kN/m}^2$$

d) Théorie de PROTODIAKONOV

$$h_p = \frac{b}{2f} = \frac{15.54}{2 \times 3} = 2.42 \text{ m}$$

Avec : $f = 3 \rightarrow$ voir tableau 5.1

La contrainte verticale à la calotte est : $\sigma_v = \gamma h_p = 22 \times 2.42$

$$\rightarrow \sigma_v = 54 \text{ kN/m}^2$$

V.7.4 Calcul de la contrainte horizontale active agissante sur le revêtement définitif

a) Théorie de TERZAGHI

$$h_p = \frac{b}{2 \sin \varphi} = 12.67 \text{ m}$$

La contrainte latérale vaut : $\sigma_h = 0,3\gamma (0,5 \text{ m} + h_p) = 0,3 \times 22 (0,5 \times 11.45 + 12.67)$

$$\rightarrow \sigma_h = 122 \text{ kN/m}^2$$

b) L'expérience soviétique

$$h_p = \frac{b}{\sin 2\varphi} = \frac{15.54}{\sin 2 \times 35} = 15.43 \text{ m}$$

Au niveau de la calotte : $\sigma_{h1} = \gamma h_p t g^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - 2C t g \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$

$$\sigma_{h1} = 22 \times 15.43 \times t g^2 \left(45 - \frac{35}{2} \right) - 2 \times 100 \times t g \left(45 - \frac{35}{2} \right)$$

$$\rightarrow \sigma_{h1} = -12 \text{ kN/m}^2$$

Au niveau du pied droit : $\sigma_{h2} = \gamma (h_p + m) t g^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - 2C t g \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$

$$\sigma_{h2} = 22 \times (15.43 + 11.45) t g^2 \left(45 - \frac{35}{2} \right) - 2 \times 100 \times t g \left(45 - \frac{35}{2} \right)$$

$$\rightarrow \sigma_{h2} = 57 \text{ kN/m}^2$$

c) Méthode de RANKINE

$$K_0 = (1 - \sin 35) = 0.43$$

Au niveau de la calotte : $\sigma_{h1} = K_a \sigma_v$

$$\sigma_{h1} = 0.43 \times 336$$

$$\rightarrow \sigma_{h1} = 33 \text{ kN/m}^2$$

Au niveau du pied droit : $\sigma_h = \sigma_{h1} + \sigma_{h2}$

$$\sigma_{h2} = m \gamma t g^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - 2C t g \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$\sigma_{h2} = 11.45 \times 22 \times t g^2 \left(45 - \frac{35}{2} \right) - 2 \times 100 \times t g \left(45 - \frac{35}{2} \right)$$

$$\rightarrow \sigma_{h2} = -35.85 \text{ kN/m}^2$$

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

$$\rightarrow \sigma_h = -3 \text{ kN/m}^2$$

V.7.5 Calcul de la contrainte active agissante sur le radier du revêtement définitif

✓ Selon la théorie de TSIMBARIÉVITCH

Pour $E_a = E_p$ la profondeur z vaut : $z = \frac{p\lambda_a - 2C(\sqrt{\lambda_p} + \sqrt{\lambda_a})}{\gamma(\lambda_p - \lambda_a)}$

Avec :

$$\lambda_a = \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) = \operatorname{tg}^2\left(45 - \frac{35}{2}\right) = 0.271$$

$$\lambda_p = \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right) = \operatorname{tg}^2\left(45 + \frac{35}{2}\right) = 3.69$$

$$p = \sum_{i=1}^n h_i \gamma_i + q = 3678 \text{ kN/m}^2$$

$$z = \frac{3678 \times 0.271 - 2 \times 100(\sqrt{3.69} + \sqrt{0.271})}{22(3.69 - 0.271)}$$

$$\rightarrow z = 6.76 \text{ m}$$

La résultante des efforts E est :

$$E = \frac{\gamma z}{2} (z + 2H) \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) - \frac{1}{2} \gamma z^2 \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right)$$

$$E = \frac{22 \times 6.76}{2} (6.76 + 2 \times 170) \times 0.271 - \frac{22}{2} \times 6.76^2 \times 3.69 = 3278 \text{ kN/m}$$

La résultante T_0 est :

$$T_0 = \frac{2E}{\cos \varphi} \sin^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) = \frac{2 \times 3278}{\cos 35} \sin^2\left(45 - \frac{35}{2}\right)$$

$$T_0 = 1706.42 \text{ kN/m}$$

La résultante T exerce son action suivant l'axe central verticalement, elle est répartie sur la longueur Y , calculée par la formule suivante:

$$Y = \frac{z}{\operatorname{tg}\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)} = \frac{6.76}{0.52} = 12.98 \cong 13 \text{ m}$$

La contrainte sous le radier est calculée par la formule :

$$\sigma = \frac{T_0}{Y} = \frac{1706.42}{13}$$

$$\rightarrow \sigma = 132 \text{ kN/m}^2$$

La vérification de non soulèvement du radier consiste à assurer :

$$\sigma \leq \frac{4c}{1-\sin \varphi} (2 + \sin \varphi) \cos \varphi$$

$$\frac{4c}{1-\sin \varphi} (2 + \sin \varphi) \cos \varphi = \frac{4 \times 100}{1-\sin 35} (2 + \sin 35) \cos 35 = 1977.52 \text{ kN/m}^2$$

→ $\sigma < 1977.52$ → vérifié

Tableau V.5 : récapitulatif des poussées agissantes au niveau de la section médiane

Section		Demi-section supérieure	Section globale	
Type de charge				
Charge verticale (kN/m^2)	POIDS DES TERRES		3678	3678
	TERZAGHI		275	336
	BIERBAUMER		275	275
	PROTODIAKONOV		54	54
Charge horizontale (kN/m^2)	TERZAGHI		108	122
	EXPERIENCE SOVIETIQUE	Au niveau de la calotte	/	/
		Au niveau du coin du radier	32	57
	RANKINE	Au niveau de la calotte	75	33
		Au niveau du coin du radier	14	/
	Charge appliquée sur le radier (kN/m^2)	TSIMBARIEVITCH		--

V.8 Détermination des pressions de gonflement [27]

Ce mécanisme peut se développer dans les argiles, dans les schistes, dans les marnes ou encore dans les limons qui, en présence d'eau, gonflent progressivement tout en devenant plastiques engendrant ainsi des problèmes de stabilité. Ceux-ci risquent de provoquer des désordres importants dans la structure:

- ✓ soit immédiatement lors du creusement sous forme principalement de soulèvement et de déstructuration de la roche en radier et accessoirement d'instabilité en base du piédroit,
- ✓ soit ultérieurement, bien après la mise en service, sous forme de pressions très élevées s'exerçant sur le revêtement rigide, le plus souvent en radier mais aussi dans certains cas sur le contour du revêtement.

Il convient dans le cadre d'un projet de tunnel en milieu susceptible de gonfler, et afin de quantifier le risque et de disposer des données suffisantes pour prévoir les efforts pouvant être induits par le gonflement sur le revêtement, de procéder à des essais (mesure de la pression de gonflement à volume constant, essai Huder-Amberg).

La roche enclavant la tête Est est composée principalement d'argilite, qui a un certain pouvoir de gonflement ($R_g=20-35\%$). Les pressions qui peuvent être développées par cette roche sur le revêtement de la section Est sont les suivantes :

- a) Pression de gonflement verticale en radier peut atteindre : $P_{gv_{max}} = 300 \text{ kPa}$
- b) Pression de gonflement horizontale en piédroits peut atteindre : $P_{gh_{min}} = 150 \text{ kPa}$

Suivant ces valeurs extrêmes de pression plusieurs cas de charge peuvent se présenter :

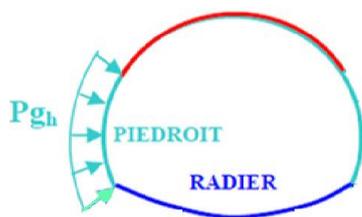


Figure V.10: Pression de gonflement horizontale asymétrique

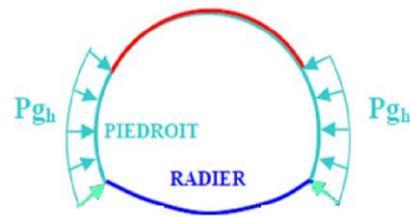


Figure V.11 : pression de gonflement horizontale symétrique

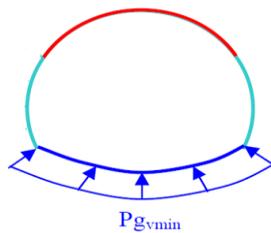


Figure V.12: pression de gonflement verticale au radier

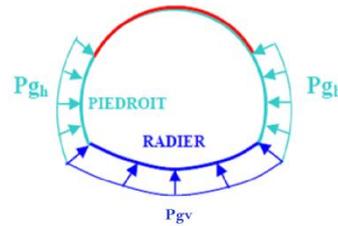


Figure V.13 : pression de gonflement agissante sur toute la section

V.9 Pression des dièdres

V.9.1 Stabilité d'un dièdre [6, 10]

Le creusement d'un tunnel dans les roches présente une certaine attention vis-à-vis de la stabilité des blocs de roche susceptible de créer une pression sur la voûte.

Dans un premier temps, face à un talus rocheux ou un toit de galerie, il convient d'identifier les mécanismes de rupture.

En supposant les blocs très résistants par rapport aux discontinuités et en édulant la possibilité de basculement, on peut résumer la situation en disant qu'un bloc amovible est susceptible :

- ✓ de se détacher de toutes ses faces (chute directe en voûte de galerie par exemple) ;
- ✓ de glisser sur une de ses faces ;
- ✓ de glisser sur deux faces à la fois.

Le glissement sur plus de deux faces à la fois est très peu probable. La taille et la forme de blocs susceptible de chuter dans la masse rocheuse entourant une ouverture, dépend:

- ✓ De la taille, la forme et l'orientation de l'ouverture ;
- ✓ Du pendage moyen et les directions de l'ensemble de discontinuités importantes ;
- ✓ Identification des coins potentiels qui peuvent glisser ou tomber sur la structure.

L'analyse stéréoscopique ou numérique des intersections de discontinuités permet de localiser rapidement les blocs susceptibles de bouger. On désigne par dièdre un bloc formé par la rencontre d'au moins deux discontinuités et d'une surface libre.

La géométrie tridimensionnelle du problème nécessite un ensemble de calculs relativement fastidieux à la main. Il est beaucoup plus efficace d'utiliser l'un des programmes informatiques.

V.9.2 Charge des dièdres sur la section médiane

On s'intéressera de vérifier la stabilité de la structure sous la possibilité de chute de deux types de dièdres :

- Chute d'un dièdre symétrique sur la voûte ;
- Chute d'un dièdre asymétrique sur une partie de la voûte.

Selon la hauteur du dièdre susceptible de chuter, on s'intéressera à quatre cas :

➤ **Dièdre local centré maximal (Dmax=12m) :**

La charge de ce dièdre vaut : $P_{dc,max} = 12 \times 22 = 264kN/m^2$

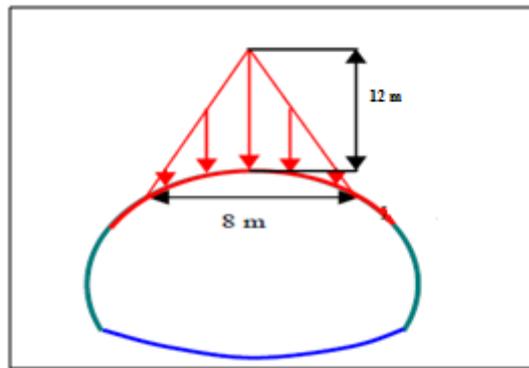


Figure V.14 : Dièdre local centré maximal

➤ **Dièdre local centré moyen (Dmoy=6m) :**

La charge de ce dièdre vaut : $P_{dc,moy} = 6 \times 22 = 132kN/m^2$

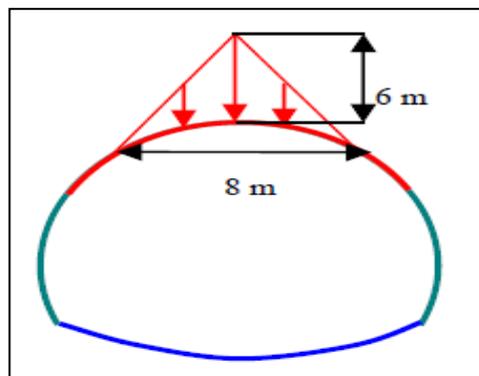


Figure V.15 : Dièdre local centré moyen

➤ **Dièdre local décentré maximal (D_{max}=12m) :**

La charge de ce dièdre vaut : $P_{dd,max} = 12 \times 22 = 264 \text{ kN/m}^2$

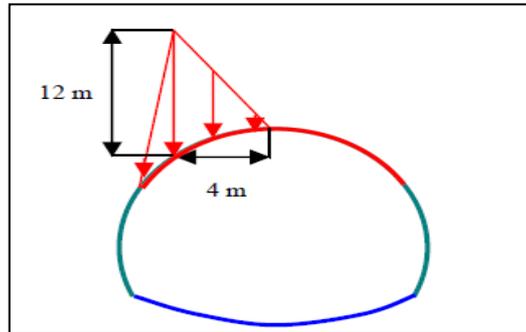


Figure V.16 : Dièdre local décentré maximal

➤ **Dièdre local décentré moyen (D_{moy}=6m):**

La charge de ce dièdre vaut : $P_{dd,max} = 6 \times 22 = 132 \text{ kN/m}^2$

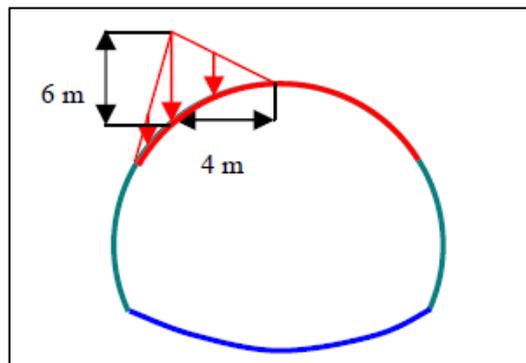


Figure V.17 : Dièdre local décentré moyen

V.10 Conclusion

La charge verticale active est égale à la contrainte géostatique verticale (méthode des poids des terres) si la décompression se transmet jusqu'à la surface (faible couverture) ; mais elle est inférieure à la contrainte géostatique verticale si la décompression n'intéresse qu'un volume limité ou le tassement des couches inférieures n'influence plus l'état de contrainte des couches supérieures (tunnels à grande profondeur) [1].

Pour cela la section Est sera dimensionnée suivant la théorie des poids des terres et la section médiane suivant la théorie de TERZAGHI pour la contrainte verticale. La contrainte horizontale de dimensionnement des deux sections est celle déterminée par la théorie de RANKINE.

CHAPITRE VI :
CALCUL DU SOUTÈNEMENT
PROVISOIRE

VI.1 Introduction

Comme cité précédemment, le soutènement provisoire doit garantir une stabilité des parois des excavations contre d'éventuels risques d'éboulements pendant l'exécution des travaux de creusement, ainsi il doit reprendre les efforts dus à la libération des contraintes dans le sol.

Chaque élément du soutènement provisoire doit être vérifié (béton projeté et cintres métalliques) avec les sollicitations calculées après l'application des charges évaluées au chapitre V.

Ce chapitre consiste en la modélisation du soutènement provisoire qui va nous donner les efforts agissants sur ce dernier et les répartir sur les différents éléments (Cintres, Béton projeté) pour vérifier les contraintes, afin d'assurer la stabilité de soutènement et le bon déroulement des travaux pendant l'excavation.

VI.2 Modélisation du soutènement provisoire

VI.2.1 Méthode des réactions hyperstatiques [8]

Dans la méthode des réactions hyperstatiques on étudie le comportement du revêtement sous l'action de charges extérieures. On distingue alors des charges dites « actives » qui sont indépendantes de l'état de déformation du revêtement (charges et surcharges intérieurs ou extérieurs, poussées du terrain) et des charges dites « passives » qui sont les réactions hyperstatiques dépendant de la déformation (ce sont les réactions de butée du terrain).

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.

Le coefficient K de proportionnalité dépend des caractéristiques du terrain, du rayon moyen de l'excavation et de sa forme. C'est le module de réaction qui est défini par la formule suivante :

$$K = \frac{E}{(1 + \nu) \cdot R} \quad [1]$$

La réaction du terrain est introduite sous forme de ressorts (horizontaux et verticaux pour le soutènement provisoire (figure VII.2) et radiaux pour le revêtement définitif (figure VII.3)) agissant en chacun des nœuds et affectés de coefficients de raideur tenant compte du module de réaction du terrain.

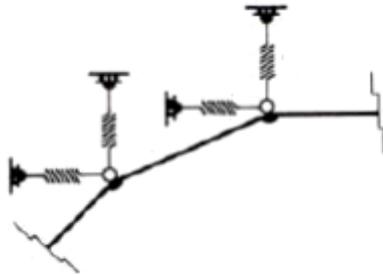


Figure VI.1 : ressorts horizontaux et verticaux

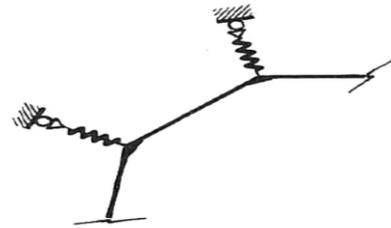


Figure VI.2 : ressorts radiaux

VI.2.2 Modélisation du soutènement par le logiciel ROBOT

La modélisation se fera par le logiciel de calcul Robot, en modélisant un demi-cercle en élément barres, c'est un modèle tridimensionnel de 1mètre de longueur.

Les éléments seront axés sur la fibre moyenne du profilé, reliés entre eux par des nœuds, qui peuvent se déplacer librement dans le sens vertical et horizontal, sauf les nœuds extrêmes qui sont appuyés sur un encastrement parfait.

Le béton projeté et les cintres seront modélisés en une section équivalente avec un module d'élasticité équivalent E_{eq} et une épaisseur équivalente e_{eq} qui seront calculées ci-dessous, et le sol sera modélisé par des ressorts de raideur K .

VI.2.2.1. Calcul de la section équivalente [11]

La partie matériau composite (cintres +béton projeté) du soutènement provisoire a été traitée en matériau homogénéisé dont les caractéristiques sont déterminées comme suit :

$$a E_{eq} e_{eq} = \sum E_i A_i$$

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

Où :

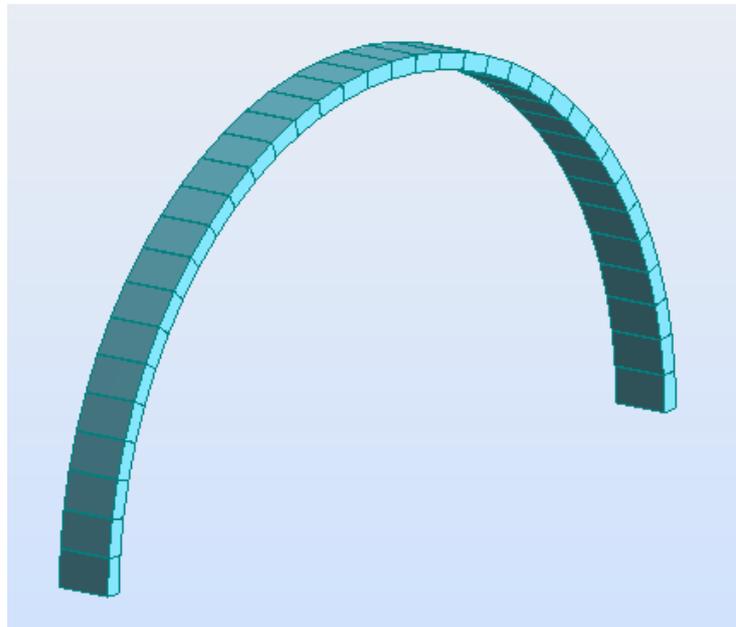
a : espacement entre cintres

Tableau VI.1 : données du soutènement

	Cintre HEB 220	Béton projeté	
		Section Est (a=0.5m)	Section médiane (a=1.5m)
E (MPa)	2.1×10^5	10000	10000
I (m ⁴)	8.09×10^{-5}	1.8×10^{-3}	3.4×10^{-3}
A (m ²)	9.1×10^{-3}	0.24	0.45

Tableau VI.2 : calcul de la section équivalente

	Cintre HEB 220		Béton projeté		E _{eq} (MPa)	e _{eq} (m)
	EA (MN/m)	EI (MN.m)	EA (MN/m)	EI(MN.m)		
Section Est	1911	17	2400	18	27800	0.31
Section médiane			4500	34	13800	0.31

**Figure VI.3** : vue 3D de la section équivalente [29]**VI.2.2.2. Calcul de la raideur K**

$$\text{Section Est : } K = \frac{170 \times 10^3}{(1+0.3) \times 7.67} = 17000 \text{ kPa/m}$$

$$\text{Section médiane : } K = \frac{1000 \times 10^3}{(1+0.3) \times 7.52} = 102300 \text{ kPa/m}$$

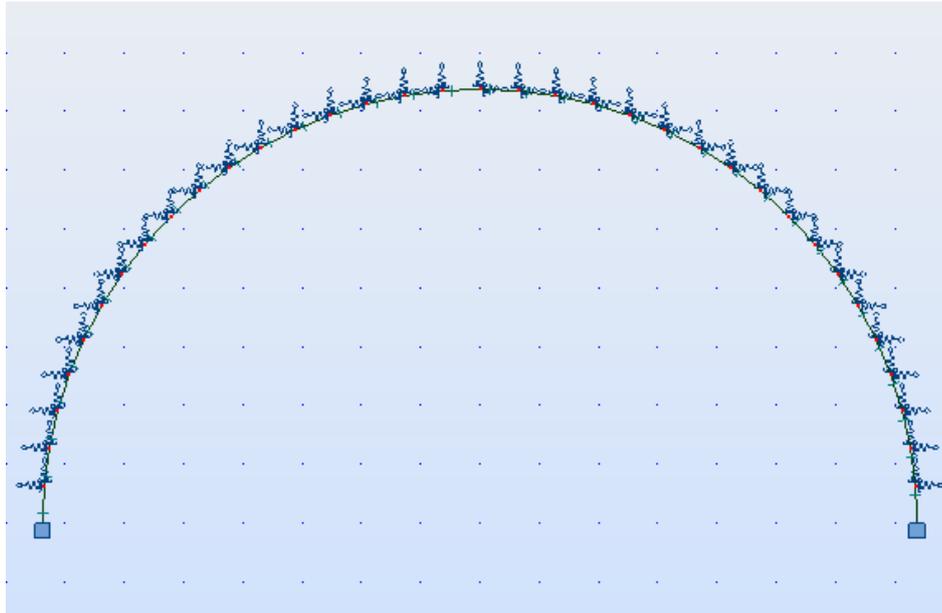


Figure VI.4 : Modélisation des appuis des sections étudiées du soutènement provisoire [29]

