

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique



ÉCOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

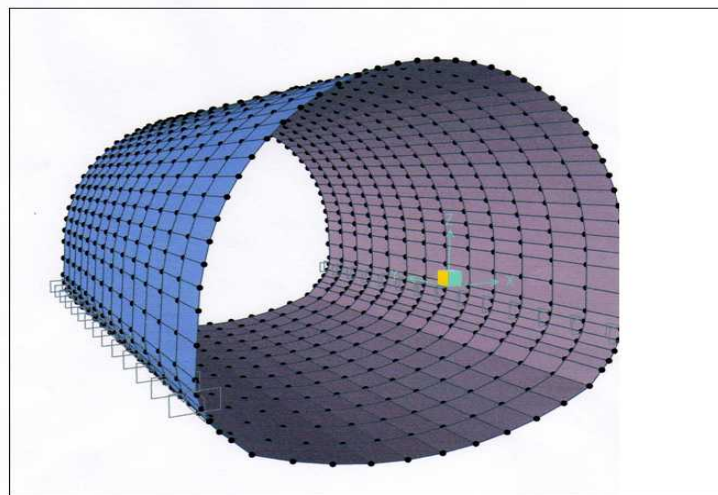
Département Génie Civil

L.G.S.D.S

Projet de fin d'étude en vue de l'obtention du diplôme d'Ingénieur d'Etat en
Génie Civil

Thème :

**ETUDE COMPARATIVE D'UN TUNNEL CALCULE
EN ELEMENTS FRAME ET EN ELEMENTS SHELL**



Fait par :
DERIAS Teldja
SOUFI Abderrahmane

Encadré par :
D. TOUAT -CHERID
H.DJABALI-MOHABEDDINE
C.CHERCHALI

Juin 2008

Ecole Nationale Polytechnique 10, Avenue Hassen Badi BP182 El-Harrach
16200 Alger (Algérie)
Tel :213 21 52 53 01/03 — Fax :213 21 52 29 73

كلمات المفتاح: ميترو, نفق, عناصر المنتهية, العناصر شال, العناصر فرام
الموضوع: إجراء مقارنة لدراسة نفق محسوب بالعناصر شال و العناصر فرام.

ملخص: الدراسة تهدف الى إختيار طريقة الإنجاز المثلى وهذا باستعمال العناصر المنتهية العناصر شال و العناصر فرام وأحسن الطريقة الإقتصادية التي تضمن توازن المنشأ.

Key words: metro, tunel, shell element, frame element, modelisation

Subject: Comparative study of a tunnel calculated in elements FRAME and elements SHELL.

Abstract: the study of the tunnel consists in making best choice of the digging method of modelisation using the final element, shell element and frame element frame and also found the economic method which assures the stability of the tunnel.

Mot clés : métro, tunnel, élément coque, élément barre, modélisation

Sujet: Etude comparative d'un tunnel calculé en éléments FRAME et en éléments SHELL.

Résumé : L'étude du tunnel consiste à faire le meilleur choix de différentes méthodes de modélisation en utilisant la méthode des éléments finie élément barre et élément coque ainsi de trouver la méthode la plus économique qui assure la stabilité de l'ouvrage.

DEDICACES

Je dédie ce modeste travail à mes très chers parents à qui je dois énormément, que dieu les garde pour moi, ainsi qu'à mes deux frères HALIM, MOHAMMED et mon cousin AYOUB.

Sans oublier mes amis LEILA, RYAD, MOHAMMED et particulièrement LOTFI pour son aide précieuse.

TELDJA

Je dédie ce modeste travail tout d'abord à mes très chers parents, que dieu les préserve, ainsi qu'à ma sœur NACIMA et mon frère LOTFI pour leur soutien. Sans oublier mes amis.

ABDERRAHMANE

REMERCIEMENTS

Nous remercions tout d'abord dieu le tout puissant pour nous avoir donné force, santé, et patience pour arriver la ou nous sommes.

Nous tenons à remercier nos deux promotrices Mme **D.CHERRID** et Mme **H.MOHABEDDINE** pour l'aide qui nous ont apporté et le temps qu'elles nous ont consacré.

Aussi nous tenons à remercier en particulier monsieur **C.CHARCHALI** pour son encadrement efficace et qualifié, c'est grâce à ses précieux conseils et remarques qu'on a pu faire ce modeste travail.

Nous tenons à exprimer nos sincères remerciements et notre profonde gratitude à monsieur **O.HADBI** pour sa précieuse collaboration.

Nos remerciements vont également aux membres du jury pour avoir accepté d'évaluer notre modeste travail.

Sans oublier tous nos camarades de génie civil en particulier **BENCHABANA MOHAMED RYAD**

Enfin nous remercions tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce modeste travail.

INTRODUCTION GENERALE..... 1

CHAPITRE 1 : PRESENTATION DU PROJET

1-1 Introduction	3
1-2 Historique des ouvrages souterrains	3
1-3 Présentation du métro d'Alger	4
1-4 Tracé de la ligne n°1	5
1-5 Tracé de la ligne en cours de réalisation	6
1-6 Profil en travers	6

CHAPITRE 2 : ETUDES ET RECONNAISSANCES DU SITE

2-1 Introduction	8
2-2 Reconnaissances géologiques	8
2-2-1 Objectifs	8
2-2-2 Moyens de reconnaissances géologiques	8
2-3 Reconnaissances hydrogéologiques	10
2-3-1 Objectifs	10
2-3-2 Moyens de reconnaissances hydrogéologiques	11
2-4 Reconnaissances géotechniques	12
2-4-1 Objectifs	12
2-4-2 Moyens de reconnaissances géotechniques	12
2-5 Géologie du tracé	15
2-6 Evolution néotectonique et sismicité associée	16
2-7 Synthèses des éléments géologiques	17
2-8 Conclusion	18

CHAPITRE 3 : TECHNIQUES DE CREUSEMENT

3-1 Introduction	20
3-2 Critères de choix de la méthode	20
3-3 Exécution en souterrain	21
3-4 Méthodes de creusements	21
3-4-1 Méthode à pleine section	22
3-4-2 Méthode de la demi-section	23
3-4-3 Méthode de la section divisée	23
3-5 Techniques de creusements	24
3-5-1 Exécution du creusement dans les terrains meuble	24
3-5-1-1 Les boucliers	24
3-5-1-2 Les différents types de boucliers	25
3-5-2 Exécution du creusement dans les terrains dur	26
3-5-2-1 Creusement mécanique	26

SOMMAIRE

3-5-2-2 Creusement à l'explosif	27
3-6 Autres méthodes de creusement	28
3-7 Conclusion	30

CHAPITRE 4 : TECHNIQUES DE SOUTÈNEMENTS

4-1 Introduction	31
4-2 Modes d'action du soutènement	31
4-2-1 Soutènements agissant comme support	31
4-2-2 Soutènement agissant par confinement du terrain encaissant	32
4-2-3 Soutènement agissant par consolidation du terrain encaissant	32
4-3 Classification des soutènements	37
4-3-1 Soutènement métallique	37
4-3-1-1 Soutènement par boulonnage	37
4-3-1-2 Soutènement par cintres métalliques	40
4-3-1-3 Soutènement par enfilage	42
4-3-1-4 Soutènement par blindage	42
4-3-2 Soutènement en béton	44
4-3-2-1 Béton projeté	44
4-3-2-2 Voussoirs en béton préfabriqué	45
4-4 Choix d'un mode de soutènement	46
4-5 Conclusion	46

CHAPITRE 5 : CALCUL DES CHARGES

5-1 Introduction	48
5-2 Méthodes de calculs des pressions horizontales et verticales.....	48
5-2-1 Charges verticales	48
5-2-1-1 Méthode de TERZAGHI	48
5-2-1-2 Théorie de BIERBAÜMER	49
5-2-1-3 Théorie des poids des terres	51
5-2-1-4 Théorie de PROTODIAKONOV	51
5-2-2 Charges horizontales.....	53
5-2-2-1 Méthode de TERZAGHI	53
5-2-2-2 Méthode soviétique	54
5-2-2-3 Méthode de PROTODIAKONOV	55
5-2-2-4 Méthode de COULOUMB-RANKINE	55
5-3 Application des méthodes au tunnel	56
5-3-1 Application au soutènement provisoire	56
5-3-2 Application à la section globale	60
5-4 Choix de la méthode	64
5-4-1 Charge verticale	64
5-4-2 Charge horizontale	65

CHAPITRE 6 : METHODE CONVERGENCE CONFINEMENT

6-1 Introduction	66
6-2 Principe générale de la méthode	66
6-3 Hypothèses	68
6-4 Etapes de calcul d'un problème type	68
6-5 Application de la méthode à notre tunnel	70
6-6 Conclusion	74

CHAPITRE 7 : METHODE DES ELEMENTS FINIS

7-1 Introduction	75
7-2 Principe de la méthode	75
7-2-1 Différents éléments utilisés dans le maillage	76
7-3 Formulation de la MEF par la méthode variationnelle	77
7-4 Etapes de calcul	77
7-5 Application au calcul des tunnels	78
7-6 Logiciel de calcul	78
7-7 Modélisation	79
7-7-1 Modélisation en éléments frame	79
7-7-2 Modélisation en élément coque	80
7-8 Conclusion	80

CHAPITRE 8 : CALCUL DU SOUTÈNEMENT PROVISOIRE

8-1 Introduction	81
8-2 Constitution du soutènement provisoire	81
8-3 Modélisation du soutènement provisoire	81
8-3-1 Calcul de la section équivalente	82
8-4 Répartition des efforts internes entre les cintres métalliques et la voûte du béton projeté...84	
8-4-1 Rigidité du cintre métallique	84
8-4-2 Rigidité du béton projeté	84
8-4-3 Rigidité du soutènement provisoire	84
8-5 Diagrammes des efforts	86
8-6 Vérification des contraintes	88
8-6-1 Vérification dans le béton projeté	88
8-6-2 Vérification du cintre	89
8-6-3 Vérification au cisaillement	91
8-7 Vérification au poinçonnement	92
8-7-1 Type de semelle	93
8-7-2 Calcul de la semelle	93

SOMMAIRE

8-8 Stabilité du front de taille	97
8-8-1 Soutènement du front de taille	99

CHAPITRE 9 : CALCUL DU REVETEMENT DEFINITIF

9-1 Introduction	100
9-2 Modélisation du revêtement définitif	100
9-2-1 Modélisation en éléments barres	101
9-2-1-1 Diagrammes des efforts internes	103
9-2-1-2 Tableau récapitulatif des efforts internes	105
9-2-1-3 Le ferrailage longitudinal	106
9-2-2 Modélisation coque	106
9-2-2-1 tableau récapitulatif des efforts internes	118
9-2-2-2 Le ferrailage longitudinal	109
9-3 Etude sismique	109
9-3-1 La méthode russe	109
9-3-2 Méthode de MONONOBE OKABE	110
9-4 Application à la modélisation barres	110
9-4-1 Efforts internes	110
9-4-2 Le ferrailage longitudinal	110
9-5 Application à la modélisation en éléments Shell	111
9-5-1 Efforts internes	111
9-5-2 Le ferrailage longitudinal	111
9-6 Calcul du Ferrailage transversal	112
9-6-1 Application à la modélisation en éléments barres	112
9-6-2 Application à la modélisation Shell	113
9-7 Etude comparative	113
9-7-1 du point de vue comportement mécanique	113
9-7-2 Comparaison vis à vis du coût	113
9-8 Conclusion	114
CONCLUSION GENERALE	115

BIBLIOGRAPHIE

ANNEXES

ANNEXE A : RESULTATS DE CALCUL DU SOUTENEMENT

ANNEXE B : RESULTATS DE CALCUL DU REVETEMENT(FRAME)

ANNEXE C : RESULTATS DE CALCUL DU REVETEMENT(SHELL)

ANNEXE D : RENFORCEMENT DU FRONT DE TAILLE

LISTE DES FIGURES

figures	page
Figure1-1 Section transversale du tunnel	7
Figure 2-1 Exemple de galerie de reconnaissance	14
Figure 2-2 Carte géologique du tracé	15
Figure 2-3 Carte sismotectonique de la région d'Alger	16
Figure 2-4 Faille inverse à Hai el Badr	17
Figure2-5 Profil du sol	19
Figure 3-1 Creusement en pleine section	22
Figure 3-2 Creusement en demi-section	23
Figure3-3 Les fonctions d'un bouclier	25
Figure3-4 Bouclier à pression de boue	26
Figure3-5 Machine à attaque ponctuelle	27
Figure 3-6 Plan de tir séquentiel	28
Figure3-7 Sections divisées (excavées par ordre de 1 à 4)	30
Figure 4-1 Exemple d'injection depuis une galerie-pilote	33
Figure 4-2 Exemple d'injection depuis la surface	34
Figure 4-3 Soutènement par boulonnage	37
Figure 4-4 Boulon à ancrage ponctuel	38
Figure 4-5 Boulonnage à ancrage réparti à la résine	39
Figure 4-6 Cintres métalliques	40
Figure 4-7 Profil de soutènement avec cintres lourds	41
Figure4-8 Appuis de cintres fixes	41
Figure 4-9 Dispositifs d'entretoisement de cintres lourds	42
Figure4-10 Enfilage métallique	43
Figure4-11 Soutènement par blindage	43
Figure4-12 Béton projeté	44
Figure4-13 Voussoirs en béton	45
Figure 4-14 Soutènement d'un puit	47
Figure5-1 Hypothèse de calcul de TERZAGUI	49
Figure5-2 Hypothèse de calcul de BIERBAUMER	50
Figure5-3 Théorie des poids des terres	51
Figure5-4 Théories de PROTODIAKONOV	52
Figure5-5 Méthode soviétique	54
Figure5-6 Théorie de COULOUMB-RANKINE	56
Figure 6-1 Courbes de convergence, de confinement et assemblage.	67
Figure6-2 équilibre final	74
Figure7-1 Exécution d'un maillage par ordinateur	76
Figure 7-2 Eléments le plus fréquemment employés	76
Figure 7-3 Elément Frame	79
Figure7-4 Elément Shell	80
Figure 8-1 Modèle du soutènement provisoire	82
Figure 8-2 Coupe du soutènement provisoire	83
Figure 8-3 Diagramme du moment fléchissant	86
Figure 8-4 Diagramme de l'effort tranchant	87
Figure 8-5 Diagramme de l'effort normal	87
Figure 8-6 Disposition des fers plats	90
Figure 8-7 Schéma de la semelle filante	93
Figure 8-8 Coupe transversale et longitudinale d'un tunnel au voisinage	97

du front de taille	
Figure 8-9 Schéma de rupture du front de taille	98
Figure 9-1 Modélisation du revêtement définitif en éléments Frame	101
Figure 9-2 Modélisation en éléments Frame (vue en plan)	102
Figure 9-3 La déformée de la section du tunnel	102
Figure 9-4 Diagramme du moment fléchissant	103
Figure 9-5 Diagramme de l'effort tranchant	104
Figure 9-6 Diagramme de l'effort normal	105
Figure 9-7 Modélisation en éléments Shell	106
Figure 9-8 La déformée de la section du tunnel	107
Figure 9-9 Diagramme du moment fléchissant	107
Figure 9-10 Diagramme de l'effort normal	108

LISTE DES TABLEAUX

TABLEAUX	PAGE
Tableau 2-1 : Caractéristiques géotechniques des différentes couches constituant le terrain	18
Tableau 5-1 : Coefficients de résistance des roches « <i>f</i> » <i>d'après</i> PROTODIAKONOV	53
Tableau 5-2 : Coefficient d'influence	55
Tableau 5-3 : Charges verticales	58
Tableau 5-4 : Charges horizontales	60
Tableau 5-5 : Charges verticales	62
Tableau 5-6 : Charges horizontales	64
Tableau 5-7 : Charges horizontales	65
Tableau 9-1 : Charges horizontales et verticales	101
Tableau 9-2 : Les efforts internes	105
Tableau 9-3 : Ferrailage longitudinale	106
Tableau 9-4 : Les efforts internes	108
Tableau 9-5 : Ferrailage longitudinal	109
Tableau 9-6 : Charges horizontales et verticales	110
Tableau 9-7 : Efforts internes	110
Tableau 9-8 : Ferrailage longitudinale	111
Tableau 9-9 : Effort internes	111
Tableau 9-10 : Ferrailage longitudinal	111
Tableau 9-11 : Ferrailage transversal	112
Tableau 9-12 : Ferrailage transversal	113

INTRODUCTION GENERALE

La ville d'Alger a connu un accroissement démographique important, ce qui a rendu la circulation et le déplacement très difficiles, d'où la nécessité de créer une soupape dans le but de désengorger la ville.

L'espace restreint disponible a fait du métro le mode de transport adéquat, apte à répondre aux exigences d'un tissu urbain algérois très dense.

Le métro d'Alger passe sous une infrastructure et une vie urbaine très importante. Il est constitué de trois lignes de longueur totale de 56km.

L'objet de ce modeste travail consiste à étudier le tronçon du tunnel de Hai El Badr-Badjarah en utilisant la méthode des éléments finis, la modélisation de l'ouvrage a été discrétisée par deux éléments, élément Shell et élément Frame.

Ce tunnel va être implanté dans les marnes jaunâtres, sa profondeur moyenne est de 11 m et son rayon d'excavation est de 5,09m.

Le creusement du tunnel est une opération très délicate où la moindre erreur peut causer des dégâts très importants et très coûteux. Pour assurer une meilleure stabilité de l'ouvrage, le choix de la méthode de creusement doit être judicieux, plusieurs précautions doivent être prises durant les différentes phases des travaux.

Notre travail consiste d'abord à la présentation du métro ensuite nous nous sommes intéressés aux études géologiques, hydrogéologiques et géotechniques qui nécessitent la connaissance de plusieurs paramètres tels que :

- La nature des terrains rencontrés pour le choix du matériel
- La localisation des nappes aquifères pour leurs rabattements et leurs drainages
- Le comportement du terrain pour le dimensionnement de l'ouvrage

Après un passage en revue des différentes méthodes de creusement et de soutènement, on a consacré un chapitre au calcul des charges et un autre chapitre au soutènement provisoire qui a été vérifié par la méthode de convergence confinement.

INTRODUCTION GENERALE

A cet effet, le dernier chapitre concerne une étude comparative de deux méthodes numériques pour le calcul du revêtement définitif.

Enfin, des conclusions et des recommandations ont été données.

CHAPITRE 1

PRESENTATION DU PROJET

1-1 Introduction

Depuis l'antiquité, l'homme a pris les grottes et les cavernes comme refuge de tous les problèmes et les dangers qui le menacent, ainsi que des chaleurs caniculaires et le froid atroce qui font des conditions climatiques très dures.

Avec l'évolution de la pensée et les nécessités de la vie, les hommes ont eut l'idée d'excaver et d'aménager des grottes et des galeries. De nombreuses raisons ont depuis longtemps incité les hommes à entreprendre des travaux souterrains. L'extension des zones urbaines, due essentiellement à l'évolution spectaculaire de la démographie et l'éparpillement anarchique des populations sur la terre, a fait que l'homme, poussé par la nécessité de communiquer, rencontre dans les moyens de communication (les réseaux routiers, les chemins de fer,...etc.) des obstacles à surpasser (les rivières, les montagnes...). L'homme a ainsi pensé à construire des ouvrages d'arts : des ponts pour surpasser les rivières, des tunnels pour éviter les reliefs accidentés.

Contrairement aux autres ouvrages d'arts qui sont implantés en plein air, les tunnels sont enterrés, ce qui nécessite :

- Une bonne reconnaissance géotechnique des couches de sol sous-jacentes
- Une maîtrise de la résistance et de la technologie des matériaux de construction (TMC)

afin d'assurer la durée de vie de l'ouvrage et de réduire le coût de réalisation à l'optimum.

1-2 Historique des ouvrages souterrains

Les travaux souterrains ont toujours été difficiles et périlleux, mais cela n'a pas empêché l'homme de se lancer dans cette aventure très tôt. Les découvertes d'excavations remontant à la plus haute antiquité, témoignent des abris et des couloirs souterrains servant de protection contre les intempéries et les multiples dangers.

Les premiers travaux souterrains, recensés remontent à l'époque des BABYLONIENS, où un tunnel avait été construit, il y a quatre mille ans en MESOPOTAMIE passant sous L'EUPHRATE, ayant une section de 3.60×4.50 mètres, sur une longueur de plus d'un kilomètre, reliant le palais de BABYLONE au temple de JUPITER.

Plus tard, en 525 avant JESUS CHRIST, le tyran POLYCRATE de l'île de SAMOS a réalisé un tunnel d'adduction d'eau. Cet ouvrage traversait une colline de 266 mètres de hauteur ayant une portée de 1245 mètres pour une section de 2.4×2.4 mètres. Il fallait attendre le 18^{ème} siècle et surtout le 19^{ème} siècle pour que la construction souterraine connaisse un véritable essor, avec le développement des moyens de transports à travers le métro.

La première ligne de métro (abréviation du métropolitain) a été inaugurée à LONDRES en 1863, Elle reliait entre elles 3 gares de voyageurs. Les wagons étaient tirés par des locomotives à vapeur. Le premier réseau souterrain électrifié ouvert au public en 1890 desservait les quartiers sud de LONDRES. En France, le métro a été mis en service en juillet 1900 et la dernière ligne a été inaugurée en 1998.

A ce jour, le métro le plus étendu au monde est celui de LONDRES qui totalise 278 stations et 405 Km de voies. Le métro de NEW YORK est le plus fréquenté avec plus de 2 milliards d'usagers par ans. En ALGERIE, le projet métro a été lancé dès les années 1980.

1-3 Présentation du métro d'Alger

La ville d'Alger a connu un accroissement très important du nombre d'habitants, cette croissance a entraîné une augmentation considérable des besoins en transport. Il ressort d'une étude destinée à arrêter le mode de transport adéquat. L'estimation de 30.000 voyageurs par heure et par sens rendra la circulation et le déplacement très difficiles, d'où la nécessité de créer des soupapes afin de désengorger la ville. L'espace restreint disponible a fait du métro le mode de transport approprié, apte à répondre aux exigences d'un tissu urbain très dense.

L'idée du métro d'Alger remonte bien loin dans le temps, la première initiative revenait à l'administration coloniale, qui décida en 1955 d'entreprendre une étude pour la réalisation d'un métro à Alger. Une première ligne de 14 Km reliant BOLOGHINE - EL HARRACH devait être lancée, mais en vain a été en fin de compte abandonnée.

Après l'indépendance l'Algérie a repris l'idée du projet et les travaux ont été relancés en 1982 avec nouveau tracé.

Le lancement des études du métro d'Alger s'est concrétisé par la création de l'EMA (entreprise métro d'Alger), qui avait pour rôle de veiller au bon déroulement des différentes étapes de ce projet de grande envergure, dont le lancement des travaux n'a débuté qu'en 1990.

1-4 Tracé de la ligne n°1

Les études de conception générale ont abouti à la définition d'un schéma de réseau à long terme constitué de trois lignes, totalisant environ 56 Km avec 54 stations. Toutefois, l'envergure du projet et les moyens financiers important à mettre en œuvre commandaient une démarche progressive dans la réalisation. La priorité a été donnée à la ligne 1 qui s'étend de Hai El Badr à Tafourah Grande Poste sur 9 km, identifiée comme axe le plus chargé (21.000 personnes par heure et par direction en heure de pointe).

Sa réalisation se fera en deux étapes :

❖ La première étape concerne le tronçon de la ligne Hai El Badr – Grande Poste constitué de 9 KM de ligne avec 10 stations pour desservir les communes de BADJARA-EL MAGHARIA-HUSSEIN DEY- HAMMA -SIDI M HAMED et ALGER CENTRE.

❖ La deuxième étape concerne les trois extensions vers PLACE DES MARTYRS, EL HARRACH et AIN NAADJA.

Ces extensions portent sur les tronçons suivants :

- TAFOURA GRANDE POSTE vers PLACE DES MARTYRS soit 1.6 km de tunnel et 03 stations.
- HAI EL BADR vers EL HARRACH soit 3.60 km et 04 stations. HAI EL BADR vers EL HARRACH soit 3.60 km et 04 stations.
- HAI EL BADR vers EL HARRACH soit 3.60 km et 04 stations.
- HAI EL BADR vers AIN NAADJA soit 3.07 km et 02 stations.

La ligne 1 s'inscrit totalement en souterrain. Les tunnels se situent à une profondeur moyenne de 16m et en une ouverture utile de 78m² environ permettant des trains dans les deux sens sur la double voie.

L'étape 1 de la ligne 1 compte 10 stations souterraines, excepté la station terminus de Hai El Badr qui est aérienne. De dimensions : 115m de long 23m de large avec 04 accès en général, elles seront équipées d'escaliers mécaniques facilitant l'accessibilité aux usagers.

1-5 Tracé de la ligne en cours de réalisation

La ligne numéro 1 a été découpée en deux tronçons qui seront mis en service successivement.

-Les intervenants

-Maitre de l'ouvrage :

- L'entreprise du Métro d'Alger

-Les entreprises de Génie Civil et Travaux Publics :

- Tronçon Emir Abdelkader -Hama est réalisé par les entreprises Cosider et Génie Sider
- Tronçon Hamma-Hai El Badr est réalisé par un groupement d'entreprise algéro-allemand(GAAMA) composé de :
 - DYWIDAG internationale
 - COSIDER travaux publics
 - INFRAFER

-Bureaux d'études :

- Pour les études Le bureau français RAAP/SOFRETU
- Le groupement SGTE/SYSTRA assure les suivis et le contrôle des travaux
- Les laboratoires LNHC et LTPC ont assuré le suivi du contrôle des matériaux

1-6 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 par le respect du parti fonctionnel

-Aux conditions de stabilité imposées par la qualité géo mécanique du terrain encaissant ; dans un terrain très déformable ou soumis à des contraintes importantes (faible valeur du module de déformabilité, très importante épaisseur de couverture, terrain gonflant, comportement différé très marqué, charge d'eau importante,etc...) il sera recherché la forme la plus circulaire possible.

La figure 1-1 montre le profil en travers de notre tunnel.

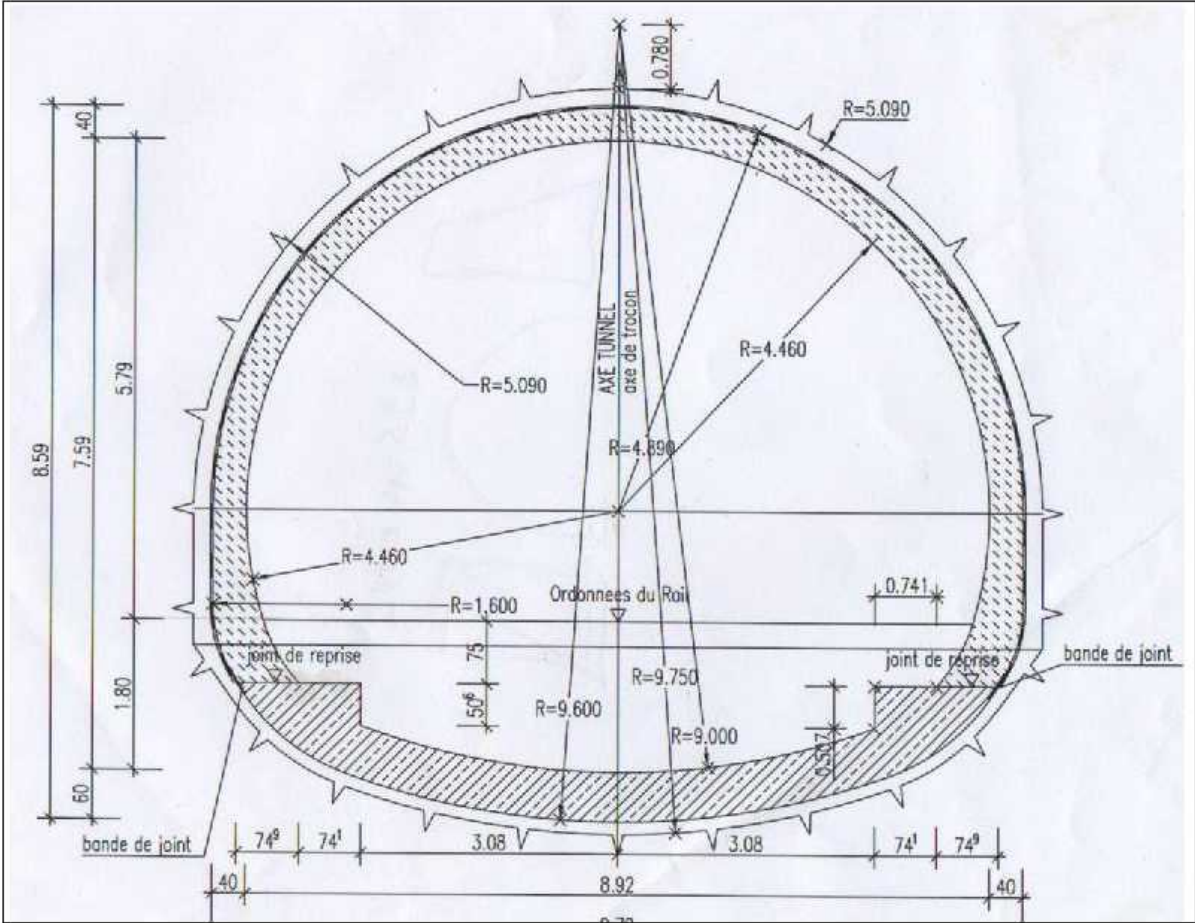


Figure1-1 Section transversale du tunnel

CHAPITRE 2

ETUDES ET RECONNAISSANCES DU SITE

2-1 Introduction

Les conditions géologiques, hydrogéologiques et géotechniques sont des facteurs importants qui déterminent le degré de difficulté et le coût de réalisation d'un ouvrage souterrain. Non seulement ces conditions ont une grande influence sur le choix des méthodes d'excavation, de soutènement et de revêtement, mais de plus leur connaissance permet de faire face à des problèmes imprévus, par exemple la traversée d'un accident géologique avec venue d'eau sous forte pression, c'est ce qui peut arriver de pire au concepteur d'un Ouvrage.