VI.2.2.3. Diagramme des efforts [29]

a) Section Est

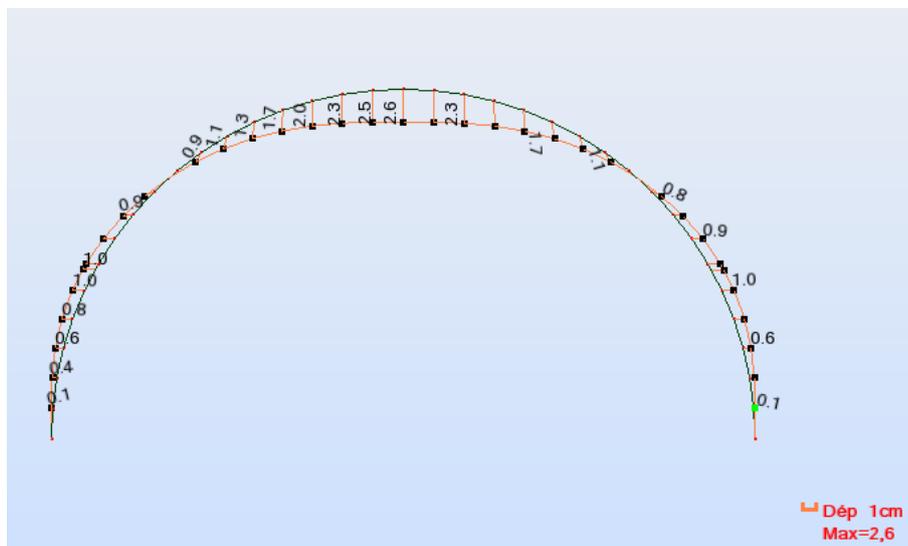


Figure VI.5 : la déformée du soutènement provisoire de la section Est

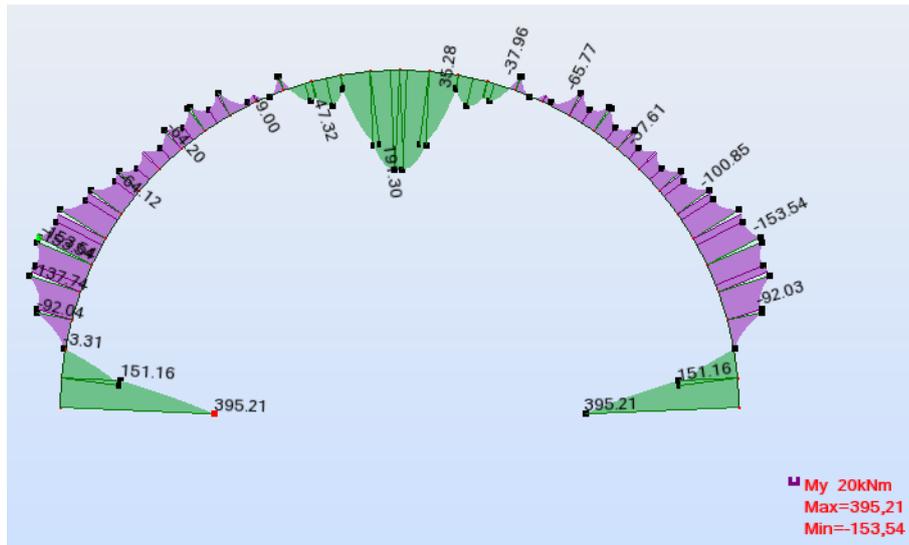


Figure VI.6 : diagramme du moment fléchissant du soutènement provisoire de la section Est

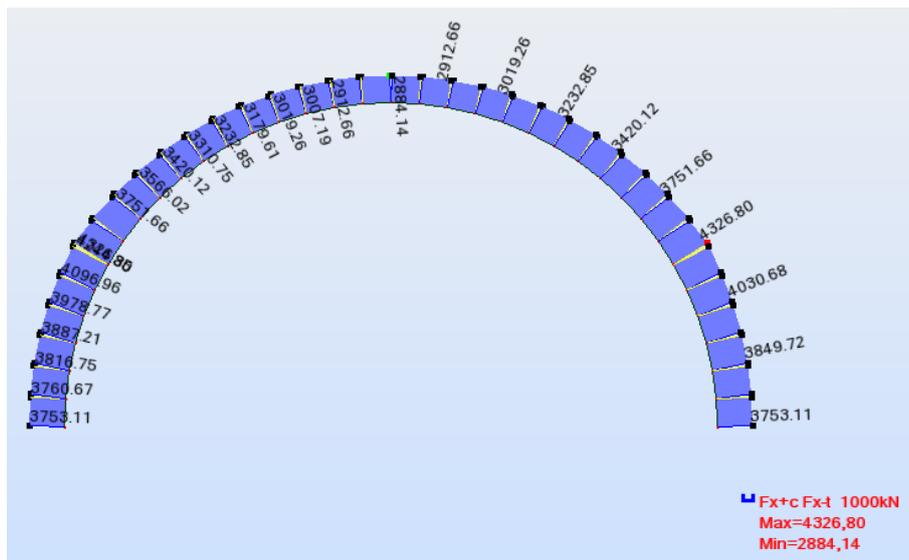


Figure VI.7 : diagramme de l'effort normal du soutènement provisoire de la section Est

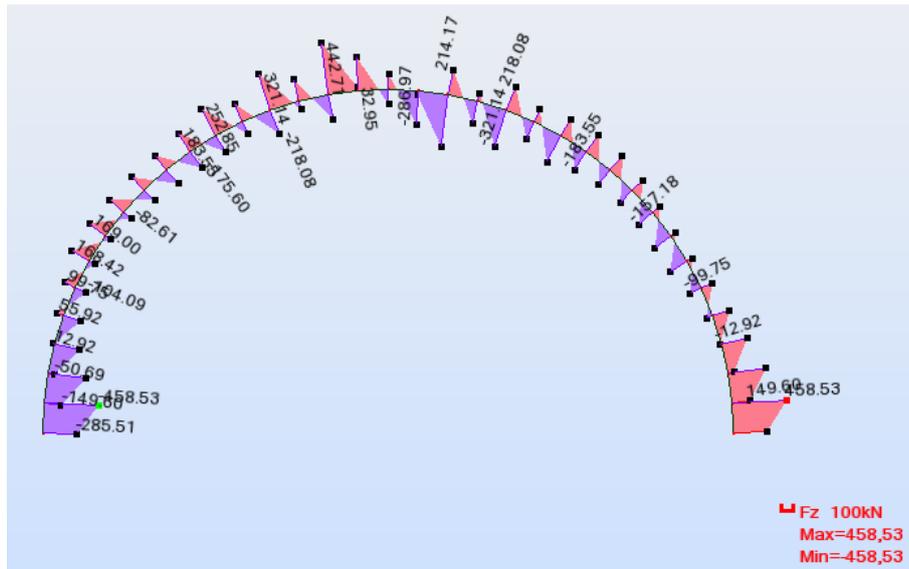


Figure VI.8 : diagramme de l'effort tranchant du soutènement provisoire de la section Est

b) Section médiane

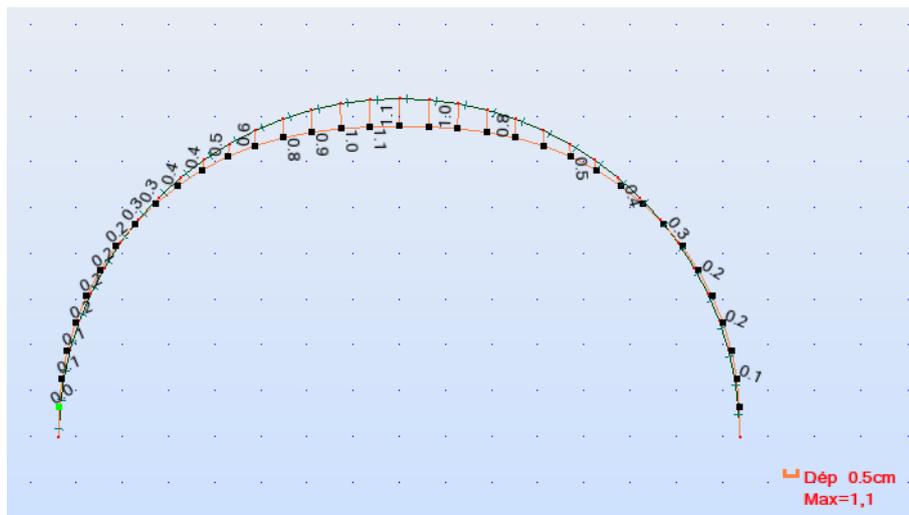


Figure VI.9 : la déformée du soutènement provisoire de la section médiane

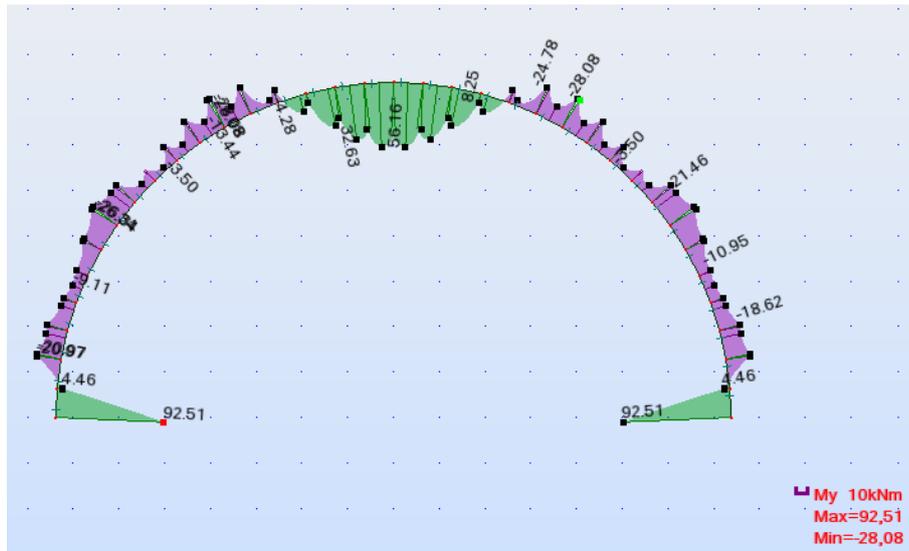


Figure VI.10 : diagramme du moment fléchissant du soutènement provisoire de la section médiane

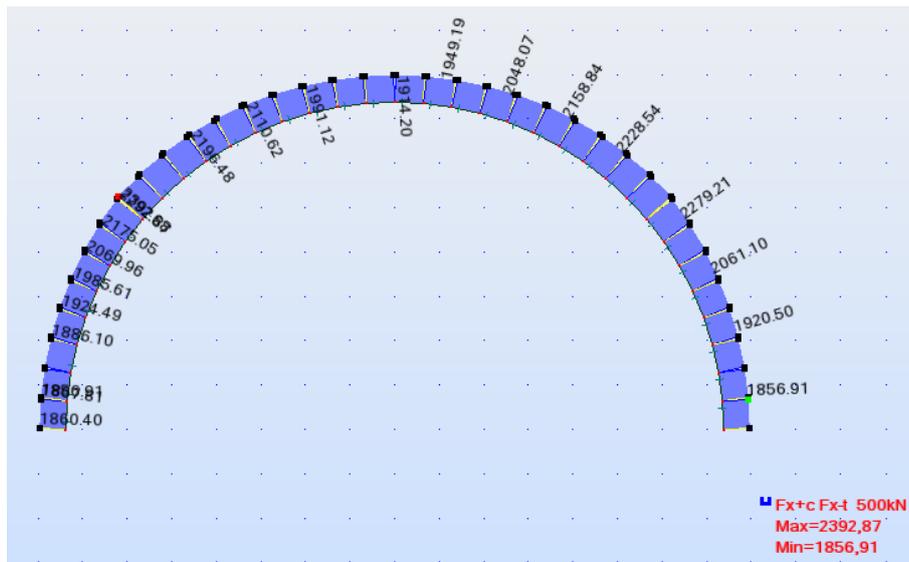


Figure VI.11 : diagramme de l'effort normal du soutènement provisoire de la section médiane

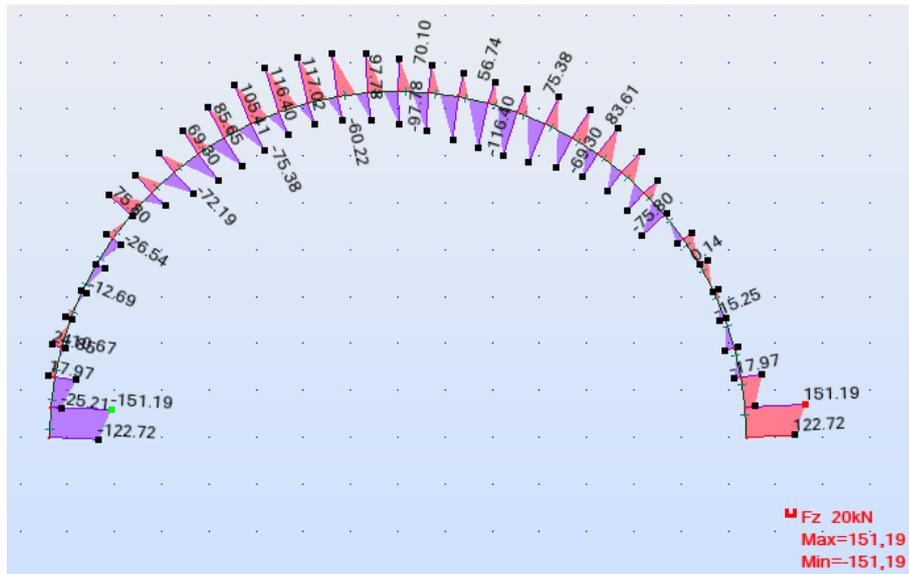


Figure VI.12 : diagramme de l'effort tranchant du soutènement provisoire de la section médiane

VI.3 Etapes de vérification des contraintes

VI.3.1. Répartition des efforts internes [11]

✓ Rigidité du cintre métallique

A la compression

$$E_c A'_c = \frac{E_c A_c}{e}$$

A la flexion

$$E_c I'_c = \frac{E_c I_c}{e}$$

✓ Rigidité du béton projeté

A la compression

$$E_b A'_b = \frac{E_b A_b}{e} = \frac{E_b}{e} (e \times d) = d \times E_b = \theta_N E_c A'_c$$

A la flexion

$$E_b I'_b = \frac{E_b I_b}{e} = \frac{E_b d^3}{12} = \theta_M E_c I'_c$$

Où e : espacement entre les cintres

d : épaisseur du béton projeté

On aura donc :

$$\theta_N = \frac{E_b \times d}{E_c A'_c}$$

$$\theta_M = \frac{d^3 E_b}{12 E_c I'_c}$$

✓ Les efforts agissants sur chaque élément du soutènement

$$\text{Dans le cintre :} \quad M_c = \frac{1}{1+\theta_M} M \quad N_c = \frac{1}{1+\theta_N} N \quad T_c = \frac{1}{1+\theta_N} T$$

$$\text{Dans le béton projeté :} \quad M_b = \frac{\theta_M}{1+\theta_M} M \quad N_b = \frac{\theta_N}{1+\theta_N} N \quad T_b = \frac{\theta_N}{1+\theta_N} T$$

VI.3.2. Vérification des contraintes normales [11]

$$\text{Dans le cintre :} \quad \sigma_c = \gamma_s \left(\frac{N_c}{A_c} \pm \frac{M_c}{w_c} \right) < \sigma_e = 355 \text{ MPa}$$

Avec : $\gamma_s = 1.1$ selon l'Eurocode

$$A_c = \frac{A_c}{a}$$

$$w_c = \frac{w_c}{a}$$

$$\text{Dans le béton projeté :} \quad \left\{ \begin{array}{l} \sigma_b = \gamma_b \left(\frac{N_b}{A_{eq}} + \frac{M_b}{w_{eq}} \right) < f_{bu} \\ \sigma_b = \gamma_b \left(\frac{N_b}{A_{eq}} - \frac{M_b}{w_{eq}} \right) < f_{t28} \end{array} \right.$$

Avec : $\gamma_b = 1.35$

$$f_{bu} = 0.85 \frac{f_{c28}}{1.5} = 0.85 \frac{30}{1.5} = 17 \text{ MPa}$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.4 \text{ MPa}$$

$$I_{eq} = \frac{bh^3}{12} + 2 \times 15 A_s \left(\frac{h}{2} - d \right)^2 = \frac{1 \times 0.3^3}{12} + 2 \times 15 \times 2.82 \times 10^{-4} \left(\frac{0.3}{2} - 0.26 \right)^2$$

$$\Rightarrow I_{eq} = 2.35 \times 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$A_{eq} = bh + 2 \times 15 A_s = 1 \times 0.3 + 2 \times 15 \times 2.28 \times 10^{-4} \Rightarrow A_{eq} = 0.31 \text{ m}^2$$

b : Largeur de la section de béton projeté.

h : L'épaisseur de la section de béton projeté.

$A_s = 10\phi 6 = 2.82 \text{ cm}^2$ (section d'acier en treillis soudé 10x10cm², pour une section de 1m)

d: distance entre l'axe neutre du treillis soudé et la fibre extrême du béton projeté égal à 26cm.

VI.3.3. Vérifications des contraintes de cisaillement [12, 13]

Cintre : $\tau = \frac{T \cdot S}{I \cdot \delta} < \tau_{\text{lim}}$

Avec :

I : Moment d'inertie

s : Moment statique de la demi-section

δ : épaisseur de l'âme du profil

$$\tau_{\text{lim}} = \frac{f_y}{\sqrt{3}} = \frac{355}{\sqrt{3}} = 205 \text{ MPa}$$

Béton projeté : $\tau = \frac{T_b}{ad} < \tau_u = 3 \text{ MPa}$

Avec :

a : largeur de la section du béton ;

d = 26cm (hauteur utile de la section) ;

$\tau_u = \min (0.15 ; f_{c28}/\gamma_b ; 4 \text{ MPa}) = 3 \text{ MPa}$.

VI.4 Vérification des contraintes pour la section Est

Tableau VI.3 : Répartition des efforts internes dans le soutènement Est

	$E_c A'_c$	$E_c I'_c$	θ_N	θ_M
Section Est	3822	34	0.78	0.66

Tableau VI.4 : Les efforts repris par les éléments du soutènement de la section Est

	$M_{\max}=256\text{kN.m} \rightarrow N = 2902 \text{ kN}$		$N_{\max}=4327 \text{ kN} \rightarrow M=96 \text{ kN.m}$		$T_{\max} = 458 \text{ kN}$
	M (kN.m)	N (kN)	M (kN.m)	N (kN)	
Cintre	154	1630	58	2430	258
Béton projeté	102	1272	38	1897	200

VI.4.1. Le moment maximal et l'effort normal correspondant

✓ Cintre métallique

$$\text{FC : } \sigma_c = 1.1 \times 0.5 \times \left(\frac{1630}{9.1 \times 10^{-3}} + \frac{154}{7.355 \times 10^{-4}} \right) = 214 \text{ MPa} < \sigma_e = 355 \text{ MPa} \quad \checkmark$$

$$\text{FT : } \sigma_c = 1.1 \times 0.5 \times \left(\frac{1630}{9.1 \times 10^{-3}} - \frac{154}{7.355 \times 10^{-4}} \right) = 17 \text{ MPa} < \sigma_e = 355 \text{ MPa} \quad \checkmark$$

✓ Béton projeté

$$\text{FC : } \sigma_b = 1.35 \times \left(\frac{1272}{0.31} + \frac{102}{0.0156} \right) = 14 \text{ MPa} < f_{bu} = 17 \text{ MPa} \quad \checkmark$$

$$\text{FT : } \sigma_b = 1.35 \times \left(\frac{1272}{0.31} - \frac{102}{0.0156} \right) = 2 \text{ MPa} < f_{t28} = 2.4 \text{ MPa} \quad \checkmark$$

VI.4.2. L'effort normal maximal et le moment correspondant✓ **Cintre métallique**

$$\text{FC : } \sigma_c = 1.1 \times 0.5 \times \left(\frac{2430}{9.1 \times 10^{-3}} + \frac{58}{7.355 \times 10^{-4}} \right) = 226 \text{MPa} < \sigma_e = 355 \text{MPa} \quad \checkmark$$

$$\text{FT : } \sigma_c = 1.1 \times 0.5 \times \left(\frac{2430}{9.1 \times 10^{-3}} - \frac{58}{7.355 \times 10^{-4}} \right) = 68 \text{MPa} < \sigma_e = 355 \text{MPa} \quad \checkmark$$

✓ **Béton projeté**

$$\text{FC : } \sigma_b = \gamma_b \left(\frac{N_b}{A_{eq}} + \frac{M_b}{w_{eq}} \right) = 1.35 \times \left(\frac{1897}{0.31} + \frac{38}{0.0156} \right) = 11 \text{MPa} < f_{bu} = 17 \text{MPa} \quad \checkmark$$

VI.4.3. Vérification au cisaillement✓ **Cintre métallique**

$$\tau = \frac{0.5 \times 258 \times 4.14 \times 10^{-4}}{8.09 \times 10^{-5} \times 9.5 \times 10^{-3}} = 70 \text{MPa} < \tau_{\text{lim}} = 205 \text{MPa} \quad \checkmark$$

Avec :

I : moment d'inertie

S : moment statique de la demi-section

 δ : épaisseur de l'âme du profil

$$\tau_{\text{lim}} = \frac{fy}{\sqrt{3}} = \frac{355}{\sqrt{3}} = 205 \text{MPa}$$

✓ **Béton projeté**

$$\tau = \frac{200}{1 \times 0.26} = 0.8 \text{MPa} < \tau_u = 3 \text{MPa} \quad \checkmark$$

Avec :

a : largeur de la section du béton ;

d = 26cm (hauteur utile de la section) ;

$$\tau_u = \min \left(0.15 ; \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{Mpa} \right) = 3 \text{MPa}.$$

VI.5 Vérification des contraintes pour la section médiane

Tableau VI.5 : Répartition des efforts internes dans le soutènement médian

	$E_c A'_c$	$E_c I'_c$	θ_N	θ_M
Section médiane	1274	11.33	2.35	1.98

Tableau VI.6 : Les efforts repris par les éléments du soutènement de la section médiane

	Mmax=56 kN.m → N = 1922 kN		Nmax=2393 kN → M=7 kN.m		Tmax = 151 kN
	M (kN.m)	N (kN)	M (kN.m)	N (kN)	
Cintre	19	574	2	714	45
Béton projeté	37	1348	5	1679	106

VI.5.1. Le moment maximal et l'effort normal correspondant

✓ Cintre métallique

$$\text{FC : } \sigma_c = 1.1 \times 1.5 \times \left(\frac{574}{9.1 \times 10^{-3}} + \frac{19}{7.355 \times 10^{-4}} \right) = 130 \text{ MPa} < \sigma_e = 355 \text{ MPa} \quad \checkmark$$

$$\text{FT : } \sigma_c = 1.1 \times 1.5 \times \left(\frac{574}{9.1 \times 10^{-3}} - \frac{19}{7.355 \times 10^{-4}} \right) = 78 \text{ MPa} < \sigma_e = 355 \text{ MPa} \quad \checkmark$$

✓ Béton projeté

$$\text{FC : } \sigma_b = 1.35 \times \left(\frac{1348}{0.31} + \frac{37}{0.0156} \right) = 9.1 \text{ MPa} < f_{bu} = 17 \text{ MPa} \quad \checkmark$$

VI.5.2. L'effort normal maximal et le moment correspondant

✓ Cintre métallique

$$\text{FC : } \sigma_c = 1.1 \times 1.5 \times \left(\frac{714}{9.1 \times 10^{-3}} + \frac{2}{7.355 \times 10^{-4}} \right) = 132 \text{ MPa} < \sigma_e = 355 \text{ MPa} \quad \checkmark$$

$$\text{FT : } \sigma_c = 1.1 \times 1.5 \times \left(\frac{714}{9.1 \times 10^{-3}} - \frac{2}{7.355 \times 10^{-4}} \right) = 127 \text{ MPa} < \sigma_e = 355 \text{ MPa} \quad \checkmark$$

✓ Béton projeté

$$FC : \sigma_b = 1.35 \times \left(\frac{1679}{0.31} + \frac{5}{0.0156} \right) = 7.7 MPa < f_{bu} = 17 MPa \quad \checkmark$$

VI.5.3. Vérification au cisaillement

✓ Cintre métallique

$$\tau = \frac{45 \times 4.14 \times 10^{-4}}{8.09 \times 10^{-5} \times 9.5 \times 10^{-3}} = 24.5 MPa < \tau_{lim} = 205 MPa \quad \checkmark$$

Avec :

I : moment d'inertie

S : moment statique de la demi-section

 δ : épaisseur de l'âme du profil

$$\tau_{lim} = \frac{f_y}{\sqrt{3}} = \frac{355}{\sqrt{3}} = 205 MPa$$

✓ Béton projeté

$$\tau = \frac{106}{1 \times 0.26} = 0.41 MPa < \tau_u = 3 MPa \quad \checkmark$$

Avec :

a : largeur de la section du béton ;

d = 26cm (hauteur utile de la section) ;

$$\tau_u = \min \left(0.15 ; \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 MPa \right) = 3 MPa.$$

VI.6 Conclusion

Ainsi, on adopte 30cm de béton projeté pour les deux sections et des cintres de type HEB220 espacés de 0.5 m pour la section Est et de 1.5 m pour la section médiane.

CHAPITRE VII :
REVÊTEMENT DÉFINITIF

VII.1 Introduction

Le soutènement provisoire assure la stabilité des convergences (s'oppose aux convergences des parois) mais sa fonction ne lui permet pas d'assurer la stabilité des parois (stopper les convergences) à long terme.

Pour cela un revêtement définitif vient se poser au tour de l'excavation après creusement du stross inférieur. Le revêtement matérialise le caractère définitif et durable de l'ouvrage vis-à-vis des exigences à respecter pour que l'ouvrage soit stable et apte à l'usage auquel il est destiné.

L'objet de ce chapitre est de justifier les épaisseurs de revêtements prévus pour les deux sections étudiées et dimensionner les sections des armatures nécessaires à mettre en place selon la combinaison de charge qui met la structure dans l'état le plus défavorable.

VII.2 Fonctions d'un revêtement [14]

Lors de la conception de l'ouvrage, on doit définir les fonctions que sera amené à assurer le revêtement, vis-à-vis, d'une part, des exigences de stabilité d'ensemble, notamment au sein du massif encaissant, et d'autre part, des exigences liées à l'exploitation.

- ✓ Fonction de soutènement : la fonction de soutènement du revêtement permet d'assurer la stabilité mécanique nécessaire de l'ouvrage à long terme ;
- ✓ Le revêtement doit être conçu de façon à mobiliser efficacement l'interaction avec le terrain, ce qui implique des choix appropriés en matière de forme de la section et de rigidité de la structure en regard de celle du massif, ainsi que la méthode d'exécution de façon à garantir un bon contact avec le terrain en tout point ;
- ✓ Le revêtement peut contribuer aussi à l'étanchement en étant par lui-même étanche ;
- ✓ Un revêtement lisse contribue à minimiser les pertes de charge, lorsque le tunnel possède un système de ventilation mécanique.

VII.3 Différents types de revêtement [14]

Les revêtements des tunnels sont en général réalisés en béton non armé en section courante mais peuvent être localement renforcé notamment au droit des niches de sécurité et au croisement du tunnel principal et des ouvrages transversaux. Les radiers contre voûtés lorsqu'ils sont nécessaires peuvent également être armés. Dans ce cas, la reprise des efforts

concentrés au point de contact piédroit/radier conduit à remonter le ferrailage dans la partie inférieure des piédroits.

VII.3.1 Revêtement en béton non armé

Dans la majorité des cas, les revêtements de tunnels ne sont pas armés en section courante, sauf prescription particulière, comme la prise en considération d'une fissuration préjudiciable.

Ceci nécessite toutefois que le terrain présente une certaine raideur et que la géométrie de l'ouvrage soit satisfaisante. Ces deux facteurs ne sont pas indépendants. Une voûte assez plate, qui a tendance à pousser sur ses culées, pourra être acceptable dans un rocher raide, mais pas dans un terrain plus déformable, où la tendance à l'écartement ou à la convergence des culées se traduira par des flexions importantes.

VII.3.2 Revêtements localement armés

Dans un revêtement de tunnel non armé en section courante, peuvent être localement ferrillés :

- ✓ Les zones particulièrement sollicitées, banquettes de fondation, piédroits, ouvrages transversaux, niches etc.
- ✓ Les zones soumises à des efforts ponctuels (appuis de dalles de ventilation) ;
- ✓ Les radiers (plat ou contre voûtés) ;
- ✓ Les zones à fort changement de courbure ;
- ✓ Les parties des ouvrages soumises à un critère de fissuration préjudiciable.

VII.3.3 Revêtements totalement armés

Les revêtements particuliers, où toute la section est armée, se rencontrent principalement pour :

- ✓ Les ouvrages soumis à une charge hydrostatique importante quand l'étanchement total de l'ouvrage (y compris radiers) est nécessaire ;
- ✓ Les ouvrages creusés dans un terrain de raideur faible, où l'on observe des convergences ou des divergences importantes et où l'interaction sol-structure est insuffisante pour recentrer l'effort normal dans les sections ;
- ✓ Les galeries d'assainissements avec des écoulements en charge ;

- ✓ Les zones de franchissements d'accidents géologiques ou de zones singulières (gonflement, faible couverture) ;
- ✓ Les ouvrages de têtes réalisés à l'aire libre et remblayés.

VII.4 Réalisation du revêtement par plots [14]

Les revêtements sont coulés par tronçons (appelés plots de bétonnage) dont les longueurs sont fonction :

- ✓ Du tracé en plan de l'ouvrage : dans les parties en courbe, la flèche induite par la longueur du plot de bétonnage doit rester à l'intérieur des tolérances géométriques ;
- ✓ Du retrait du béton (formulation du béton et du temps de décoffrage) ;
- ✓ De la limitation de la fissuration (hypothèses du calcul de la voûte) ;
- ✓ Plus rarement, de la longueur de l'ouvrage et des délais de réalisation du revêtement.

VII.5 Caractéristiques du revêtement de notre tunnel

Le revêtement retenu pour les deux sections sera en béton armé coulé sur place. Le revêtement de la section Est aura une épaisseur de 60cm par contre celui de la section médiane sera de 50cm. Les deux sections seront menées de radier contre vouté avec les mêmes épaisseurs. Les sections des armatures seront déterminées par la suite dans ce chapitre.

- ✓ Le béton de revêtement a les caractéristiques suivantes :

Tableau VII.1 : caractéristiques du béton de revêtement

La résistance caractéristique à la compression du béton F_{ck}	40MPa
Coefficient de sécurité	$\gamma_s = 1.5$
Le coefficient de poisson ν	0.2
Module d'élasticité instantané E	38000 MPa
Masse volumique du béton armé γ	25 kN/m^3

- ✓ Les armatures sont des barres HA en Fe500 dont les caractéristiques sont les suivantes :

Tableau VII.2 : caractéristiques des aciers du revêtement

Résistance caractéristique de l'acier F_{ck}	500MPa
Contrainte admissible dans le cas de fissuration préjudiciable	250MPa
Coefficient de sécurité γ_c	1.15
L'enrobage	6cm

VII.6 Modélisation du revêtement

On calcul les réactions du terrain par la méthode des réactions hyperstatiques présentée dans le chapitre précédent. On utilisera le logiciel ROBOT pour la modélisation du revêtement et la détermination des efforts internes.

VIII.6.1 Modélisation de la structure

Le revêtement est modélisé sur une tranche de 1 mètre linéaire par un arc en éléments barres, formant un système polygonal dont les nœuds s'appuient sur des ressorts élastiques. Le modèle est constitué de 74 nœuds et barres.

Tableau VII.3: modélisation du revêtement

	Voûte	Piédroits	Radier
Eléments	11 à 34	1 à 10, 35 à 45 et 74	46 à 73

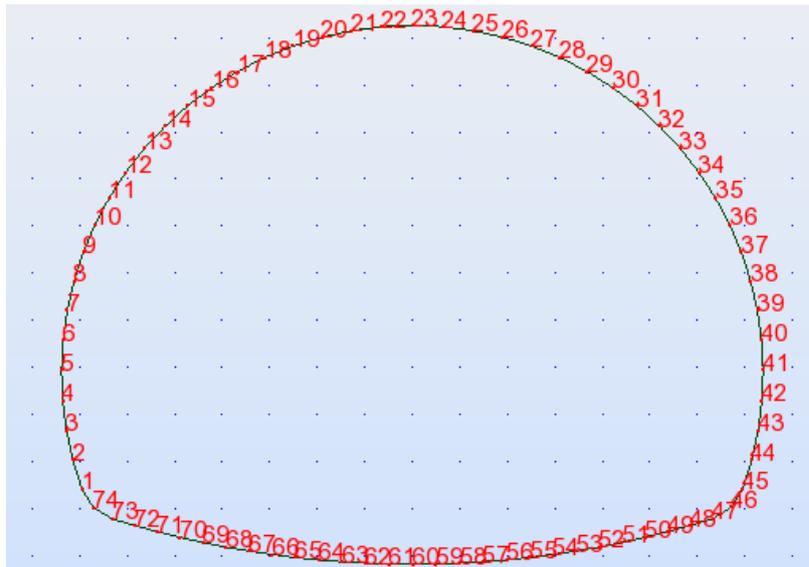


Figure VII.1: modélisation du revêtement du tunnel [29]

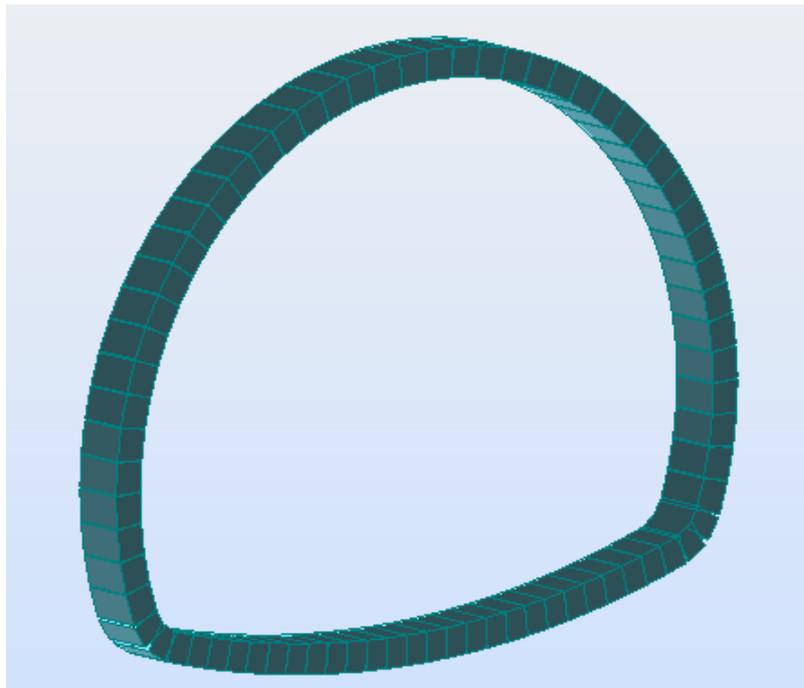


Figure VII.2: Vue en 3D du revêtement [29]

VIII.6.2 Modélisation des réactions du terrain

La réaction du terrain sera modélisée par des appuis élastiques dont la rigidité est calculée comme suit :

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

- ✓ Les modules de réaction du terrain dans la section Est sont :

$$K_{voûte} = K_{piedroits} = \frac{170 \times 10^3}{(1 + 0.3) \times 7.07} = 18496 \text{ kPa/m}$$

$$K_{angle} = \frac{170 \times 10^{-3}}{(1 + 0.3)1.3} = 100592 \text{ kPa/m}$$

$$K_{radier} = \frac{170 \times 10^3}{(1 + 0.3) \times 18.3} = 7146 \text{ kPa/m}$$

- ✓ Les modules de réaction du terrain dans la section médiane sont :

$$K_{voute} = K_{piedroits} = \frac{1000 \times 10^3}{(1 + 0.3) \times 7.02} = 109577 \text{ kPa/m}$$

$$K_{angle} = \frac{1000 \times 10^{-3}}{(1 + 0.3)1.25} = 615385 \text{ kPa/m}$$

$$K_{radier} = \frac{1000 \times 10^3}{(1 + 0.3) \times 18.25} = 42150 \text{ kPa/m}$$

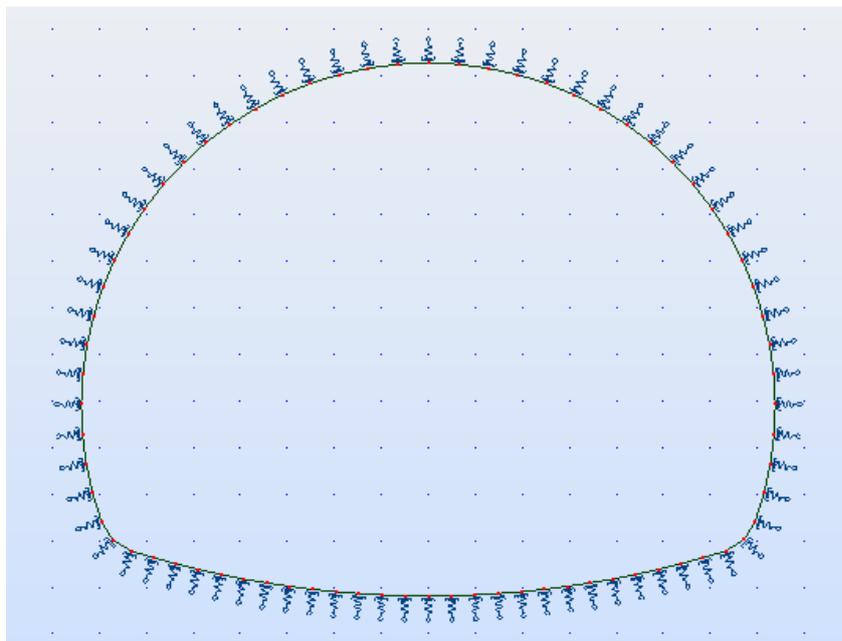


Figure VII.3 : modélisation des appuis du revêtement définitif [29]

VII.7 Les sollicitations agissantes sur le revêtement

Les sollicitations agissantes sur le revêtement du tunnel sont :

VIII.7.1 Poids propre du revêtement

Le poids propre de la structure est calculé et appliqué directement par le logiciel dans tous les cas de charges, en prenant le poids volumique du béton armé 25 kN/m^3 .

VIII.7.2 Les pressions des terres

- ✓ Les pressions des terres verticales en voûte et en radier ;
- ✓ Les pressions horizontales en piédroits.

Tableau VII.4 : pressions des terres appliquées sur le revêtement des deux sections

	$P_{\text{voûte}} (\text{kN/m}^2)$	$P_{\text{piédroits}} (\text{kN/m}^2)$	$P_{\text{radier}} (\text{kN/m}^2)$
Portait Est	630	381	94
Médiane	336	34	132

VIII.7.3 Les pressions de gonflement

Ces pressions agissent au niveau de la section Est. Parmi les cas de charges proposées en chapitre 5, on étudiera le cas de chargement cas4 (figure V.11) :

$$Pg_{v,\max} = 300 \text{ kN/m}^2$$

$$Pg_{h,\max} = 150 \text{ kN/m}^2$$

VIII.7.4 Les pressions des dièdres

Ces pressions peuvent survenir au niveau de la section médiane. Parmi les cas de charges présentées en chapitre V, on étudiera les deux cas de charge suivants :

- Cas d'un dièdre local centré maximal avec : $P_{dc12} = 252 \text{ kN/m}^2$
- Cas d'un dièdre local décentré maximal avec : $P_{dd12} = 252 \text{ kN/m}^2$

VIII.7.5 Effet sismique [15]

Les tunnels ont généralement un bon comportement sous l'effet d'un séisme. La prise en compte du risque sismique modifie peu les dimensionnements sous l'action des charges statiques réglementaires, sauf dans les zones à forte sismicité.

L'action sismique appliquée à l'ouvrage ainsi qu'aux terres qui lui sont solidaires engendre une accélération horizontale maximale caractérisée par le coefficient sismique K_h et une accélération verticale concomitante caractérisée par le coefficient sismique K_v . Ces coefficients sismiques sont donnés par les expressions suivantes :

$$K_h = A$$

$$K_v = 0,5K_h$$

$A=0.25$: coefficient d'accélération de zone d'après le RPOA

VIII.7.5.1 Sollicitation verticale due au séisme

Les sollicitations verticales dues au séisme sont déterminées par l'application aux diverses parties de l'ouvrage l'accélération verticale définie ci-dessus. La force d'inertie par unité de volume qui s'exerce sur un élément de poids volumique γ est égale à :

$$f_i = \gamma K_v$$

VIII.7.5.2 Sollicitations horizontales dues au séisme

- ✓ Incrément de poussée active du sol ;
- ✓ Forces d'inertie dues à l'accélération horizontale de l'ouvrage.

a) Effet sur le terrain

En utilisant la méthode Mononobé Okabé : l'incrément dynamique de poussée active qui s'exerce sur un terrain de hauteur H est pris égale à :

$$\Delta P_{ad} = \gamma H [(1 \pm K_v) K_{ad} - K_0]$$

Avec :

γ : poids volumique du terrain

K_v : coefficient sismique vertical

K_{ad} : coefficient de poussée dynamique

K_0 : coefficient de poussée des terres au repos

Le coefficient de poussée dynamique est déterminé par la formule suivante :

$$K_{ad} = \frac{\cos^2(\varphi - \theta)}{\cos^2\theta \left[1 + \sqrt{\frac{\sin\varphi \sin(\varphi - \theta)}{\cos\theta}} \right]^2}$$

Avec :

φ : Angle de frottement interne du terrain

$\theta = \arctg \frac{k_h}{1+k_v}$: angle d'inclinaison de la barre sous l'effet sismique

b) Effet sur la structure

La force d'inertie par unité de volume qui s'exerce sur un élément de poids volumique γ dus à l'accélération horizontale du terrain est égale à :

$$f_i = K_h W$$

VIII.7.5.3 L'action sismique au niveau du portail Est

$$\text{Caractéristiques du terrain} \begin{cases} \gamma = 21 \text{ kN/m}^3 \\ \varphi = 18^\circ \\ H = 30 \text{ m} \end{cases}$$

$$\text{Coefficient sismique} \begin{cases} K_h = A = 0.25 \\ K_v = 0.5 \times 0.25 = 0.125 \end{cases}$$

Le coefficient de poussée dynamique :

$$K_{ad} = \frac{\cos^2(18 - 12.53)}{\cos^2 12.53 \left[1 + \sqrt{\frac{\sin 18 \sin (18 - 12.53)}{\cos 12.53}} \right]^2} = 0.755$$

Avec :

$$\theta = \arctg \frac{0.25}{1 + 0.125} = 12.53^\circ$$

✓ L'incrément de charge horizontal :

$$\Delta P_{ad} = 21 \times 30 [(1 + 0.125)0.755 - 0.7] = 94 \text{ kN/m}^2$$

- ✓ Effet horizontal sur la structure :

$$P_{hd} = K_h \gamma e = 0.25 \times 25 \times 0.6 = 3.75 \text{ kPa}$$

- ✓ Effet vertical sur la structure :

$$P_{vd} = \pm K_v \gamma e = 0.125 \times 25 \times 0.6 = 1.87 \text{ kPa}$$

VII.8 Les différentes combinaisons à étudier pour les deux sections

La détermination des armatures nécessaires pour chacune des deux sections se feront suivant l'une des combinaisons de charge suivantes :

- ✓ Pour la section Est :

Cas 1: $P_p + P_v + P_h + P_{radier}$

Cas 2: $P_p + P_v + P_h + P_{radier} + P_{gv,max} + P_{gh,max}$

Cas 3: $P_p + P_v + P_h + P_{radier} + P_{sismique}$

- ✓ Pour la section médiane :

Cas 1: $P_p + P_v + P_h + P_{radier}$

Cas 2: $P_p + P_v + P_h + P_{radier} + P_{dc12}$

Cas 3: $P_p + P_v + P_h + P_{radier} + P_{dd12}$

VII.9 Efforts internes et ferrailage de la section Est [29]

Tableau VII.5 : efforts internes maximaux et ferrailage de la section Est sous la combinaison cas 1

Eléments	M (kN/m ²)	N (kN)	$A_{extrados}(cm^2)$	$A_{intrados}(cm^2)$
Voûte	844	4365	4.6	7.5
Piedroits	1057	4763	34.2	11.1
Radier	460	4491	0.0	7.4

Tableau VII.6 : efforts internes maximaux et ferrailage de la section Est sous la combinaison cas 2

Eléments	M (kN/m ²)	N (kN)	$A_{extrados}(cm^2)$	$A_{intrados}(cm^2)$
Voûte	569	4557	0.0	7.4
Piédroits	1356	5166	7.4	0.0
Radier	1327	4894	0.0	14.6

Tableau VII.7 : efforts internes maximaux et ferrailage de la section Est sous la combinaison cas 3

Eléments	M (kN/m ²)	N (kN)	$A_{extrados}(cm^2)$	$A_{intrados}(cm^2)$
Voûte	1009	6911	0.0	7.4
Piédroits	1129	7323	7.4	0.0
Radier	985	6684	0.0	7.4

Tableau VII.8 : ferrailage adopté pour la section Est

Eléments	Section calculée		Section adoptée	
	$A_{extrados}(cm^2/ml)$	$A_{intrados}(cm^2/ml)$	$A_{extrados}(cm^2/ml)$	$A_{intrados}(cm^2/ml)$
Voûte	7.5	4.6	7HA12	7HA12
Piédroits	34.2	11.4	7HA25	7HA18
Radier	7.4	14.6	7HA12	7HA18

Avec $S_l = 16cm$

VII.10 Efforts internes et ferrailage de la section médiane [29]

Tableau VII.9 : efforts internes maximaux et ferrailage de la section médiane sous la combinaison cas 1

Eléments	M (kN/m ²)	N (kN)	$A_{extrados}(cm^2)$	$A_{intrados}(cm^2)$
Voûte	178	2727	0.0	7.4
Piédroits	206	2684	7.4	0.0
Radier	168	2587	0.0	7.4

Tableau VII.10 : efforts internes maximaux et ferrillages de la section médiane sous la combinaison cas 2

Eléments	M (kN/m ²)	N (kN)	$A_{extrados}(cm^2)$	$A_{intrados}(cm^2)$
Voûte	602	3222	0.0	7.4
Piédroits	373	3523	7.4	0.0
Radier	235	3358	0.0	7.4

Tableau VII.11 : efforts internes maximaux et ferrailage de la section médiane sous la combinaison cas 3

Eléments	M (kN/m ²)	N (kN)	$A_{extrados}(cm^2)$	$A_{intrados}(cm^2)$
Voûte	662	2389	0.0	7.4
Piédroits	448	3529	7.4	0.0
Radier	323	3164	0.0	7.4

Tableau VII.12 : ferrailage adopté pour la section médiane

Eléments	Section calculée		Section adoptée	
	$A_{extrados}(cm^2/ml)$	$A_{intradados}(cm^2/ml)$	$A_{extrados}(cm^2/ml)$	$A_{intradados}(cm^2/ml)$
Voûte	0.0	7.4	5HA10	5HA14
Piédroits	7.4	0.0	5HA14	5HA10
Radier	0.0	7.4	5HA10	5HA14

Avec $S_l = 20cm$

VII.11 Ferrailage vis-à-vis de l'effort tranchant [13]

La contrainte tangentielle ultime doit être inférieure à la contrainte limite ultime :

$$\tau_u \leq \tau_{max}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd}$$

L'espace des cadres :

$$S_t = \frac{A_t}{\rho_t b} \leq \min\{0.9d; 40cm\}$$

Avec :

$$\rho_t = \max\left\{\frac{\tau_u - \tau_0}{0.9f_e/\gamma_s}; \rho_{t_{min}}\right\} \text{ Pourcentage d'armatures transversales d'une section}$$

$$\rho_{t_{min}} = \max\{0.5\tau_u; 0.4MPa\} / f_e$$

$$\tau_0 = 0.3 f_{tj}^* k \begin{cases} k = 1 + \frac{\sigma_m}{f_{cj}} \\ f_{tj}^* = \min\{f_{tj}; 3.3MPa\} = 3 \end{cases}$$

On adopte des armatures droites ($\alpha = 90^\circ$) de diamètre $\emptyset 8$

Pour des armatures droites avec fissuration préjudiciable :

$$\tau_{max} = \min\left\{0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4MPa\right\} = 4MPa$$

Tableau VII.13 : ferrailage de la section Est vis-à-vis de l'effort tranchant

	T_u	$\tau_u(MPa)$	$\tau_{max}(MPa)$	$A_t(cm^2)$	$S_t(cm)$
Voûte	0.755	1.45	4	8Ø8	28
Piédroits	0.556	1.07	4	8Ø8	38
Radier	0.875	1.62	4	8Ø8	15

Tableau VIII.14 : ferrailage de la section médiane vis-à-vis de l'effort tranchant

	T_u	$\tau_u(MPa)$	$\tau_{max}(MPa)$	$A_t(cm^2)$	$S_t(cm)$
Voûte	532	0.98	4	6Ø8	30
Piédroits	169	0.31	4	6Ø8	40
Radier	719	1.33	4	6Ø8	20

VII.12 Armature de répartition

On adopte un ferrailage de répartition tel que :

$$\text{Section Est : } A_{sr} = \frac{A_s}{4} = \frac{34.36}{4} = 8.6cm^2 = 6\text{Ø}14/ml$$

$$\text{Section médiane : } A_{sr} = \frac{A_s}{4} = \frac{7.7}{4} = 1.9cm^2 = 4\text{Ø}10/ml$$

N.B : les diagrammes des efforts internes des deux sections donnés par le logiciel Robot sont présentés en annexe B.