Cette imprévision peut bloquer les travaux plusieurs mois, mettre en cause la sécurité du chantier, voir même compromettre la faisabilité de l'ouvrage.

Pour cela Une bonne reconnaissance du sol le long du tracé est nécessaire.

2-2 Reconnaissances géologiques [3]

2-2-1 Objectifs :

Les reconnaissances et études géologiques doivent donner au concepteur du tunnel les éléments suivants :

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

2-2-2 Moyens de reconnaissances géologiques

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

-Inventaire des données géologiques existantes

Il est indispensable de réunir la quasi-totalité des données et documents existants sur le massif étudié, leur liste est généralement la suivante :

- Carte géologique (1 /50 000, 1 /25 000)
- Photographie aériennes (1 /15 000 environ)

- Document climatique et météorologique
- Archives de construction d'ouvrages souterrains dans des conditions analogues ou situés à proximité
- Relevé de cavités souterraines

-Levé géologique de surface

Le géologue doit l'effectuer avec le plus grand soin. Ceci permet souvent d'éviter des travaux d'investigation coûteux et permet une interprétation optimum des résultats de ces investigations. L'étendue de la zone à lever dépend de la complexité de l'environnement géologique de l'ouvrage.

Le levé géologique doit comporter :

- Le levé des affleurements
- Inventaires des éléments concernant la tectonique (plissement, failles)
- L'étude des discontinuités (stratification, fissures,...) avec orientation réparties sur un diagramme

-Géophysique

Les prospections géophysiques sont un complément habituel du levé géologique.

Le résultat ne peut être qu'une image globale sur la prévision de l'épaisseur des zones altérées, la structure du massif, l'appréciation de la qualité du rocher en profondeur, la détermination et la géométrie d'un accident.

Les méthodes les plus couramment employées dans le cadre du projet d'ouvrage souterrain sont la sismique réflexion et la résistivité électrique. Des applications de ces méthodes sont utilisées en sondage.

-Téledétection

Son but est la recherche, d'une manière générale, de toutes les informations de caractères structuraux tels que failles anciennes ou actives, anomalies mécaniques, cavités souterraines naturelles, etc....

Les informations provenant de l'interprétation d'un levé infrarouge thermique sont regroupées sur un document cartographique dont l'échelle est fonction de l'ouvrage concerné, mais aussi de la nature des accidents repérés.

-Sondages

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

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

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

2-3 Reconnaissances hydrogéologiques [3]

2-3-1 Objectifs

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

- Les informations aquifères et les terrains imperméables
- Le régime hydraulique (nappes, circulations souterraines,...)
- La perméabilité des terrains

Ces renseignements permettent de définir :

- La nature des venues d'eau possibles le long du tracé
- Leur charge, leur débit, la composition chimique et minéralogique des eaux (choix des ciments,...)
- Les traitements envisageables (rabattement, drainage, étanchement,...)

2-3-2 Moyens de reconnaissances hydrogéologiques

-Inventaires des données existantes

- Documents et études donnant des indications sur les nappes et les caractéristiques hydrauliques des terrains dans la zone concernée (sondages antérieurs, pompages, ...)
- Documents climatiques et météorologiques
- Archives de constructions et météorologiques
- Archives de construction d'ouvrages souterrains dans les conditions analogues ou situés à proximité, puits de pompage en site urbain,...

-Levé hydrogéologique de surface

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

- Le relevé des sources, puits,...
- Le relevé des zones d'infiltration
- Les mesures de débit des sources et puits (à répéter pour pouvoir prendre en compte les variations saisonnières)

Les synthèses des levés géologiques et hydrogéologiques figurent généralement sur le même document

-Géophysique

La méthode de résistivité électrique peut servir pour la recherche des nappes, pour la recherche de la profondeur et de la continuité d'un horizon étanche (argileux ou marneux) sous une formation perméable (calcaire ou gréseuse par exemple).l'interprétation des données électriques est délicate .elles doivent être étalonnées par sondages.

-Sondages

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

- D'observation pendant l'exécution du sondage comme pertes partielles ou totales du fluide de forage, venues d'eau dans le forage, traces de circulation d'eau repérées sur les carottes,...
- De la pose de piézomètres pour préciser les niveaux de la ou des nappes, leur indépendance éventuelle, la réaction aux agents atmosphériques.

-D'essais in situ pour quantifier les caractéristiques des terrains (perméabilité) et de la nappe (extension, coefficient d'emmagasinement, transmissivité,...)

2-4 Reconnaissances géotechniques [3]

2-4-1 Objectifs

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

Elles doivent permettre 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.

2-4-2 Moyens de reconnaissances géotechniques

-Inventaires des données existantes

-Document 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.

La méthode « cross-hole »permet de mesurer, entre deux points situés a la même cote dans deux forages, les vitesses des ondes longitudinales et transversales et ceci sur toute la profondeur des forages. On détermine ainsi les modules dynamiques et le coefficient de poisson suivant la direction verticale.

Les méthodes « down-hole » et « up-hole »permettent de mesurer entre deux forages ses mêmes vitesses avec des trajets proches de la verticale. Le « down-hole »est caractérisé par un sens émission-réception de haut en bas. On détermine alors les modules dynamiques et le coefficient de poisson suivant la direction verticale.

La petite sismique, méthode particulières, mise au point par B.SCHNEIDER, est généralement effectuée dans les galeries de reconnaissances.

-Sondages

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

Les principaux essais et mesures in situ sont :

- Les diagraphies en forage : elles donnent des informations sur les paramètres physiques des terrains

Le principal intérêt des diagraphies est d'effectuer de nombreuses corrélations, par exemple pour localiser des accidents particuliers ou préciser le détail de structures, à des prix bas (coût relativement peu élevé des sondages destructifs et des diagraphies et rapidité d'exécution des uns et autres)

-L'essai de pénétration statique peut donner des informations utilisables dans le cas d'un tunnel foré dans un sol ou une roche meuble et sous faible couverture et pour le dimensionnement des ouvrages de tête situés dans des sols.

Essais de laboratoire

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

Sols :

Essais d'identification : masse volumique, teneur en eau naturelle, indices des vides, limites d'Atterberg, granulométrie et sédimentométrie, minéralogie.

Pour déterminer les caractéristiques mécaniques des sols et calculer la déformation de la surface : essais de cisaillement à la boîte, essais triaxiaux, essais œdométriques, essais de gonflement, essais de compression simple,...

Roche :

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, œdométriques, essais de gonflement, essais d'altérabilité, analyses minéralogiques pour les roches tendres et susceptibles d'évoluer rapidement (marnes, anhydrites,...)

Essais particuliers (abrasivité, forabilité,...) nécessaires à l'étude d'emploi de machines à forer.

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

-Galerie de reconnaissance

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

Une telle galerie permet entre autres :

- L'observation visuelle du terrain et l'établissement d'un relevé géologiques détaillé.
- Observation des conditions hydrogéologiques, en particulier le type de venues d'eau (ponctuelles ou diffuses), la mesure des débits en fonction de l'avancement du front de taille et des conditions météorologiques, il est possible d'exécuter des forages depuis la galerie qui permettront d'effectuer des mesures de perméabilité, de pression et de débit.
- Les essais et mesures géotechniques in situ
- Les mesures de déformations
- Les prélèvements d'échantillons pour essais de laboratoire



Figure 2-1 Exemple de galerie de reconnaissance

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.

2-5 Géologie du tracé

Les environs des tracés sont recouverts par une assise marneuse et mollassique d’épaisseur inégale qui a été profondément entaillée lors de la construction du réseau routier reliant la ville d’Alger à ses banlieues. Il s’agit de terrains d’âge Néogène, qui peuvent être subdivisés en un Pliocène inférieur ou Plaisancien et un Pliocène moyen ou Astien. Au dessus se trouvent les dépôts du Quaternaire, d’origine continentale, ainsi que de nombreuses zones d’accumulation anthropique de remblais et déchets hétérogènes.

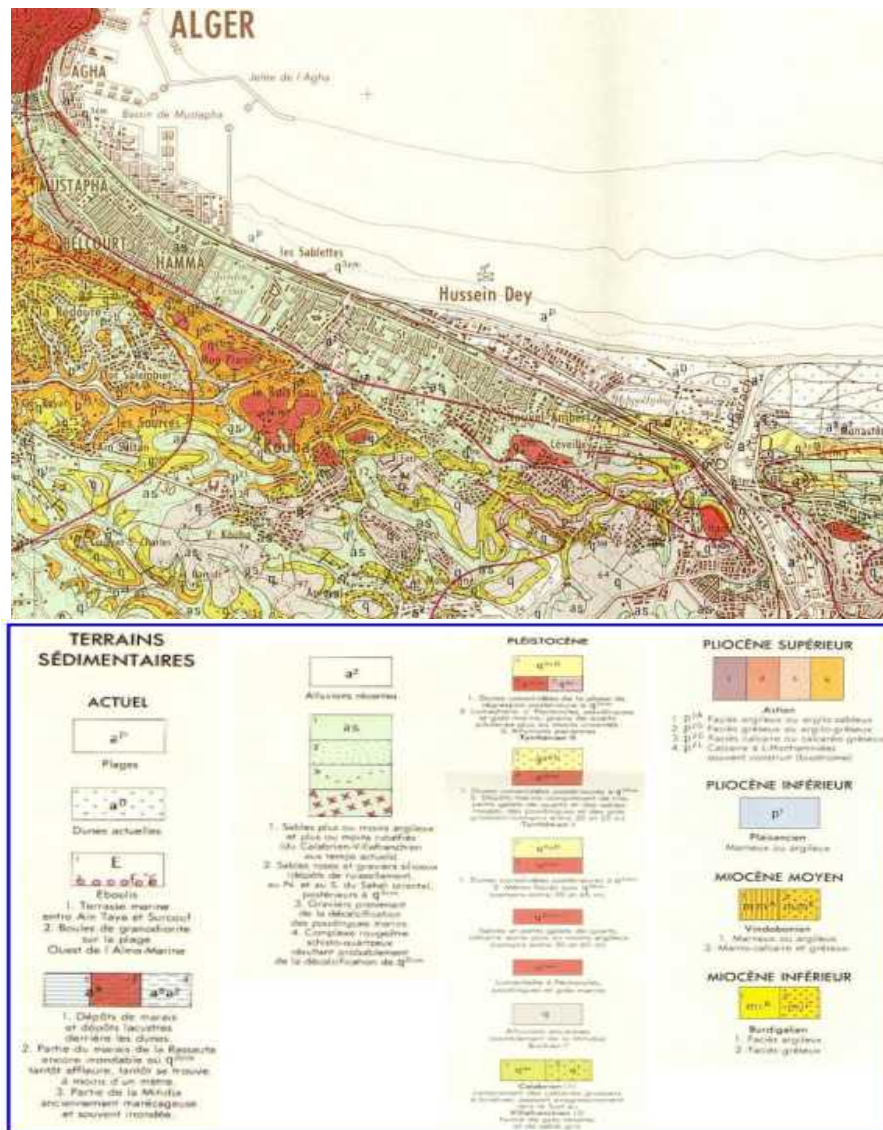


Figure 2-2 Carte géologique du tracé

2-6 Evolution néotectonique et sismicité associée

Le cadre sismotectonique réalisé par le Centre Nationale de Recherche Appliquée en Génie Parasismique, à partir de l'observation des photos satellites et des photos aériennes a montré les linéaments qui peuvent être des failles au long de la région en étude, certaines classées comme actives et les autres comme probables. Les failles à activité certaine se confirment sur le terrain par des escarpements, des zones de broyage, la présence de roches volcaniques associées et des changements de faciès. Parfois même par la présence de terrasses marines d'âge Calabrien qui ont été surélevées sur le massif d'Alger, à des altitudes de plusieurs centaines de mètres. Les failles à activité probable sont de leur côté difficilement observables car souvent recouvertes par des formations quaternaires.

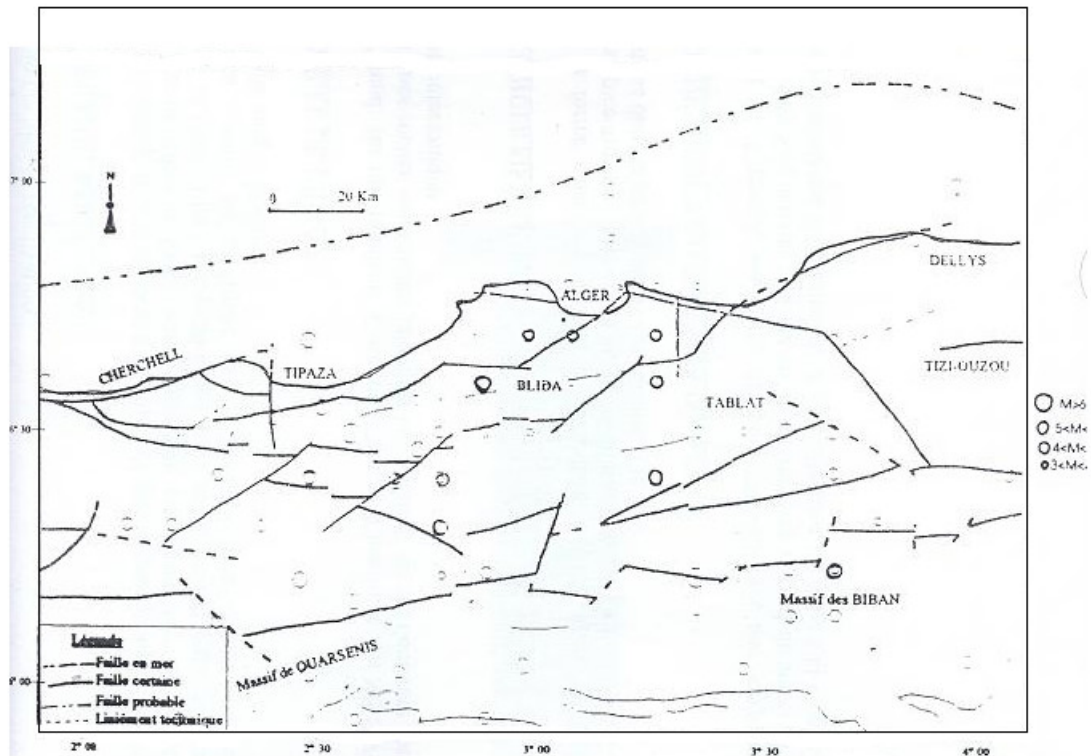


Figure 2-3 Carte sismotectonique de la région d'Alger

Des structures majeures actives ont été cartographiées dans la région d'Alger. Certaines sections de ces failles constituent des lignes de source sismique, dont celle d'El Harrach, correspondant à la partie nord-est de la faille du Sahel, sur une trentaine de kilomètres. D'autres structures de types mineurs sont difficiles à identifier sur le terrain,

majoritairement plat et constitué de recouvrements quaternaires très récents, avec de petits affleurements constitués en général de terrains plastiques.

La suivante figure montre la Faille inverse à Hai El Badr, qui superpose les grès astiens sur les marnes sableuses d'une manière discordante.



Figure 2-4 Faille inverse à Hai el Badr

2-7 Synthèse des éléments géologiques [9]

Le terrain encaissant du tunnel est constitué des couches de sols suivantes:

- Marne jaunâtre
- Argile sableuse
- Argile jaunâtre
- Remblais

2-8 Conclusion

Les caractéristiques géotechniques des différentes couches constituant le terrain sont données dans le tableau suivant : [9]

Nature du terrain	Caractéristiques du terrain	Hauteur(m)
Remblais (Rx)	C=0 $\varphi=25^\circ$ $\gamma_h = 18\text{KN/m}^3$	1
Argile jaunâtre(Qa)	C= 30 KN/m^2 $\varphi=25^\circ$ $\gamma_h = 20\text{KN/m}^3$ E=30MPa	4.5
Argile sableuse(Qs)	C= 30 KN/m^2 $\varphi=25^\circ$ $\gamma_h = 20\text{KN/m}^3$ E=30MPa	3
Marne jaunâtre (Qm)	C= 30 KN/m^2 $\varphi=24^\circ$ $\gamma_h = 20\text{KN/m}^3$ E=25MPa	2.5

Tableau 2-1 :Caractéristiques géotechniques des différentes couches constituant le terrain

-Les sondages mettent en évidence la présence d'eau dans le terrain en question, ces derniers démontrent que l'eau existante ne constitue pas une nappe phréatique continue, mais elle est sous forme de poches dans les fractures suite aux ruissellements des eaux pluviales.

-Les calculs seront faits selon la coupe suivante :

-Marne jaunâtre : 2.5 mètres au dessus de la clé de voute

-Une couverture de terre égale à 11 mètres

-Un chargement de 30 KN/m^2 , qui représente la surcharge des structures existantes en surfaces (bâtiment R+2)

Le profil du sol est représenté sur la figure suivante :

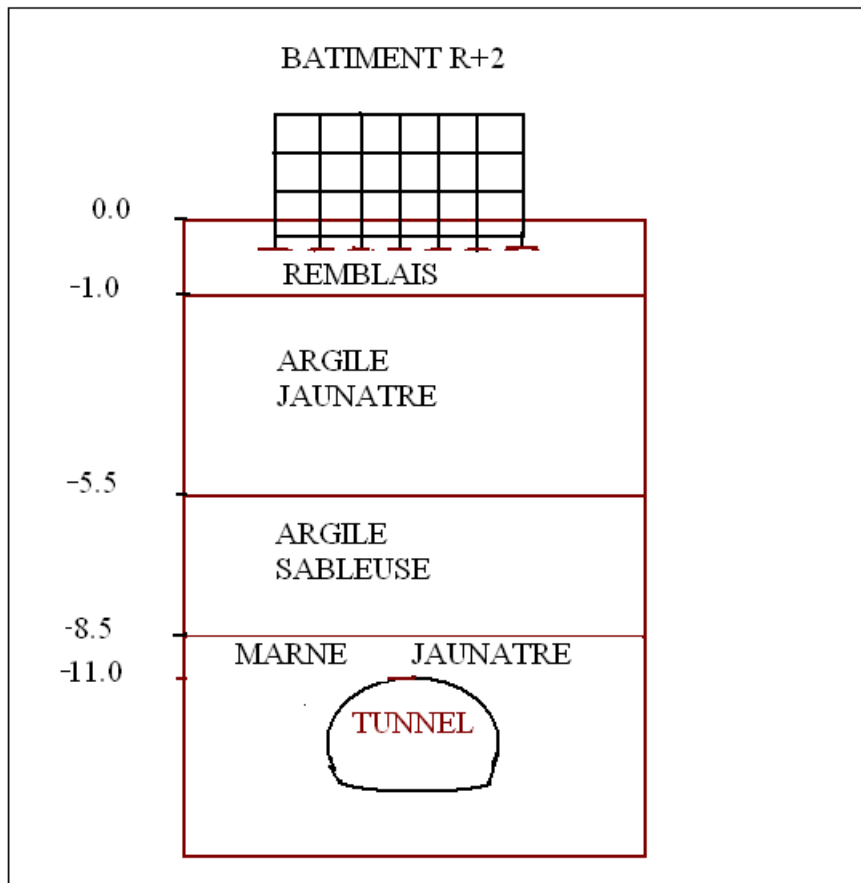


Figure2-5 Profil du sol

CHAPITRE 3

TECHNIQUES DE CREUSEMENT

3-1 Introduction

Tout ouvrage dépend du lieu où il va être érigé. Pour les tunnels, il faut prendre en compte divers paramètres, comme le type de sol, la stabilité de celui-ci, la profondeur à laquelle on souhaite arriver, etc.

C'est ainsi que les techniques de construction doivent tenir compte de l'hydrologie, de la géotechnique et de la géologie du sol.

Etant donné la densité des buildings et autres constructions en surface, il est parfois nécessaire et impératif d'améliorer les propriétés du sol in situ.

Ainsi, les plans de constructions (qui justifieront aussi le choix des techniques) doivent tenir compte :

- Du tracé des voiries
- De la stabilité du sol et des immeubles riverains
- Des ouvrages souterrains existants

De manière générale, les ouvrages doivent être conçus en tenant compte de ces divers impératifs et les procédés d'exécutions doivent être adaptés le mieux possible aux caractéristiques du sol (tant en surface qu'en profondeur).

Globalement il est possible de distinguer «2 familles » de techniques :

- A ciel ouvert
- En sous-sol

3-2 Critères de choix de la méthode

Les problèmes posés au concepteur et au réalisateur des tunnels sont particulièrement nombreux et délicats pour les ouvrages surtout du type métro et ce, en raison de leurs dimensions transversales importantes et de multiples contraintes.

Si les tracés en plan répondant aux contraintes d'exploitation en matière de gabarit, de pentes maximales admissibles, de rayons de courbure minimale peuvent correspondre à un axe

important de voirie urbaine et si le profil en long permet de suivre de près le niveau du terrain naturel, le choix de la construction en tranchée s'impose.

Par contre si, en raison de la topographie ou de l'existence d'ouvrages souterrains (tunnels, égouts collecteurs, etc.), le profil en long du tunnel ne peut suivre la pente du terrain et que le volume des déblais et des remblais dépasse notablement celui de l'ouvrage, la construction à ciel ouvert n'est pas économique.

Dans certains cas, la longueur relativement importante d'un tronçon de tunnel de section constante peut autoriser la mise en oeuvre d'un procédé d'exécution en souterrain nécessitant de grands investissements initiaux (bouclier, machines à forer, etc.).

3-3 Exécution en souterrain :

Deux principaux facteurs qui conditionnent le choix sont :

- Le type de roche ou de sol à excaver en liaison avec la situation du niveau phréatique, profondeur du tunnel, etc ...
- La géométrie du tunnel et du tracé (section en travers, rayon du tracé en plan,...)

En supposant que le tracé soit fixe, c'est la nature du terrain qui va conditionner le choix de la méthode d'exécution.

D'une façon générale, nous distinguons le choix entre les tunnels excavés dans les roches dures et moyennes, dans des roches tendres ou dans des sols.

3-4 Méthodes de creusements

On distingue :

- Creusement à pleine section.
- Creusement par demi- section.
- Creusement en section divisée

3-4-1 Méthode à pleine section

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 coûteuse.

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. Encas de rencontre d'accident de terrain sérieux cette technique requiert une adaptation très difficile.



Figure 3-1 Creusement en pleine section

3-4-2 Méthode de la demi-section

Cette méthode consiste à excaver dans une première phase la demi section supérieur du tunnel suivant sa forme définitive. La hauteur de cette excavation préliminaire peut aller jusqu'à 5 ou 6 m.

Dans une deuxième phase, on procède à excaver la demi section inférieur appelée stross.

Cette technique est particulièrement conseillée pour les terrains hétérogènes de qualité moyenne, elle permet de mieux maîtriser les problèmes de stabilité vue la dimension réduite du front de taille.



Figure 3-2 Creusement en demi-section

3-4-3 Méthode de la section divisée

Cette méthode est utilisée lorsque la section à excavée 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 coûteuse .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. par la même, la stabilité des sections excavées est plus facile à maîtriser et la décompression des terrains sus-jacents est plus limitée.

3-5 Techniques de creusement

Le choix de la technique et des machines de creusement dépend de la nature du terrain rencontré, on peut distinguer deux types :

- Creusement dans les terrains meubles
- Creusement dans les terrains durs

3-5-1 Exécution du creusement dans les terrains meuble

Parmi les différentes machines on peut citer :

3-5-1-1 Les boucliers

Machines conçues pour forer les tunnels dans les sols et les terrains meubles et aquifères, elles comportent un système de protection des parois de l'excavation entre le front de taille et le revêtement.

La progression de la machine est généralement assuré par une série de vérins prenant appui sur le revêtement posé à l'arrière .pour les autres boucliers appelés boucliers doubles, la prise d'appui s'effectue sur un bouclier auxiliaire .

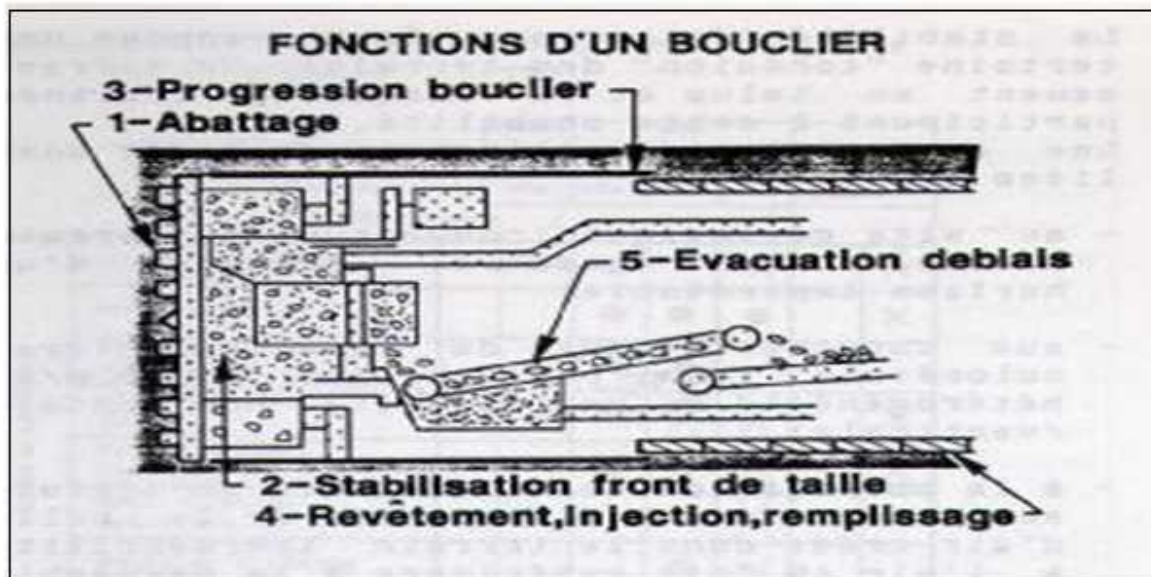


Figure3-3 Les fonctions d'un bouclier

3-5-1-2 Les différents types de boucliers

-Bouclier ouvert :

Laissant le front visible et accessible. Le front peut alors être attaqué sélectivement par un outil d'abattage tel qu'une fraise ou un bras excavateur.

-Boucliers rotatifs :

Equipé d'une tête rotative pleine section, la pression de la tête sur le terrain contribue au maintien du front de taille.

-Boucliers à air comprimé ou pressurisé :

Pour lesquels l'air comprimé améliore la stabilité du front de taille et limite le débit d'exhaure lorsque la foration a lieu sous la nappe. L'expérience montre que ce type de boucliers reste difficile à utiliser dans les terrains perméables et peu cohérents sous la nappe (sable, gravier).

-Boucliers à bentonite :

Pour lesquels une boue bentonitique en pression assure à la fois la stabilité du front de taille et le transport des déblais.



Figure3-4 Bouclier à pression de boue

3-5-2 Exécution du creusement dans les terrains dur

Pour les terrains durs ou les roches on peut avoir deux types de creusement :

- Creusement mécanique
- Creusement en utilisant l'explosif

3-5-2-1 Creusement mécanique :

On distingue deux grandes familles :

- Machines à attaque globale : machine pleine section, tunneliers ou tunnel boring machine TBM
- Machines à attaque partielle ou ponctuelles (boom type machine BTM)

1-Machines à attaque globale :

Attaquent en une seule passe la totalité de la section.

Ces machines sont conçues pour excaver des galeries circulaires avec un diamètre déterminé. Elles possèdent le plus souvent à l'avant un plateau circulaire rotatif égale à la section à excaver, le plateau appelé tête de forage, porte les outils de creusements.

2-Machines à attaque partielle ou ponctuelle :

Machines qui n'abattent qu'une partie de la section à la fois. Elles permettent de creuser n'importe quel profil de dimension variable elles sont équipées d'une tête fraiseuse de faible dimension située à l'extrémité d'un bras mobile, le tout porté sur un châssis AUTOMOTEUR à roues ou à chenilles.



Figure3-5 Machine à attaque ponctuelle

3-5-2-2 Creusement à l'explosif

L'abattage avec emploi des explosifs est généralement utilisé pour l'exécution de tunnels situés dans les roches pour lesquels un abattage manuel (marteaux piqueurs, pelle hydraulique) ou un terrassement mécanique (machine foreuse pleine section ou à attaque ponctuelle, brise roche) n'est plus envisageable du point de vue technique ou économique.

L'abattage à l'explosif s'effectue pour chaque volée d'avancement de manière cyclique selon les opérations élémentaires suivantes :

- Traçage et perforation du plan de tir
- Chargement des trous de mines et tir de la volée
- Ventilation et purge de l'excavation
- Evacuation des déblais du front de taille (marinage)

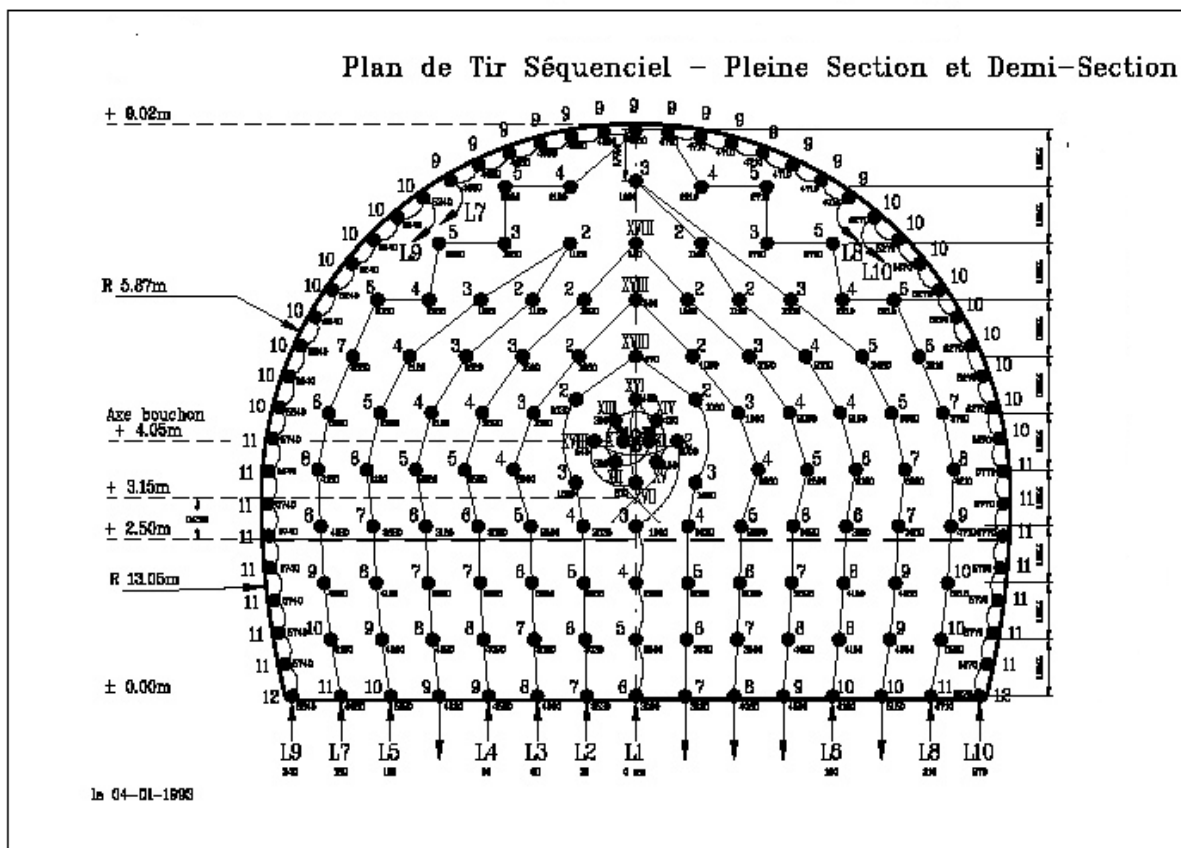


Figure 3-6 Plan de tir séquentiel

3-6 Autres méthodes de creusement

Voici quelques méthodes « futuristes » de creusement qui ont fait l'objet d'essais de laboratoire ou même de quelques applications industrielles et qui reposent sur des principes assez différents de l'explosif ou de l'excavation mécanique.

-La percussion lourde

Consiste à lancer sur le front de taille un projectile dont l'impact provoque la fissuration et l'éclatement de la roche.

Le Bureau des Mines des USA a fait procéder à des expériences intéressantes dans cette voie en utilisant un canon de 10 m à 15 m du front et des projectiles en béton d'environ 5 kg percutant le front à la vitesse de 1 500 m/s.

La fissuration dans le granit intéresse une profondeur de 30 à 50 cm et il faut 8 coups pour permettre de progresser de 30 cm sur un front de 15 m².

-Le jet hydraulique

A haute pression (jet cutting) consiste à réaliser des saignées dans la roche à l'aide d'un jet d'eau concentré à faible débit, mais à très forte pression.

Ainsi, en Allemagne, avec une buse de 0,5 mm, un débit de 18 L/min et une pression de 3 800 bars, on a réalisé dans le granit des saignées de 6 mm de profondeur à la vitesse de 10 cm/s.

En combinant, sur une machine à attaque globale, l'action des outils et celle d'un nombre équivalent de buses à haute pression de ce type, on peut réduire la poussée utile sur les outils d'environ 50 % à rendement égal.

-La vibration

Elle a été également expérimentée et appliquée aux molettes d'un tunnelier. Les résultats sont assez encourageants, mais l'usure de telles machines risque d'être très rapide.

-Le gradient thermique et la fusion.

L'action de la chaleur est plutôt réservée aux forages de petits diamètres, en raison de son très faible rendement énergétique.

D'une façon générale, si l'on compare les bilans énergétiques de ces différentes méthodes, on vérifie que les méthodes les plus économes sont celles dans lesquelles le matériau est découpé en morceaux aussi gros que possible. De ce point de vue, l'abattage mécanique exige globalement

deux fois plus d'énergie que l'explosif. Mais d'autres critères interviennent de façon décisive en faveur de la mécanisation.

L'avenir est probablement la combinaison de méthodes classiques et de certaines de ces méthodes utilisées à dose homéopathique pour tendre à limiter la fragmentation de la roche.

3-7 Conclusion

Notre tunnel sera construit sur un terrain meuble donc les différentes techniques d'explosif et de machines ponctuelles ou globales seront écartées, aussi la solution retenue est le creusement en section dévisées avec des machines traditionnelles.

Les différentes étapes de creusement sont :

- Excavation de la galerie de reconnaissance.
- Pose des cintres métalliques.
- Creusement de l'autre partie de la demi-section supérieure.
- Soutènement provisoire de la demi-section supérieure.
- Creusement de la demi-section inférieure.

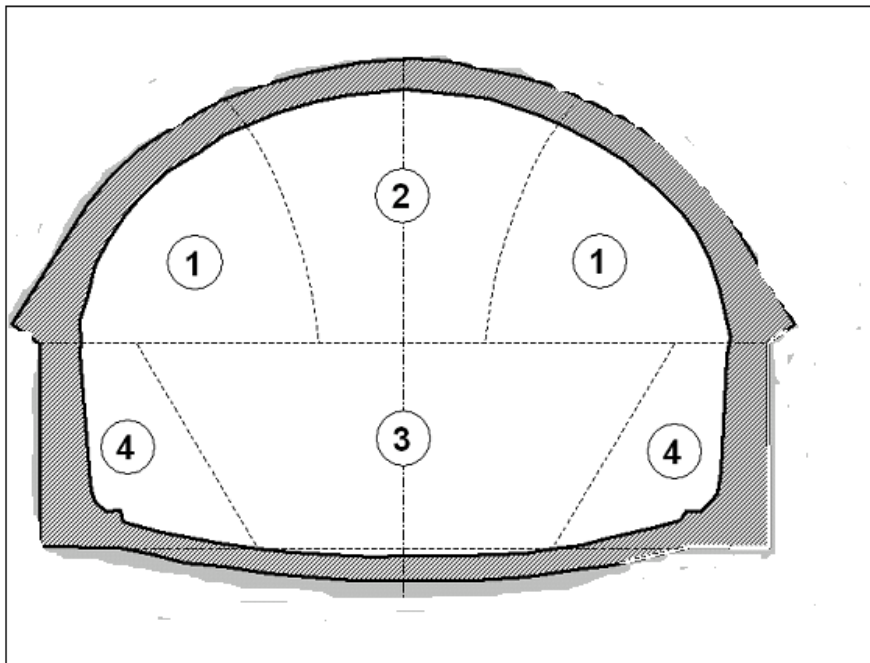


Figure3-7 Sections divisées (excavées par ordre de 1 à 4)

CHAPITRE 4

TECHNIQUES DE SOUTÈNEMENTS

4-1 Introduction

Au cours de la réalisation d'un tunnel, les contraintes préexistant dans le massif se canalisent sur le contour de la cavité, créant un "effet de voûte" qui rend possible la tenue de cette cavité tout au moins lorsque l'état des contraintes initiales et les caractéristiques de résistance et de déformabilité du terrain l'autorisent.

Le rôle du soutènement est de permettre l'établissement de cet état d'équilibre dans de bonnes conditions en limitant l'extension du volume de terrain décomprimé autour de la cavité.

Lorsque le terrain est de bonne qualité (rocher sain peu fracturé), le rôle du soutènement peut se limiter à la maîtrise d'instabilités locales (blocs isolés découpés par le réseau de discontinuités).

Cette conception d'un rôle actif du soutènement s'est développée parallèlement à l'utilisation des modes de soutènement qui assurent la participation effective du terrain à sa propre stabilité (boulons, béton projeté, cintres légers mis en oeuvre rapidement après l'excavation).

Ce soutènement peut agir :

- Comme un support
- Par confinement du terrain
- Par renforcement du terrain

4-2 Modes d'action du soutènement :

4-2-1 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 (voûte parapluie)
- Les boucliers

4-2-2 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.

4-2-3 Soutènement agissant par renforcement du terrain encaissant

Dans ce cas il s'agit plus de techniques de traitement des terrains que de soutènement. Cela consiste à modifier les caractéristiques géotechniques propres du terrain afin de lui permettre de se stabiliser par lui-même.

Les plus importantes de ces techniques sont :

- Les injections
- La congélation
- Le drainage

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 plus ou moins dans le temps. Le coulis est envoyé sous pression dans des forages équipés pour l'injection, traversant les zones à traiter.

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

Il existe une grande variété de traitements par injection tant par leur fonction que par leurs techniques de mise en oeuvre. Leur classification peut s'effectuer d'après les paramètres principaux suivants :

Nature du terrain :

- Roches peu à fortement fissurées
- Sols pulvérulents ou peu consistants.

Les paramètres à prendre en considération lors d'une injection sont : la perméabilité, la granulométrie et la porosité.

Type de traitement :

- Consolidation du terrain avec effet d'étanchement
- Etanchement du terrain par réalisation d'écrans étanches
- Remplissage de gros vides

Type de l'intervention :

- Avant les travaux de creusement depuis la surface ou depuis une galerie-pilote,
- Au cours des travaux à l'avancement pour le passage d'accidents géologiques (notamment failles remplies de sable et argile, sous forte pression d'eau jusqu'à 10 MPa) ou pour la reprise d'éboulements.

Nature du site :

- En site urbain avec des problèmes spécifiques liés à l'environnement (soulèvement, résurgences) ou en site vierge
- A faible ou grande profondeur

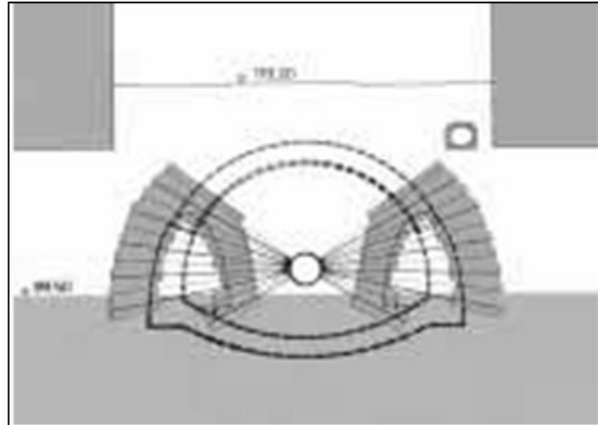


Figure 4-1 Exemple d'injection depuis une galerie-pilote

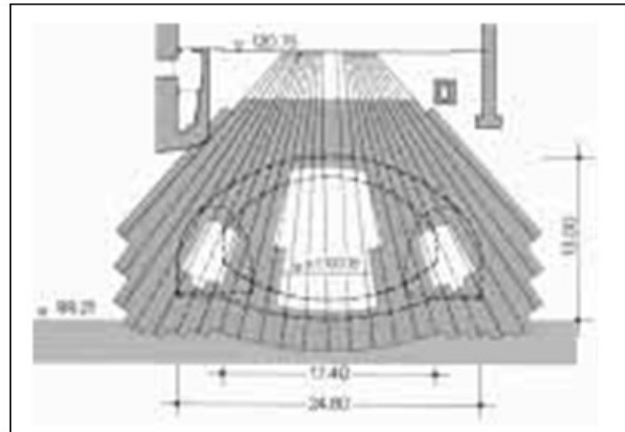


Figure 4-2 Exemple d'injection depuis la surface

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.

Le schéma de principe du procédé est le suivant:

- Exécution de sondages du site, sur la hauteur des couches aquifères
- Mise en place de tubes réfrigérants (sondes) : fermés à leur base, ils contiennent des tubes plus petits ouverts à leur partie inférieure
- Mise en circulation d'un liquide à basse température arrivant par le tube intérieur et remontant dans l'espace annulaire en empruntant la chaleur au terrain encaissant
- Congélation progressive des couches autour des sondes, obtention d'une paroi de terrain gelé dur et imperméable
- Maintien de cette paroi durant les travaux de génie civil

Il existe plusieurs méthodes:

- La méthode ouverte, à l'azote liquide
- La méthode fermée, à la saumure
- La méthode dite combinée

La méthode ouverte :

Le liquide réfrigérant est l'azote liquide. Il est transporté au chantier par des camions-citernes spéciaux où il est maintenu à une température de - 196°C sous une pression de 5 bars environ. Cette pression sert à assurer la circulation de l'azote dans les sondes.

A l'aval de la dernière sonde une vanne libère l'azote devenu gazeux dans l'atmosphère.

La mise en froid du terrain encaissant est rapide: 2 à 3 jours. Ensuite, on assure simplement l'entretien.

La résistance du sol ainsi congelé est généralement élevée: écrasement sous 30 à 50 bars en compression simple.

L'inconvénient principal est le coût élevé de la fourniture en azote liquide. La méthode est bien adaptée aux chantiers de courte durée.

La méthode fermée :

Un circuit frigorifique primaire, au moyen de compresseurs et de condensateurs, liquéfie le fluide. En se vaporisant, ce fluide assure le refroidissement du liquide réfrigérant qui circule dans les sondes, en circuit fermé.

Le fluide primaire peut être l'ammoniaque ou le fréon.

Le liquide réfrigérant est généralement une saumure ayant une température d'utilisation variable entre -25 et - 30°C.

Dans ce cas, les sondes ont un diamètre plus grand qu'avec l'azote.

Cependant, la mise en froid demande souvent 3 à 4 semaines.

La méthode combinée :

Elle consiste à rendre complémentaires les méthodes précédentes, en utilisant les mêmes tubes congélateurs. On combine ainsi une mise en froid rapide (azote) et un entretien économique (saumure).

Souvent, il est nécessaire d'assurer un traitement préalable du terrain par injection. Il s'agit de faire un traitement léger qui a pour objet de fermer les vides ou les circulations importantes, et de consolider un peu le sol.

L'avantage est double : économie de frigories (moins de pertes) et sécurité accrue.

Drainage

-Rabattement de la nappe

Pour pouvoir abaisser le niveau de la nappe en dessous du souterrain à construire, il faut que le sol soit suffisamment perméable. En outre, pour empêcher le phénomène du « renard » (affouillements), il doit exister, à une profondeur raisonnable sous le souterrain, une couche imperméable dans laquelle les parois latérales viennent se ficher. Cette couche peut éventuellement être réalisée artificiellement par des injections.

Dans certains cas, on peut même utiliser le procédé du béton immergé au fond de la fouille remplie d'eau.

Les méthodes de rabattement varient avec le coefficient de perméabilité du terrain sont :

- Des puits de grand diamètre distants de quelques mètres dans les terrains à forte perméabilité
- Des pointes filtrantes de faible diamètre distant de 1 m, essorant le terrain par aspiration dans les terrains à faible perméabilité (sable fin, argiles)
- Des puits filtrants à pompe immergée distants de quelques mètres dans les terrains de perméabilité intermédiaire (sables moyens)

D'autres dispositions peuvent également être prises pour abaisser le niveau de la nappe, à titre provisoire ou définitif

-Murs drainants

Dans le cas de terrains de faible perméabilité (moins de $5 \cdot 10^{-6}$ m/sec), il arrive que le rabattement de la nappe par un grand nombre de puits filtrants soit insuffisant pour assécher le terrain. On a alors recours à une technique qui consiste à réaliser un mur drainant à l'intérieur du sol.

Ce procédé nécessite les opérations suivantes :

- 1) Forage de puits jusqu'au niveau à assécher.
- 2) Descente de tubulures en forme de T dans les puits de rang impair et cela jusqu'au niveau supérieur de la nappe (les branches des tubulures sont dirigées vers les puits voisins).

3) Injection d'eau dans la tubulure et aspiration dans les deux puits voisins (chasse le terrain entre les puits et le ramène à la surface).

4) Dès que la communication entre les puits est établie, tout en maintenant l'injection d'eau et l'aspiration du terrain, on abaisse lentement la tubulure jusqu'au niveau à assécher (dans cette configuration, les parois sont maintenues par la pression de l'eau).

4-3 Classification des soutènements

4-3-1 Soutènement métallique :

Le premier type de soutènement employé dans les souterrains est le soutènement métallique qui comprend 4 catégories principales:

4-3-1-1 Soutènement par boulonnage

On appelle boulonnage le renforcement du terrain encaissant au moyen de barres généralement métalliques et de longueur comprise entre 1,50 et 5 m, placées à l'intérieur du terrain à partir de la surface libre.

Les tirants se distinguent des boulons par deux caractères principaux : leur longueur dépasse généralement 10 m et ils sont mis en traction volontairement à une fraction importante de leur charge de rupture. Les tirants, qui sont des éléments actifs (par opposition aux boulons qui sont passifs) sont assez rarement utilisés dans les travaux souterrains, sauf dans le cas des cavernes de grandes dimensions (centrales souterraines).

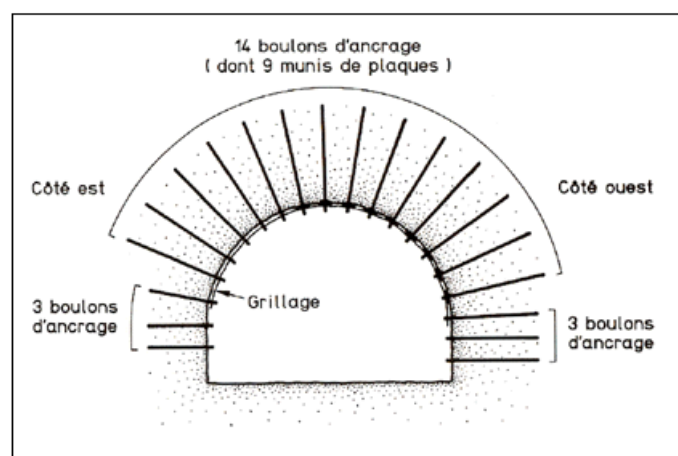


Figure 4-3 Soutènement par boulonnage

Les boulons agissent surtout par confinement, c'est-à-dire qu'ils développent, le long de la paroi du tunnel, une contrainte radiale qui, même si elle est faible, permet d'augmenter dans des proportions très importantes la résistance du terrain dans la direction tangentielle

Ceux-ci sont de deux types : boulons à ancrage ponctuel, boulons à ancrage continu. Le choix entre ces deux types est essentiellement lié à la nature du terrain.

- Le boulon à ancrage ponctuel :

L'ancrage est assuré par un dispositif mécanique (généralement coquille d'expansion à filetage inverse, 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 et 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.

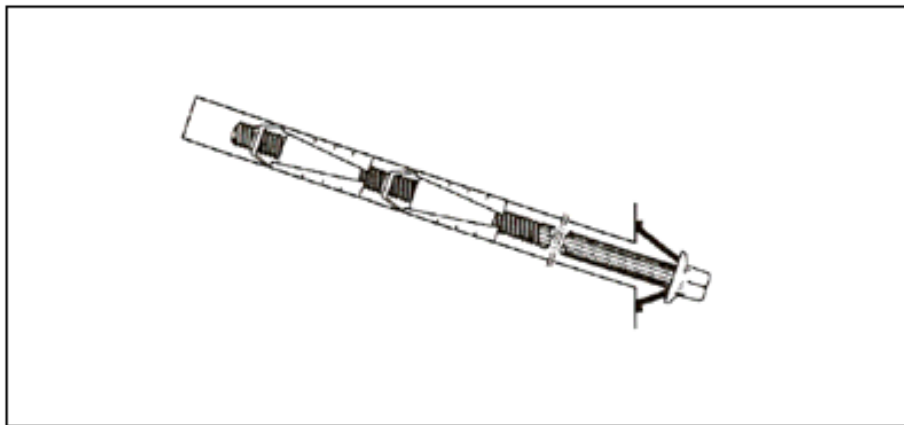


Figure 4-4 Boulon à ancrage ponctuel

-Boulons à ancrage réparti

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

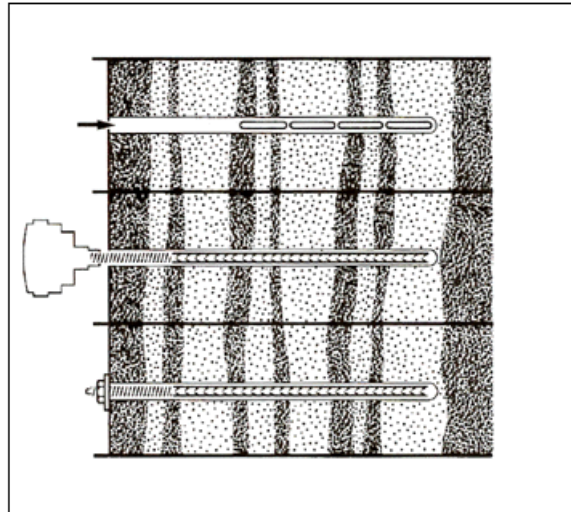


Figure 4-5 Boulonnage à ancrage réparti à la résine

-Barres foncées dans le terrain

Elles s'utilisent lorsqu'il est impossible de forer un trou dont les parois soient stables pendant le temps nécessaire à la mise en place d'un boulon. On peut dans ce cas foncer, à l'aide d'une perforatrice, des barres nervurées qui sont vissées dans le terrain.

La résistance à l'arrachement dépend de la nature du terrain.

Les diamètres des tiges des boulons varient généralement de 16 à 32 mm et leur longueur de 2 à 5 m.

La qualité de l'acier dépend des conditions d'utilisation :

-Sous faible couverture et s'il s'agit de limiter strictement les déformations, on pourra utiliser des aciers relativement durs

-Sous forte couverture où il peut être nécessaire « d'accompagner » la déformation de la roche, on aura avantage à utiliser les aciers à fort allongement

4-3-1-2 Soutènement par cintres métalliques

Ces cintres peuvent être des cintres lourds (H) ou réticulés pour les soutènements en grande section, ou des cintres plus légers (profilés TH, UPN), généralement en petite section.

Les cintres réticulés présentent les deux avantages de facilité de mise en œuvre et de très bonne compatibilité avec le béton projeté. Leur emploi est déconseillé lorsque de fortes sollicitations sont prévisibles avant que le béton projeté puisse remplir son rôle.

Le profil de la section doit bien sûr être suffisamment régulier (pas de hors profil trop important).



Figure 4-6 Cintres métalliques

Les cintres ont une double fonction, d'une part ils évitent la chute des pierres sans s'opposer à la convergence de la paroi, et d'autre part ils ralentissent les convergences en attendant le revêtement définitif.



Figure 4-7 Profil de soutènement avec cintres lourds

-Dispositifs d'appui des cintres

Les appuis ont pour objet de répartir la charge sur le terrain d'assise ; ils peuvent être fixes (longrines en bois, métal ou béton,) ou extensibles (vérins ou étais extensibles) pour limiter la décompression du terrain encaissant.

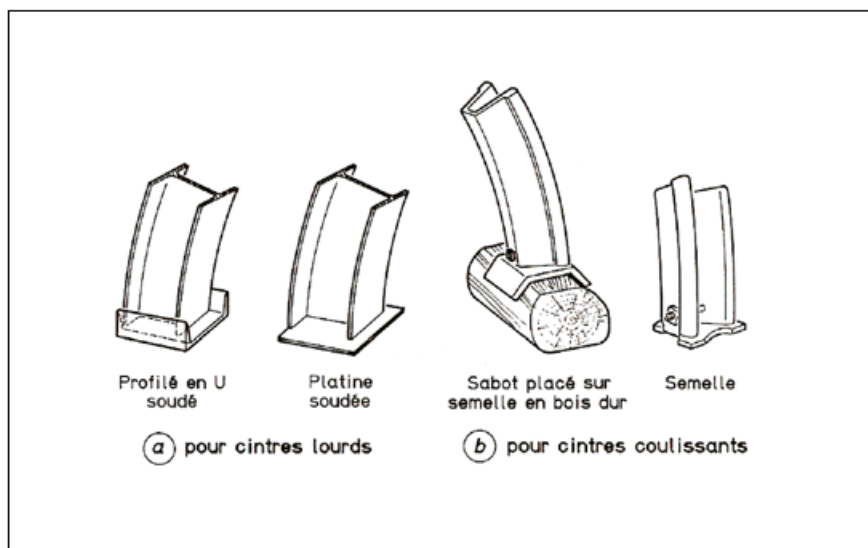


Figure4-8 Appuis de cintres fixes

-Les entretoises

Longitudinales sont destinées à éviter le renversement et le gauchissement des cintres sous l'effet des poussées.

Elles sont généralement constituées d'aciers ronds ou plats.