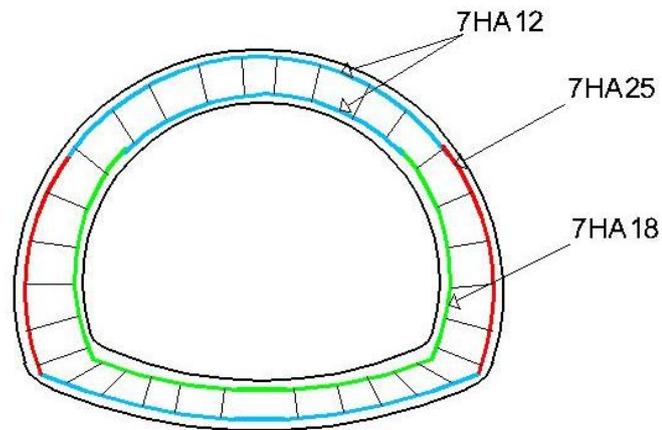
VII.13 Schémas de ferrillages [28]

Figure VII.4 : schéma du ferrillage du revêtement définitif de la section Est

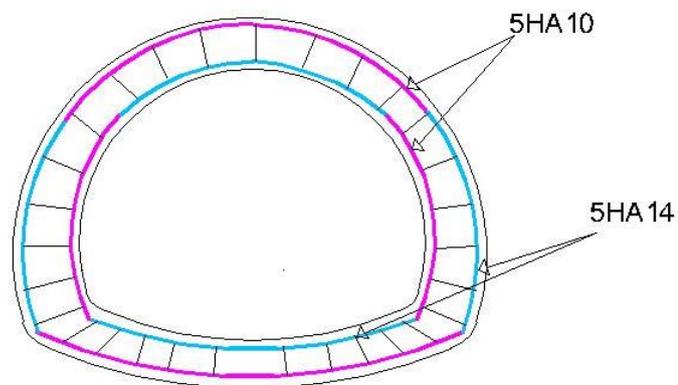


Figure VII.5 : schéma du ferrillage du revêtement définitif de la section Médiane

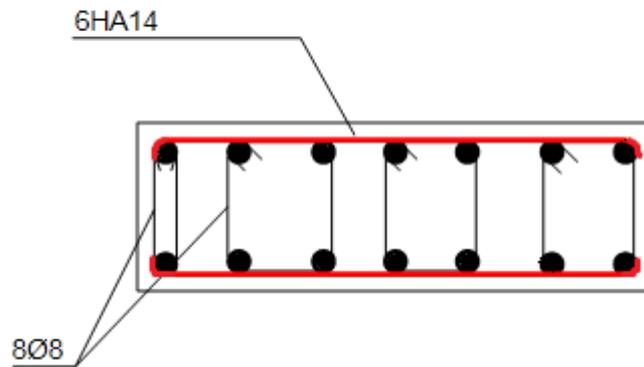


Figure VII.6 : Ferrailage de section droite de la partie Est

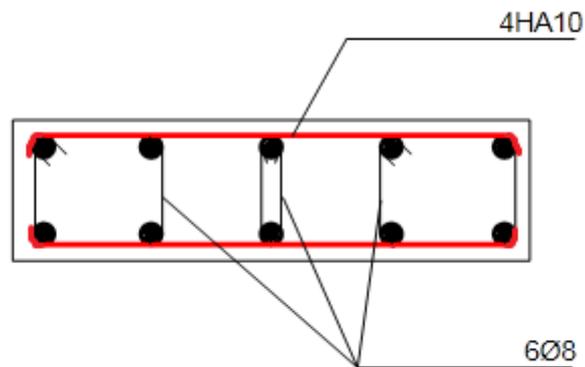


Figure VII.7 : Ferrailage de section droite de la partie médiane

VII.14 Conclusion

En tenant compte des différentes charges qui peuvent agir au niveau de chaque section, on a pu déterminer un ferrailage optimal qui, associé au béton, peut résister aux différentes combinaisons.

CHAPITRE VIII :
ETUDE DE LA TENUE AU FEU

VIII.1 Introduction

Les sources potentielles d'incendie en tunnel sont les véhicules présents en tunnel et les matériaux et installations de l'espace de circulation lui-même ou des locaux techniques. La plupart des incendies sont causés par une inflammation spontanée des véhicules par défaillance technique (échauffement anormal, court-circuit, . . .). En revanche, la quasi-totalité des incendies ayant entraîné des décès sont consécutifs à un accident (à l'exception notable du dramatique incendie de mars 1999 dans le tunnel du Mont-Blanc).

Ces incendies peuvent causer des dommages aux personnes, aux biens et à l'ouvrage. L'ordre d'apparition des dangers est en général le suivant : l'arrivée des fumées, toxicité et opacité et enfin élévations de la température causant des dommages sur les personnes, les véhicules, des composants du tunnel et sur la structure du tunnel (effondrement).

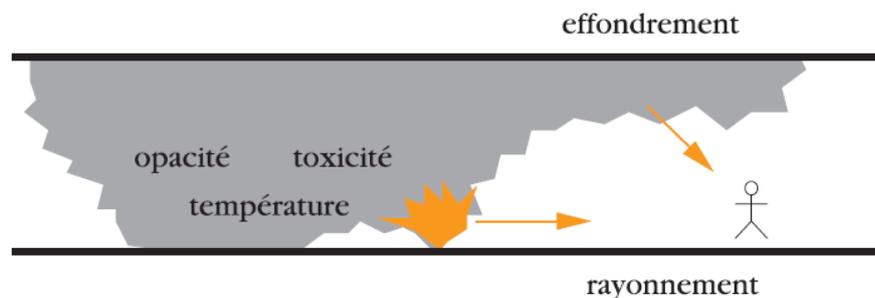


Figure VIII.1 : dangers pour les personnes présentes en tunnel [16]

Dans ce chapitre, c'est la partie structurelle qui sera traitée vu son importance. L'ouvrage en question doit être conçu et réalisé de telle sorte qu'il puisse maintenir sa fonction porteuse pendant une durée au moins égale à la durée requise pour l'évacuation de ses occupants.

VIII.2 Les incendies les plus catastrophiques survenus dans les tunnels en Europe [17]

De nombreux accidents avec des incendies sont arrivés dans les tunnels durant ces deux dernières décennies. Les plus importants de ces incendies, dont les conséquences étaient très lourdes et des leçons ont été tirées en matière de sécurité, sont présentées dans le tableau ci-dessous.

Tableau VIII.1: récents incendies catastrophiques survenus dans les tunnels en Europe [18]

Incendie	Type de tunnel	Année	Durée et Température	Victimes	Véhicules endommagés
St Gothard Suisse	Route 16.3 km	2001	24h ; 1200°C	11 morts	10 voitures 23 camions
Gleinalm Autriche	Route 8.3km	2001	37 minutes	5 morts	2 voitures
Kitzsteinhorn Autriche	Rail funiculaire 3.2 km	2000	Non connues	155 morts	1 train navette
Tauern Italie	Route 6.4 km	1999	14h ; 1200°C	12 morts	26 voitures 23 camions
Mont-Blanc Italie-Italie	Route 11.6 km	1999	53 heures ; 1000°C	39 morts	10 voitures 23 camions
Palerme Italie	Route	1999	Non connues	5 morts	19 voitures 1 car
Eurotunnel Manche	Rail 52 km	1999	10h ; 1100°C	2 blessés	1 train navette

VIII.2.1. L'accident du tunnel du Mont-Blanc [19]

L'accident, ou plutôt l'incendie du tunnel du Mont-Blanc, qui s'est produit le 24 mars 1999 a en effet beaucoup frappé l'esprit du public et celui des pouvoirs publics.

Il a été provoqué par un camion semi-remorque frigorifique qui transportait de la margarine et de la farine et qui a pris feu vers 11h00 à environ 7 km de l'entrée française du tunnel d'une longueur totale de 11.6 km).

Le violent incendie qui a suivi a causé la mort de 39 personnes. Il aura duré près de 53 heures et détruit 24 poids-lourds, 9 véhicules légers et une moto, ainsi que deux véhicules de secours immobilisés dans le tunnel sans qu'ils aient pu intervenir. Cet accident a entraîné la fermeture totale pour trois ans.

Le tunnel a été de nouveau ouvert le 5 mars 2002, mais uniquement aux voitures. C'est en 2003 que le tunnel a de nouveau été ouvert aux poids-lourds.

Le procès qui a suivi a établi que depuis de nombreuses années, des failles s'étaient produites dans l'application des procédures d'urgence ainsi que dans le respect des mesures de sécurité.

C'est essentiellement sur les enseignements tirés de cette tragédie que repose le renforcement des normes de sécurité dans les tunnels routiers édictées par la nouvelle législation.



Figure VIII.2 : incendie de poids-lourds dans un tunnel

✓ Principaux enseignements tirés de cet incendie

Suite à cet accident, tous les travaux qui ont déjà été menés sur le sujet de la sécurité dans les tunnels routiers mettent en exergue les éléments suivants:

- ❖ Les dangers les plus redoutés dans un tunnel sont les incendies;
- ❖ L'incendie de poids-lourd est le plus dangereux, de part la puissance qu'il développe, c'est le seul susceptible d'attaquer l'infrastructure elle-même;
- ❖ L'incendie est pratiquement dans tous les cas, consécutif à un accident;
- ❖ Toute matière, même la plus anodine, peut alimenter un incendie, la majeure partie du combustible étant fournie par le chargement du véhicule;
- ❖ Dans un tunnel, si au bout de moins d'une demi-heure, un incendie de poids-lourds n'est pas maîtrisé, alors il devient pratiquement impossible de l'arrêter.

VIII.2.2. L'incendie du tunnel sous la manche [17,19]

Ce n'est pas seulement les tunnels routiers qui sont exposés au risque d'incendie, les accidents dans les tunnels ferroviaires sont extrêmement rares, mais ils ne sont pas cependant totalement exempts.

L'incendie dans le tunnel sous la Manche le 18 novembre 1996 est à cet égard exemplaire de ce qui peut se passer dans un tunnel lorsqu'il y a incendie de poids-lourd dans un milieu confiné.

Il faut en effet rappeler que la cause de cet accident, qui n'a pas fait de victime, est l'incendie, pour une raison non déterminée, d'un poids-lourd sur une navette Eurotunnel. L'activité du tunnel en fut paralysée pendant plusieurs semaines.

La taille de l'incendie survenu à bord de la navette poids lourds a été estimée à 350MW et a affecté le tunnel ferroviaire sud pendant 3 à 5 heures. Cinq wagons porteurs ainsi que la locomotive de queue ont complètement brûlé.

D'après les constatations, les flammes n'ont pas excédé 200 mètres. Le tunnel a été endommagé sur 480 mètres environs; l'épaisseur de béton des voussoirs en béton armé préfabriqués de 40 cm a été réduite de 17 cm sur les 50m au droit de l'incendie avec ponctuellement des épaisseurs réduites de 2cm. De part et d'autre de cette zone sur 240m environ le béton a été fortement endommagé (apparition de la première nappe d'armatures) avec des dégradations de 5 à 20 cm localement. Ensuite de part et d'autre sur 190 m environ dégâts superficiels du béton.

VIII.3 Le risque dans les tunnels routiers [19]

Une première nature de risque est liée à l'instabilité de l'ouvrage et des équipements accrochés à la voûte. La surveillance et l'entretien réguliers permettent de se prémunir aujourd'hui presque totalement contre ces risques.

Les événements générateurs de risques, tels que pannes, incidents, accidents, incendies peuvent avoir des conséquences aggravées en raison du caractère confiné du tunnel. L'immense majorité des incendies est causée par une inflammation spontanée des véhicules par défaillance technique, mais les rares incendies ayant entraîné des décès sont consécutifs à un accident.

Après le dramatique incendie du tunnel du Mont-Blanc déjà mentionné, la commission de la Production et des Echanges décidait de saisir l'Office parlementaire d'évaluation des choix scientifiques et technologiques pour réaliser une étude sur « les moyens nécessaires à mettre en œuvre pour améliorer la sécurité des tunnels routiers et ferroviaires français ».

Or, avant même que celui-ci puisse en établir la faisabilité de l'étude, un second drame a eu lieu en Autriche, le 29 mai 1999, dans le tunnel du Tauern. Ce drame quasiment identique à celui du Mont-Blanc a causé 12 victimes.

Dans un recensement effectué par le Centre d'Etudes des Tunnels (CETU) et cité dans le rapport de l'Office parlementaire, sur 21 incendies de tunnels recensés parmi les plus importants au monde depuis 1949 et jusqu'en 1998, 21 ont pour origine un poids-lourd au moins, avec collision ou incident matériel. Quatorze de ces accidents ont eu des conséquences mortelles, et en 1999, coup sur coup en 3 mois, les deux accidents précités vont alourdir très nettement le bilan.

A chaque fois, l'incendie a eu lieu dans un tunnel long (11,6 km pour le Mont-Blanc, 6,4 km pour le Tauern) et fut difficilement maîtrisable, la température atteignant plus de 1000°C pendant plusieurs heures, puisque les alliages de cuivre ont fondu.

L'incendie de poids lourds est donc l'évènement le plus redouté en tunnel. C'est sur ce cas que se focalise toute l'attention des concepteurs et exploitants.

L'ordre d'apparition des effets de l'incendie est le suivant :

- ✓ L'arrivée des fumées, très opaques et incapacitantes, gêne considérablement l'évacuation des usagers,
- ✓ Les usagers qui n'ont pas pu s'évacuer à cause du manque de visibilité sont incommodés voire asphyxiés par les fumées dont la toxicité augmente,
- ✓ La chaleur dégagée par l'incendie provoque de fortes températures, qui peuvent entraîner des phénomènes d'embrassement général instantané.

Les facteurs de risque sont les véhicules et leur chargement, le comportement des usagers, les caractéristiques de l'infrastructure et la capacité de l'exploitant à bien utiliser les équipements mis à sa disposition.

Le principal danger auquel sont confrontés les usagers des tunnels routiers est l'incendie de forte puissance se déclarant à l'intérieur du tunnel. Ce type d'incendie ne peut être provoqué que par un poids lourd chargé de matière combustible.

Par matière combustible, il faut entendre toute marchandise brûlant assez facilement et dégageant une importante quantité de chaleur et de fumée. On peut citer par exemple les matériaux comportant une forte proportion de cellulose (papier, carton, bois, etc.) ou les matières grasses (huiles, beurre, etc.).

Les transports d'hydrocarbure (fioul, essence) constituant des matières dites dangereuses sont quasiment systématiquement interdits dans les tunnels. Le développement d'un incendie en tunnel peut être rapide, aussi les services de secours et d'exploitation ne disposent-ils que de peu de temps pour prendre les mesures adaptées afin d'éviter les victimes.

VIII.4 Historique de la construction du dispositif législatif et réglementaire [20]

Les incendies dans les tunnels sous le Mont Blanc puis des Tauern en Autriche en 1999 ont conduit les autorités françaises à accélérer et renforcer le processus d'amélioration de la sécurité des tunnels routiers. Ce processus s'est déroulé en trois temps :

- ✓ d'abord un diagnostic rapide de tous les tunnels de plus de 1km de longueur et, lorsque nécessaire, la mise en œuvre immédiate de mesures en vue de réduire les risques pour les usagers ;
- ✓ ensuite, par voie de circulation (circulaire n° 2000-63 du 25 août 2000), la mise en place d'une procédure d'examen des conditions de sécurité de tous les tunnels de longueur supérieure à 300m.

La loi n° 2002-3 du 3 janvier 2002 a étendu l'ensemble des maîtres d'ouvrage l'application de procédures à mettre en œuvre pour assurer la sécurité dans les ouvrages routiers présentant des risques particuliers en exploitation. Le décret n°2005-701 du 24 juin 2005, pris en application de cette loi, instaure un processus d'examen périodique des conditions de sécurité en vue de la délivrance par le préfet d'une autorisation de poursuivre l'exploitation.

Ce décret a également mis en place la Commission Nationale d'Evaluation de la sécurité des Ouvrages Routiers (CNESOR), elle a avant tout pour mission de donner aux préfets des avis sur les dossiers que leur transmettent les maîtres d'ouvrage.

A cela se sont ajoutées, depuis 2006, un certain nombre de dispositions liées à la transposition de la directive européenne du 29 avril 2004 concernant les exigences de sécurité minimales applicables aux tunnels d'une longueur supérieure à 500m.

Dans un second temps, le décret n° 2006-1354 du 8 novembre 2006 complété par l'arrêté du 8 novembre 2006 a fixé, entre autres, la liste des ouvrages concernés et précisé les exigences de sécurité minimales applicables à ces tunnels. L'arrêté du 9 novembre 2007 a apporté quelques modifications et compléments à l'arrêté du 8 novembre 2006.

L'arrêté du 18 avril 2007 a complété les textes précédents en précisant le contenu des pièces composant les dossiers à produire par les maîtres d'ouvrages. Ce même arrêté a aussi précisé la liste des incidents et accidents considérés comme significatifs pour lesquels un retour d'expérience doit être réalisé.

VIII.5 Les enjeux de sécurité routière [16]

La mise aux normes des tunnels routiers ne correspond pas en elle-même à un enjeu de sécurité routière. En fait il ne s'agit pas d'éviter les accidents. Les principales causes d'accident demeureront : collision frontale si le tunnel est à un seul tube, perte de contrôle d'un véhicule, non-respect des inter-distances, incendie sans origine déterminée. Il s'agit plus exactement de mettre en place des conditions de sécurité permettant, si un accident se produit, de limiter la gravité du sinistre et le nombre de victimes.

Le nombre de victimes consécutives à un accident dans un tunnel est inférieur à 1 % du nombre total des victimes sur les routes. Les victimes d'accidents dans un tunnel, même si elles sont peu nombreuses, sont totalement inacceptables aux yeux de l'opinion publique. Ceci découle des conditions dans lesquelles se déroule l'accident: températures extrêmes, sentiment d'impuissance, sauveteurs devant lutter pour accéder au sinistre, incertitude sur le sort des victimes.

Ces incendies peuvent causer des dommages aux personnes, aux biens et à l'ouvrage. L'ordre d'apparition des dangers est en général le suivant : l'arrivée des fumées, toxicité et opacité et enfin élévations de la température causant des dommages sur les personnes, les véhicules, des composants du tunnel et sur la structure du tunnel (effondrement).

VIII.6 Comportement au feu des structures [16]

Le comportement au feu recouvre deux aspects :

VIII.6.1. La réaction au feu

C'est la capacité d'un matériau à prendre part à un feu auquel il est exposé. Son principal but est d'éviter que l'incendie ne s'étende en dehors des zones déjà rendues dangereuses par la combustion des véhicules.

L'évaluation des performances de réaction au feu peut se faire selon le système national (classements «M»). Les matériaux sont classés en cinq catégories suivant leur combustibilité. L'acier et le béton en tant que matériaux incombustibles sont classés dans la meilleure catégorie (M0). Les autres catégories sont M1 à M4, les matériaux trop combustibles ou très rapidement inflammables, situés au-delà de M4, n'étant pas classés.

VIII.6.2. La résistance au feu

C'est la capacité d'un élément à conserver son rôle malgré le développement du feu. Pour la sécurité en tunnel, les objectifs d'une résistance au feu suffisante sont de permettre l'auto-évacuation des usagers, l'intervention des services de secours selon un niveau de risque acceptable et la tenue de l'ouvrage pour assurer la sécurité des ouvrages environnants. Un objectif supplémentaire est la pérennité de l'ouvrage pour minimiser les coûts et les délais de réparation en cas de sinistre important.

Pour prendre en compte la résistance au feu, on distingue trois types d'approches:

- ✓ L'approche descriptive «prescriptive», qui fixe des obligations constructives sans demander au concepteur une réflexion sur la méthode indiquée; par exemple, une approche descriptive peut consister à imposer une certaine épaisseur d'enrobage des fers dans une poutre;
- ✓ L'approche d'ingénierie du feu, qui fixe des obligations de résultats ; le concepteur doit analyser les spécificités de l'ouvrage (y compris son mode d'exploitation), en déduire le feu maximal à prendre en compte, puis par le calcul concevoir les mesures constructives qui permettent de remplir l'objectif.
- ✓ L'approche intermédiaire entre ces deux extrêmes, qui impose des puissances d'incendie et des courbes température-temps, mais elle repose aussi sur de l'ingénierie dans la mesure où elle n'indique pas les dispositions techniques ni les méthodes de dimensionnement qui permettent d'assurer les niveaux de résistance.

VIII.7 Courbes température-temps [16]

Il n'est pas simple de faire le lien entre des puissances d'incendies et des températures ou des flux de chaleur, qui sont les données d'entrée pertinentes pour la justification des structures. Selon le volume dans lequel se produit l'incendie, le type de combustible, l'alimentation en oxygène, etc., des températures très différentes sont possibles. Afin de s'affranchir de cette difficulté, on a imposé les courbes de températures présentées ci-dessous.

Le choix des courbes température- temps a été le résultat d'un compromis entre deux objectifs contradictoires :

- ✓ Les courbes à utiliser en tunnel doivent être en nombre aussi restreint que possible et, dans la mesure du possible être les mêmes que dans d'autres domaines (ISO, Eurocode). Ceci est nécessaire pour bénéficier de l'expérience accumulée grâce aux essais et calculs déjà effectués;
- ✓ Les courbes doivent représenter l'évolution spécifique de la température pendant un incendie en tunnel, qui est différent d'un incendie dans un bâtiment en raison de la charge combustible différente et de l'environnement semi-confiné du tunnel.

On définit alors la courbe normalisée (CN dite aussi courbe ISO 834) d'équation:

$$T = 345 \log (8t+1) + 20$$

Et la courbe dite « de feu d'hydrocarbures majorée » (HCM) qui atteint 1 200°C en moins de 10 minutes et une température maximale de 1 300°C environ 20 minutes plus tard. Cette courbe répond à l'équation suivante : $T = 1\,280 (1 - 0,325 e^{-0,167t} - 0,675 e^{-2,5t}) + 20$

Où « T » est la température des gaz en degrés Celsius et « t » le temps en minutes,

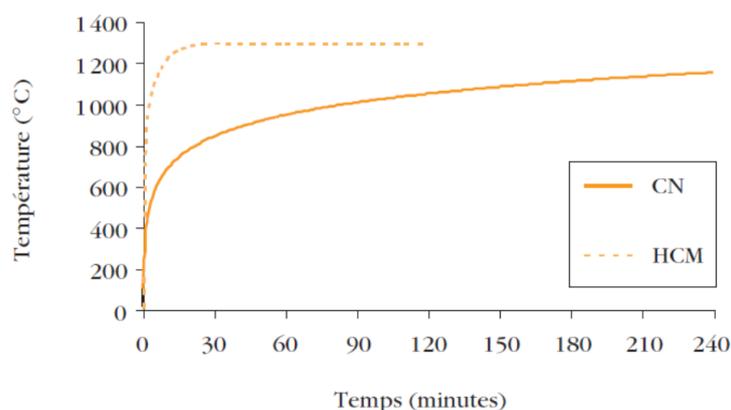


Figure VIII.3 : courbes températures-temps

VIII.8 Justification de la résistance au feu [16]

D'une manière générale, la justification de la résistance au feu peut se faire :

- ✓ Par réalisation d'essais ;
- ✓ Par référence à des essais antérieurs ;
- ✓ Par le calcul ;
- ✓ ou par une combinaison de ces différents moyens.

Cependant, un essai ne peut presque jamais représenter à lui seul une structure sous un chargement complexe. À ce titre, le calcul, soit seul, soit utilisé pour transposer des résultats d'essais, est toujours nécessaire afin de réaliser une analyse d'une structure soumise à un incendie.

Une gradation de cette analyse est proposée, afin d'adapter sa complexité aux différents enjeux, et en particulier au type de structure et au niveau de résistance prescrit. La complexité nécessaire de l'analyse résulte de la configuration d'ensemble de la structure étudiée et des niveaux de résistance à atteindre, voir (§ 9).

VIII.8.1 Degré d'analyse G0: évaluation sans calcul

L'absence de calcul ne signifie pas qu'il y a absence de vérification. Cette analyse passe par un examen des conditions de liaison des éléments de structure et consiste à s'assurer que les redistributions de sollicitations en cas d'incendie ne sont pas de nature à créer des modifications dans le schéma statique.

VIII.8.2 Degrés d'analyse G1, G2 et G3

Les degrés d'analyse G1, G2 et G3 nécessitent le recours à des calculs de complexité croissante:

- ✓ **Degré G1:** évaluation par **calcul simplifié**;
- ✓ **Degré G2:** évaluation par **calcul standard**;
- ✓ **Degré G3:** évaluation par **calcul avancé**.

Dans le tableau ci -après, on définit pour chaque degré d'analyse les grandes lignes des investigations auxquelles il peut être fait référence dans un calcul de diagnostic de résistance au feu des structures principales.

Tableau VIII.2: définition des grandes lignes des investigations pour chaque degré d'analyse

	G1	G2	G3
<p>1. Évaluation du champ de température dans l'élément:</p> <ul style="list-style-type: none"> ➤ utilisation d'abaques (ex: courbes DTU ou EC2) ➤ calcul thermique simplifié : caractéristiques thermophysiques (λ, ρ, c_p) supposées constantes ➤ calcul thermique plus fin: les caractéristiques thermophysiques varient avec la température 	✓		
<p>2. Détermination des sollicitations mécaniques:</p> <p>a. Selon modèle linéaire:</p> <ul style="list-style-type: none"> ➤ déformation thermique linéaire dans les sections, définie par une dilatation moyenne et une courbure calculées de sorte qu'elles soient équivalentes à la déformation thermique réelle ➤ sections élastiques de rigidités dépendant de la rigidité des matériaux de la section, en fonction de la température locale <p>b. Selon modèle linéaire dans sa globalité (voir cas ci - dessus), mais non linéaire localement:</p> <ul style="list-style-type: none"> ➤ prise en compte d'une ou de plusieurs rotules plastiques à chaque fois qu'un effort résistant ELU est atteint dans une section (soit par augmentation de l'effort sollicitant, soit par réduction de l'effort résistant du fait de la température) ➤ prise en compte des changements de conditions d'appui (butées, soulèvements,...) ➤ éventuellement prise en compte d'une certaine quantité de béton disparue par écaillage, cette quantité étant établie sur la base d'essais. <p>c. Selon modèle complètement non-linéaire:</p> <ul style="list-style-type: none"> ➤ déformation réelle dans les sections (prise en compte des autocontraintes dues au profil de température non linéaire) ➤ matériaux élasto - plastiques dont la loi de comportement est associée à la température locale ➤ prise en compte de la fissuration du béton tendu par modèle de comportement ➤ non linéarités liées au changement des conditions d'appui ➤ prise en compte des grands déplacements ➤ prise en compte d'une certaine quantité de béton disparue par écaillage, cette quantité étant établie sur la base d'essais effectués 	✓	✓	✓
<p>3. Mode de vérification de la résistance de la structure:</p> <p>a. Selon modèle linéaire:</p> <ul style="list-style-type: none"> ➤ admissibilité des efforts calculés en regard des efforts résistants calculés à chaud (réduction de résistance du fait de la température) des sections à l'ELU <p>b. Selon modèle linéaire dans sa globalité, mais non linéaire localement:</p> <ul style="list-style-type: none"> ➤ admissibilité des déformations mécaniques des matériaux des rotules plastiques ➤ stabilité globale de la structure : nombre de rotules plastiques inférieur ou égal au degré d'hyperstaticité <p>c. Selon modèle complètement non-linéaire:</p> <ul style="list-style-type: none"> – admissibilité des déformations mécaniques partout dans la structure. 	✓	✓	✓

VIII.9 Les niveaux de résistance [16]

Afin de répondre aux objectifs de résistance au feu, quatre niveaux de résistance au feu ont été définis.

VIII.9.1. Niveau N0

Ce niveau correspond à la vérification de l'absence de risque d'effondrement en chaîne en cas de rupture locale : la perte d'un élément ne doit pas provoquer un report de charge sur d'autres parties de la structure qui puisse entraîner leur rupture. Il constitue l'exigence minimale à laquelle doit satisfaire toute structure.

Les structures qui doivent répondre aux niveaux de résistance plus élevés décrits ci - après doivent aussi satisfaire à cette exigence.

VIII.9.2. Niveau N1

Ce niveau correspond à une résistance à la courbe normalisée (CN) pendant 120 minutes, ce qui est noté CN 120. Dans la majorité des incendies, mais pas les plus violents, le niveau N1 assure la résistance de la structure pendant la durée nécessaire pour les opérations de secours. Il s'applique aux éléments de structure qui assurent une fonction importante pour les opérations de secours, lorsque cette fonction (désenfumage par exemple) n'est en tout état de cause pas dimensionnée pour l'incendie maximal possible.

VIII.9.3. Niveau N2

Ce niveau correspond à une résistance à la courbe HCM pendant 120 minutes, ce qui est noté HCM 120. Il s'applique aux structures qui doivent être préservées quelle que soit la violence de l'incendie pendant les durées nécessaires pour les opérations de secours ou pour évacuer vers l'extérieur les personnes présentes dans les abris.

VIII.9.4. Niveau N3

Ce niveau requiert une résistance à la fois à la courbe normalisée pendant 240 minutes (CN 240) et, séparément, à la courbe HCM pendant 120 minutes (HCM 120). Il s'applique aux structures qui doivent résister au pire incendie possible pendant sa durée maximale.

VIII.10 Choix du niveau de résistance et du degré d'analyse [16]

Il est à noter que le choix du niveau de résistance au feu d'un ouvrage ne dépend pas du fait que ce tunnel est autorisé ou non aux transports de marchandises dangereuses. En effet, les graves incendies survenus ces dernières années dans les tunnels européens ont montré que des marchandises combustibles mais non classées comme dangereuses par la réglementation pouvaient alimenter des incendies extrêmement violents.

Le tableau suivant décrit les exigences en termes de résistance au feu des structures principales des ouvrages.

Tableau VIII.3 : Niveaux de résistance au feu requis pour les structures principales des tunnels revêtus, des tunnels immergés et des tranchées couvertes

	Niveau de résistance
Cas général (pas de risque d'inondation ou d'envahissement catastrophique par le terrain ni de risque de dommages graves en surface ou pour d'autres constructions proches):	
a. Cas où une rupture locale est sans conséquence sur la sécurité des usagers ou des services de secours pouvant être présents ailleurs dans le tunnel	N0
b. Structure qui supporte une voie routière ou une zone accessible aux piétons avec :	
➤ possibilité d'interdire la circulation sur la voie portée ou d'évacuer la zone en un temps court	N1
➤ impossibilité d'interdire la circulation sur la voie portée	N2 ou N3
c. Structure nécessaire pour maintenir la stabilité d'un autre tube ou la séparation avec celui - ci :	
➤ avec existence de communications directes avec l'extérieur et possibilité d'interdire la circulation dans le second tube en un temps court	N1
➤ avec existence de communications directes avec l'extérieur et impossibilité d'interdire la circulation dans le second tube en un temps court	N2
➤ en l'absence de communications directes avec l'extérieur	N2
d. Structure dont une rupture locale risque de couper des câbles longitudinaux ou une gaine de ventilation :	
➤ qui sont importants pour les opérations de secours	N1
➤ qui sont indispensables pour l'utilisation des abris et des cheminements qui permettent d'y accéder par l'extérieur	N2
Risque d'inondation ou d'envahissement catastrophique par le terrain	N3
Risque de dommages graves en surface ou pour d'autres constructions proches	N3

Le degré d'analyse (G0 à G3) doit être choisi en fonction du niveau de résistance nécessaire et du type de calcul à faire (dimensionnement ou vérification).

Pour des calculs de dimensionnement d'une **structure neuve**, on retiendra en général les choix suivants:

- ✓ Niveau d'exigence N0: degré G0;
- ✓ Niveau d'exigence N1: degré G1 ou G2;
- ✓ Niveau d'exigence N2 ou N3: une analyse économique doit être faite pour déterminer ce qui est le plus pertinent, entre:
 - ❖ Un degré d'analyse G1 assorti de protections thermiques projetées ou par plaques rapportées,
 - ❖ Ou un degré d'analyse G2 ou G3 sans protection mais avec des essais en four pour caractériser le phénomène d'écaillage,
 - ❖ Ou un degré d'analyse G3 comprenant l'usage de techniques innovantes et des essais en four.

Pour des calculs de vérification de structures existantes, hormis le cas où seul le niveau N0 est prescrit, on fera un raisonnement en cascade: on commencera par appliquer le degré d'analyse G1. Si la résistance de la structure est démontrée, il n'est pas nécessaire d'aller plus loin. Dans le cas contraire, On réalise des vérifications de niveau G2, puis G3 le cas échéant.

VIII.11 Méthodologie de calcul [16]

Alors que la vérification du niveau de résistance N0 ne nécessite généralement pas de calcul, mais une réflexion sur la stabilité en chaîne de la structure (degré d'analyse G0), la vérification des niveaux de résistance N1, N2 ou N3 requiert une même méthodologie de calcul qui peut se décomposer en trois étapes :

VIII.11.1. Un calcul thermique

Le calcul thermique permet d'évaluer le champ de température au sein de la structure en fonction du type d'incendie (répartie ou étalé), de la violence de l'incendie (CN ou HCM) et du temps d'exposition (1h, 2h ou 4h);

VIII.11.2. Un calcul des efforts dans la structure

Le principe du dimensionnement est de calculer en tout point les efforts sollicitant (au moyen d'un calcul de structure global) et de vérifier qu'ils sont inférieurs aux efforts résistants (obtenus par des calculs locaux).

Dans le cas d'un incendie, on vérifie les structures à l'ELU accidentel, c'est-à-dire que toutes les charges sont affectées d'un coefficient 1.

Lorsqu'on applique un chargement thermique à une structure isostatique, ce chargement thermique entraîne la déformation de la structure, mais ne génère pas d'efforts supplémentaires. Contrairement à une structure hyperstatique où sa déformation est empêchée par les conditions aux limites, ce qui génère des efforts supplémentaires.

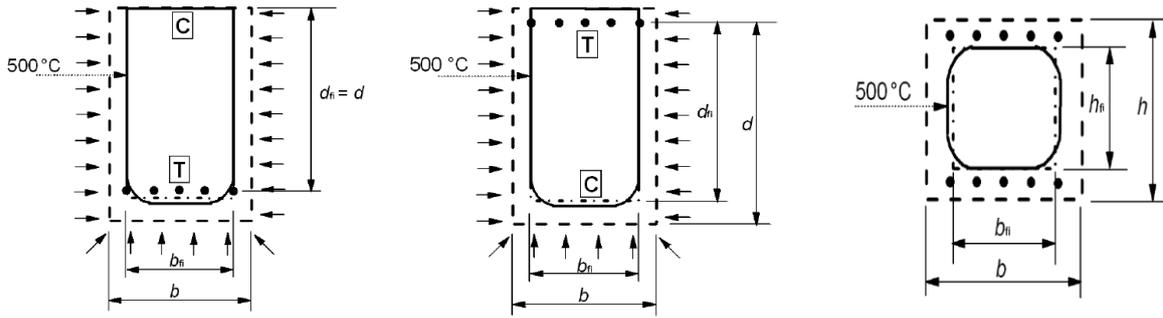
VIII.11.3. Un calcul de la capacité portante de la section [21]

Des méthodes de calcul simplifiées de section peuvent être utilisées pour déterminer la capacité portante limite d'une section droite soumise à échauffement et pour comparer cette capacité à la combinaison d'actions appropriées. Ces méthodes comprennent une réduction générale des dimensions de la section droite selon une zone endommagée par la chaleur sur les surfaces de béton. Deux méthodes sont données par l'Eurocode:

✓ Méthode de l'isotherme à 500 ° C [21]

Cette méthode est applicable à une exposition au feu normalisé et à tout autre régime température-temps entraînant des champs de température similaires dans l'élément exposé au feu. L'épaisseur du béton endommagé est rendue égale à la profondeur moyenne de l'isotherme à 500 °C dans la zone comprimée de la section droite.

A des températures supérieures à 500 °C, le béton endommagé est supposé ne pas contribuer à la capacité portante de l'élément, alors que la section de béton résiduelle conserve ses valeurs initiales de résistance et de module d'élasticité



a) exposition au feu sur trois cotés avec la zone tendue exposée b) exposition au feu sur trois cotés avec la zone comprimée exposée c) exposition au feu sur les quatre cotés

Figure VIII.4 : section droite réduite en béton armé

Certaines des armatures de béton armé peuvent être situées dans des zones tendues ou en dehors de la section droite réduite, comme illustré à la Figure VIII.4. Dans ce cas, elles peuvent être prises en compte dans le calcul de la capacité portante ultime de la section droite exposée au feu en déterminant leur résistance réduite due à la température comme suit :

$$f_{sk}(\theta) = k_s(\theta) \times f_{yk}(20^\circ\text{C}) \quad [21]$$

Où :

- $f_{yk}(20^\circ\text{C})$ est la valeur caractéristique de la limite d'élasticité à 20°C ;
- $k_s(\theta)$ est le facteur de réduction défini dans le tableau suivant :

θ ($^\circ\text{C}$)	[20-200]	[200-580]	[580-750]	≥ 750
$k_c(\theta)$	1	$(855 - \theta) / 655$	$(750 - \theta) / 405$	0

✓ **Méthode par zones [21]**

Cette méthode, bien que plus laborieuse, est plus précise que la méthode de l'isotherme à 500°C . Elle est applicable à la courbe température-temps normalisée uniquement.

La section droite est divisée en un nombre ($n \geq 3$) de zones parallèles d'épaisseurs égales (éléments rectangulaires) pour lesquelles la température moyenne, la résistance à la compression moyenne correspondante $f_{cd}(\theta)$ et le module d'élasticité (le cas échéant) de chaque zone sont évalués.

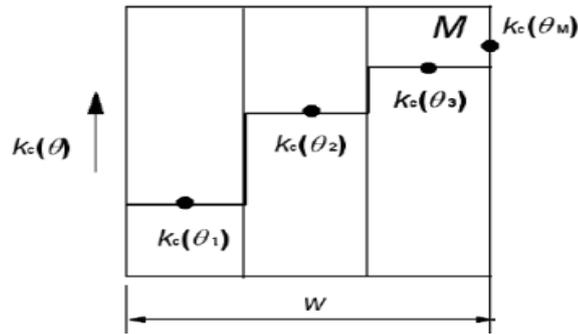


Figure VIII.5 : division d'une dalle exposée au feu sur un seul coté en zones

La section droite endommagée par le feu est représentée par une section droite réduite en ignorant la zone endommagée d'épaisseur a_z sur les côtés exposés au feu.

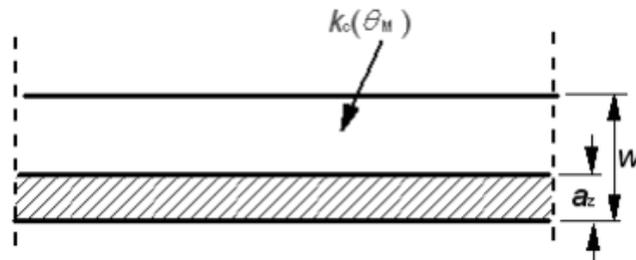


Figure VIII.6 : réduction de la section droite d'une dalle exposée au feu sur un seul coté

L'épaisseur de la zone endommagée a_z peut être calculée en utilisant l'expression suivante :

$$a_z = w \left[1 - \frac{k_{c,m}}{k_c(\theta_M)} \right]$$

Où :

$k_c(\theta_M)$ est le facteur de réduction du béton au point M.

Le facteur de réduction moyen $k_{c,m}$, pour une section donnée, peut être calculé par la relation ci-dessous ; il comprend un facteur $(1 - 0,2/n)$ afin de prendre en compte la variation de la température dans chaque zone:

$$k_{c,m} = \frac{1 - 0,2/n}{n} \sum_{i=1}^n k_c(\theta_i)$$

Où :

n : le nombre de zones parallèles dans la largeur w

w : la largeur totale

Le facteur de réduction de la résistance à la compression correspondant, $k_c(\theta)$ est défini dans le tableau suivant :

θ (°c)	[20-250]	[250-600]	[600-1000]	≥ 1000
$k_c(\theta)$	1	$(866 - \theta) / 636$	$(1000 - \theta) / 889$	0

VIII.11.4. Prise en compte des rotules plastiques (G2) [16]

Si le moment sollicitant est supérieur au moment résistant, la section est alors plastifiée et on peut en première analyse déclarer la ruine de la section à cet instant. Ce qui implique l'apparition éventuelle de rotules plastiques.

La poursuite de la montée en température sur cette nouvelle structure génère alors des rotations dans la rotule qui doivent à la fin être admissibles. On doit donc vérifier que :

$$\theta_{\text{rotule plastique}} \leq 0.1 \text{ rad pour les Fe E 500 [21]}$$

On note qu'il peut y avoir formation de plusieurs rotules plastiques, soit parce que le moment sollicitant augmente (effet des dilatations thermiques), soit parce que le moment résistant diminue (réduction de résistance des matériaux chauffés). Dans ces cas, il faut vérifier que la structure reste au moins isostatique.

VIII.12 Etude de tenue au feu de notre tunnel

Le comportement constructif d'un tunnel en béton lors d'un incendie est un phénomène complexe à cause du nombre important de paramètres différents qui entrent en jeu. La résistance au feu étudiée pour l'ouvrage en question est fort simplifiée dans cette partie. Seules les dispositions constructives seront vérifiées à la lumière de certains critères de résistance au feu. Ceci nous permet de vérifier:

- ✓ le niveau d'exigence N0 : degré d'analyse G0 ;
- ✓ le niveau d'exigence N1.

▪ Justification de la résistance

L'ouvrage étudié se trouve en rase campagne. Ainsi une rupture locale près du foyer ne présente pas de conséquences dommageables pour la sécurité des usagers et des équipes de secours susceptibles de se trouver dans d'autres zones où la température n'est pas aussi élevée.

Cette configuration correspond au niveau N0 qui requiert une vérification de l'absence de risque d'effondrement en chaîne en cas de rupture locale. Le revêtement du tunnel étant construit pas plots successifs de 10 m de long et aucune construction ne se trouvant à l'aplomb du tunnel, l'absence de risque d'effondrement en chaîne est bien garantie : le niveau N0 est atteint.

D'autres phénomènes vont également apparaître, tels que les déformations thermiques. Les éléments vont se déformer suite aux répartitions inégales de température d'où l'apparition de dilatation longitudinale et transversale. Empêchée par les conditions aux limites, ces dilatations génèrent des efforts supplémentaires. Cela dit, des joints de dilatations sont prévus par plot pour le tunnel étudié afin d'éviter ces phénomènes. Ainsi, on peut s'assurer que les redistributions de sollicitations en cas d'incendie ne sont pas de nature à créer des modifications dans le schéma statique d'où la vérification des exigences du degré d'analyse G0.

Un autre phénomène vient s'ajouter au niveau des matériaux qui est la réduction de leur résistance. Vu la grande conductivité thermique de l'acier et sa dilatation importante à chaud, on vise toujours, en béton armé, à avoir un enrobage suffisant en raison du comportement totalement différent du béton (faible conductivité thermique). Selon l'Eurocode 2 partie 1-2 [21], Pour un recouvrement d'armature de 25 mm par exemple, la température critique de l'armature (500°C) sera atteinte lors d'un incendie violent après 90 minutes environ, alors que pour un recouvrement de 35 mm elle ne sera atteinte qu'après 120 minutes.