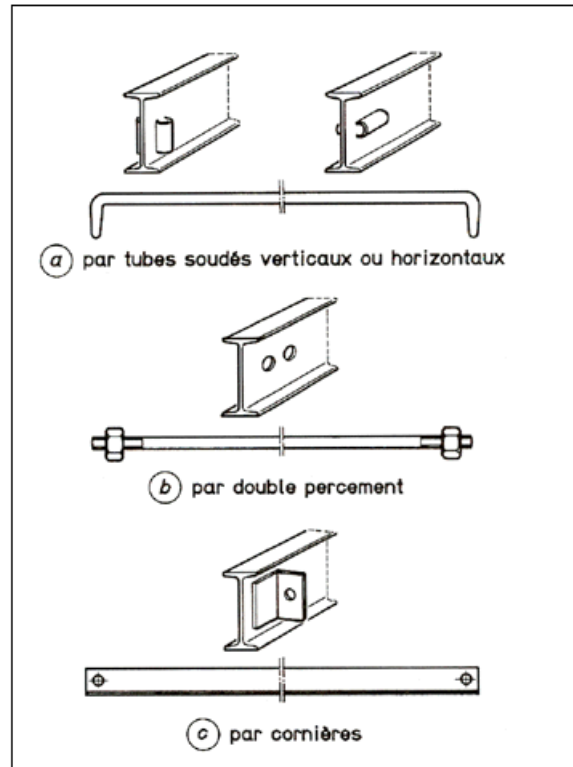


Figure 4-9 Dispositifs d'entretoisement de cintres lourds

4-3-1-3 Soutènement par enfilage

Les plaques (plus épaisses que les plaques de blindage) barres ou rails sont ici foncés dans le terrain préalablement à l'excavation de celui-ci.

4-3-1-4 Soutènement par blindage

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

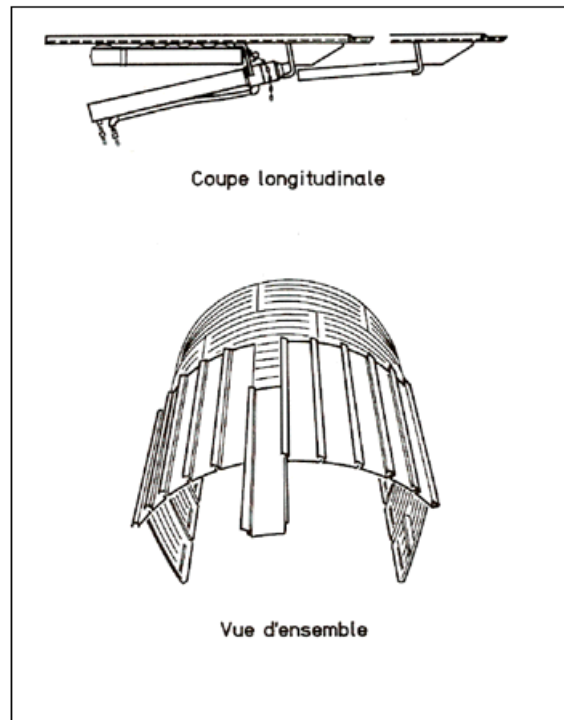


Figure4-10 Enfilage métallique



Figure4-11 Soutènement par blindage

4-3-2 Soutènement en béton

Les types de soutènement utilisant le béton sont les suivants :

4-3-2-1 Béton projeté :

Il est très souvent utilisé en complément du soutènement métallique (boulons, cintres réticulés, TH.) ou en remplacement du blindage métallique. Il peut être renforcé par des fibres métalliques, voire par un treillis.

-Composition :

La composition du béton projeté est d'abord celle d'un béton qui doit être pompable avant d'être projeté. C'est un mélange de sable, de ciment CPA 350 et de gravillons ($0 < \phi < 20\text{mm}$).

Le choix judicieux des accélérateurs et des additifs permet de trouver un compromis entre, d'une part, la rapidité de prise et une résistance suffisante au jeune âge et, d'autre part, les caractéristiques à long terme du béton.



Figure4-12 Béton projeté

-Rôle du béton projeté :

Le béton projeté intervient essentiellement comme moyen de soutènement immédiat après l'excavation, seul ou associé à d'autres, mais il peut être également utilisé comme un

revêtement qui protège la roche de l'altération par l'air ou l'humidité, colmate les fissures et cimente les blocs de roches instables.

-Modes de projection :

Il existe deux modes de projection du béton. La différence entre eux se situe dans la position de l'introduction de l'eau de gâchage du béton dans le circuit de mise en œuvre :

-L'une dite « par voie sèche », où le mélange est versé à sec dans le malaxeur puis refoulé très rapidement dans un courant d'air comprimé. En passant par la sortie, l'eau est incorporée au mélange et le béton est projeté à grande vitesse sur la surface d'application,

-L'autre dite « par voie mouillée », où le mélange est gâché suivant les procédés traditionnels puis versés dans la machine à projeter, pour être évacué par la lance de refoulement grâce à un flux d'air

4-3-2-2 Voussoirs en béton préfabriqué:

Ces voussoirs peuvent être mis en place à l'abri d'un bouclier ou directement à l'avancement (en général dans le cas de grandes ouvertures et de faible avancement). Des voussoirs particuliers (généralement en fonte) peuvent être utilisés au droit des réservations.



Figure4-13 Voussoirs en béton

4-4 Choix d'un mode de soutènement

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

4-5 Conclusion

Le soutènement de la demi section supérieur sera constitué de :

-Des cintres métalliques types HEB 280 placés à l'avancement avec un espacement de 80cm

- Une pré voûte en béton projeté entre les cintres de 20cm d'épaisseur avec treillis soudé.

La figure suivante montre le soutènement choisis pour notre tunnel.

Le soutènement fera l'objet d'une vérification dans le chapitre 8.

La figure suivante montre le soutènement adopté pour notre tunnel.



Figure 4-14 Soutènement d'un puit

CHAPITRE 5

CALCUL DES CHARGES

5-1 Introduction

Une bonne connaissance des charges agissant sur le tunnel est indispensable afin d'éviter le surdimensionnement ou le sous dimensionnement.

Ces charges dépendent essentiellement des caractéristiques géotechniques des différentes couches constituant le terrain.

Ces actions extérieures se définissent en contraintes verticales agissant sur la calotte engendrant des poussées latérales sur les flancs du tunnel.

5-2 Méthodes de calcul des pressions horizontales et verticales

Plusieurs méthodes ont été élaborées pour le calcul des charges, chacune de ces méthodes a son hypothèse.

5-2-1 Charges verticales [4,5]

5-2-1-1 Méthode de TERZAGHI :

TERZAGHI admet que la masse de sol qui entoure la galerie se déplace 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 entravée par l'effet de voûte faisant un angle de frottement de $(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2})$ agissant le long des plans de glissement.

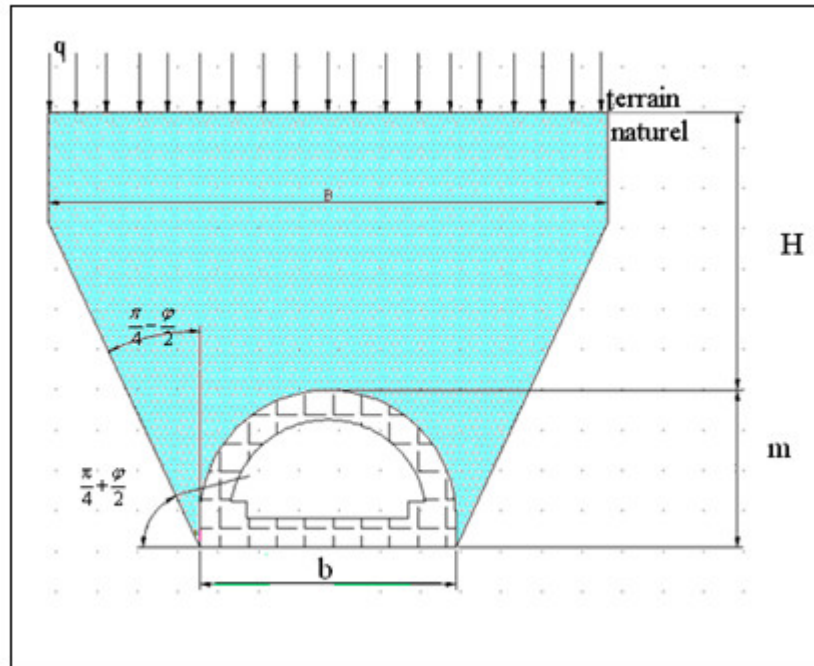


Figure5-1 Hypothèse de calcul de TERZAGUI

Ou :

q : La surcharge en surface

H : La couverture de terre

m : La hauteur de l'excavation

b : La largeur de l'excavation

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

La contrainte verticale est donné par :

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

K : Coefficient de poussée active généralement égale à 1.

5-2-1-2 Théorie de BIERBAÜMER

Cette théorie admet que l'ouvrage est chargé par une masse de sol délimité par une parabole de hauteur $h = \alpha H$ et que le massif aura tendance à glisser suivant un angle de

$$\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right)$$

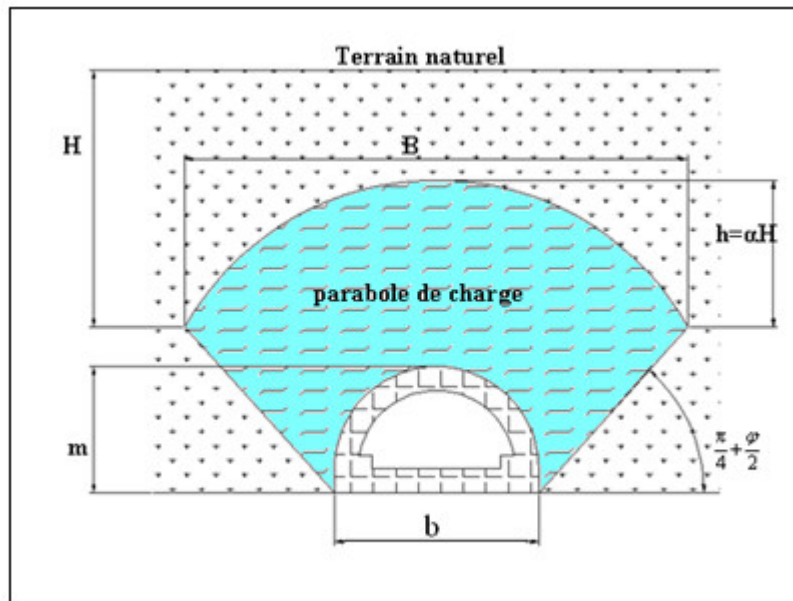


Figure5-2 Hypothèse de calcul de BIERBAUMER

La contrainte verticale est égale à : $\sigma_v = \gamma h = \gamma \alpha H$

Avec :

H : Couverture du terrain

h : Hauteur de la parabole de charge

α : Coefficient de réduction

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

$$B = \begin{cases} b + 2m \operatorname{tg}\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right) & \text{Section fer a cheval rectangulaire} \\ 2R \operatorname{tg}\left(\frac{3\pi}{8} - \frac{\phi}{4}\right) & \text{Section circulaire} \end{cases}$$

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

5-2-1-3 Théorie des poids des terres

Cette méthode est valable pour des ouvrages situés à de faibles profondeurs. Elle suppose que l'ouvrage doit supporter l'ensemble des charges et surcharges se trouvant au-dessus du tunnel.

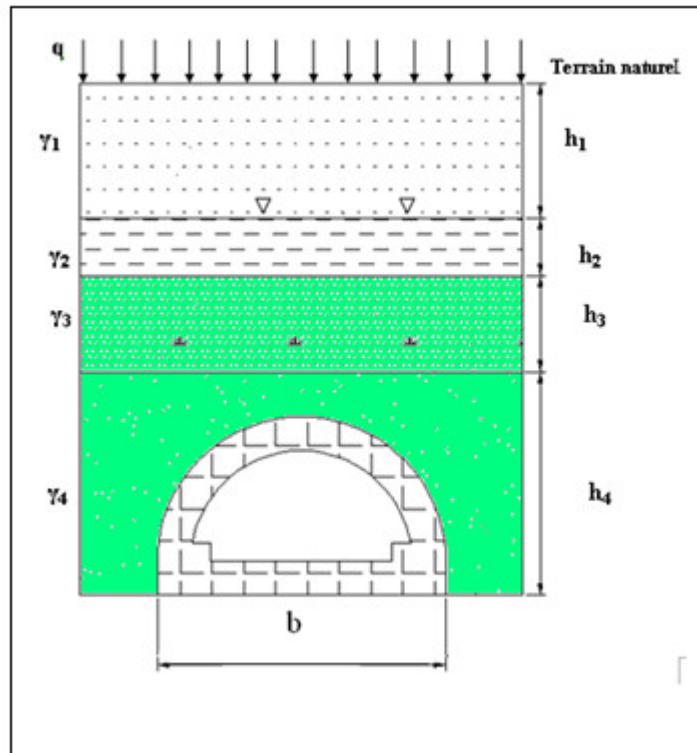


Figure5-3 Théorie des poids des terres

La contrainte verticale est donné par :

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

5-2-1-4 Théorie de PROTODIAKONOV

PROTODIAKONOV a basé ses recherches sur la définition statique d'une voûte naturelle Située au-dessus du terrain excavé, de forme parabolique et de hauteur h_p et dont l'équilibre est assuré par les seuls efforts de compression agissant tout le long.

La contrainte verticale est égale à :

$$\sigma_v = \gamma h_p \quad \text{Tel que: } h_p = \frac{B}{2f}$$

Et

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

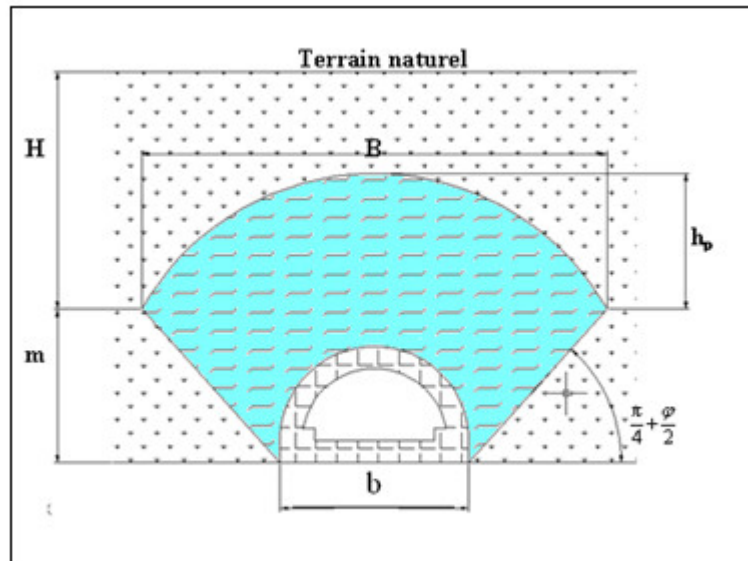


Figure5-4 Théories de PROTODIAKONOV

f : coefficient de résistance calculé pour différents terrains.

$f = \begin{cases} \text{tg}\varphi \\ \text{tg}\varphi + \frac{C}{\sigma_c} \\ \frac{\sigma_k}{100} \end{cases}$	Sol granuleux
	Sol cohérent (R_c : résistance a la compression)
	Sol rocheux (σ_k : résistance de dureté de la roche)

Catégorie	Degré de résistance	Résistance à la rupture σ_k (Kg f/cm ²)	Coefficient de résistance f	Angle de frottement inters °
I	Résistance Supérieure	2000	20	87
II	Roches très résistantes	1500	15	85.5
III	Roches de bonne tenue	900	8	82
IV	Roche assez résistantes	550	6	75
V	Roches de résistance moyenne	350	3	70
VI	Roches assez inconsistantes	200	1.5	65
VII	Roches inconsistantes	200 à 150	1	50
VIII	Terrains meubles	200 à 150	0.6	30

Tableau5-1 : Coefficients de résistance des roches « f » d'après **PROTODIAKONOV**

Remarque :

L'expérience a démontré que les résultats de la théorie de **PROTODIAKONOV** sont surtout satisfaisantes pour des profondeurs telle que :

$$\frac{b}{2f} < H < \frac{b}{f}$$

5-2-2 Charges horizontales [4,5]

5-2-2-1 Méthode de **TERZAGHI**:

Selon **TERZAGHI** la poussée peut être calculée approximativement par la formule :

$$\sigma_h = \begin{cases} 0.3\gamma(0.5m + h_p) & \text{Pour le cas général.} \\ \gamma H t g^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right) & \text{Pour les terrains granuleux ou ébouillis.} \\ \sigma_v \frac{\nu}{1-\nu} & \text{Pour les roches de bonne tenue.} \end{cases}$$

h_p : étant la hauteur du noyau de détente.

5-2-2-2 Méthode soviétique:

Cette dernière, considère la poussée latérale comme étant une charge trapézoïdale limitée par deux valeurs extrêmes situées au niveau de la calotte et du radier.

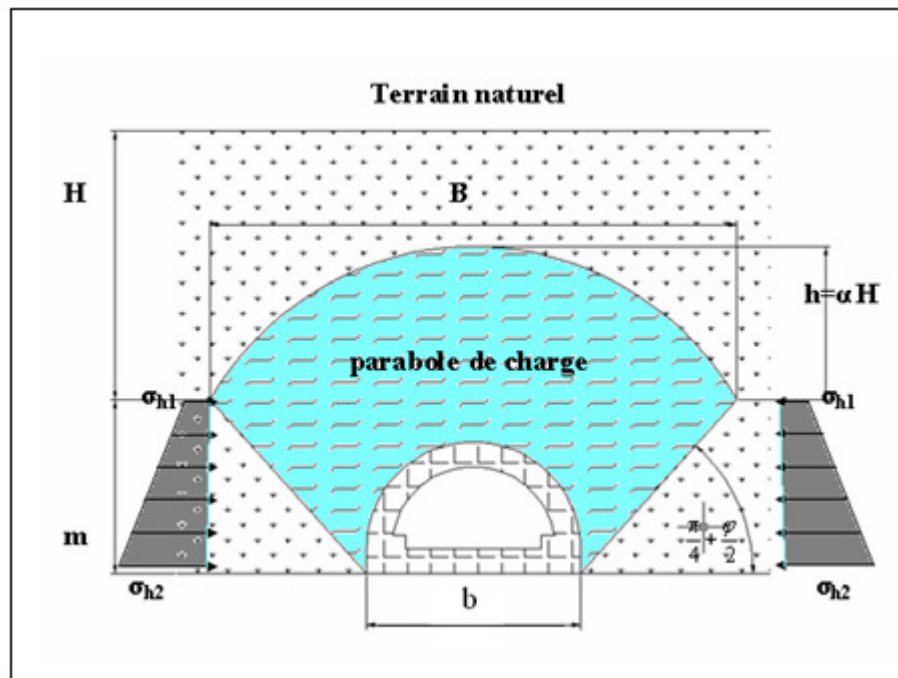


Figure5-5 Méthode soviétique

La poussée latérale spécifique au niveau de la calotte est :

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

La poussée latérale au niveau du radier est :

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

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

5-2-2-3 Méthode de PROTODIAKONOV

La contrainte horizontale d'après **PROTODIAKONOV** est à répartition trapézoïdale et en fonction de la charge verticale, elle est donnée par les formules suivantes :

$$\sigma_h = \gamma m \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \left[\frac{2}{3 \operatorname{tg} \varphi} b + m \operatorname{tg} \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) + \frac{m}{2} \right]$$

5-2-2-4 Méthode de COULOUMB-RANKINE

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

Au niveau de la calotte :

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

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

Avec : σ_v Contrainte verticale de **TERZAGHI**.

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

$$K_0 = (1 - \sin \varphi) X_1 X_2 X_3 \quad \text{Coefficient des terres au repos}$$

Où :

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

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

X_3 : Coefficient rhéologique.

Nature du terrain	X1	X2	X3
Remblais	1.00	1.00	1.00
Argile	0.70	1.00	0.50
Sable	1.00	1.00	1.00
Marne	0.70	1.00	0.70

Tableau 5-2 : Coefficient d'influence

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

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

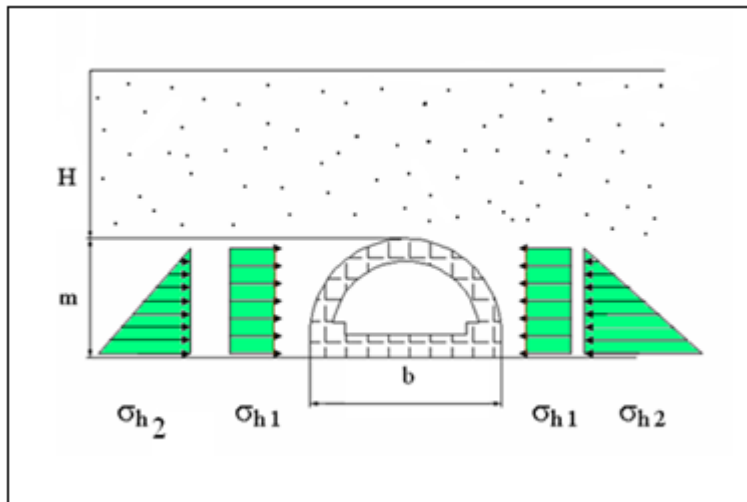


Figure5-6 Théorie de COULOUMB-RANKINE

5-3 Application des méthodes au tunnel

Le calcul du chargement se fera pour la demi-section supérieure (soutènement provisoire) et la section globale (revêtement définitif).

5-3-1 Application au soutènement provisoire

Méthode de TERZAGHI :

$$B = 9,72 + 2 \times 5 \operatorname{tg} \left(45 - \frac{24}{2} \right) = 16,21$$

La couverture $H = 11 \text{ m}$

Le coefficient de poussée active K est pris égale à 1.

La contrainte verticale est donnée par :

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

Couche 1

Remblai, $C=0$, $\varphi=25^\circ$, $\gamma_h = 18 \text{ KN/m}^3$

$$\sigma_{v1} = \frac{(16,21 \times 18 - 0)}{2 \times 1 \times \text{tg}25} \left[1 - e^{\frac{-(2 \times 1 \times 1 \times \text{tg}25)}{16,21}} \right] + 30e^{\frac{-(2 \times 1 \times 1 \times \text{tg}25)}{16,21}}$$

$$\sigma_{v1} = 47 \text{ KN / m}^2$$

Couche 2

Argile jaunâtre $C=30 \text{ KN/m}^2$, $\varphi=25^\circ$, $\gamma_h=20 \text{ KN/m}^3$

$$\sigma_{v2} = \frac{(16,21 \times 20 - 2 \times 30)}{2 \times 1 \times \text{tg}25} \left[1 - e^{\frac{-(2 \times 1 \times 4,5 \times \text{tg}25)}{16,21}} \right] + 47e^{\frac{-(2 \times 1 \times 4,5 \times \text{tg}25)}{16,21}}$$

$$\sigma_{v2} = 101,346 \text{ KN / m}^2$$

Couche 3

Argile sableuse $C=10 \text{ KN/m}^2$, $\varphi=33^\circ$, $\gamma_h=20 \text{ KN/m}^3$

$$\sigma_{v3} = \frac{(16,21 \times 20 - 2 \times 10)}{2 \times 1 \times \text{tg}33} \left[1 - e^{\frac{-(2 \times 3 \times \text{tg}33)}{16,21}} \right] + 101,346e^{\frac{-(2 \times 3 \times \text{tg}33)}{16,21}}$$

$$\sigma_{v3} = 128,23 \text{ KN / m}^2$$

Couche 4

Marne jaunâtre $C=30 \text{ KN/m}^2$, $\varphi=24^\circ$, $\gamma_h=20 \text{ KN/m}^3$

$$\sigma_{v4} = \frac{(16,21 \times 20 - 2 \times 30)}{2 \times 1 \times \text{tg}24} \left[1 - e^{\frac{-(2 \times 2,5 \times \text{tg}24)}{16,21}} \right] + 128,23e^{\frac{-(2 \times 2,5 \times \text{tg}24)}{16,21}}$$

$$\sigma_{v4} = 151 \text{ KN / m}^2$$

Théorie des poids de terres

La contrainte verticale est donnée par : $\sigma_v = \sum_{i=1}^n h_i \gamma_i + q$

$$\sigma_v = (18 \times 1) + (4,5 \times 20) + (3 \times 20) + (2,5 \times 20) + 30$$

$$\sigma_v = 248 \text{ KN / m}^2$$

Théorie de BIERBAÜMER

La poussée verticale est donnée par: $\sigma_v = \gamma h = \gamma \alpha H$

Section fer à cheval :

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

$$B = 16,21 \text{ m}$$

Coefficient de répartition α :

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

$$\alpha = 1 - \frac{11 \operatorname{tg} 24 \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{24}{2} \right)}{16,21}$$

$$\alpha = 0.872$$

$$h = \alpha H \Rightarrow h = 0.872 \times 11$$

$$\Rightarrow h = 9,60 \text{ m}$$

$$\sigma_v = 20 \times 9,60 \Rightarrow \sigma_v = 192 \text{ KN} / \text{m}^2$$

Ainsi les différents résultats sont donnés dans le tableau suivant:

Méthode de TERZAGUI	Méthode de BIERBAUMER	Méthode des poids des terres
152 KN / m^2	192 KN / m^2	248 KN / m^2

Tableau 5-3 : Charges verticales

Calcul de la pression horizontale**Méthode de TERZAGHI :**

La poussée horizontale est donnée par : $\sigma_h = 0.3 \gamma (0.5 m + H_p)$

Hauteur de détente H_p :
$$H_p = \frac{b}{2 \sin \varphi}$$

$$H_p = \frac{9,72}{2 \times \sin 24}$$

$$H_p = 11,94 \text{ m}$$

$$\sigma_h = 0,3 \times 20 \times (0,5 \times 5 + 11,94)$$

$$\sigma_h = 86,64 \text{ KN} / \text{m}^2$$

Théorie des poids des terres

La poussée horizontale sera donnée par: $\sigma_h = K_a \sigma_v$

Coefficient de poussée active K_a : $K_a = \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$

$$K_a = 0,42$$

$$\sigma_h = 0,42 \times 248 \quad \Rightarrow \quad \sigma_h = 104,16 \text{ KN} / \text{m}^2$$

Théorie des SOVIETIQUES :

La poussée latérale au niveau de la calotte :

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

$$h_p = \frac{b}{\sin 2\varphi} \Rightarrow h_p = 13,07 \text{ m}$$

$$\sigma_{h1} = 20 \times 13,07 \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{24}{2}\right) - 2 \times 30 \times \text{tg}\left(\frac{\pi}{4} - \frac{24}{2}\right) \quad \Rightarrow \quad \sigma_{h1} = 87,20 \text{ KN} / \text{m}^2$$

La poussée latérale au niveau des pieds des longrines :

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

$$\sigma_{h2} = 20 \times (5 + 13,07) \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{24}{2}\right) - 2 \times 30 \times \text{tg}\left(\frac{\pi}{4} - \frac{24}{2}\right)$$

$$\sigma_{h2} = 113,448 \text{ KN} / \text{m}^2$$

Théorie de COULOMB-RANKINE:

Couche 4

Marne jaunâtre $C = 30 \text{ KN/m}^2$, $\varphi = 24^\circ$, $\gamma_h = 20 \text{ KN/m}^3$

La poussée latérale au niveau de la calotte :

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

$$K_a = \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{24}{2}\right) \Rightarrow K_a = 0.42$$

$$\sigma_{h1} = 0.42 \times 152 \Rightarrow \sigma_{h1} = 63,84 \text{ KN} / m^2$$

La poussée latérale au niveau des pieds des pieds droits :

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

$$\sigma_{h2} = 20 \times 5 \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{24}{2}\right) - 2 \times 30 \times \operatorname{tg}\left(\frac{\pi}{4} - \frac{24}{2}\right)$$

$$\sigma_{h2} = 3,20 \text{ KN} / m^2$$

$$\sigma_h = 63,84 + 3,20$$

$$\sigma_h = 67,04 \text{ KN} / m^2$$

Les différents résultats sont donnés dans le tableau suivant:

Méthode des poids des terres KN / m^2	Méthode de TERZAGUI KN / m^2	Méthode SOVIETIQUE KN / m^2		Méthode de COULOM RANKINE KN / m^2	
		Calotte	P.droit	calotte	P.droit
104.16	86.64	87.20	113.448	63.84	67.04

Tableau5-4 : Charges horizontales

5-3-2 Application à la section globale

Charge verticale

Méthode de TERZAGHI :

$$B = 9,72 + 2 \times 8,59 \operatorname{tg} 33 = 20,87 \text{ m}$$

La couverture $H = 11 \text{ m}$

Le coefficient de poussée active K est pris égale à 1.

La contrainte verticale est donnée par :

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

Couche 1

Remblais, $C=0$, $\varphi=25^\circ$, $\gamma_h = 18\text{KN/m}^3$

$$\sigma_{v1} = \frac{(20.87 \times 18 - 0)}{2 \times 1 \times \operatorname{tg}25} \left[1 - e^{\frac{-(2 \times 1 \times 1 \times \operatorname{tg}25)}{20.87}} \right] + 30 e^{\frac{-(2 \times 1 \times 1 \times \operatorname{tg}25)}{20.87}}$$

$$\sigma_{v1} = 48.65 \text{ KN / m}^2$$

Couche 2 :

Argile jaunâtre $C= 30 \text{ KN/m}^2$, $\varphi=33^\circ$, $\gamma_h = 20\text{KN/m}^3$

$$\sigma_{v2} = \frac{(20.87 \times 20 - 2 \times 30)}{2 \times 1 \times \operatorname{tg}25} \left[1 - e^{\frac{-(2 \times 1 \times 4,5 \times \operatorname{tg}25)}{20.87}} \right] + 48.65 e^{\frac{-(2 \times 1 \times 4,5 \times \operatorname{tg}25)}{20.87}}$$

$$\sigma_{v2} = 112.60 \text{ KN / m}^2$$

Couche 3 :

Argile sableuse $C=10 \text{ KN/m}^2$, $\varphi=33^\circ$, $\gamma_h = 20\text{KN/m}^3$

$$\sigma_{v3} = \frac{(20.87 \times 20 - 2 \times 10)}{2 \times 1 \times \operatorname{tg}33} \left[1 - e^{\frac{-(2 \times 3 \times \operatorname{tg}33)}{20.87}} \right] + 112.60 e^{\frac{-(2 \times 3 \times \operatorname{tg}33)}{20.87}}$$

$$\sigma_{v3} = 145.50 \text{ KN / m}^2$$

Couche 4 :

Marne jaunâtre $C= 30 \text{ KN/m}^2$, $\varphi=24^\circ$, $\gamma_h = 20\text{KN/m}^3$

$$\sigma_{v4} = \frac{(20.87 \times 20 - 2 \times 30)}{2 \times 1 \times \operatorname{tg}24} \left[1 - e^{\frac{-(2 \times 2,5 \times \operatorname{tg}24)}{20.87}} \right] + 145.50 e^{\frac{-(2 \times 2,5 \times \operatorname{tg}24)}{20.87}}$$

$$\sigma_{v4} = 173.65 \text{ KN / m}^2$$

Théorie des poids de terres :

La contrainte verticale est donnée par : $\sigma_v = \sum_{i=1}^n h_i \gamma_i + q$

$$\sigma_v = (18 \times 1) + (4.5 \times 20) + (3 \times 20) + (2,5 \times 20) + 30$$

$$\sigma_v = 248 \text{ KN} / \text{m}^2$$

Théorie de BIERBAÜMER

La poussée verticale est donnée par: $\sigma_v = \gamma h = \gamma \alpha H$

Section fer à cheval :

$$B = b + 2 \text{mtg} \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$B = 20.87 \text{ m}$$

Coefficient de répartition α :

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

$$\alpha = 1 - \frac{11 \text{tg} 24 \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{24}{2} \right)}{20.87}$$

$$\alpha = 0.9$$

$$h = \alpha H \Rightarrow h = 0.9 \times 11$$

$$\Rightarrow h = 10 \text{ m}$$

$$\sigma_v = 20 \times 10 \Rightarrow \sigma_v = 200 \text{ KN} / \text{m}^2$$

Les différents résultats sont donnés dans le tableau suivant:

Méthode de TERZAGUI	Méthode de BIERBAUMER	Méthode des poids des terres
173.65 KN / m^2	200 KN / m^2	248 KN / m^2

Tableau 5-5: Charges verticales

Charge horizontale:**Méthode de TERZAGUI**

La poussée horizontale est donnée par : $\sigma_h = 0.3\gamma(0.5m + H_p)$

Hauteur de détente H_p : $H_p = \frac{b}{2 \sin \varphi}$

$$H_p = \frac{9.72}{2 \times \sin 24}$$

$$H_p = 11.95 \text{ m}$$

$$\sigma_h = 0.3 \times 20 \times (0.5 \times 8.59 + 11.95)$$

$$\sigma_h = 97.47 \text{ KN} / \text{m}^2$$

Théorie des poids des terres :

La poussée horizontale sera donnée par: $\sigma_h = K_a \sigma_v$

Coefficient de poussée active K_a : $K_a = \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$

$$K_a = 0.42$$

$$\sigma_h = 0.42 \times 248 \Rightarrow \sigma_h = 104.16 \text{ KN} / \text{m}^2$$

Théorie des SOVIETIQUE :

La poussée latérale au niveau de la calotte :

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

$$h_p = \frac{b}{\sin 2\varphi} \Rightarrow h_p = 13.08 \text{ m}$$

$$\sigma_{h1} = 20 \times 13.08 \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{24}{2}\right) - 2 \times 30 \times \text{tg}\left(\frac{\pi}{4} - \frac{24}{2}\right) \Rightarrow \sigma_{h1} = 71.35 \text{ KN} / \text{m}^2$$

La poussée latérale au niveau du radier

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

$$\sigma_{h2} = 20 \times (8.59 + 13.08) \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{24}{2}\right) - 2 \times 30 \times \text{tg}\left(\frac{\pi}{4} - \frac{24}{2}\right)$$

$$\sigma_{h2} = 143.06 \text{ KN} / \text{m}^2$$

Théorie de COULOMB-RANKINE:**Couche 4** : Marnes $C=20 \text{ KN/m}^2$, $\varphi=24^\circ$, $\gamma_h = 20 \text{ KN/m}^3$

Au niveau de la calotte :

$$\sigma_{1h} = K_0 \sigma_v$$

$$= (1 - \sin 24) \times 0.7 \times 1 \times 0.7 \times 173.65$$

$$\sigma_{h1} = 50.48 \text{ KN / m}^2$$

Au niveau du radier:

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

$$\sigma_{h2} = 20 \times 8.59 \times t g^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{24}{2} \right) - 2 \times 30 \times t g \left(\frac{\pi}{4} - \frac{24}{2} \right)$$

$$\sigma_{h2} = 33.50 \text{ KN / m}^2$$

$$\sigma_h = 83.86 \text{ KN / m}^2$$

Les différents résultats sont donnés dans le tableau suivant:

Méthode des poids des terres KN / m^2	Méthode de TERZAGUI KN / m^2	Méthode SOVIETIQUE KN / m^2		Méthode de COULOM RANKINE KN / m^2	
		Calotte	P.droit	calotte	P.droit
104.16	97.47	87.21	113.448	50.36	83.86

Tableau 5-6 : Charges horizontales**5-4 Choix de la méthode****5-4-1 Charge verticale :**

La théorie de **BIERBAUMER** est applicable aux tunnels situés à une grande profondeur.

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

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

On opte pour la méthode de **TERZAGHI** vu la couverture du terrain et sa fiabilité dans tous les cas possibles et sa considération pour plusieurs paramètres géotechniques et géologiques.

Donc:

$$P_v = 152 \text{ KN} / m^2 \quad \text{Pour la demi-section supérieure (revêtement provisoire)}$$

$$P_v = 173.65 \text{ KN} / m^2 \quad \text{Pour la section globale (revêtement définitif)}$$

5-4-2 Charge horizontale

Pour le calcul de la poussée horizontale, on utilisera les formules de **COULOMB-RANKINE**, qui ont donné des résultats satisfaisants pour des tunnels à grandes sections.

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Demi-section supérieure		Section globale	
A la clé de voûte	Au niveau des Pieds droits	A la clé de voûte	Au niveau du radier
63.84 KN / m^2	67.04 KN / m^2	50.48 KN / m^2	83.86 KN / m^2

Tableau 5-7 : Charges horizontales

CHAPITRE 6

METHODE CONVERGENCE CONFINEMENT

6-1 Introduction

La méthode de convergence-confinement permet d'analyser l'interaction entre le massif et le soutènement C'est une méthode de dimensionnement de tunnels simple pour tenir compte des conditions de mise en œuvre du soutènement derrière le front de taille au prix d'une simplification des lois de comportement et d'une homogénéisation d'un certain nombre de zones du massif.

Elle conduit à un pré dimensionnement satisfaisant du soutènement et elle oriente au stade de l'avant projet, le choix des caractéristiques de soutènement et donne l'ordre de grandeur des déformations à attendre.

6-2 Principe générale de la méthode [16]

Considérons une section plane d'un terrain dans lequel on souhaite creuser une galerie circulaire. Ce terrain est soumis à une contrainte naturelle correspondant à un état initial isotrope P . Le déplacement radial u des parois de la galerie non encore excavée est évidemment nul.

Pour modéliser l'excavation de la galerie, nous supposons d'abord la cavité remplie d'un liquide à une pression P_i correspondant à l'état initial isotrope P .

-Comportement du massif

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

-Comportement du soutènement

Avec le même système d'axes, nous pouvons aussi représenter le déplacement radial du soutènement en fonction de la pression extérieure P_i qui lui est appliquée. Sa courbe

caractéristique est une droite si nous supposons que son comportement est élastique linéaire. Son origine est décalée de la valeur u_{s0} pour tenir compte de la convergence qui s'est déjà produite lors de sa mise en place.

-L'équilibre final

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

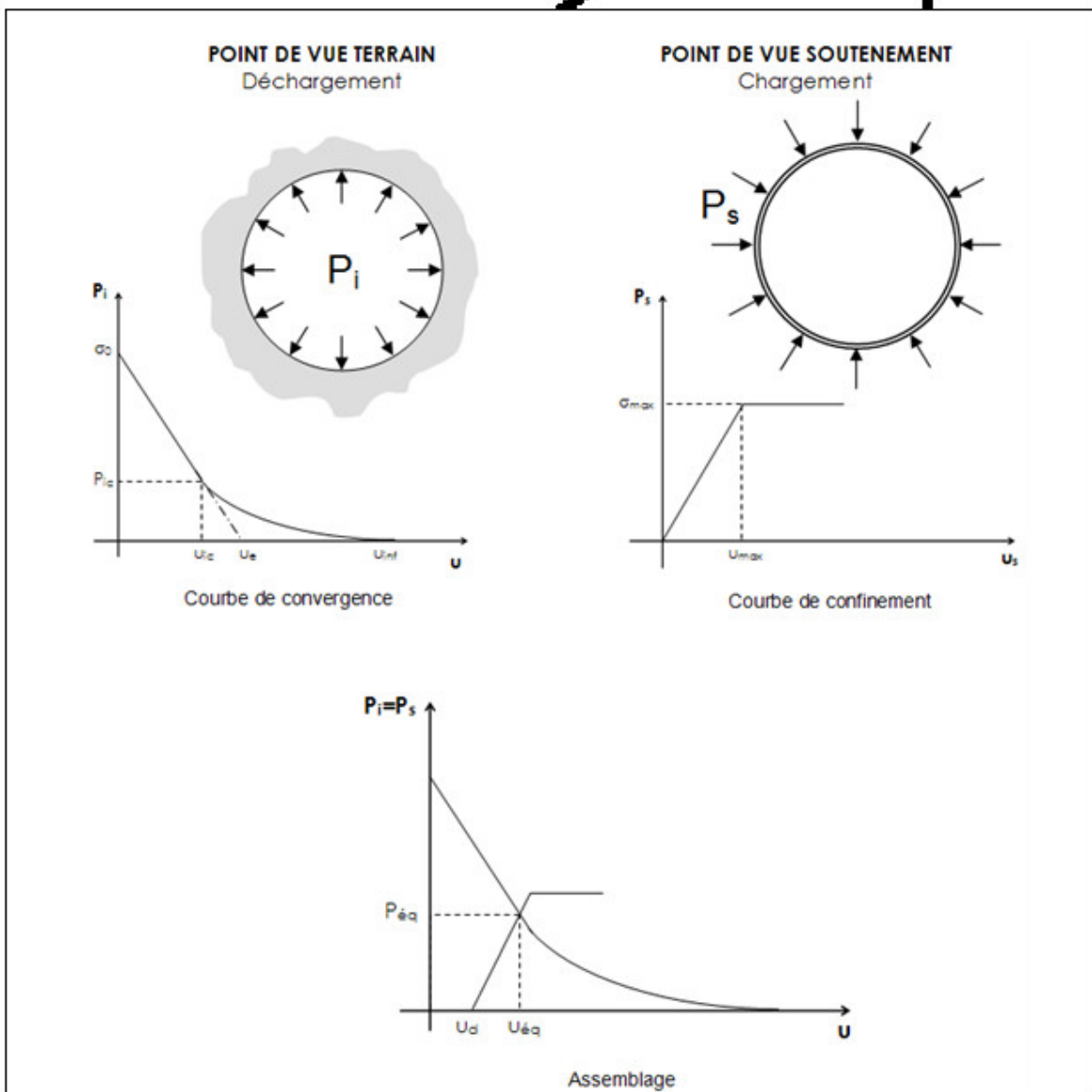


Figure 6-1 Courbes de convergence, de confinement et assemblage.

6-3 Hypothèses [16]

- Le tunnel est de section circulaire
- Le matériau est composé d'un matériau homogène et isotrope.
- Le champ de contraintes initiales est hydrostatique. C'est-à-dire que les contraintes naturelles verticale et horizontale sont égales
- Le tunnel est suffisamment profond pour que l'on puisse négliger la variation de la contrainte initiale hydrostatique à sa proximité
- Le soutènement est supposé exercer une pression radiale uniforme sur les parois de l'excavation

D'autre part, pour que l'on puisse étudier le problème en état plan de déformation, la longueur du tunnel sera suffisamment importante. La déformation longitudinale sera alors considérée comme nulle

6-4 Etapes de calcul d'un problème type [16]

Etape 1 : Courbe caractéristique du terrain

Données types :

{	R	Rayon de l'excavation
	E	Caractéristiques de rupture du terrain
{	ν	Coefficient de poisson
	C	Caractéristiques de rupture du terrain (ou R_c et k_p)
{	φ	Angle de frottement
	γ	Poids volumiques du rocher dans la zone décomprimée
{	σ ₀	Contrainte initiale de massif

Etapes de calcul :

1. $\sigma_0 \leq \frac{R_c}{2}$ calcul du déplacement à la paroi pour une pression de soutènement nul

$$u_0 = \frac{1+\nu}{E} \times \sigma_0 R$$

La courbe caractéristique est une droite passant par les deux points de coordonnées :

$$\begin{cases} p = \sigma_0 \\ u = 0 \end{cases} \quad \text{ET} \quad \begin{cases} p = 0 \\ u = u_0 = \frac{1+\nu}{E} \times \sigma_0 R \end{cases}$$

2. Si $\sigma_0 > \frac{R_c}{2}$ Calcul de la pression d'apparition de la zone en état limite de

rupture p_a du taux de dèconfinement λ_a et des déplacements à la paroi u_a correspondant :

$$p_a = \sigma_0 (1 - \sin \varphi) - C \cos \varphi = \left(\sigma_0 - \frac{R_c}{2} \right) \frac{2}{k_p + 1} = \left(\sigma_0 - \frac{R_c}{2} \right) \times (1 - \sin \varphi)$$

$$\lambda_a = \frac{\sigma_0 - p_a}{\sigma_0} = \sin \varphi + \frac{C}{\sigma_0} \cos \varphi = \frac{k_p - 1 + \frac{R_c}{\sigma_0}}{k_p + 1}$$

$$u_a = \lambda_a \times u_0$$

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

-Pour $p_a < p < \sigma_0$ la courbe caractéristique est un segment de droite.

-Pour $p < p_a$ calcul de la courbe point par point selon la loi de comportement choisie.

Etape 2 : convergence acquise à la paroi au moment de la mise en place du soutènement.

Cette valeur donne le point de départ de la courbe caractéristique du soutènement

$$u_{s0} > 0.265 u_0$$

Soit généralement plus du tiers du déplacement élastique à $p=0$

Etape 3 : Courbe caractéristique du soutènement

Il faut déterminer la raideur du soutènement choisi et la pression maximale de soutènement (état limite admissible ou état limite de rupture) puis tracer la courbe.

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

$$k_b = \frac{E_b e}{R}$$

$$p_b^{\max} = \frac{\sigma_b^{\max} \times e}{R}$$

Avec R rayon du tunnel.

Etape 4 : Equilibre final :

L'intersection de la courbe caractéristique du terrain et la courbe caractéristique du soutènement donne la pression de soutènement à l'équilibre à court terme puis à long terme. Si cette pression n'est pas admissible un autre soutènement sera envisagé.

Ainsi, en faisant varier les caractéristiques (dimensions et écartement des boulons, épaisseur du béton projeté, dimensions et écartement des cintres) et les hypothèses de pose (distance du front à laquelle ils sont mis en place) on peut en déduire le soutènement optimal compte tenu des convergences maximales acceptables et des coûts directs et indirects correspondants à chaque mode d'exécution.

6-5 Application de la méthode à notre tunnel**Courbe caractéristique du terrain :**

Module de déformation de la marne jaunâtre : $E=25$ MPa

Coefficient de Poisson: $\nu=0.3$

Cohésion: $C=30$ KN/m²

Angle de frottement interne : $\varphi=24^\circ$

Rayon de l'excavation: $R=4.86$ m

Charges verticales :

Selon la méthode des poids des terres : $\sigma_0 = \sum_{i=1}^n \gamma_i h_i + q$

$$\sigma_v = (18 \times 1) + (4.5 \times 20) + (3 \times 20) + (2.5 \times 20) + 30$$

$$\sigma_0 = 248 \text{ KN / m}^2$$

Rc (Marne jaunâtre) = [0.5-6] MPa pour un sol de classe R5a .

$$\sigma_0 \leq \frac{R_c}{2}$$

Comportement élastique, le creusement n'entraîne que des déformations élastiques.

La courbe caractéristique du terrain est une droite qui recoupe l'axe des déplacements en un point d'abscisse :

$$u_0 = \frac{1+\nu}{E} \times \sigma_0 R$$

Déplacement de la paroi sans soutènement :

$$u_0 = \frac{1+\nu}{E} \times \sigma_0 R$$

$$u_0 = \frac{1+0.3}{25} \times 0.248 \times 4.86$$

$$u_0 = 0.062m$$

On constate que dans les Marnes jaunâtre, la convergence est très importante, le soutènement doit donc être disposé le plus rapidement possible.

Courbe caractéristique du soutènement :

Convergence acquise à la paroi au moment de la mise en place du soutènement :

Cette valeur donne le point de départ de la courbe caractéristique du soutènement :

$$u_{s0} > 0.265u_0$$

$$u_{s0} > 0.265 \times 0.062 \Rightarrow u_{s0} > 0.015$$

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

$$u_{s0} = 0.020$$

Cintres calés à la paroi :

Section du cintre	$A_S = 131 \times 10^{-4} \text{ m}^2$
Résistance de l'acier:	$\sigma_0 = 240000 \text{ KN/ m}^2$
Module d'élasticité de l'acier	$E = 2.1 \times 10^6 \text{ MPa}$
Espacement des cintres	$a = 0.8 \text{ m}$

Raideur du cintre :

$$k_c = \frac{E \times A_S}{a \times R}$$

$$k_c = \frac{2.1 \times 10^6 \times 131 \times 10^{-4}}{0.8 \times 4.86}$$

$$\Rightarrow k_c = 7075.6 \text{ MPa}$$

Pression maximale de soutènement :

$$p_C^{\max} = \frac{131 \times 10^{-4} \times 240}{4.86 \times 0.8}$$

$$p_C^{\max} = 0.8 \text{ Mpa}$$

$$u_a = \frac{p_C^{\max} \times R}{k_c} = \frac{0.8 \times 4.86}{7075.6}$$

$$u_a = 0.0055 \text{ m} \cong 0.55 \text{ mm}$$

Béton projeté :

Module de Young:	$E_b = 12600 \text{ MPa}$
Coefficient de Poisson:	$\nu = 0.2$
Epaisseur du béton:	$e = 0.2 \text{ m}$

Raideur du béton projeté :

$$k_b = \frac{E_b e}{(1 - \nu^2) R}$$

$$k_b = \frac{12600 \times 0.2}{(1 - 0.2^2) \times 4.86} \Rightarrow k_b = 540.12 \text{ MPa}$$

Pression maximale de soutènement :

$$p_b^{\max} = \frac{\sigma_b \times e}{R}$$

$$p_b^{\max} = \frac{15 \times 0.2}{4.86} \Rightarrow p_b^{\max} = 0.617 \text{ MPa}$$

$$u_b = \frac{R \times p_b^{\max}}{k_b} = \frac{4.86 \times 0.617}{540.12}$$

$$u_b = 0.0055 \cong 5.5 \text{ mm}$$

-La convergence acquise par la paroi au moment du soutènement :

$$u_{s0} = 10\% u_0$$

$$u_{s0} = 0.006 \text{ m}$$

-Pour une mise en place a proximité du front de taille :

$$u_{s1} = u_{s0} + s_{u1}$$

$$u_{s1} = 0.006 + 0.002 \Rightarrow u_{s1} = 0.008 \text{ m}$$

La pression maximale béton projeté +cintres =1.42MPa

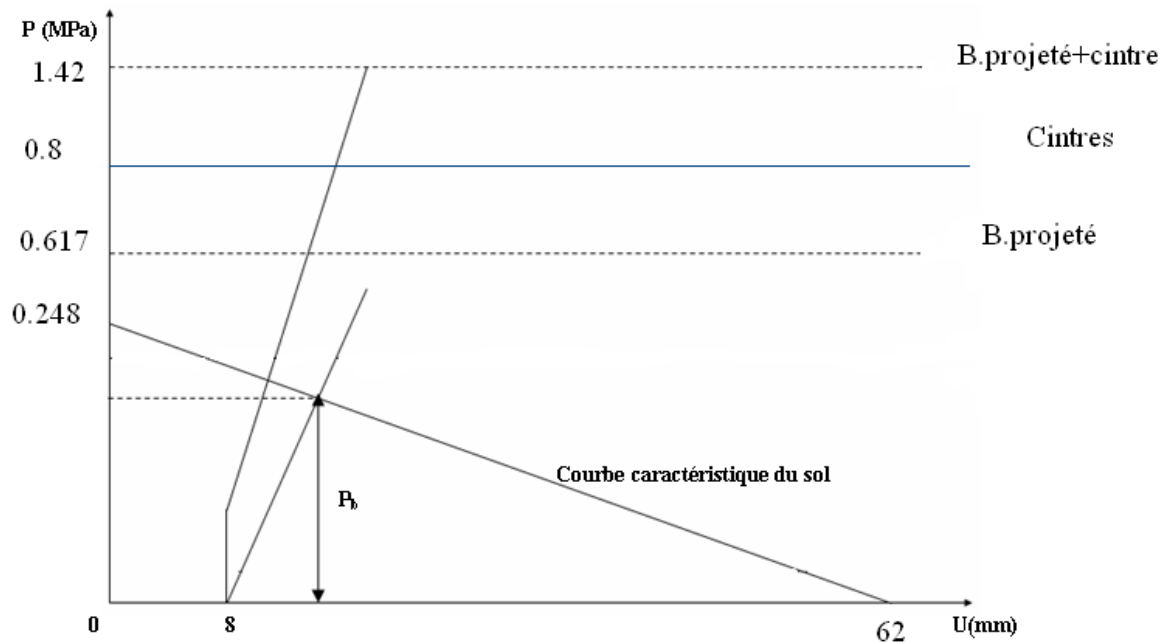


Figure6-2 équilibre final

6-6 Conclusion

On obtient ainsi par la méthode convergence-confinement, un ensemble d'informations qui orientent le choix initial du mode de soutènement et serviront de base au contrôle du comportement à effectuer pendant les travaux.

CHAPITRE 7

METHODE DES ELEMENTS FINIS

7-1 Introduction

Parmi les méthodes numériques les plus utilisées, on peut citer la méthode des éléments finis (MEF). Cette dernière est une technique récente à caractère pluridisciplinaire car elle met œuvre les connaissances de trois disciplines de base :

- La mécanique des structures : élasticité, résistance des matériaux, dynamique, plasticité, etc.
- L'analyse numérique : méthodes d'approximations, résolution des systèmes linéaires, des problèmes aux valeurs propres, etc.
- L'informatique appliquée : techniques de développement et de maintenance de grands logiciels.

La méthode des éléments finis est une méthode très puissante, puisqu'elle permet une étude correcte des structures ayant des propriétés géométriques et des conditions de chargement très compliquées.

C'est une méthode qui nécessite des calculs itératifs, s'adaptant aux problèmes complexes qui ne peuvent pas être résolus analytiquement.

On remplace un problème continu par un problème approché en discrétisant la structure.

7-2 Principe de la méthode [7,8]

La méthode des éléments finis consiste à discrétiser un milieu continu en le remplaçant par un assemblage d'éléments. On simplifie les équations du problème en vérifiant les équations en un nombre limité de points. On obtient alors un système d'équations linéaires dont la taille dépend de la finesse de la discrétisation.

Elle fait partie des méthodes qui, par approximation des variables inconnues, transforment les équations aux dérivées partielles en équations algébriques.

La structure est décomposée en plusieurs éléments de formes géométriques simples (maillage) reliés entre eux par des noeuds.

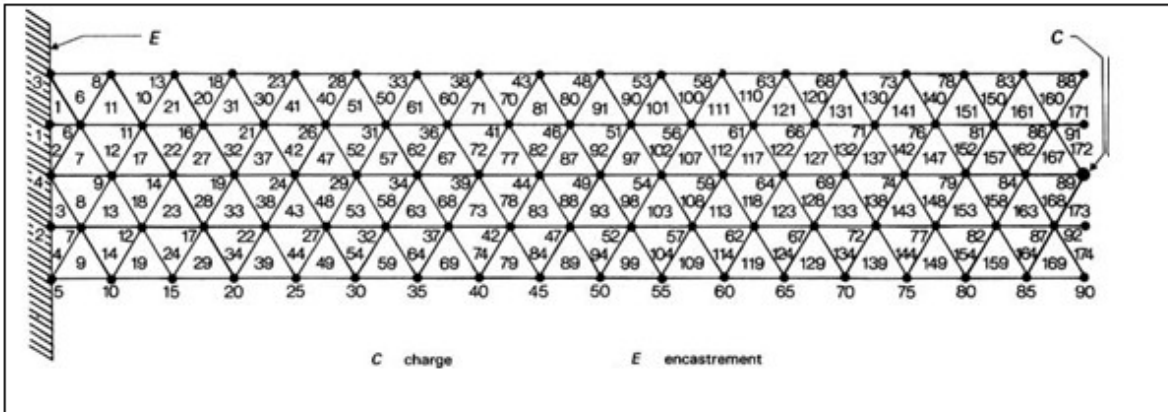


Figure7-1 Exécution d'un maillage par ordinateur

7-2-1 Différents éléments utilisés dans le maillage

On distingue :

- Barres, poutres droites et courbes
- Plaques
- Coques de révolution
- Coques de forme quelconque

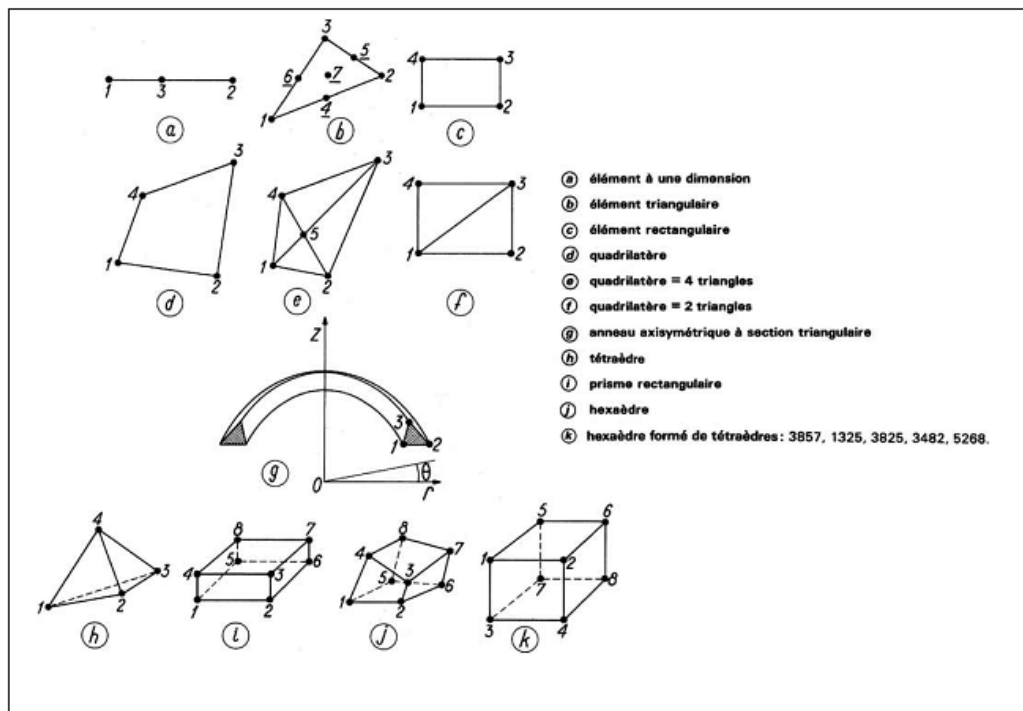


Figure 7-2 Eléments le plus fréquemment employés

7-3 Formulation de la MEF par la méthode variationnelle [7,8]

La MEF selon l'approche déplacement a pour but de transformer les équations décrivant le phénomène physique étudié qui sont de type équations aux dérivées partielles en un système d'équations algébriques linéaires de type $\{F\} = [K] \{U\}$

Avec :

- $[K]$: matrice de rigidité de toute la structure

- $\{F\}$: vecteur forces nodales

- $\{U\}$: vecteur déplacements nodaux

Une fois déterminée la matrice de rigidité $[K]$ du système, tout problème consiste donc généralement à résoudre le système linéaire : $\{F\} = [K] \{U\}$

Avec : $[K] = \sum [K_e]$ matrice de raideur de la structure

$[F] = \sum [F_e]$ vecteur des forces équivalentes au chargement externe appliqué à la structure.