Le ferrailage du revêtement du tunnel est déterminé avec un enrobage de 60 mm qui est presque le double de l'enrobage requis pour avoir une tenue au feu de 120 minutes : le niveau N1 est atteint.

VIII.13 Conclusion

Cette partie d'étude nous a permis de vérifier le niveau N0 avec un degré d'analyse G0, ainsi on a pu vérifier l'absence d'un risque d'effondrement en chaîne.

Puis la vérification du niveau supérieur (niveau N1) nous a permis de s'assurer que notre tunnel pourra résister pendant une durée de 120min, durée nécessaire à l'évacuation des usagers, avec un enrobage de 6cm adoptée lors du dimensionnement du tunnel en question.

CHAPITRE IX :
DISPOSITIONS DE SÉCURITÉ
DANS UN TUNNEL

IX.1. Introduction

Un évènement dans un tunnel peut avoir des conséquences graves en termes de vies humaines, d'environnement, de dommages matériels et d'interruption du trafic. Pour limiter ces conséquences, les tunnels sont pourvus d'équipements d'exploitation et de sécurité qui doivent permettre la détection d'évènements tels qu'un embouteillage (un véhicule immobilisé, un accident, un incendie ou une fuite de matières dangereuses), la communication avec les usagers ; la protection et le sauvetage des usagers, l'intervention efficace et rapide des services de secours, la protection de l'environnement, la limitation des dégâts matériels.

Ce chapitre expose les différents équipements d'exploitation de sécurité dans les tunnels pouvant être adopté afin d'assurer la protection des usagers lors d'incendie.

IX.2. Aménagements pour l'évacuation et la protection des usagers et l'accès des secours [22]

Les aménagements pour l'évacuation et la protection des usagers et l'accès des secours constituent un élément de sécurité essentiel. Dans les tunnels urbains ces aménagements seront prévus systématiquement et leurs accès sont disposés tous les 200 m environ ; une inter-distance plus faible sera retenue dans les tubes fréquemment congestionnés qui comportent plus de trois voies. Dans les tunnels non urbains, ces aménagements seront prévus à partir d'une longueur de 500 m et l'inter-distance sera de 400 m environ.

Pour les tunnels à faible trafic, il est recommandé de respecter les mêmes prescriptions ; des adaptations pourront toutefois être envisagées en fonction des difficultés de réalisation.

Le choix du type d'aménagement est fait par préférence décroissante selon l'ordre de principe suivant:

- ✓ Communications directes avec l'extérieur chaque fois qu'elles sont réalisables dans des conditions raisonnables ;
- ✓ Communications entre tubes, lorsqu'il y a deux tubes et que ces communications peuvent être réalisées par l'intermédiaire d'un sas ;
- ✓ Galerie de sécurité parallèle si elle est justifiée par ailleurs ;

- ✓ Abris avec cheminement d'accès protégé de l'incendie si aucune des solutions précédentes n'est retenue.

Les portes situées entre ces aménagements et le tunnel doivent rester fermées lorsqu'elles ne sont pas utilisées. Elles doivent pouvoir être ouvertes par tout usager qui aurait besoin de pénétrer dans les aménagements.

IX.2.1. Communications directes avec l'extérieur [22]

Pour les tunnels dont la chaussée est à moins de 15 m de la surface du sol, notamment les tranchées couvertes, les aménagements pour l'évacuation et la protection des usagers et l'accès des secours seront constitués par des communications directes avec l'extérieur.

Accessibles aux seuls piétons, ces communications devront avoir au minimum une largeur de 1,40 m et une hauteur de 2,20 m. Elles seront séparées du tunnel par un sas d'au moins 5 m² de surface au sol. Les portes dégageront au moins une largeur de 0,90 m et une hauteur de 2 m et s'ouvriront toutes dans le sens tunnel vers extérieur. Communications et sas devront permettre le passage d'un brancard de 0,70 m de largeur et 2,30 m de longueur. Les deux portes du sas pourront être ouvertes simultanément pour permettre le passage d'un brancard.

Les communications ne devront pas pouvoir être empruntées depuis l'extérieur par des personnes non autorisées.

IX.2.2. Aménagements en souterrain [22]

En l'absence de communications directes avec l'extérieur, les aménagements pour l'évacuation et la protection des usagers et l'accès des secours seront réalisés selon les dispositions suivantes :

a) Tunnels à deux tubes

Les communications entre tubes constituent une bonne solution pour l'évacuation des usagers à condition qu'une simple porte ne conduise pas à déboucher du tube où a lieu l'incident ou l'accident directement sur une voie de l'autre tube (qui peut encore être sous circulation). Aussi de telles communications seront réalisées chaque fois qu'il sera possible d'aménager un sas d'une surface d'au moins 15 m² entre les deux tubes. Si cela n'est pas

possible (par exemple tubes séparés par un simple voile en béton), il conviendra d'adopter une des solutions décrites ci-après pour les tunnels à un tube.

Les communications destinées aux piétons auront au moins une largeur de 1,80 m pour permettre également le passage des matériels incendie (notamment dévidoir) et une hauteur de 2,20 m. Les portes devront laisser une largeur de passage de 1,40 m et présenter une hauteur minimale de 2 m. Elles s'ouvriront dans le sens tunnel vers communication. Si la dénivellation entre les tubes ne rend pas possible le passage d'un dévidoir (présence d'un escalier), les communications entre tubes et leurs portes respecteront les dimensions minimales pour les communications directes avec l'extérieur. Les communications seront fermées en temps normal de façon à éviter le passage d'air et de fumées d'un tube à l'autre.

b) Tunnels à un tube

En présence d'un seul tube, il faut avoir recours soit à une galerie de sécurité, soit à des abris reliés à l'extérieur du tunnel par un cheminement protégé du feu.

Une galerie de sécurité parallèle au tunnel ne sera réalisée que si elle est justifiée pour des raisons techniques (galerie de reconnaissance par exemple). Les communications entre le tunnel et la galerie de sécurité seront en principe accessibles uniquement aux piétons. Chaque fois que possible, elles seront munies d'un sas.

Abris (antérieurement appelés refuges) seront construits afin d'offrir aux usagers un lieu sûr en attendant de pouvoir être évacués. Chaque abri offrira au moins une surface de 50 m², une largeur minimale de 4 m, une hauteur minimale de 2,20 m, et une hauteur moyenne de 2,50 m. L'entrée sera munie d'un sas.

Les abris devront être reliés à l'extérieur du tunnel par un cheminement protégé de l'incendie et destiné aux secours. Celui-ci devra en outre permettre d'évacuer les personnes réfugiées dans les abris. Celles-ci ne devront toutefois pas pouvoir l'emprunter sans être guidées par les services de secours ou d'exploitation.

Le cheminement n'aura pas lieu d'être aménagé comme une galerie de sécurité. Il devra dégager au minimum une hauteur de 1,50 m sur une largeur de 1,40 m, et une hauteur de 2 m sur une largeur de 0,90 m (située à l'intérieur de la largeur précédente de 1,40 m). Son plancher devra au moins supporter une charge répartie équivalente à 2,5 kPa sur toute sa surface. Cette condition ne préjuge pas d'autres exigences liées aux besoins de l'exploitation.

IX.2.3. Utilisation d'engins de secours motorisés adaptés [22]

Dans les tunnels de plus de 5000 m de longueur qui ne sont pas à faible trafic, la galerie de sécurité parallèle au tunnel ou les cheminements permettant d'accéder aux abris devront pouvoir être empruntés par les engins motorisés adaptés à leur géométrie.

IX.3. Aménagements destinés aux véhicules de secours [22]

Les aménagements destinés aux véhicules de secours doivent pouvoir être utilisés par un fourgon-pompe-tonne présentant une longueur de 8 m, une largeur de 2,50 m et un diamètre de braquage entre murs de 19 m.

IX.3.1. Aménagements en tunnel

Dans les tunnels de plus de 1000 m de longueur, il convient de permettre tous les 800 m environ le passage des véhicules de secours d'un tube à l'autre s'il y a deux tubes et que cette disposition est possible, ou leur retournement dans les autres cas.

Dans les tunnels à deux tubes où des galeries de communications entre tubes sont prévues, ceci sera réalisé en rendant certaines des communications accessibles aux véhicules de secours.

Les galeries accessibles aux véhicules de secours devront avoir au minimum une largeur de 5 m entre piédroits. Elles présenteront au minimum une largeur roulable de 3,50 m et une hauteur de 3,50 m sur cette largeur. Leur pente ne dépassera pas 15 %. Elles seront équipées de portes dégageant au minimum une largeur de 3,50 m et une hauteur de 3,50 m. La géométrie des extrémités des galeries et des portes devront permettre le passage du véhicule de secours décrit ci-dessus sans marche arrière. Des portes de dimensions plus réduites, dégageant une largeur de 0,90 m et une hauteur de 2 m, seront en outre prévues pour le passage des piétons. Les portes seront fermées en temps normal de façon à éviter le passage d'air et de fumées d'un tube à l'autre.

Si des galeries de communications entre tubes n'ont pas été prévues, des communications seront réalisées à l'usage exclusif des véhicules de secours (dans le cas général des tranchées couvertes comportant des communications directes avec l'extérieur, il

s'agit alors de simples portes aménagées dans le piédroit central). Celles-ci ne pourront être ouvertes que par les services de secours ou d'exploitation.

Les dispositions précédentes ne s'appliquent pas si les deux tubes sont superposés ou à des niveaux très différents.

Dans les tunnels comportant un seul tube, ou deux tubes sans possibilité de communication pour les véhicules, le retournement des véhicules de secours sera assuré avec une marche arrière au maximum sous une hauteur de 3,50 m. Ceci peut être obtenu en réalisant des galeries de retournement dont les dimensions dépendent de la largeur roulable dans le tunnel et de la présence éventuelle d'un élargissement à cet endroit.

IX.3.2. Aménagements aux têtes [22]

Il sera prévu à l'extérieur à proximité des têtes, sur la droite de la ou des voies entrantes, et en dehors des voies de circulation, un emplacement de 12 m de longueur sur 3 m de largeur pour le stationnement d'un véhicule des services de secours.

En outre, pour tous les tunnels à deux tubes, un aménagement permettant aux véhicules de secours de passer d'une chaussée à l'autre sera prévu à l'extérieur à proximité de chaque tête.

Pour les tunnels à un tube, des possibilités de retournement des véhicules de secours seront prévues à l'extérieur à proximité des têtes.

Si les dispositions ci-dessus ne sont pas envisageables à proximité immédiate des têtes, elles seront reportées dans une zone aussi proche que possible.

IX.4. Niches de sécurité [22]

Les niches de sécurité sont destinées à recevoir divers équipements de sécurité, notamment les postes d'appel d'urgence et les extincteurs. Il est vivement recommandé de les munir de portes permettant de limiter le niveau de bruit à l'intérieur et de protéger les équipements de la salissure. Même dans le cas où elles sont munies de portes et mises en légère surpression, les niches ne sont pas destinées à protéger des usagers des effets d'un

incendie. Toutes dispositions seront prises pour éviter que les usagers puissent se méprendre sur ce point.

Des niches de sécurité doivent être prévues tous les 200 m environ à l'intérieur du tunnel, ainsi qu'à proximité de chaque extrémité. Ces dernières seront de préférence placées à l'extérieur du tunnel. S'il existe des garages, une niche devra être prévue dans chacun, ou à proximité immédiate en cas d'impossibilité.

Les niches sont implantées sur le côté droit de chaque sens de circulation :

- ✓ D'un seul côté si le trafic est unidirectionnel ;
- ✓ Des deux côtés et face-à-face si le trafic est bidirectionnel.

Afin qu'un usager puisse utiliser sans difficulté le poste d'appel d'urgence et les extincteurs mis à sa disposition dans les niches, celles-ci devront avoir les dimensions minimales suivantes :

- ✓ Largeur : 1,5 m ;
- ✓ Profondeur : 1 m ;
- ✓ Hauteur : 2 m sur toute la surface.

Ces dimensions seront éventuellement à adapter en fonction des autres matériels de secours à installer et des circonstances particulières. Notamment si des appareils d'incendie (bouche ou poteau) sont installés, on devra respecter les dispositions relatives au volume de dégagement prescrit.

Sauf impossibilité, les niches ne devront pas être en saillie par rapport à l'alignement des piédroits. Si exceptionnellement elles sont en saillie, un dispositif particulier, destiné à protéger les automobilistes et les utilisateurs de la niche en cas de choc, devra être mis en place.

Si les niches de sécurité sont munies de portes, l'ouverture de celles-ci ne devra pas engager le gabarit latéral de circulation des véhicules qui comprend la bande d'arrêt d'urgence, si elle existe.

Les niches de sécurité sont distinctes des aménagements pour l'évacuation et la protection des usagers et l'accès ce qui n'exclut pas qu'elles soient situées à proximité de ceux-

ci. Eventuellement les équipements de la niche de sécurité peuvent être installés avant les portes d'accès à ces aménagements.

Les appareils d'incendie sont placés de préférence dans des niches distinctes des niches de sécurité. Cette disposition est obligatoire dans le cas où ces dernières sont munies de portes.

De préférence les niches et leur équipement ne devront pas faire saillie par rapport à l'alignement des piédroits. Si exceptionnellement ils sont en saillie, un dispositif particulier destiné à protéger les automobilistes en cas de choc devra être mis en place ; en outre, les largeurs minimales de passage sur le trottoir devront être maintenues au droit de la niche. Les niches incendie ne sont disposées que d'un seul côté.

IX.5. Ventilation dans les tunnels [23]

La ventilation en tunnel a pour objectif, en situation normale d'exploitation, de maintenir la qualité de l'air au niveau requis. En cas d'incendie, elle a pour rôle de mettre les usagers à l'abri des fumées pour qu'ils puissent évacuer le tunnel et, dans un second temps, de permettre l'intervention des services de secours et de lutte contre l'incendie. La ventilation d'un tunnel constitue un système complexe, car il est dépendant du comportement aéraulique de l'ouvrage. Un tunnel est un tout, et tous ses éléments peuvent avoir une incidence sur les choix en matière de ventilation. En particulier, la longueur, le type de trafic, la façon dont est assurée l'exploitation ont une influence déterminante.

D'un point de vue aéraulique, un tunnel se distingue d'un bâtiment essentiellement du fait de l'existence de courants d'air longitudinaux et parce que les débits de renouvellement d'air y sont très grands, de l'ordre de la centaine de mètres cubes d'air par seconde, soit 10 à 100 fois plus que dans la plupart des locaux à usage d'habitation ou industriel.

IX.5.1. Les types de ventilation en tunnel

Certains tunnels ne nécessitent pas de ventilation mécanique (on parle alors de ventilation naturelle). Il s'agit de tunnels courts ou à faible trafic. Quand une ventilation mécanique est nécessaire, plusieurs choix sont possibles.

En situation normale d'exploitation, la méthode retenue pour faire baisser les niveaux de pollution dans un tunnel ventilé est la dilution des polluants. La terminologie traditionnelle distingue deux systèmes de ventilation, basés sur l'usage de la ventilation en situation d'exploitation normale (dans les deux cas celle-ci procède par dilution) :

- ✓ Le système longitudinal, pour lequel des ventilateurs (généralement appelés accélérateurs ou ventilateurs de jet) poussent la masse d'air du tunnel, sans apport d'air frais ni sortie d'air vicié autrement que par les têtes ;
- ✓ Le système transversal, pour lequel on injecte et/ou extrait de l'air à intervalles réguliers dans le tunnel au moyen de gaines de ventilation ; selon les cas, on parlera de système transversal pur (le débit extrait est égal au débit insufflé), de système semi-transversal (il n'y a pas d'extraction d'air vicié) ou de système transversal partiel (le débit d'extraction est plus faible que le débit d'insufflation).

Ces systèmes de ventilation sont schématisés sur la figure IX.1.

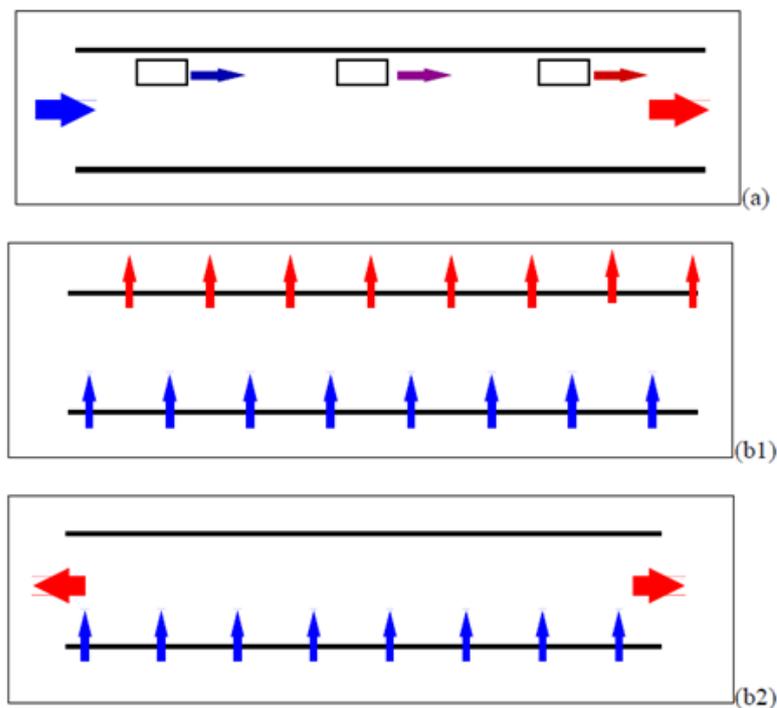


Figure IX.1 : schéma des différents systèmes de ventilation en situation normale d'exploitation ; les flèches représentent le mouvement de l'air (air frais en bleu, air vicié en rouge) ; (a) : système longitudinal ; (b) système transversal : (b1) transversal pur ou partiel ; (b2) : semi-transversal.

En cas d'incendie, le but de la ventilation est dans un premier temps de protéger les usagers des fumées pour qu'ils puissent évacuer le tunnel, et dans un second temps de permettre aux services de secours et de lutte contre l'incendie d'intervenir. Pour ce faire, la stratégie est :

- ✓ De pousser les fumées vers une zone où il n'y a pas d'usagers ;
- ✓ De maintenir autant que faire se peut la stratification des fumées et d'extraire celles-ci en plafond ; il est nécessaire dans ce cas que la vitesse longitudinale de l'air soit faible au droit de l'incendie (on parle de contrôle du courant d'air).

Le système longitudinal se prête bien à la première stratégie. Dans un certain nombre de cas, si une stratégie de désenfumage longitudinal est adoptée, il est nécessaire de prévoir des extractions massives de fumée. Par ailleurs, par le jeu des insufflations et extractions d'air, on peut piloter un tunnel ventilé transversalement de manière à appliquer la stratégie longitudinale. La seconde stratégie nécessite un système transversal. Ces points sont résumés sur la figure IX.2. Pour assurer le contrôle du courant d'air dans la seconde stratégie, on joue en général sur les débits d'insufflation et d'extraction des différents cantons¹. Dans certains cas, il peut être nécessaire de mettre en place des ventilateurs spécifiques pour assurer le contrôle du courant d'air. Il est à noter que cette seconde stratégie n'est pas adaptée aux tunnels de gabarit inférieur à 2,70 m.

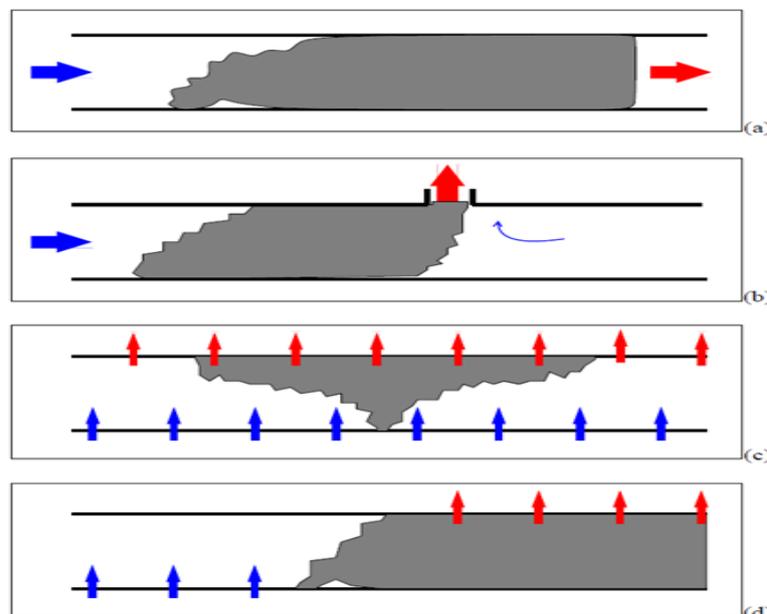


Figure IX.2 : emploi de la ventilation en cas d'incendie : (a) ventilation longitudinale ; (b) ventilation longitudinale avec extraction massive ; (c) ventilation transversale ; (d) ventilation transversale employée en stratégie longitudinale.

Dans certains cas où le tunnel est équipé de ventilation longitudinale (et donc n'a pas de gaine d'extraction d'air vicié) mais où il y a un risque que la stratégie consistant à pousser les fumées dans une direction mette en danger des usagers (cas des tunnels bidirectionnels ou unidirectionnels congestionnés), on s'efforce dans un premier temps de limiter le courant d'air longitudinal afin de favoriser la stratification des fumées et de permettre aux usagers d'évacuer.

Dans un second temps, pour l'intervention des services de secours et de lutte contre l'incendie, on applique la stratégie qui consiste à pousser les fumées dans une direction.

On adopte la terminologie suivante :

- ✓ Système longitudinal : système de ventilation dans lequel on pousse l'air longitudinalement dans le tunnel ;
- ✓ Système semi-transversal : système de ventilation comportant un réseau de soufflage permettant de distribuer de l'air frais sur toute la longueur de l'ouvrage ; ce système est en principe exclu car il n'offre aucune possibilité d'extraction ;
- ✓ Système semi-transversal réversible : système semi-transversal dans lequel le réseau de soufflage peut, en tout ou partie, être transformé en réseau d'extraction pour le désenfumage par inversion du sens d'écoulement de l'air dans les conduits de ventilation ;
- ✓ Système transversal : système de ventilation comportant à la fois un réseau d'insufflation d'air frais et un réseau d'extraction d'air vicié ou des fumées d'incendie, que ce réseau soit utilisé en exploitation normale ou pas.

Les contraintes qui déterminent le choix du système de ventilation sont les impératifs de sécurité incendie et les besoins d'air frais pour la dilution des polluants en tunnel. Dans certains cas, l'impact environnemental des rejets d'air à l'extérieur du tunnel et la vitesse maximale acceptable pour le courant d'air peuvent influencer sur le choix. Pour la sécurité incendie, les longueurs maximales admissibles avec un système de ventilation donné sont fixées par l'instruction technique annexée à la circulaire 2000-63, mais plusieurs systèmes sont souvent possibles.

La ventilation longitudinale, plus simple, est en général bien adaptée aux tunnels unidirectionnels sans congestion récurrente. La ventilation transversale est utilisée en général pour les tunnels bidirectionnels ou unidirectionnels avec congestion récurrente. Dans le cas

d'un tunnel conçu avec la construction différée d'un second tube (phasage), cela peut conduire à des choix différents dans le premier et le second tube.