Où les inconnues sont les composantes U du déplacement des nœuds (si l'une de ces composantes est imposée par des conditions aux limites elle est remplacée par la réaction qui en résulte).

7-4 Etapes de calcul [7,8]

Après avoir modélisé et discrétisé la structure à étudier en éléments finis on suit les étapes suivantes:

-Établir pour chaque élément dans son repère local:

- La fonction d'approximation en éléments finis

-Les relations entre: déformations, contraintes et déplacements

- Les relations efforts déplacements nodaux
- Déduire la matrice de rigidité dans le repère global pour chaque élément
- Déduire la matrice de rigidité globale dans le repère global en assemblant toutes les matrices élémentaires
- Faire intervenir les conditions aux limites (pour éviter le cas d'une matrice de rigidité singulière)
- Résoudre le système $\{F\} = [K] \{U\}$
- Déduire le champ de déplacement puis le champ de contraintes

7-5 Application au calcul des tunnels

La détermination des sollicitations auxquelles est soumis le soutènement ou le revêtement d'un tunnel est un problème hyperstatique dont les paramètres suivant peuvent être pris-en compte par la méthode des éléments finis :

- La bi ou tridimensionnalité du problème
- L'état d'équilibre naturel du milieu (ou état de contrainte initial)
- La géométrie de l'excavation
- Les propriétés de déformation du terrain
- Les caractéristiques géométriques et mécaniques des éléments de soutènement et revêtement

Grâce au traitement incrémental, la méthode des éléments finis permet de tenir compte simultanément de tous ces paramètres.

7-6 Logiciel de calcul

SAP2000 est un logiciel d'Analyse des Structures par la Méthode des Eléments Finis C'est un programme entièrement intégré qui permet la création de modèles, la modification, l'exécution de l'analyse, l'optimisation de conception et la revue des résultats dans une interface simple.

SAP2000 comporte une interface utilisateur très sophistiquée, intuitive et souple actionnée par un moteur inégalé d'analyse et des outils de conception pour ingénieurs.

7-7 Modélisation.

Choix du type d'élément

Le choix du type d'élément et de la modélisation est important car il conditionne :

- La précision des résultats obtenus
- Le coût du calcul

7-7-1 Modélisation en éléments Frame

Les poutres utilisées dans notre calcul sont à inertie constante

Le repère local de l'élément a un axe confondu avec l'axe de la poutre.

C'est un élément qui reprend toutes les hypothèses des poutres.

C'est généralement un élément à 2 nœuds, qui comporte 6 inconnues (DDL) par nœud : les trois translations (u, v, w) et les trois rotations ($\theta_x, \theta_y, \theta_z$) de la section droite.

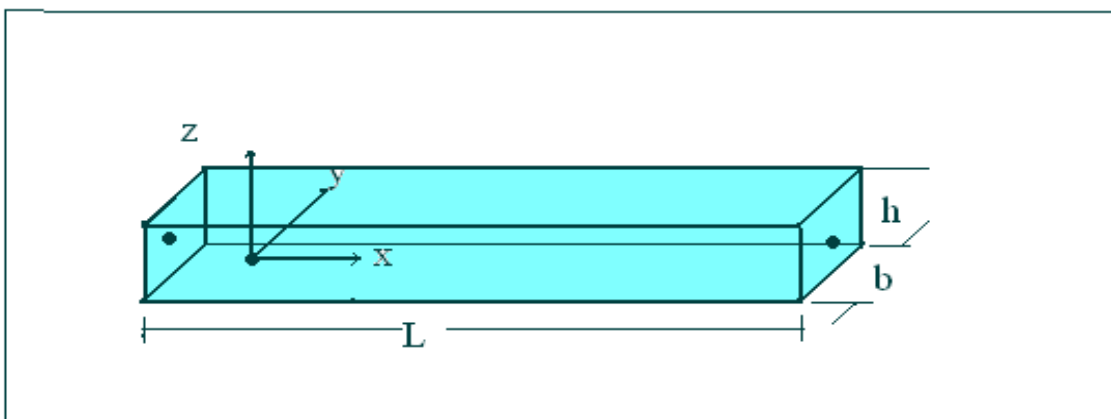


Figure 7-3 Elément Frame

7-7-2 Modélisation en élément Shell

L'élément coque utilisé est un élément à quatre nœuds. Il peut être constitué par la superposition d'un élément de plaque et un élément de membrane. En chaque nœud on peut imposer trois forces et deux moments, le moment d'axe perpendiculaire à la coque correspond au 6ème degré de liberté possible pour un modèle à trois dimensions n'étant pas pris en compte.

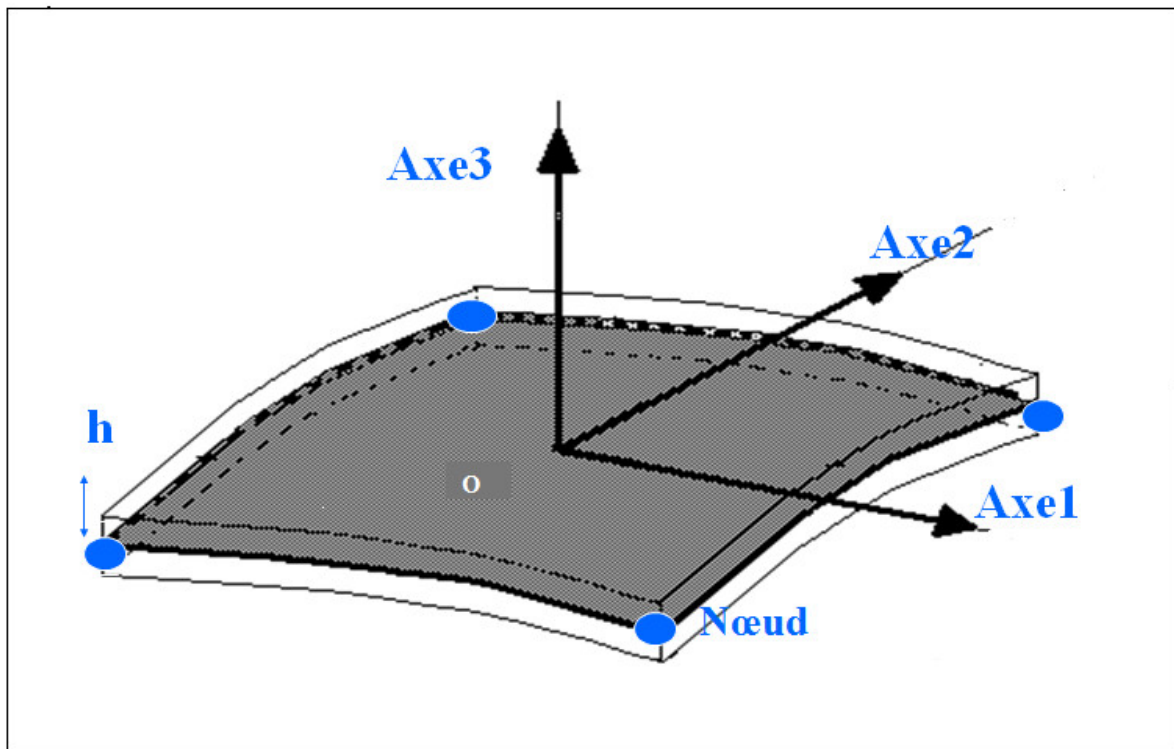


Figure7-4 Elément Shell

7-8 Conclusion

Le soutènement provisoire sera modélisé en éléments Frame.

Le revêtement définitif sera modélisé en éléments Shell et en éléments Frame.

On utilisera le SAP 2000 pour calculer les efforts internes.

Ces différentes parties seront illustrées dans le chapitre 8 et le chapitre 9.

CHAPITRE 8

CALCUL DU SOUTÈNEMENT PROVISOIRE

8-1 Introduction

Comme cité précédemment dans le chapitre 4, le soutènement provisoire doit garantir une stabilité des parois des excavations contre d'éventuels risques d'éboulement 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 horizontales et verticales.

8-2 Constitution du soutènement provisoire

Il sera constitué de :

- Cintres métalliques HEB 280 espacés entre eux de 80cm
- Béton projeté : épaisseur 20cm
- On rajoute aussi du treillis soudé

8-3 Modélisation du soutènement provisoire

La modélisation se fera en élément Frame, c'est un modèle tridimensionnel de 1mètre de longueur qui a une forme d'un demi-cercle.

Les éléments seront axés sur la fibre moyenne du profilé, relié entre eux par des nœuds.

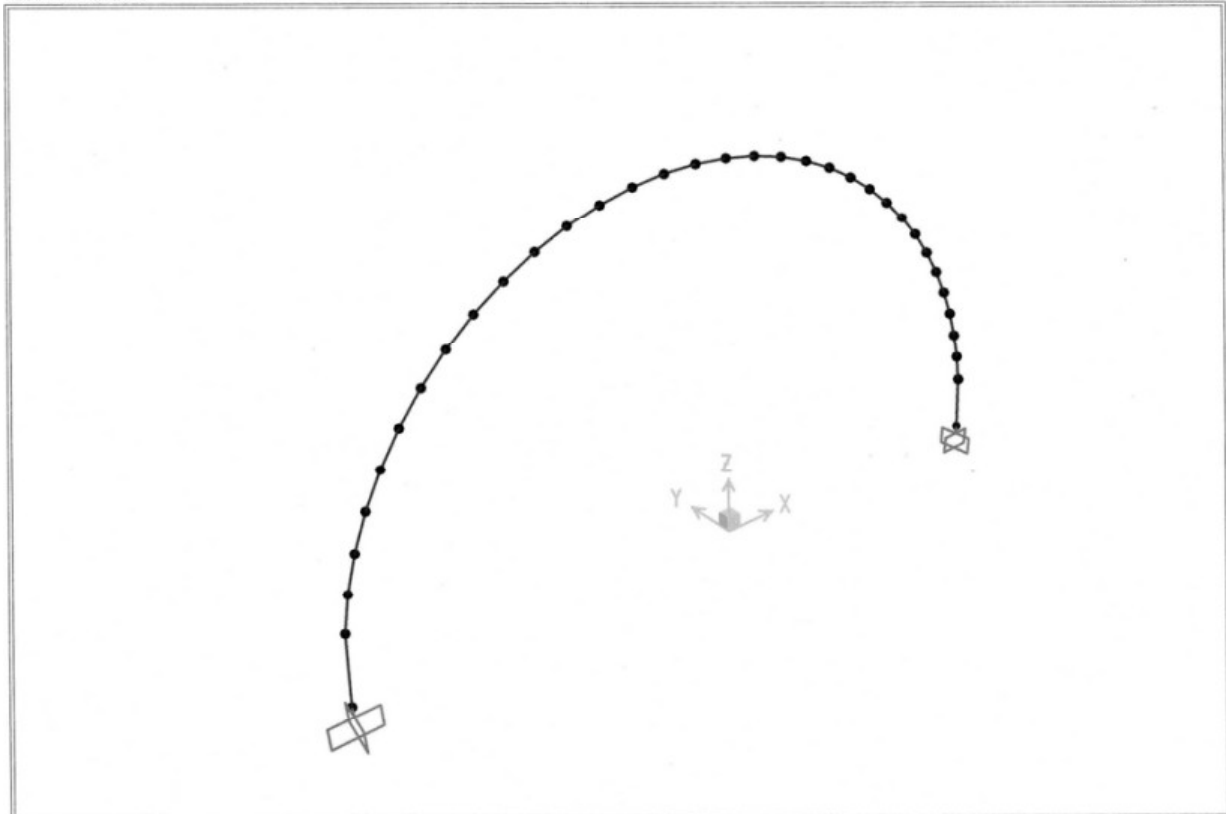
Le béton projeté et le profilé HEB 280 seront modélisés en une section équivalente (élément Frame) qui aura un module d'élasticité équivalent E_{eq} et une épaisseur équivalente e_{eq} qui doivent être calculés.

Les nœuds peuvent se déplacer librement dans le sens vertical et horizontal.

Les nœuds situés en pieds du modèle sont appuyés selon un encastrement parfait. (Voir figure8-3)

SAP2000

5/21/08 13:48:50



SAP2000 v11.0.0 - File:NB - 3-D View - Ton, m, C Units

Figure 8-1 Modèle du soutènement provisoire

8-3-1 Calcul de la section équivalente [4]

La partie matériau composite (cintres +béton projeté) du soutènement provisoire a été traitée en matériau homogénéisé.

Les caractéristiques (épaisseur e_{eq} et module E_{eq}) de ce matériau ont été de sorte que :

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

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

Où A_i et I_i sont respectivement les sections et les inerties au mètre linéaire de chacun des éléments du matériau composite.

Données HEB280 :

$$W_x = 1376 \text{ cm}^3$$

$$I_x = 1927 \text{ cm}^4$$

$$A_s = 131 \text{ cm}^2$$

Données Béton projeté :

$$E_b = 1.26 \times 10^6 \text{ t/m}^2$$

$$d = 20 \text{ cm}$$

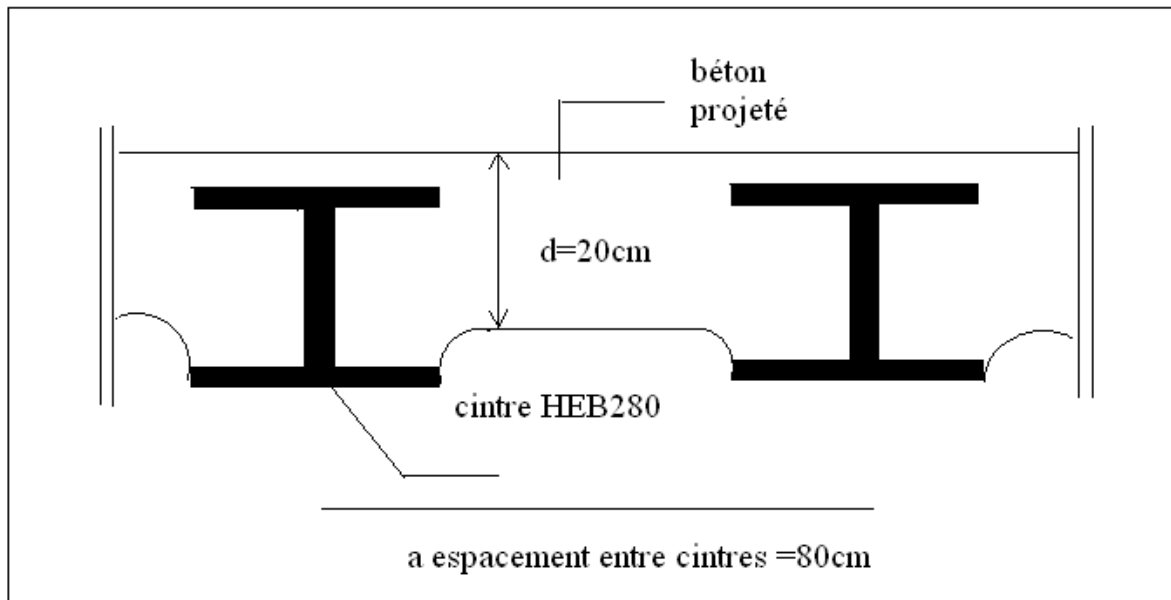


Figure 8-2 Coupe du soutènement provisoire

Béton projeté :

$$EA=201600$$

$$EI=671.58$$

HEB280

$$EA=275100$$

$$EI=4046.70$$

On aura donc :

$$\Sigma E_i A_i=476700$$

$$\Sigma E_i I_i=4718.28$$

-Section rectangulaire d'épaisseur e_{eq} et de module E_{eq} tel que :

$$E_{eq} = 1.75 \times 10^6 \text{ t/m}^2$$

$$e_{eq} = 34 \text{ cm}$$

8-4 Répartition des efforts internes entre les cintres métalliques et la voûte du béton projeté [4]

8-4-1 Rigidité du cintre métallique

Rigidité à la compression

$$E_s A_{s'} = \frac{E_s A_s}{a} \Rightarrow E_s A_{s'} = \frac{131 \times 10^{-4} \times 21 \times 10^6}{0.8} = 3.43 \times 10^5 \text{ t/m}$$

Rigidité à la flexion

$$E_s I_{s'} = \frac{E_s I_s}{a} = \frac{21 \times 10^6 \times 1.927 \times 10^{-4}}{0.8} = 5.06 \times 10^3 \text{ tm}^2 / \text{m}$$

8-4-2 Rigidité du béton projeté

Rigidité à la compression

$$E_b A_{b'} = \frac{E_b A_b}{a} = \frac{E_b (ad)}{a} = d E_b = \theta_n E_s A_{s'}$$

$$\theta_n = \frac{E_b A_{b'}}{E_s A_{s'}} \Rightarrow \theta_n = \frac{E_b d}{E_s A_{s'}} = \frac{1.26 \times 10^6 \times 0.2}{3.43 \times 10^5} \Rightarrow \theta_n = 0.73$$

Rigidité à la flexion

$$E_b I_{b'} = \frac{E_b I_b}{a}$$

$$E_b I_{b'} = \frac{E_b \frac{ad^3}{12}}{a} \Rightarrow E_b I_{b'} = \frac{E_b d^3}{12}$$

$$E_b I_{b'} = \theta_m E_s I_{s'} \Rightarrow \theta_m = \frac{E_b I_{b'}}{E_s I_{s'}} = \frac{E_b d^3}{12 \times E_s I_{s'}}$$

$$\theta_m = \frac{1.26 \times 10^6 \times 0.2^3}{12 \times 5.06 \times 10^3} \Rightarrow \theta_m = 0.16$$

8-4-3 Rigidité du soutènement provisoire

A la compression

$$E_z A'_z = E_s A'_s + E_b A'_b = E_s A'_s (1 + \theta_n)$$

A la flexion

$$E_z I'_z = E_s I'_s + E_b I'_b = E_s I'_s (1 + \theta_m)$$

La rigidité du soutènement provisoire change avec l'âge du béton.

La déformation totale du béton projeté sous le chargement est ξ

Tel que : $\xi = \xi_e + \xi_t$

ξ_e étant la déformation élastique et ξ_t étant le fluage

$\varphi = \xi_t / \xi_e$ le coefficient de fluage

Pour un $\varphi = 2$ c'est un béton se trouvant dans un milieu dont le têt l'humidité est plus de 75%

E_{bt} Le module de déformation totale du béton

$$E_{bt} = E_b / (1 + \varphi)$$

On aura donc :

$$E_z A'_z = E_s A'_s (1 + \theta_n / 3)$$

$$E_z I'_z = E_s I'_s (1 + \theta_m / 3)$$

On peut adopter approximativement la répartition des efforts entre les éléments du soutènement provisoire:

Dans le béton projeté

$$M_{bt} = M \frac{E_{bt} I'_b}{E_{bt} I'_b + E_s I'_s}$$

$$M_{bt} = \frac{\theta_m}{3 + \theta_m} M$$

$$N_{bt} = \frac{\theta_n}{3 + \theta_n} N$$

Dans le cintre

$$M_s = \frac{3}{3 + \theta_m} M$$

$$N_s = \frac{3}{3 + \theta_n} N$$

8-5 Diagrammes des efforts [17]

Les diagrammes de l'effort tranchant, moment fléchissant et effort normal sont définis dans les figures suivantes :

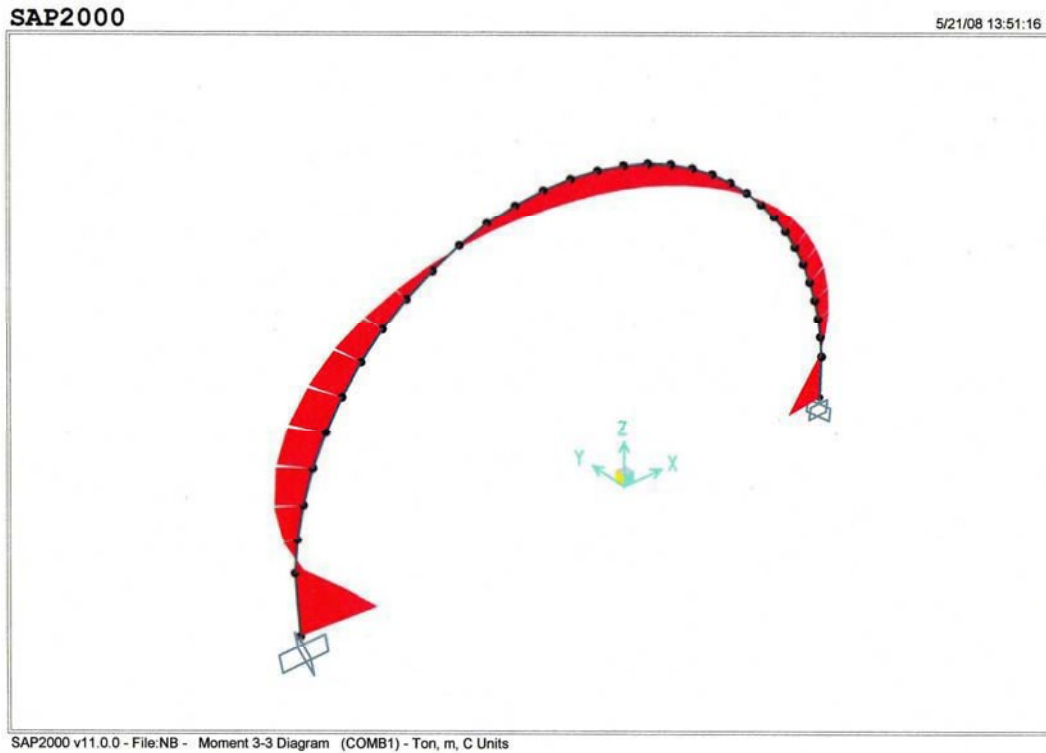


Figure 8-3 Diagramme du moment fléchissant

Remarque :

Les différents résultats des efforts internes et des déplacements sont donnés dans les annexes.

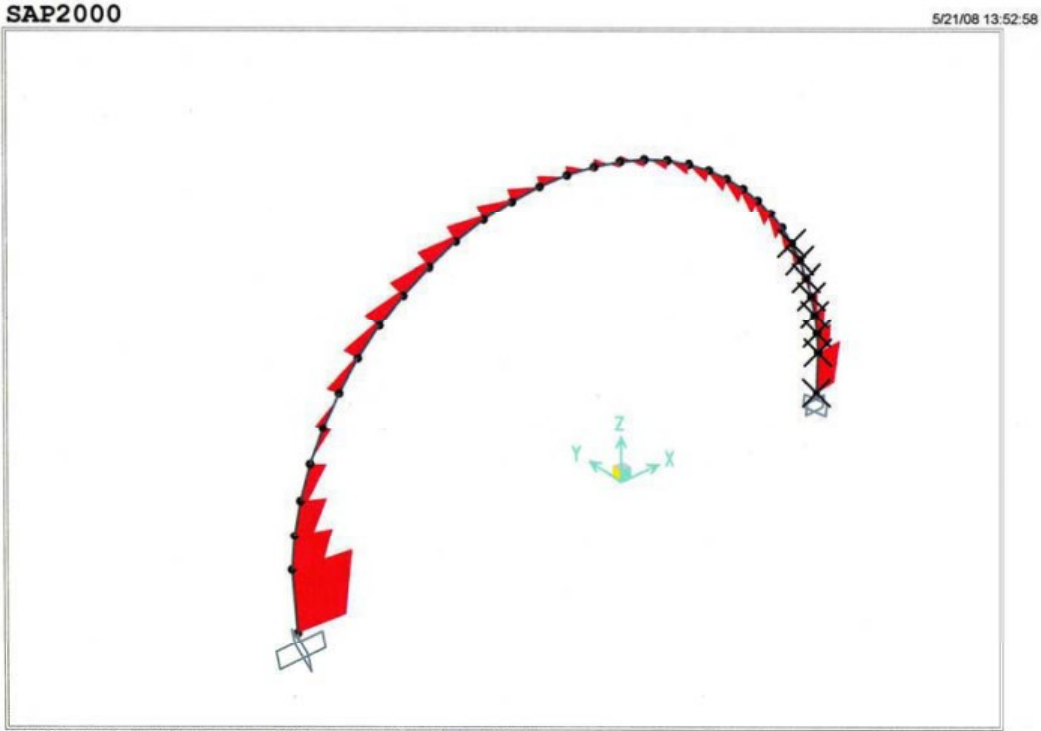


Figure 8-4 Diagramme de l'effort tranchant

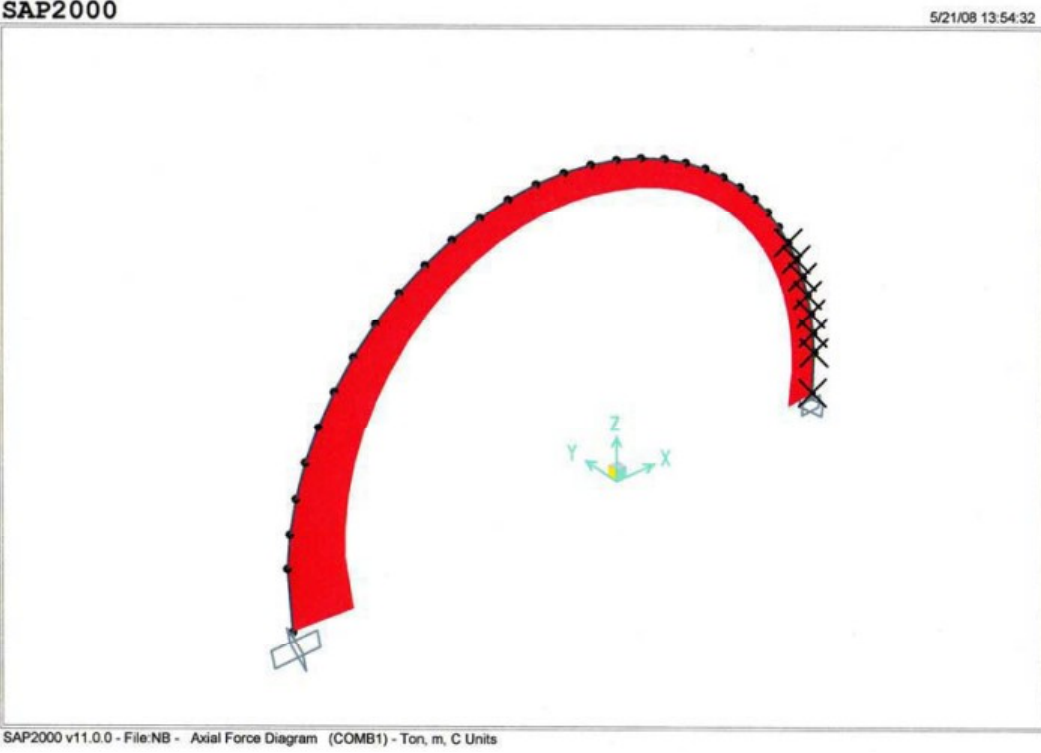


Figure 8-5 Diagramme de l'effort normal

8-6 Vérification des contraintes [4]

8-6-1 Vérification dans le béton projeté

Calcul de la section équivalente béton projeté –treillis soudé

$$I_{equ} = \frac{bh^3}{12} + 15A_s \left(\frac{h}{2} - d \right)^2$$

$$A_{equ} = bh + 15A_s$$

b : Largeur de la section de béton projeté.

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

$A_s = 6\phi 8 = 3.02 \text{ cm}^2$ (section d'acier en treillis soudé $15 \times 15 \text{ cm}^2$, pour un espacement de cintre de 0.8 mètres)

d: distance entre l'axe neutre du treillis soudé et la fibre extrême du béton projeté égal à 18cm.

$$I_{equ} = \frac{0.8 \times 0.2^3}{12} + 15 \times 3.02 \times 10^{-4} \left(\frac{0.2}{2} - 0.18 \right)^2 = 5.62 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$A_{equ} = 0.8 \times 0.2 + 15 \times 3.02 \times 10^{-4} = 0.164 \text{ m}^2$$

$$M_b = \frac{\theta_m}{3 + \theta_m} M = \frac{0.16}{3 + 0.16} \times 30.13 = 1.52 \text{ t.m}$$

$$N_b = \frac{\theta_n}{3 + \theta_n} N = \frac{0.73}{3 + 0.73} \times 143.3 = 28.05 \text{ t}$$

Vérification à l'ELU

Fibre comprimée

$$\sigma_b = \gamma_b \left(\frac{N_b}{A} + \frac{M_b}{W} \right) < f_{bu}$$

Avec :

$$f_{C28} = 25 \text{ MPa}$$

$$\gamma_b = 1.35$$

$$f_{bu} = 0.85 \frac{f_{c28}}{\gamma_s} = 0.85 \frac{25}{1.5} = 14.17 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 1.35 \left(\frac{28.05}{0.8 \times 0.2} + \frac{1.52}{0.0053} \right) = 623.84 \text{ t/m}^2 < f_{bu} = 1417 \text{ t/m}^2$$

Fibre tendue

$$\sigma_b = \gamma_b \left(\frac{N_b}{A_{equ}} - \frac{M_b}{W_{equ}} \right) < \overline{\sigma}_s$$

$$\overline{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{40000}{1.15} = 34800 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_b = 1.35 \left(\frac{28.05}{0.164} - \frac{1.52}{0.00562} \right) = 135.53 \text{ t/m}^2 < \overline{\sigma}_s = 34800 \text{ t/m}^2$$

Vérification à l'ELS : (Fissuration Préjudiciable) :

Fibre comprimée

$$\sigma_b = \left(\frac{N_b}{A} + \frac{M_b}{W} \right) < \overline{\sigma}_{bc}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = \left(\frac{28.05}{0.8 \times 0.2} + \frac{1.52}{0.0053} \right) = 462.10 \text{ t/m}^2 < \overline{\sigma}_{bc} = 1500 \text{ t/m}^2$$

Fibre tendue

$$\sigma_b = \left(\frac{N_b}{A_{equ}} - \frac{M_b}{W_{equ}} \right) < \overline{\sigma}_s$$

$$\overline{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta f_{c28}} \right) = 201.63 \text{ MPa} \quad (\eta = 1.6 \text{ Pour HA})$$

$$\sigma_b = \left(\frac{28.05}{0.164} - \frac{1.52}{0.0056} \right) = 100.40 \text{ t/m}^2 < \overline{\sigma}_s = 20163 \text{ t/m}^2$$

8-6-2 Vérification du cintre [6]

La vérification de la sécurité structurelle conduit à la relation suivante:

$$\sigma_s = \left(\frac{N_s}{A_{HEB280}} + \frac{M_s}{W_{HEB280}} \right) < \frac{\sigma_e}{\gamma_R}$$

$\gamma_R = 1.1$ coefficient de sécurité d'après l'EUROCODE

$$M_s = \frac{3}{3 + \theta_m} M = \frac{3}{3 + 0.16} \times (30.13) \Rightarrow M_s = 28.87 t.m$$

$$N_s = \frac{3}{3 + \theta_n} N = \frac{3}{3 + 0.73} \times (143.3) \Rightarrow N_s = 115.25 t$$

$$\sigma_s = 1.1 \left(\frac{115.25}{131 \times 10^{-4}} + \frac{28.87}{1.376 \times 10^{-3}} \right) = 32756.7 t/m^2 > \sigma_e = 24000 t/m^2$$

On renforce les segments intérieurs des cintres à l'aide de fer plats de dimensions (2 × 50 cm)

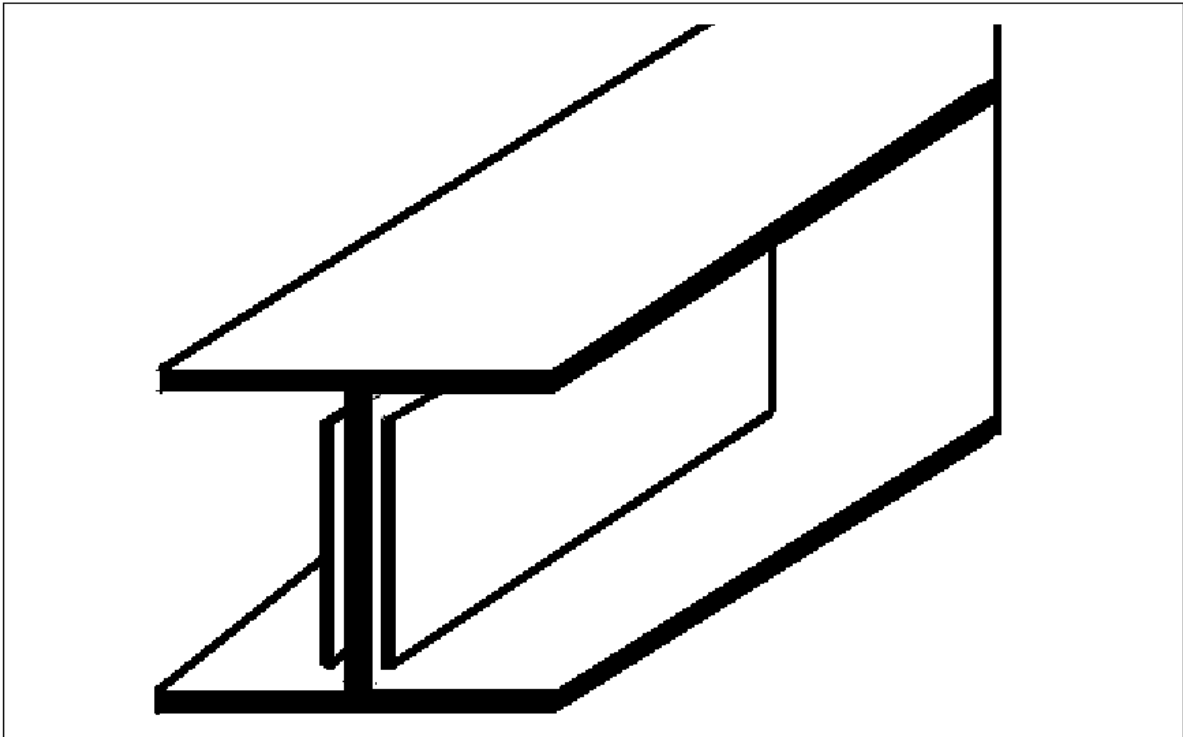


Figure 8-6 Disposition des fer plats

Calcul du moment d'inertie

$$W' = 1.376 \times 10^{-3} + 1.68 \times 10^{-3} = 3.056 \times 10^{-3} m^3$$

$$I'_x = I_x + I_p$$

$$I_p = 2 \times \left(\left(i = \frac{0.02 \times 0.5^3}{12} \right) + s \times b^2 \right) = 2 \times \left(\left(i = \frac{0.02 \times 0.5^3}{12} \right) + (0.5 \times 0.02) \times 0.015^2 \right) = 4.2 \times 10^{-4} m^4$$

$$I'_x = 1.927 \times 10^{-4} + 4.2 \times 10^{-4} = 6.127 \times 10^{-4} m^4$$

$$W' = W_{HEB280} + W_{ferplats}$$

$$A = A_{profilé} + A_{ferplats}$$

$$A = 0.0131 + 0.01 = 0.0231 m^2$$

On aura donc :

$$\sigma_s = 1.1 \left(\frac{115.25}{231 \times 10^{-4}} + \frac{28.87}{3.056 \times 10^{-3}} \right) = 15880 t / m^2 < \sigma_e = 24000 t / m^2$$

8-6-3 Vérification au cisaillement

-Vérification du béton projeté [10]

Vérifions que :

$$\tau = \frac{T_b^{\max}}{ad} \leq \bar{\tau}_u$$

a : entre axe des cintres

d : hauteur utile de la section

d = 18 cm

Fissuration préjudiciable

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 MPa \right) = 2.5 MPa$$

$$\gamma_b = 1.5$$

$$T_b = \frac{\theta_n}{3 + \theta_n} = \frac{0.73}{3 + 0.73} \times 33.74 = 6.6 t$$

$$\tau = \frac{6.6}{0.5 \times 0.18} = 73.34 t < \bar{\tau}_u = 250 t / m^2$$

-Vérification du cintre [6]

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

$$\tau = \frac{T_s \times S}{I_x \times \delta}$$

I_x : Moment d'inertie du profilé

S: Moment statique de la demi-section

δ : épaisseur de l'âme du profilé

$$T_b = \frac{3}{3 + \theta_n} = \frac{3}{3 + 0.73} \times 33.74 = 27.14t$$

$$\tau = \frac{27.14 \times 917 \times 10^{-6}}{1.927 \times 10^{-4} \times 0.0105} = 12300t / m^2$$

D'après l'EURO CODE

$$\tau_{\text{lim}} = \frac{f_y}{\sqrt{3}} = \frac{24000}{\sqrt{3}} = 13856.40t / m^2$$

La contrainte tangentielle est inférieure à la contrainte admissible donc c'est vérifié

8-7 Vérification au poinçonnement

Après calcul nous avons constaté que les efforts transmis en pied des cintres sont largement supérieurs à la capacité portante de la marne, ce qui posera des problèmes de stabilité des cintres (risque de poinçonnement).

Pour palier à ce problème d'instabilité, les cintres doivent reposer sur des fondations, ces dernières vont reprendre les efforts.

8-7-1 Type de semelle

Nous avons opté pour une semelle filante

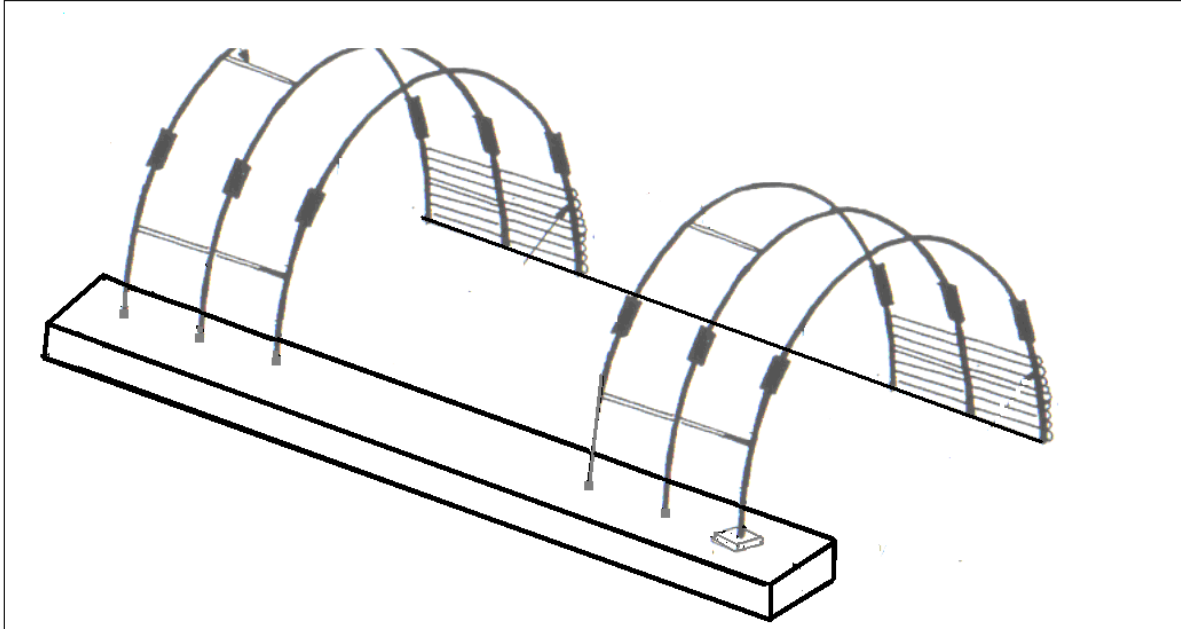


Figure 8-7 Schéma de la semelle filante

8-7-2 Calcul de la semelle [12]

Semelle continue sous 15 poteaux :

$$p_1 = p_2 = p_3 = \dots = p_{15}$$

$$\sigma_{\text{béton}} = 20\text{MPa}$$

Entre axe des poteaux est de 80cm

$$c = 5\text{cm}$$

Acier en FeE400

Résultante des forces :

$$R = p_1 + p_2 + p_3 + \dots + p_{15}$$

$$R = 2100\text{t}$$

-Position de la résultante des forces :

Elle s'obtient en écrivant que $\sum M/P_{15} = 0$

$$p_1 \times 0,8 \times 14 + p_2 \times 0,8 \times 13 + \dots + p_{14} \times 0,8 - R \times x - 0$$

$$X = \frac{p_1 \times (14 + 13 + 12 + \dots + 1)}{R}$$

$$X = 5,6 \text{ cm}$$

Alors la longueur totale de la semelle sera de :

$$A = 2X + \text{largeur poteau} + 2 \text{ débordement}$$

$$A = 2 \times 5,6 + 0,30 + 2 \times 0,4 = 12,30 \text{ m}$$

Soit une longueur adoptée de : $A = 1230 \text{ cm}$

La largeur est déterminée par la condition de portance :

$$(\sum P_i + \text{poids de la semelle}) / \text{section AB} \leq \sigma_{\text{sol}} = 1 \text{ MPa}$$

ON admettra que le poids de la semelle représente 10% des charges transmises au sol. Dans cette hypothèse il vient :

$$B \geq \frac{1,1 \times 15 \times 1400000}{10 \times 1230}$$

$$B \geq 1878,0 \text{ mm}$$

Alors on prend

$$B = 200 \text{ cm}$$

Calcul des moments :

La semelle sera calculée dans le sens longitudinal comme une poutre renversée soumise au niveau de ses appuis aux charges P_1, P_2, \dots, P_{15} et à sa partie inférieure à une contrainte uniforme d'intensité $q = 40 \text{ t/m}^2$ et en utilisant la méthode des trois moments on aura les résultats suivants :

Comme les travées sont équivalentes alors on trouve les mêmes résultats :

-En appui $0,2M_0$

-En travée $0,8M_0$

Avec M_0 est le moment maximal d'une poutre isostatique

Alors :

$$M_0 = 140 \times 40 - 40 \times 2 \times \frac{0,4 \times 0,4}{2}$$

$$M_0 = 49,6 \text{ t.m}$$

$$M_{\text{travée}} = 39,68 \text{ t.m}$$

$$M_{\text{appui}} = 24,80 \text{ t.m}$$

Ferraillage de la semelle

En appui :

$$\mu = \frac{M_{\text{max}}}{bd^2 \sigma_b} = \frac{24800000}{0,3 \times 0,45^2 \times 17} = 0,240 < \mu_{\text{lim}}$$

$$\alpha = 1,202 \left[1 - \sqrt{1 - 2,2055 \mu_u} \right]$$

$$\alpha = 1,202 \left[1 - \sqrt{1 - 2,2055 \times 0,240} \right]$$

$$\alpha = 0,34$$

$$A_s = \frac{0,81 \cdot \alpha \cdot b \cdot d \cdot f_{bc}}{\sigma_s}$$

$$A_s = \frac{0,81 \times 0,346 \times 0,450 \times 0,300 \times 17}{348}$$

$$A_s = 18,48 \text{ cm}^2$$

En travée

$$\mu = \frac{M_{\text{max}}}{bd^2 \sigma_b}$$

$$\mu = \frac{39680000}{300 \times 450^2 \times 17}$$

$$\mu = 0,384 < \mu_{\text{lim}}$$

$$\alpha = 1,202 \left[1 - \sqrt{1 - 2,2055 \mu_u} \right]$$

$$\alpha = 1,202 \left[1 - \sqrt{1 - 2,2055 \times 0,384} \right]$$

$$\alpha = 0,65$$

$$A_s = \frac{0,81 \cdot \alpha \cdot b \cdot d \cdot f_{bc}}{\sigma_s}$$

$$A_s = \frac{0,81 \times 0,650 \times 0,450 \times 0,300 \times 17}{348}$$

$$A_s = 34,72 \text{ cm}^2$$

Armatures transversales

La fissuration est très préjudiciable alors :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} \leq \min\left\{0,15 \cdot \frac{f_{c1}}{\gamma_b}, 4\text{MPa}\right\}$$

$$V_u = 140 - \frac{40 \times 0,8 \times 2}{2} = 108\text{t}$$

$$\tau_u = \frac{1080000}{300 \times 450} = 8\text{MPa} > \tau_{lim}$$

$$\tau_{lim} = \min\left\{0,15 \cdot \frac{f_{c1}}{\gamma_b}, 4\text{MPa}\right\} = 3\text{MPa}$$

Alors il faut mettre des armatures transversales

$$\rho_t = \frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{tj}^*}{0,9 \frac{f_s}{\gamma_s}}$$

$$f_{tj}^* = \min\{f_{tj}, 3,3\text{MPa}\}$$

$$f_{t20} = 0,6 + 0,06 \times f_{c20} = 0,6 + 0,06 \times 25$$

$$f_{t20} = 2,4\text{MPa}$$

On prend : $S_t = 10\text{cm}$

$$S_{tmax} < \min\{0,9d, 40\text{cm}\}$$

$$S_{tmax} < 40\text{cm}$$

C'est vérifié

$$\rho_{tmin} = \frac{1}{f_s} \max\left\{\frac{\tau_u}{2}, 0,4\text{MPa}\right\}$$

$$\rho_{tmin} = \frac{1}{348} \max\{4, 0,4\text{MPa}\}$$

$$\rho_{tmin} = 0,0115$$

$$\rho_t = \frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} \geq \frac{8 - 0,3 \times 2,4}{0,9 \times 384}$$

$$\rho_t = \frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} \geq 0,0232$$

$$A_t \geq 0,0232 \times 45 \times 10$$

$$A_t \geq 10,50\text{cm}^2$$

8-8 Stabilité du front de taille [4]

Les méthodes usuelles de calcul de la stabilité du front de taille d'un tunnel résultent de travaux expérimentaux (essais d'extrusion en laboratoire, essais en centrifugeuse), semi-empiriques et théoriques (notamment approche par le calcul à la rupture) ainsi que de l'observation in situ.

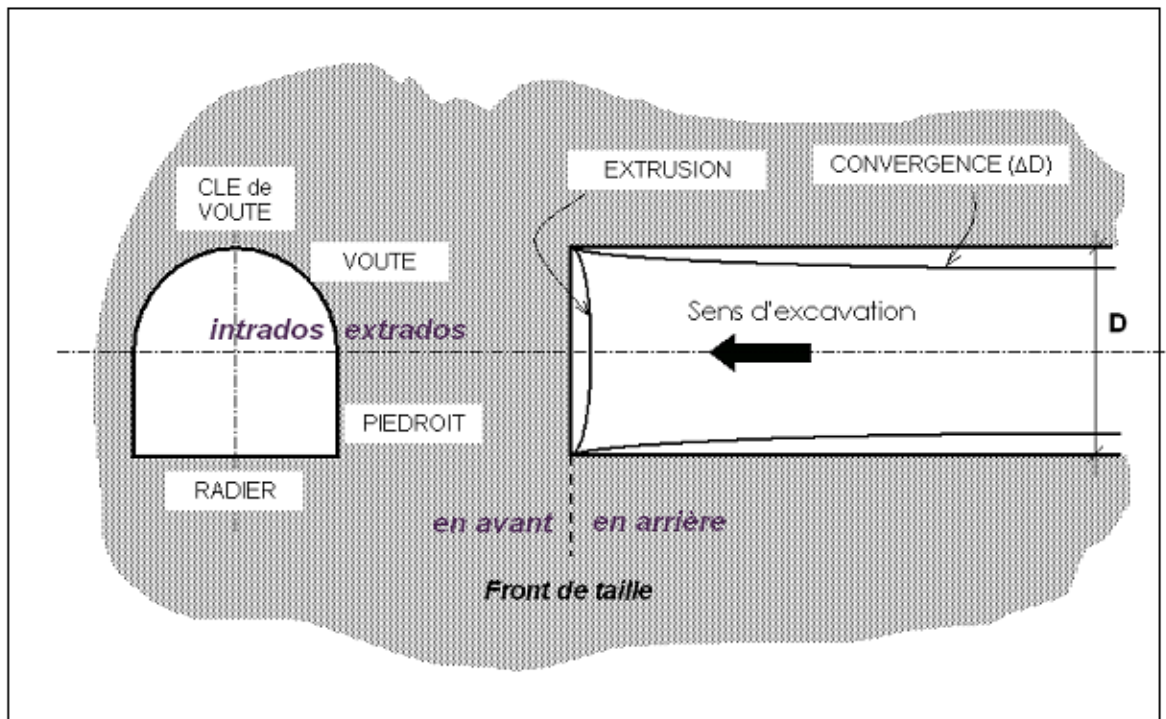


Figure 8-8 Coupe transversale et longitudinale d'un tunnel au voisinage du front de taille

Il sera en général prudent d'utiliser plusieurs méthodes, les coefficients de sécurité obtenus pouvant être très différents d'une méthode à l'autre.

Les différentes approches mettent notamment en évidence la forte incidence de la prise en compte de la géométrie tridimensionnelle de l'ouvrage et l'influence prépondérante de la cohésion du terrain, qu'il faut préserver.

En cas de pressurisation du front (emploi d'un bouclier notamment), l'étude de stabilité du front de taille doit donner la valeur de la pression de confinement à appliquer au front et évaluer les risques d'instabilité qui pourraient résulter d'une chute brutale de cette pression.

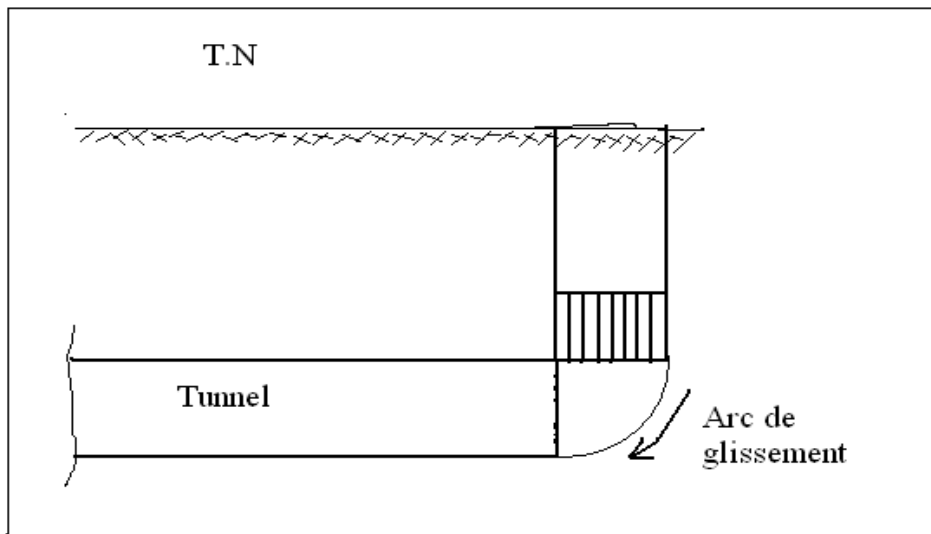


Figure 8-9 Schéma de rupture du front de taille

Le facteur prépondérant pour l'étude de la stabilité du front est le ratio $N = \frac{\sigma_v}{C}$

(appelé "facteur de charge") qui représente le niveau de cisaillement.

σ_v étant la contrainte verticale à la profondeur du tunnel

C La cohésion du terrain.

Pour un tunnel ayant une couverture supérieure à une fois et demi son diamètre, il est en général prudent de considérer qu'un problème d'instabilité du front de taille peut se poser lorsque $N > 4$ (la nécessité d'un renforcement du front est évidente pour $N \geq 6$).

Pour les tunnels à très faible couverture dans les sols une étude spécifique est toujours indispensable.

Pour $N > 2$, des déformations plastiques au front peuvent commencer à engendrer des déplacements notables, se répercutant en surface.

Les résultats ci-dessus peuvent, avec précaution, être étendus aux roches de faible résistance déformables en remplaçant C par $\frac{\sigma_c}{2}$

σ_c étant la résistance à la compression simple représentative du massif rocheux.

8-8-1 Soutènement du front de taille

La protection du front de taille par béton projeté est un élément de sécurité important, mais ne peut pas être prise en compte dans un calcul de dimensionnement.

Les méthodes de calcul de la stabilité du front de taille citées précédemment permettent de prendre en compte le renforcement par boulonnage.

L'effet de ce renforcement peut également être introduit dans les calculs (calculs aux éléments finis par exemple) sous forme d'une amélioration des caractéristiques de la zone de terrain renforcée devant le front (homogénéisation).

Dans tous les cas il convient de vérifier que le schéma de boulonnage utilisé est bien adapté au terrain : résistance unitaire des boulons, espacement, scellement au terrain ...

CHAPITRE 9

CALCUL DU REVETEMENT DEFINITIF

9-1 Introduction

Après soutènement de la demi section supérieure (cintre et béton projeté) et creusement de la demi -section inférieure, un revêtement définitif est réalisé en béton armé afin d'assurer la stabilité de l'excavation à long terme.

Le gabarit d'intrados du revêtement définitif est déterminé par le gabarit du matériel roulant qui n'est pas soumis à des modifications.

Le revêtement est coulé en deux phases :

- Le radier légèrement contre voûté, afin de diminuer la pression agissant à son niveau.
- En suite la section voûtée entière en utilisant un coffrage métallique.

-Bétonnage

Le ciment Portland artificiel (CPA) peut être éventuellement utilisé dans les terrains secs, par contre, dès que les terrains sont aquifères, on doit faire des analyses systématiques pour déterminer le PH des eaux. Dans les cas courants, on choisira le ciment de haut fourneau (CHF) ou le ciment de laitier au clinker.

Le dosage variera, pour les radiers non armés de 160 à 200 kg/m³ jusqu'à 400 kg/m³ pour les revêtements armés ou non.

-Procédé de bétonnage.

Dans les cas les plus fréquents, on a recourt au bétonnage mécanique, soit à l'aide d'un appareil à transport pneumatique, soit au moyen d'une pompe.

Dans tous les cas, on placera l'engin de transport à proximité du lieu d'utilisation (100 à 300 m).

9-2 Modélisation du revêtement définitif

La modélisation se fera en éléments Frame et en éléments Shell.

Le calcul se fera dans le cas statique et dynamique (sismique).

Calcul statique

Le calcul du chargement appliqué dans le cas statique a été calculé dans le chapitre5, les charges sont illustrées dans le tableau suivant :

CHARGE VERTICALE	CHARGE HORIZONTALE
$P_v = 17.36 \text{ t/m}^2$	A la clé de voûte $Ph_1 = 5.036 \text{ t/m}^2$
	Au niveau du radier $Ph_2 = 8.34 \text{ t/m}^2$

Tableau 9-1 :Charges horizontales et verticales

9-2-1 Modélisation en éléments Frame [17]

Les éléments frame seront axés sur la fibre moyenne du profilé de la section globale

La modélisation en élément barres est représentée sur la figure ci-dessus.