Enfin, l'instruction technique prévoit que les prescriptions qu'elle formule pourront ne pas être toujours appliquées de façon stricte s'il est démontré que les dispositions proposées assurent un niveau de sécurité au moins équivalent.

IX.5.2. Importance de la ventilation dans la conception d'un tunnel [23]

IX.5.2.1. Encombrement des équipements de ventilation

Selon le système de ventilation, mais aussi le type d'ouvrage (géométrie voûtée ou rectangulaire), les contraintes d'installation des équipements de ventilation sont différentes. Cela peut impliquer des travaux de génie civil importants, qui peuvent avoir une grande incidence sur le coût d'un tunnel.

IX.5.2.2. Ventilation longitudinale d'un tunnel voûté

En ventilation longitudinale, le courant d'air est en général créé par des accélérateurs. Quand le tunnel est voûté, la meilleure implantation des ventilateurs est en sous-face de la voûte et ne nécessite généralement pas de sur-excavation (voir figure IX.3). Dans le cas où une extraction massive est nécessaire, il faut prévoir l'implantation d'une station de ventilation (très grossièrement, entre 1 000 et 5 000 m³) à localiser à proximité du point d'extraction. Cette station doit être reliée à l'extérieur pour permettre la sortie des fumées en cas d'incendie. Cela peut conduire, le cas échéant, à construire des puits ou des galeries de transit pour le passage de l'air.

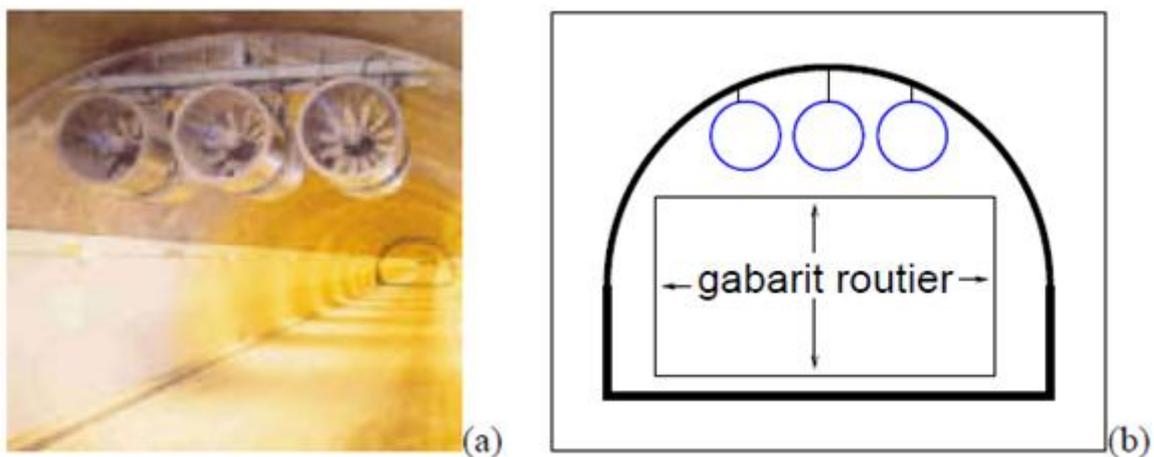


Figure IX.3 : implantation de ventilateurs en voûte de tunnel

IX.5.2.3. Ventilation transversale d'un tunnel voûté

Pour la ventilation transversale d'un tunnel voûté, il est généralement nécessaire d'implanter des gaines de ventilation pour le soufflage d'air frais et pour l'extraction d'air vicié ou de fumées. Dans la plupart des cas, les gaines sont implantées à l'intérieur du tube principal. Si la section du tube est en fer à cheval, on fait en général passer les gaines en plafond (figure IX.4 (a) et (b)). En cas d'incendie, selon les caractéristiques du tunnel, il peut être nécessaire d'insuffler de l'air frais en bas de la section. On aménage alors des carneaux d'amenée d'air frais depuis les gaines jusqu'au niveau de la chaussée. Si la section du tube est circulaire, on fait en général passer l'air frais sous la chaussée et l'air vicié ou les fumées en plafond (figure IX.4(c)). Selon la largeur du tunnel, on peut être amené à insuffler de l'air frais des deux côtés de la chaussée.

On cherche, dans la mesure du possible, à permettre une circulation piétonne dans les gaines pour faciliter l'exploitation de l'ouvrage. L'encombrement des stations de ventilation peut être du même ordre que les stations d'extraction massive en ventilation longitudinale. En fonction des contraintes d'implantation, on peut mettre en place ou bien de nombreuses petites stations (qui permettent des gaines de faible section) ou bien un nombre plus faible de grosses stations (qui nécessitent des gaines de section importante). Les stations de ventilation peuvent être souterraines ou construites à l'air libre.

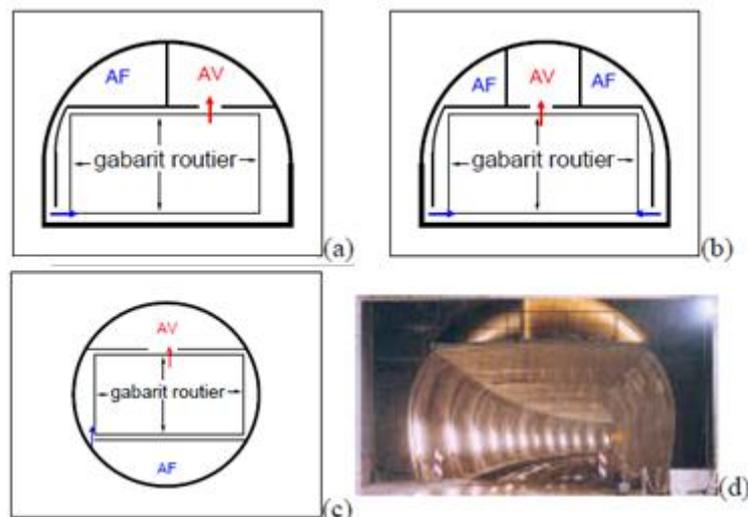


Figure IX.4 : exemple de configurations de gaines de ventilation en tunnel voûté : AV est mis pour la gaine d'air vicié et AF pour la gaine d'air frais

IX.5.3. Équipements de ventilation [16]

IX.5.3.1. Ventilateurs d'extraction et accélérateurs

Les prescriptions de l'instruction technique sont résumées dans le tableau ci - après, et assorties de commentaires.

Les températures exigées sont nettement plus faibles que celles exigées pour les structures. Cela tient d'une part au fait qu'il est impossible de trouver des équipements électromécaniques résistant à de telles températures, d'autre part du fait que les températures hors de flammes sont nettement plus basses que dans les flammes, et enfin de la baisse d'efficacité des ventilateurs dans l'air chaud (qui fait qu'à 400°C, le débit massique brassé par un ventilateur n'est plus que de 40% environ du débit massique brassé à 20°C).

Les ventilateurs ont en général des protections thermiques pour éviter les surchauffes en fonctionnement normal. Il est nécessaire de pouvoir désactiver ces systèmes en cas d'incendie.

Tableau IX.1 : les températures exigées sur les ventilateurs

	Gabarit autorisé > 3,50 m		Gabarit autorisé <3,50 m
	Tunnel interdit aux TMD	Tunnel autorisé aux TMD	
1. Ventilation longitudinale			
✓ avec prise en compte forfaitaire de la perte des accélérateurs	200 °C 2h	400 °C 2h (*)	1h (**)
✓ avec prise en compte par le calcul de la perte des accélérateurs	(***)	(***)	(***)
✓ stations d'extraction massive	200 °C 2h	400 °C 2h (*)	1h (**)
2. ventilation transversale			
✓ cas général	200 °C 2h	400 °C 2h (*)	1h (**)
✓ cas où des trappes de désenfumages sont proches des ventilateurs	400 °C 2h (*)	400 °C 2h (*)	1h (**)
✓ cas de ventilateurs individuels dans chaque bouche	400 °C 2h (*)	400 °C 2h (*)	1h (**)

* En l'absence de matériels satisfaisant cette exigence, on peut retenir une résistance à 400 °C 1h.

** Température à adapter en fonction de la puissance de l'incendie de dimensionnement et des caractéristiques du tunnel; on peut en général retenir 200°C.

*** Il n'y a dans ce cas aucune exigence particulière dans l'instruction technique; on peut cependant recommander de retenir au minimum 200°C 2h.

IX.5.3.2. Trappes de désenfumage et registres

Le fonctionnement des trappes de désenfumage en ventilation transversale et le cas échéant en ventilation longitudinale avec extractions massives doit permettre:

- ✓ Pendant une durée de 15 minutes, l'ouverture pour une température de 400°C dans le tunnel et de 20°C en gaine;
- ✓ Pendant une durée d'une heure:
 - ❖ L'ouverture et la fermeture pour une température de 200°C dans le tunnel et dans la gaine,
 - ❖ L'ouverture à une température de 400°C dans le tunnel et 200°C dans la gaine.

Une fois encore, c'est le système qui doit pouvoir assurer sa fonction. Les éléments à analyser sont donc la dilatation des éléments de trappes, la motorisation, l'alimentation électrique, les circuits de commande,... Il n'existe pas de procédure normalisée pour tester des trappes. Un exemple de cahier des charges pour réaliser un tel test est donné en annexe G.

Le niveau de résistance au feu des registres (on appelle registres les mécanismes dont les fonctions sont similaires à celles des trappes mais placés dans les conduits de ventilation) situés à proximité immédiate des ventilateurs n'est pas prescrit explicitement par l'instruction technique. Par cohérence, on choisira des exigences permettant l'utilisation des ventilateurs dans leurs conditions extrêmes de résistance, afin de permettre des basculements de ventilateurs en cas de défaillance de l'un d'eux.

Les transparences aérauliques doivent pouvoir fonctionner à l'ouverture pendant 1 heure à 400°C dans le tunnel. Du fait de la grande taille de ces transparences aérauliques (de l'ordre de 100 m²), des essais sont impossibles, et ce point est à justifier élément par élément et par le calcul (en particulier pour la dilatation).

IX.6. Conclusion

Le niveau de sécurité nécessaire peut être atteint en prévenant tout d'abord tout évènement critique susceptible de mettre des vies humaines, l'environnement et les équipements des tunnels en péril.

Il faut ensuite, lors d'un accident, d'un incendie, d'une fuite de matières dangereuses, garantir aux usagers les conditions indispensables pour assurer leur sauvetage et leurs possibilités d'intervention immédiate sur les lieux de l'accident.

On veillera ensuite à assurer une intervention efficace et rapide des services de secours, pour protéger l'environnement et limiter les dégâts matériels.

La perception claire et univoque des dispositifs de sécurité par l'utilisateur est un élément important. La présente directive assure la cohérence et l'uniformisation de la signalisation sur tout le réseau des routes nationales.

CONCLUSION GENERALE

Le tracé de l'autoroute Est-Ouest a nécessité la construction de plusieurs ouvrages d'arts. La présence du mont Zbarbar en travers du tracé sur le tronçon Larbaatache-Lakhdaria a imposé le passage en souterrain. Ce dernier est composé de deux tubes, dont un a fait l'objet de notre présente étude.

Pour la sécurité en tunnel, le principal but de la réaction au feu est d'éviter que l'incendie ne s'étende en dehors des zones déjà rendues dangereuses par la combustion des véhicules. Les objectifs d'une résistance au feu suffisante sont de permettre l'auto-évacuation des usagers, l'intervention des services de secours selon un niveau de risque acceptable et la tenue de l'ouvrage pour assurer la sécurité des ouvrages environnants.

Le but de ce travail a été la modélisation de deux sections du tunnel, la première se trouvant à l'entrée Est du tunnel avec une couverture de 30 mètres et la deuxième en son milieu avec une hauteur du terrain mort de 170 mètres. Ainsi la justification de la résistance au feu du tunnel tout en respectant la méthodologie donnée par les règlements renforcé par des équipements nécessaires.

Les deux sections ont une constitution géologique et une dureté de roches différentes, vu la longueur importante du tunnel qui est de l'ordre de 1750 mètres, d'où le recours aux différentes techniques de creusement. Ce dernier est effectué en sections divisées (3 gradins) pour la section Est et en demi section pour la section médiane.

Après avoir calculé les charges actives agissantes sur le tunnel, on a procédé à la vérification du soutènement en modélisant la structure « béton projeté-cintres » en utilisant le logiciel « robot structural analysis ».

A partir delà, on a pu conclure qu'un soutènement provisoire avec une épaisseur de béton projeté de 30 cm et des cintres HEB220 espacés de 0,5 mètre pour la section Est et de 1,5 mètre pour la section médiane pourra résister aux charges appliquées avec des déformations acceptables.

Ce même logiciel a été utilisé pour la détermination du ferrailage nécessaire pour le revêtement définitif en prenant en compte les différentes combinaisons de charges.

Ce Projet de Fin d'Etudes nous a permis de connaître les différentes étapes de réalisation d'un tunnel et les différents problèmes que l'on peut rencontrer. Ces derniers exigent une connaissance étendue dans le domaine de la géologie, l'hydrogéologie, la

mécanique des sols, la mécanique des roches, la résistance de matériaux ainsi que le domaine du béton.

On a traité en deuxième partie de ce travail la tenue au feu du tunnel ainsi les dispositifs des sécurités nécessaires à la protection des usagés en cas d'incendie.

On a pu vérifier l'absence d'un risque d'effondrement en chaîne en assurant le niveau N0 avec un degré d'analyse G0.

Puis une vérification du niveau supérieur (niveau N1) nous a permis de s'assurer que notre tunnel pourra résister pendant une durée de 120min, durée nécessaire à l'évacuation des usagers, avec un enrobage de 6cm adoptée lors du dimensionnement du tunnel en question.

Cette tâche présenta pas mal de difficultés dans la collecte des informations, le manque d'une réglementation dans le domaine du comportement au feu des tunnels, le manque d'un logiciel adéquat pour modéliser une structure exposée au feu ainsi que l'insuffisance de la durée.

BIBLIOGRAPHIE

- [1] **A. BOUVERD, G.COLOMBERT, F.ESTEUILLE** « ouvrages souterrains Conception-Réalisation-Entretien ».
- [2] **Groupement CITIC-CRCC** « Calcul du soutènement section M3 ».
- [3] **Groupement CITIC-CRCC** « Plans de coffrage du revêtement du tunnel ».
- [4] **Groupement CITIC-CRCC** « Rapport géologique et géotechnique du tunnel ».
- [5] **CTEU** « Dossier pilote des tunnels : section 4 ».
- [6] **François. MARTIN, Adrien. SAÏTTA** « Cours de travaux souterrains et de mécanique des roches ».
- [7] **Karoly SZECHY** « traité de construction des tunnels ».
- [8] **Pierre GESTA** « travaux souterrains – techniques de l'ingénieur ».
- [9] **S.BELKACEMI note de cours** « Mécanique Des Sols » ENP.ALGER 2011.
- [10] **Evert HOOK** « Pratical Rock Engineering ».
- [11] **C.CHERCHALI note de cours** «TUNNEL Calcul Soutènement Provisoire Tome I».OPU(1993).
- [12] **Manfred A.HIRT, Rolt.BEZ** « Construction métallique: notions fondamentales de dimensionnement ».
- [13] **R.BOUTEMEUR note de cours** « Béton Armé et Béton Précontraint » ENP. Alger 2011
- [14] **Recommandations AFTES** « géométrie, béton, coffrage et bétonnage des revêtements des tunnels ».
- [15] **RPOA 2008** « Règlements parasismique applicables aux domaines des ouvrages d'art ».
- [16] **CETU**« comportement au feu des tunnels routiers : guide méthodologique».
- [17] **André SCHWENZFEIER CETU** « Note: tunnel sous la manche ».
- [18] **Association Européenne du Ciment** «Améliorer la sécurité incendie dans les tunnels»
- [19] **Jean-Paul COINDET, Denis VERRIER** « La sécurité dans les tunnels routiers en Île-de- France »
- [20] **CETU : note d'information** « le cadre réglementaire de la sécurité des tunnels routiers »

REFERENCES

[21] **EUROCODE 2 partie 1-2** « calcul des structures en béton armé : calcul du comportement au feu ».

[22] **BULLETIN OFFICIEL DU MINISTERE DE L'ÉQUIPEMENT N° 2000-6 du 01 09 2000 - Fascicule spécial** – « dispositions de génie civil »

[23] **CTEU** « Dossier pilote des tunnels : équipement : ventilation ».

Sites internet

[24] <http://www.algerie-monde.com/projets-algerie/projet-construction-autoroute-est-ouest.html>

[25] http://www.asco-travauxpublics.org/IMG/pdf/Les_differeents_boucliers_cle593dbe.pdf

[26] <http://www.outilscteu.fr/didactu/tunnel/realisation/presout%20et%20sout%20front/vote-parapluie.html>

[27] <http://www.solem.ch/Tunnel/didacticiel/creusement/traitementproblemes/gonflement.html>

Logiciels

[28] **AutoCad 2010**.

[29] **ROBOT** « Structural Analysis Professional ».

ANNEXES

ANNEXE A :
CLASSIFICATION DE BIENIAŃSKI

A.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'emploi, donc économiques.

Il existe de nombreuses méthodes de classification se basant 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 la différence d'une méthode à l'autre. Parmi ces méthodes, les plus couramment utilisées sont celles de BIENIAWSKI, de BARTON, de la classification de l'AFTES et aux États-Unis celle de TERZAGHI.

On citera dans cette annexe la méthode adoptée pour notre ouvrage qu'est celle de BIENIAWSKI.

A.2. Les paramètres de classification

BIENIAWSKI du South African Council Scientific and Industrial Research (CSIR), en 1973, proposa une classification, en vue d'y creuser une galerie souterraine, combinant certains paramètres de classification qui sont :

- ✓ La résistance à la compression simple ou essai Franklin (pour les roches dures) ;
- ✓ Le R.Q.D pour caractériser la qualité du rocher. Il fut proposé par D.DEERE en 1964 et est déterminé à partir des observations faites sur les échantillons prélevés dans un sondage carotté.

$$\text{R. Q. D} = \frac{100 \times \text{longueur totale des morceaux} > 10\text{cm}}{\text{longueur de la passe de carottage}}$$

- ✓ L'espacement des joints. Le terme joint comprend tous les types de discontinuités (stratification, schistosité, fractures, diaclases) ;
- ✓ La nature des joints ;
- ✓ Les venues d'eau.

Chaque paramètre reçoit une note (voir tableau) pour aboutir par addition à une note globale caractérisant la qualité du rocher.

Tableau A.1: paramètres de classification des roches et leurs notations

paramètres		coefficients							
1	Résistance de la roche	Indice Franklin	>8 MPa	4-8 MPa	2-4 MPa	1-2 MPa	Indice Franklin non utilisable		
		Résistance à la compression	>200 MPa	100-200 MPa	50-100 MPa	25-50 MPa	10-25 MPa	3-10 MPa	1-3 MPa
	note	15	12	7	4	2	1	0	
2	R.Q.D		90-100	75-90	50-75	25-50	<25		
	Note		20	17	13	8	3		
3	Espacement des joints		>3m	1-3 m	0.3-1 m	50-300 mm	<50mm		
	Note		30	25	20	10	5		
4	Nature des joints		surface très rugueuse et non continues Epontes en contact Epontes non altérées	surface légèrement rugueuse Epaisseur < 1mm Epontes non altérées	surface légèrement rugueuse Epaisseur < 1mm Epontes altérées	Surfaces lustrées ou remplissage <5mm ou joint ouvert à 5mm Joints continus	Remplissage mou >5mm ou joints ouverts > 5mm Joints continus		
	Note		25	20	12	6	0		
5	Venues d'eau	Débit sur 10m	Aucune venue d'eau	<25l/min	25-125 l/min	>25 l/min			
		Pression d'eau contrainte principale	0	0.0-0.2	0.2-0.5	>0.5			
	hydrogéologie	Complètement sec	Suintements (eau interstitielle)	Pression d'eau modérée	Problèmes sérieux de venues d'eau				
	note		10	7	4	0			

Cette appréciation générale reçoit une note pour aboutir par addition à une note globale caractérisant la qualité du rocher.

Tableau A.2 : note d'ajustement pour l'orientation des joints

Direction perpendiculaire à l'axe du tunnel				Direction parallèle à l'axe du tunnel		Pendage 20°
Creusement du tunnel dans le sens du pendage		Creusement du tunnel dans le sens inverse du pendage		Pendage 45-90°	Pendage 20-45°	
Pendage 45-90°	Pendage 20-45°	Pendage 45-90°	Pendage 20-45°			
Très favorable	Favorable	Moyen	Défavorable	Très défavorable	Moyen	Défavorable

Orientation des joints	Très défavorable	Favorable	Moyen	Défavorable	Très défavorable
Note	0	-2	-5	-10	-12

A.3. Détermination du Rock Mass Ratio (RMR) et de la classe de la roche

Après addition des notes obtenues pour les cinq paramètres principaux, on utilise le tableau () pour connaître :

- ✓ La classe du rocher (de très bon à très médiocre) ;
- ✓ Le temps pendant lequel une excavation est stable sans soutènement.

Tableau A.3 : classe de rocher suivant la classification de Z.BIENIAWSKI

Note globale	100 - 81	80 - 61	60 - 41	40 - 21	<20
Classe de rocher et description	1 Très bon rocher	2 Bon rocher	3 Rocher moyen	4 Rocher médiocre	5 Roche très médiocre
Temps de tenue moyen	10 ans pour 5m de portée	6 mois pour 4m de portée	1 semaine pour 3m de portée	5 heures pour 1.5 m de portée	10 mn pour 0.5m de portée

Pour chaque classe de rocher, Z.BIENIAWSKI propose également des recommandations sur le soutènement à mettre en place (tableau)

Tableau A.4 : recommandations d'avant-projet sommaire du soutènement

Classe de la roche	Type de soutènement						
	Boulons d'ancrage		Béton projeté			Cintres métalliques	
	Espacements	Complément d'ancrage	Voûte	piédroits	Complément de soutènement	Type	Espacements
1	Généralement pas nécessaire						
2	1.5-2 m	Occasionnellement treillis soudé en voute	0 mm	néant	néant	Non rentable	
3	1-1.5 m	Treillis soudé + 30 mm de béton projeté en voute si nécessaire	100 mm	50 mm	Occasionnellement treillis et boulons si nécessaire	Cintres légers	1.5-2 m
4	0.5-1 m	Treillis soudé + 30-50 mm de béton projeté en voute et en piédroits	150 mm	100 mm	Treillis soudé et boulons de 1.5 à 3 m d'espacement	Cintres moyens + 50 mm de béton projeté	0.7-1.5 m
5	Non recommandé		200 mm	150 mm	Treillis soudé, boulons et cintre légers	Immédiatement 80 mm de béton projeté puis cintres lourds à l'avancement	0.7 m

A.4. Conclusion

L'avantage principal de ces méthodes est d'obliger et le projeteur à recenser et quantifier tous les paramètres géotechniques qui peuvent influencer sur l'équilibre de l'ouvrage souterrain.

La méthode de Z.BIENIAWSKI combine ces différents paramètres pour aboutir à un coefficient unique qui classe le rocher (R.M.R). Ce coefficient doit être utilisé avec beaucoup de prudence car il ne peut pas rendre compte, à lui tout seul, de la diversité des caractéristiques du rocher. Il peut masquer une caractéristique prédominante pour le dimensionnement de l'ouvrage.

ANNEXE B :
DIAGRAMMES DES EFFORTS
INTERNES DU REVÊTEMENT
DÉFINITIF

B.1 Diagrammes de déformation et des efforts internes de la section médiane

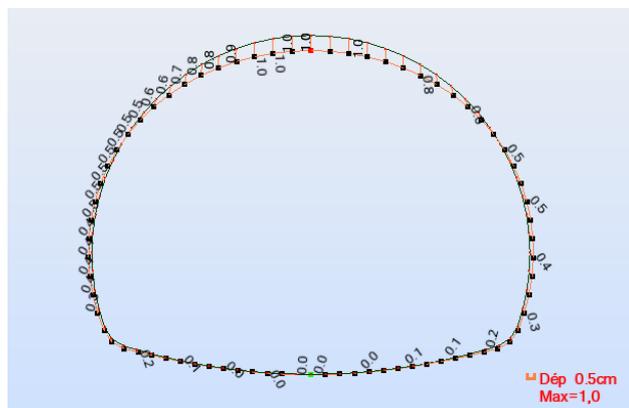


Figure B.1 : diagramme de déformation sous la combinaison cas 1

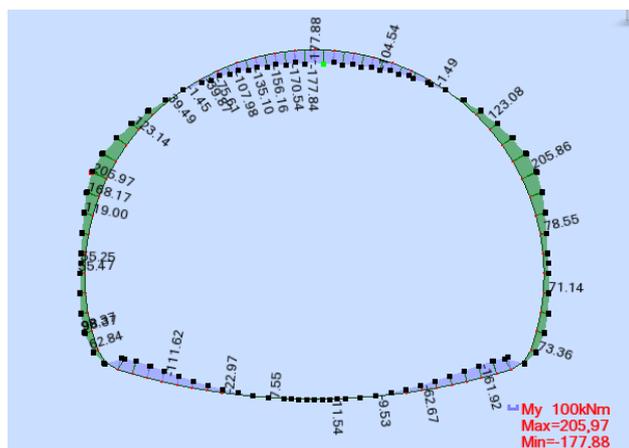


Figure B.2: diagramme des moments sous la combinaison cas 1

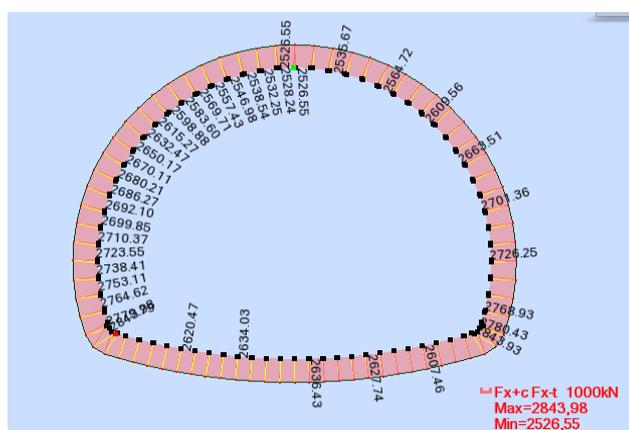


Figure B.3 : diagramme des efforts normaux sous la combinaison cas 1

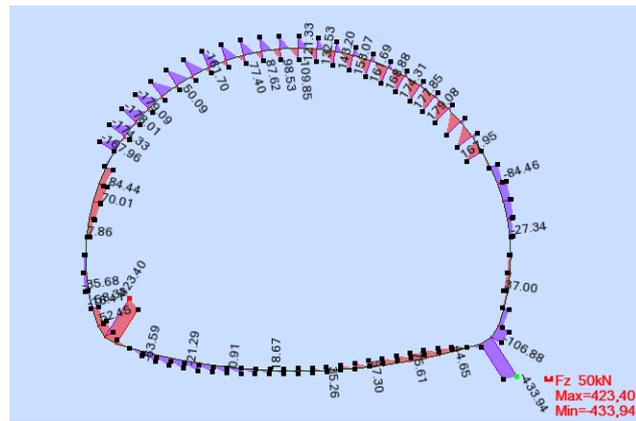


Figure B.4: Diagramme des efforts tranchants sous la combinaison cas 1

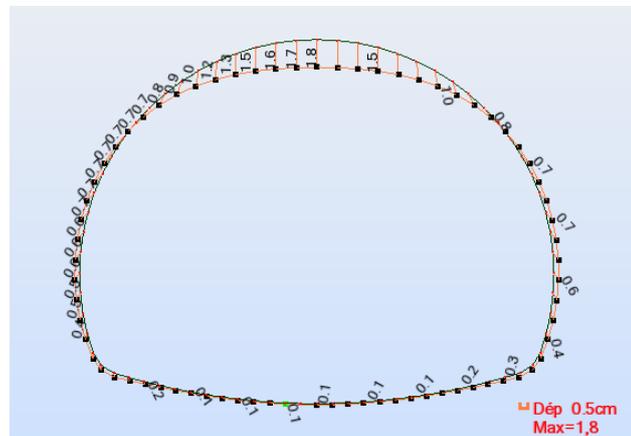


Figure B.5 : diagramme de déformation sou la combinaison cas 2

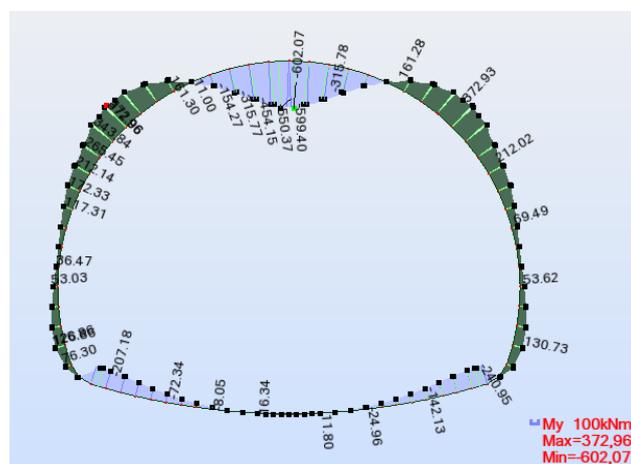


Figure B.6: diagramme des moments sous la combinaison cas 2

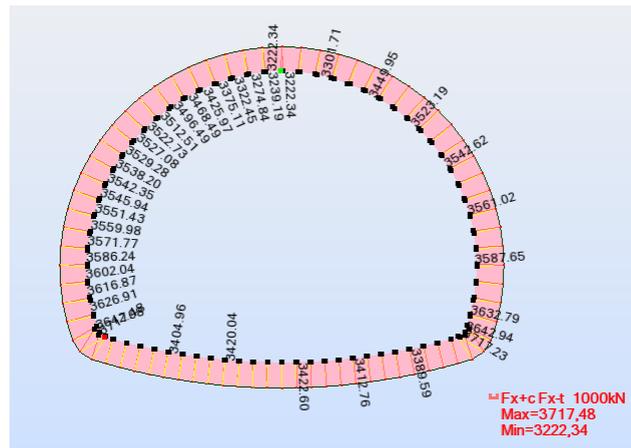


Figure B.7: diagramme des efforts normaux sous la combinaison cas 2

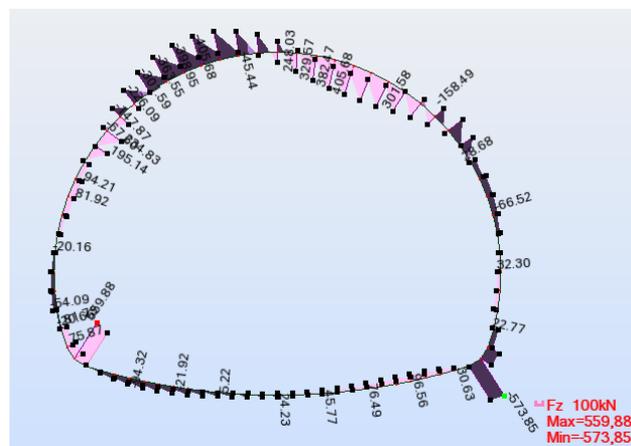


Figure B.8: diagramme des efforts tranchants sous la combinaison cas 2

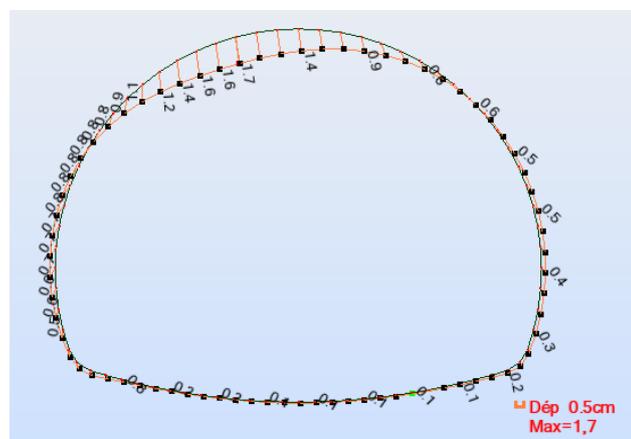


Figure B.9 : déformation du revêtement sous la combinaison cas 3

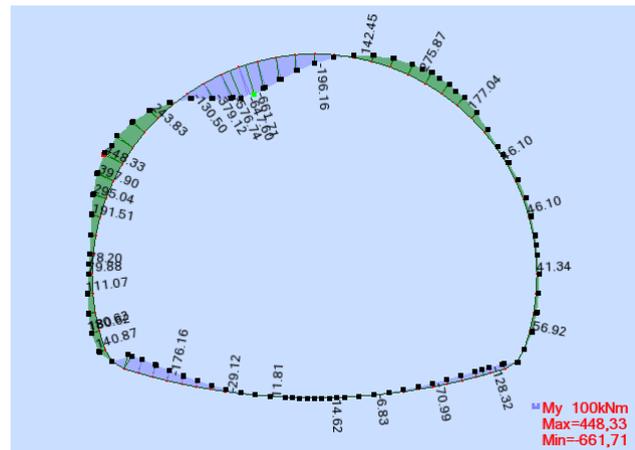


Figure B.10: diagramme des moments sous la combinaison cas 3

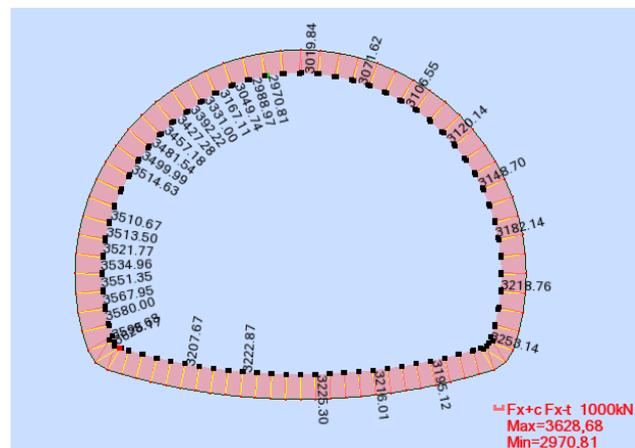


Figure B.11: diagramme des efforts normaux sous la combinaison cas 3

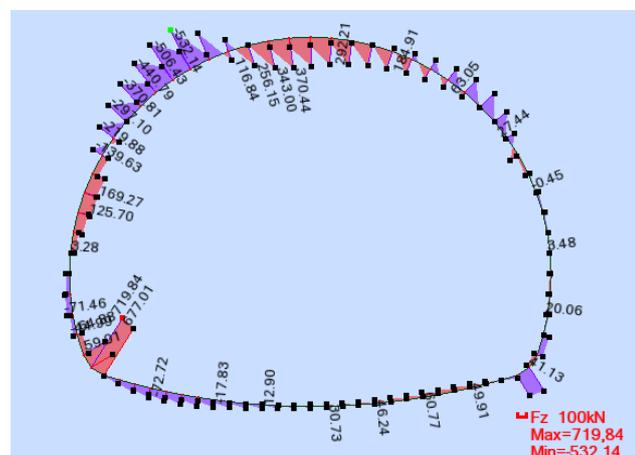


Figure B.12: diagramme des efforts tranchant sous la combinaison cas 3

B.2 Diagrammes de déformation et des efforts internes de la section Est

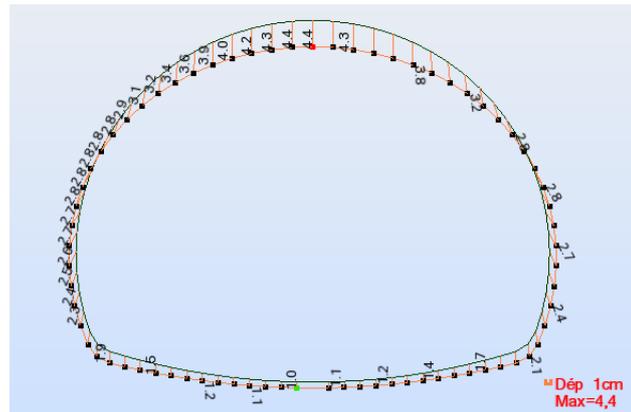


Figure B.13 : diagramme de déformation sous la combinaison cas 1

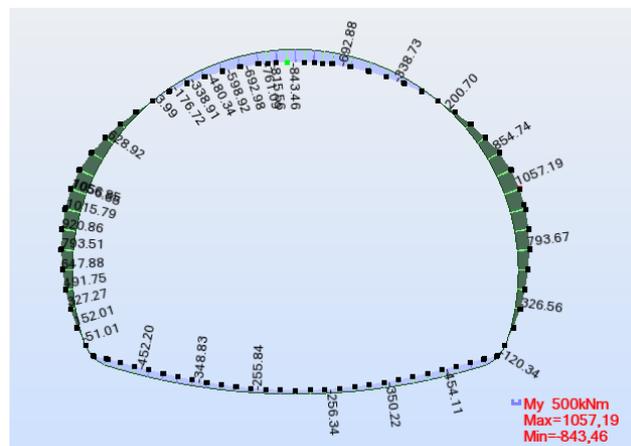


Figure B.14: diagramme des moments sous la combinaison cas 1

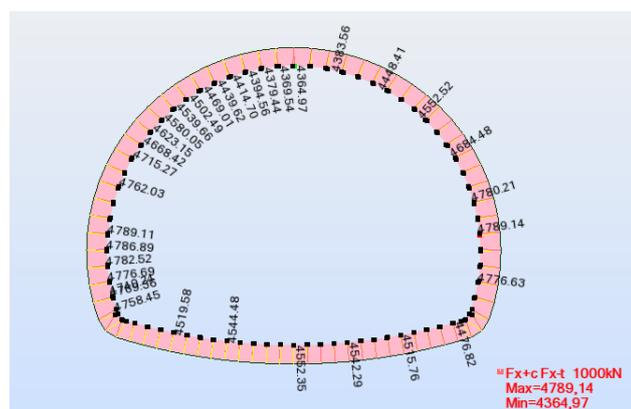


Figure B.15: diagramme des efforts normaux sous la combinaison cas 1

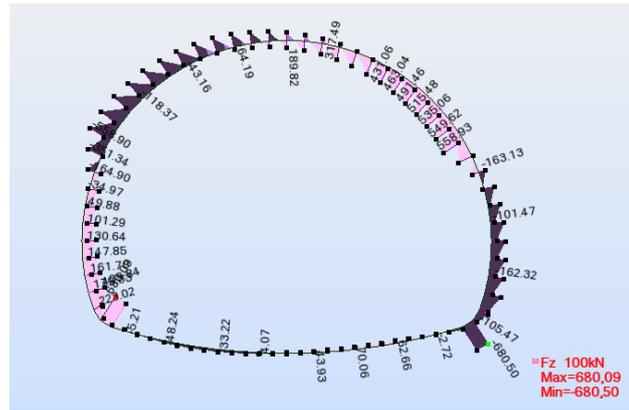


Figure B.16: diagramme des efforts tranchants sous la combinaison cas 1

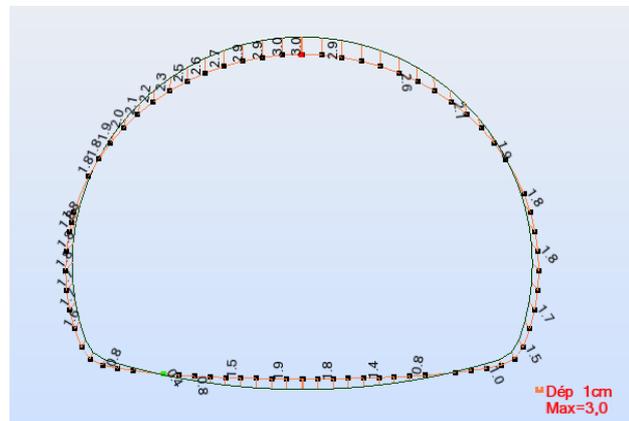


Figure B.17 : diagramme de déformation sous la combinaison cas 2

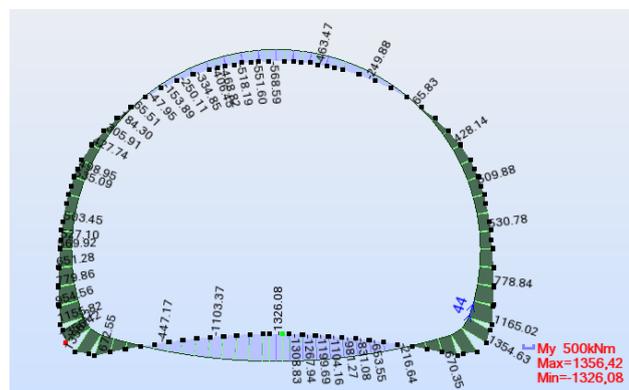


Figure B.18: diagramme des moments sous la combinaison cas 2

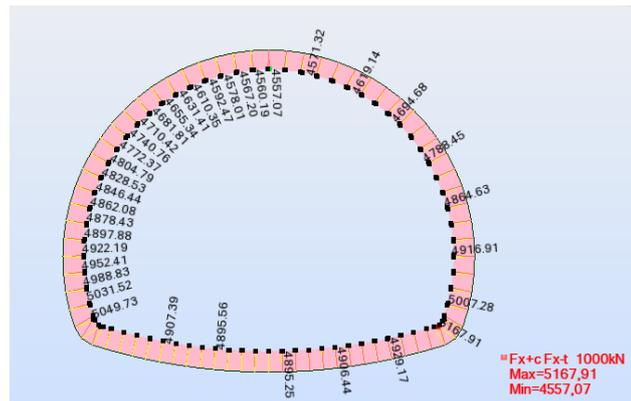


Figure B.19: diagramme des efforts normaux sous la combinaison 2

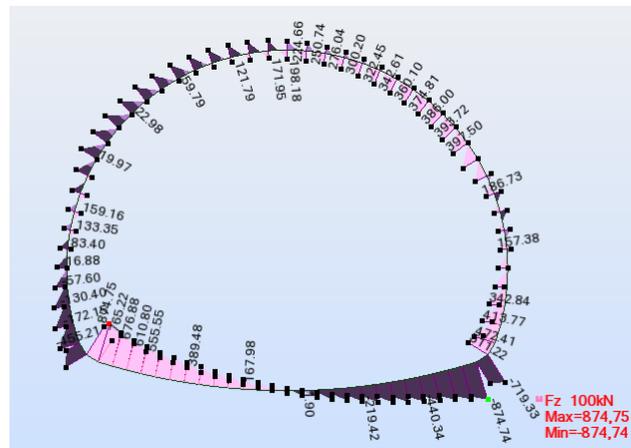


Figure B.20: diagramme des efforts tranchants sous la combinaison cas 2

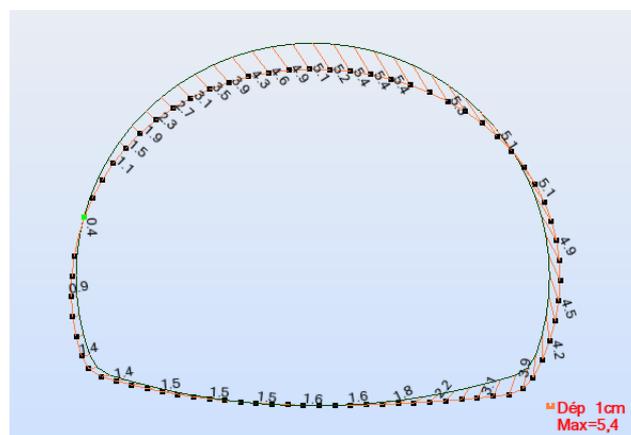


Figure B.21 : diagramme de déformation sous la combinaison cas 3

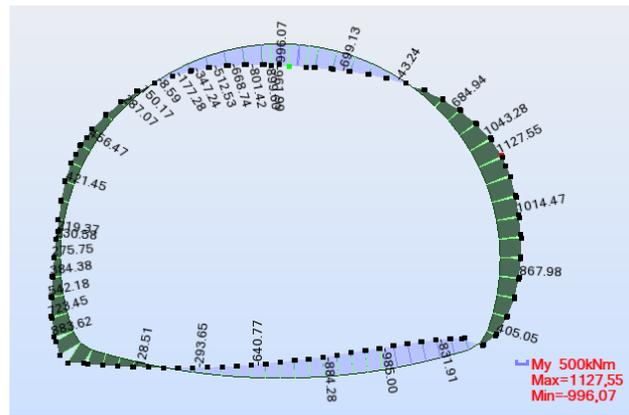
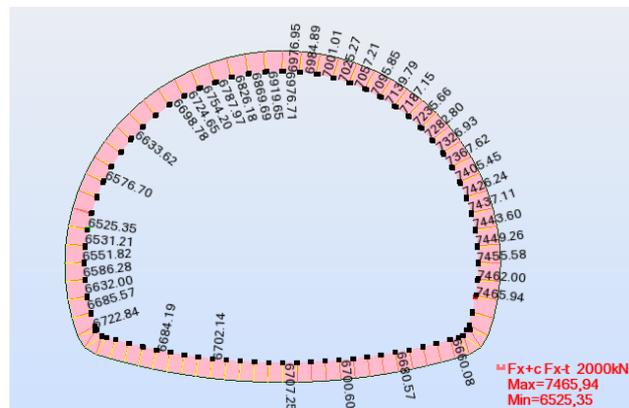


Figure B.22: diagramme des moments sous la combinaison cas 3



Figures B.23: diagramme des efforts normaux sous la combinaison cas 3

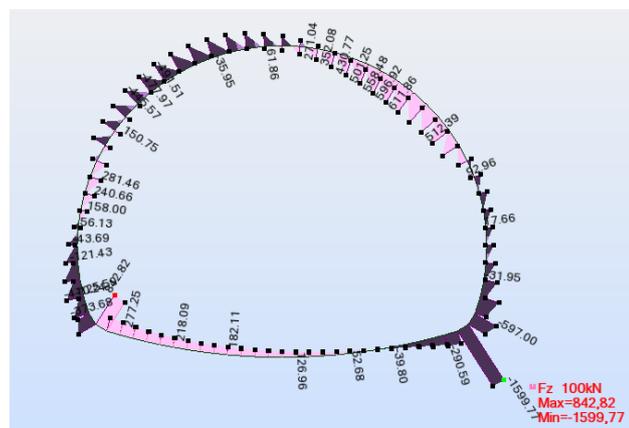


Figure B.24: diagramme des efforts tranchants sous la combinaison cas 3