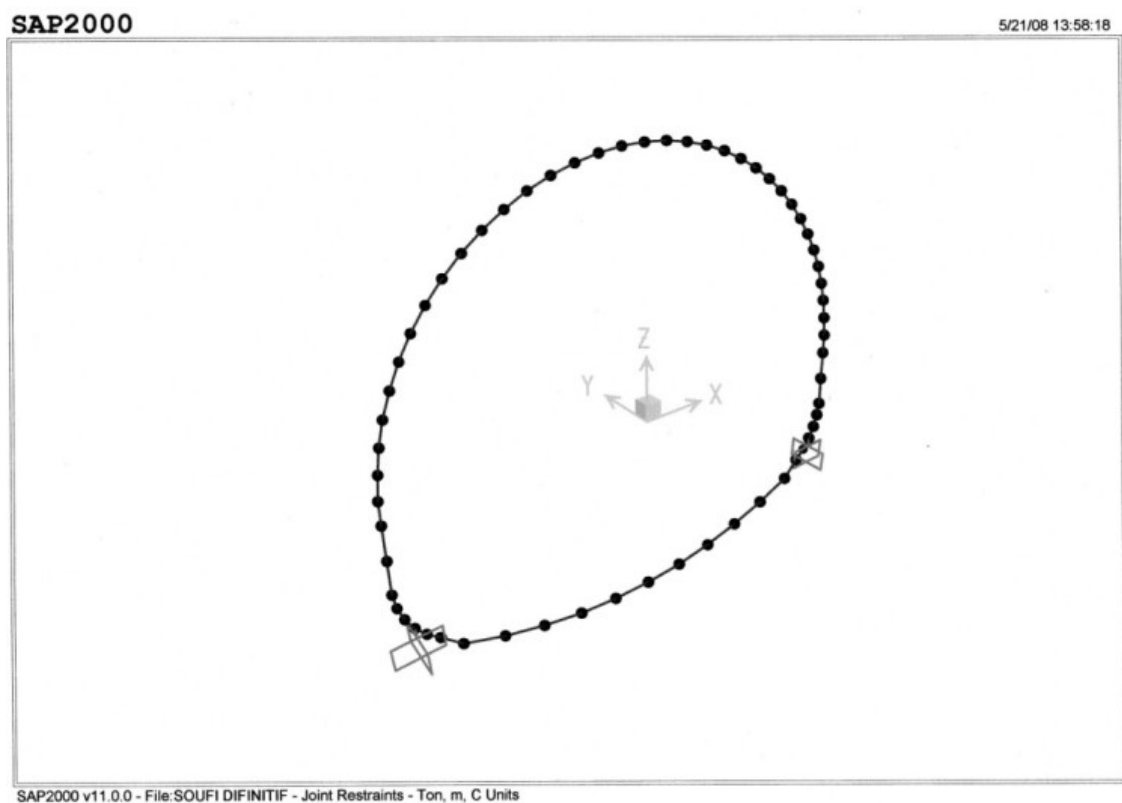


Figure 9-1 Modélisation du revêtement définitif en éléments Frame(en 3D)

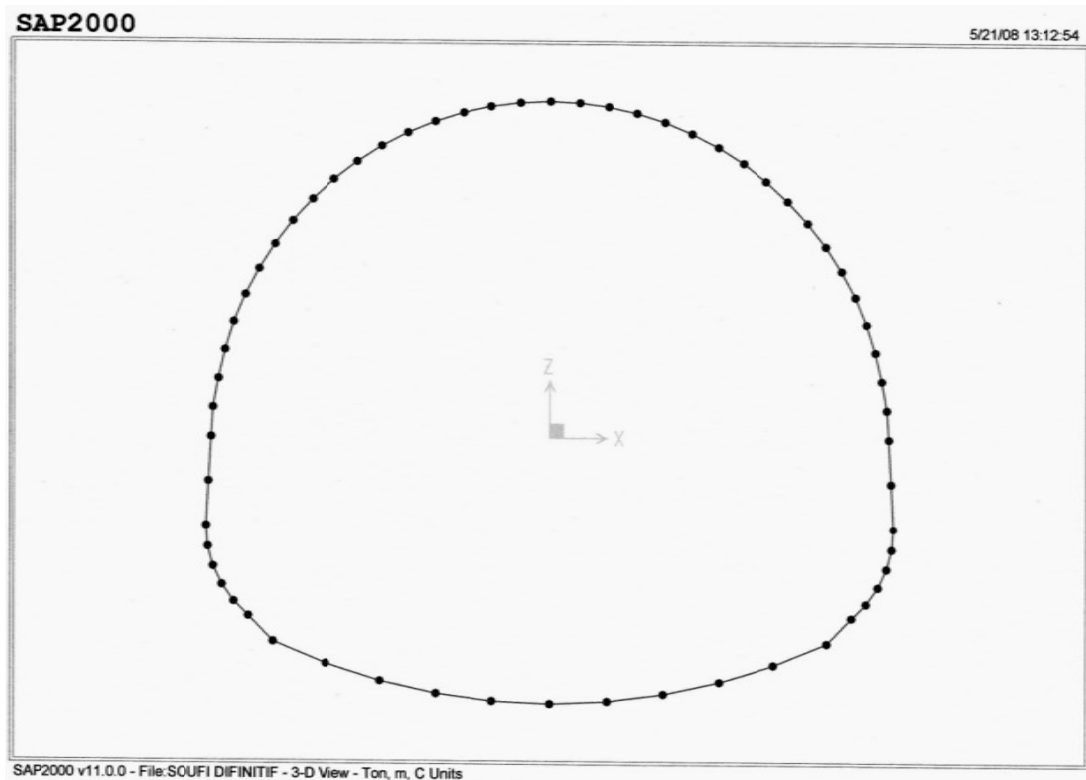


Figure 9-2 Modélisation en éléments Frame (vue en plan)

La déformée de la section du tunnel sous les charges horizontales et verticales est représenté dans **Figure 9-2-1-c**

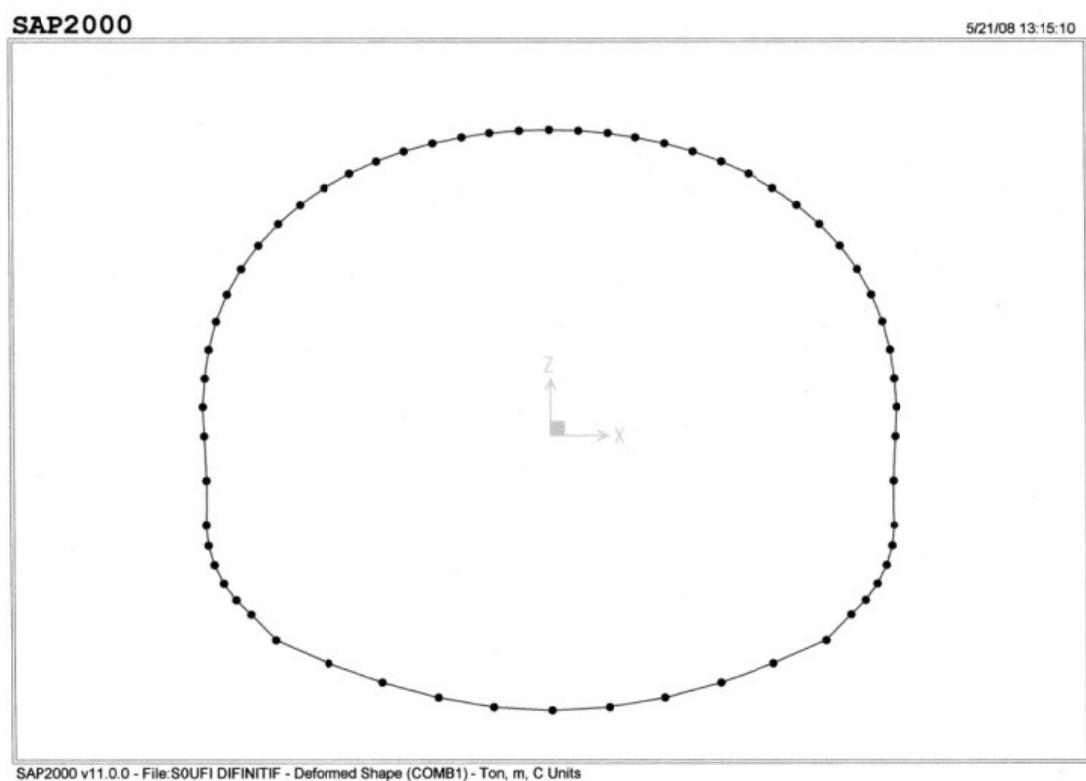


Figure 9-3 La déformée de la section du tunnel

9-2-1-1 Diagrammes des efforts internes [17]

Les figures suivantes montrent les diagrammes du moment fléchissant, de l'effort tranchant et de l'effort normal.

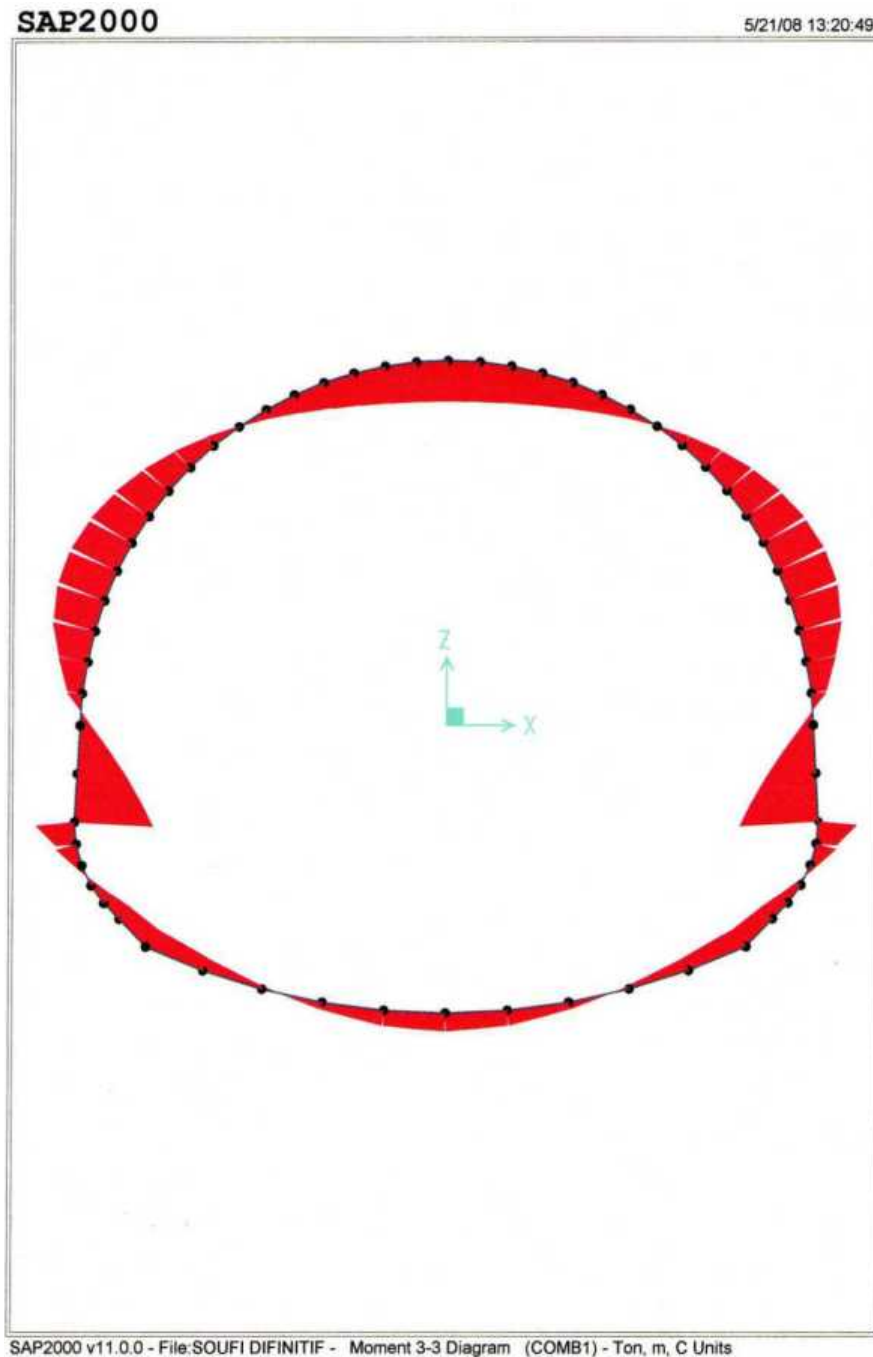


Figure 9-4 Diagramme du moment fléchissant

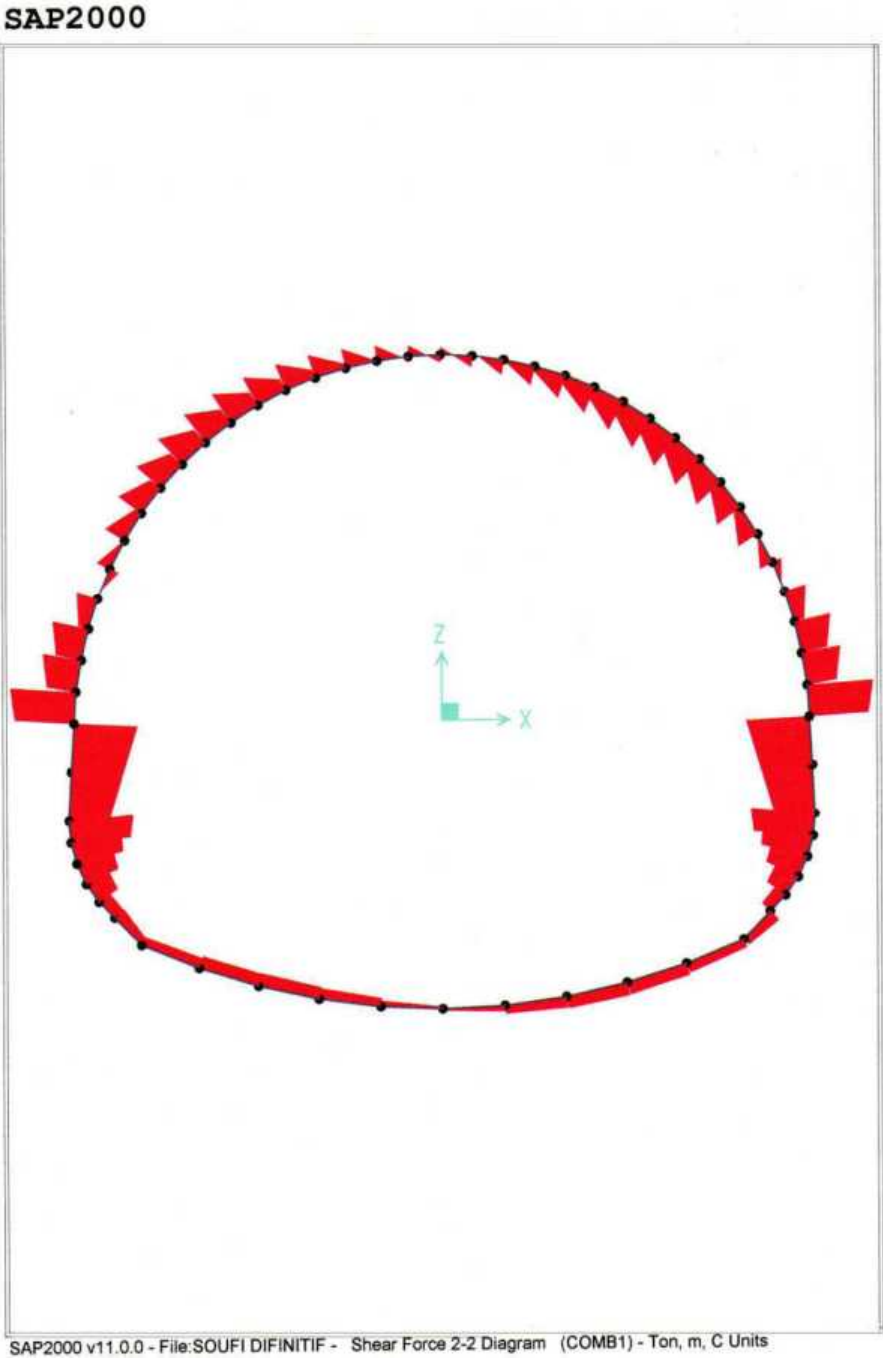


Figure 9-5 Diagramme de l'effort tranchant

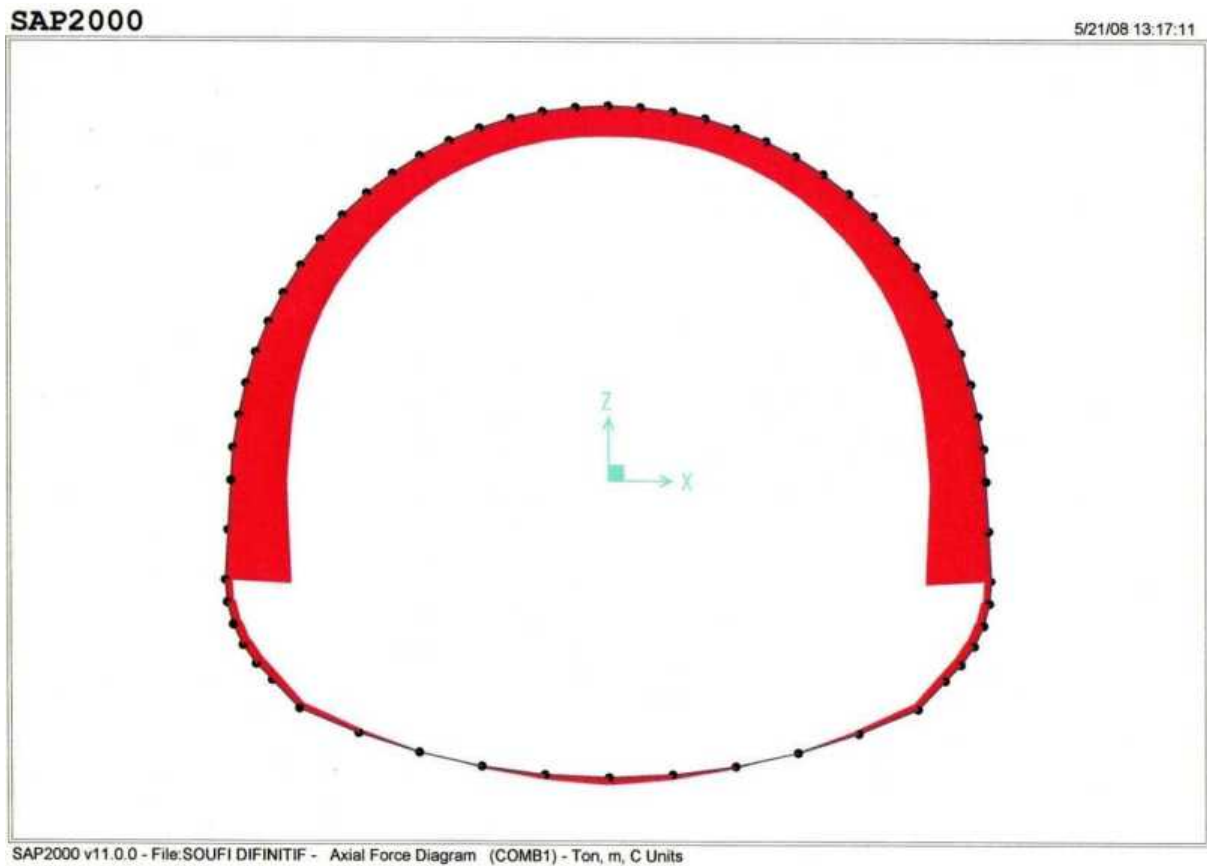


Figure 9-6 Diagramme de l'effort normal

9-2-1-2 tableau récapitulatif des efforts internes

Après application du chargement on obtient les résultats suivants :

Désignation de la section	Moment fléchissant (t .m)	Effort normal (t)	Effort tranchant (t)
Calotte	22.44	141.31	17.53
Pied droit	35.26	172.00	29.45
Radier	9.60	23.81	17.50

Tableau 9-2 :Les efforts internes

9-2-1-3 Le ferrailage longitudinal

Le ferrailage est défini dans le tableau suivant :

section	B (cm)	H (cm)	d (cm)	d' (cm)	A_s (cm^2)	A'_s (cm^2)	Choix des barres
Calotte	100	50	3	3	16.52	9.23	6ø20 3ø20
Pied droit	100	50	3	3	17.93	7.04	6 ø20 4 ø16
Radier	100	100	3	3	7.67	3.81	4 ø16 4 ø12

Tableau 9-3 : Ferrailage longitudinale

9-2-2 Modélisation en éléments Shell [17]

La modélisation en élément Shell est représentée d'après la figure ci-dessous

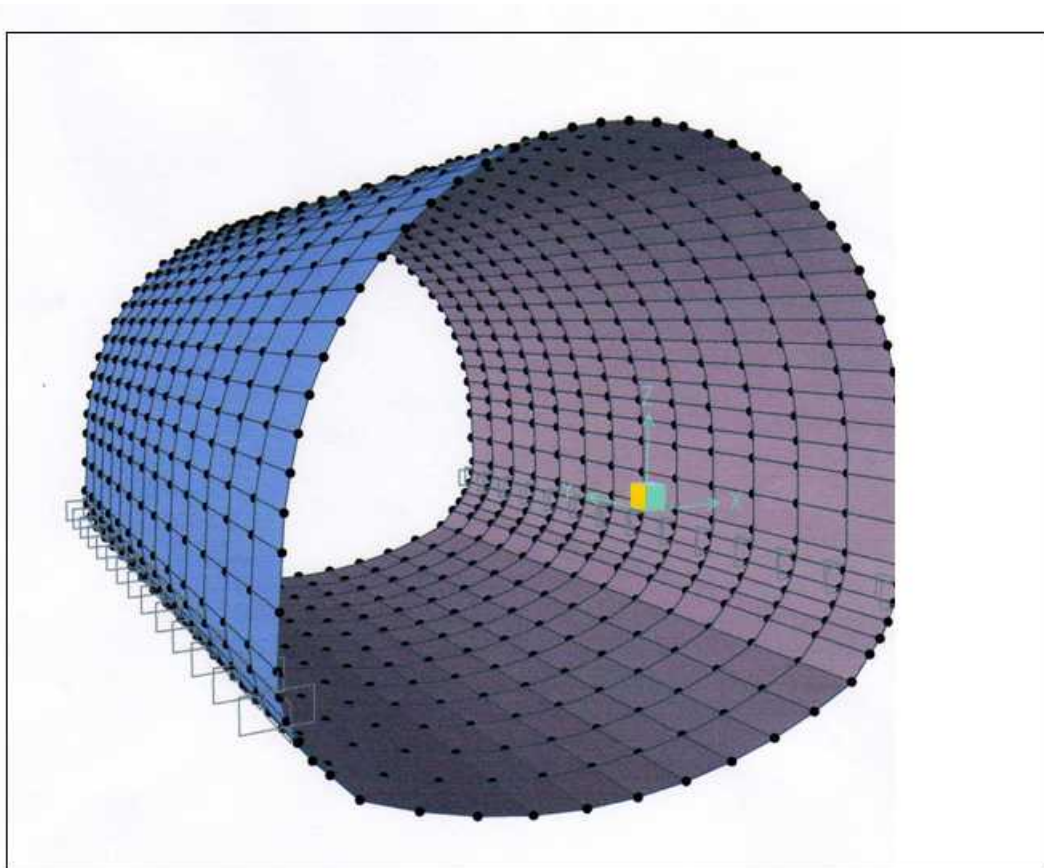


Figure 9-7 Modélisation en éléments Shell

La déformée de la section du tunnel sous les charges horizontales et verticales est représenté dans **Figure 9-2-2-b**

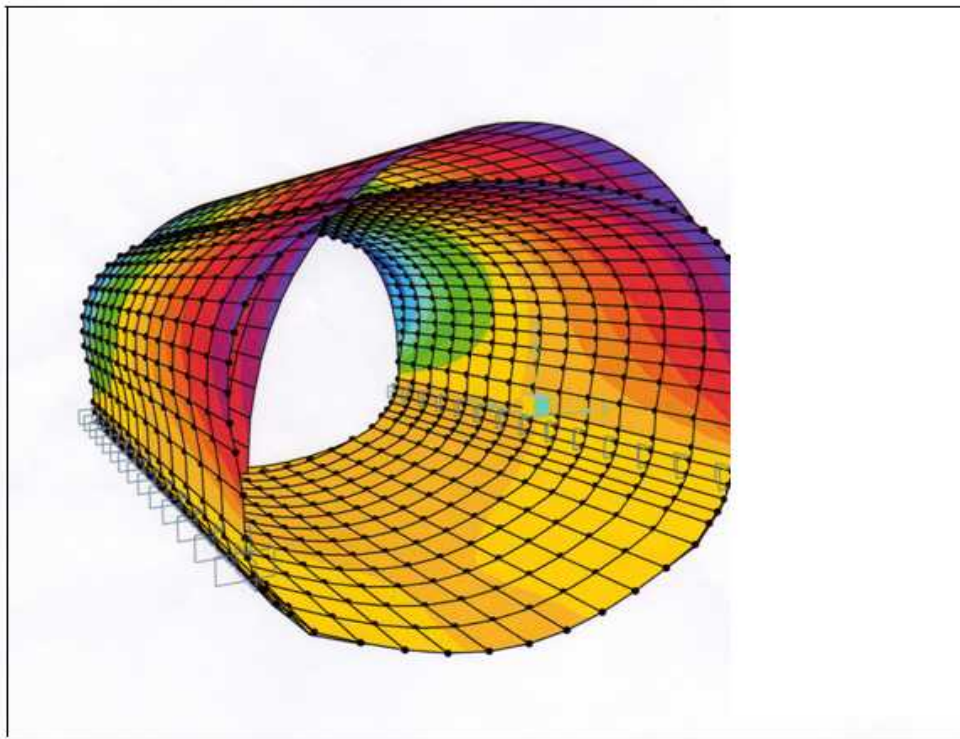


Figure 9-8 La déformée de la section du tunnel
Les figures suivantes représentent la distribution du moment fléchissant, et de l'effort normal.

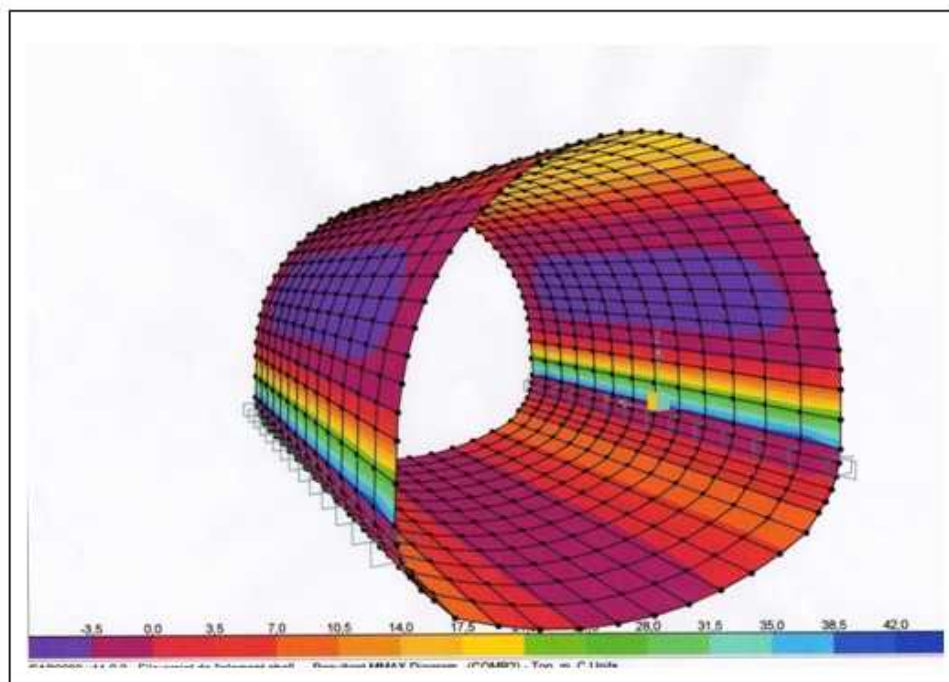


Figure 9-9 Diagramme du moment fléchissant

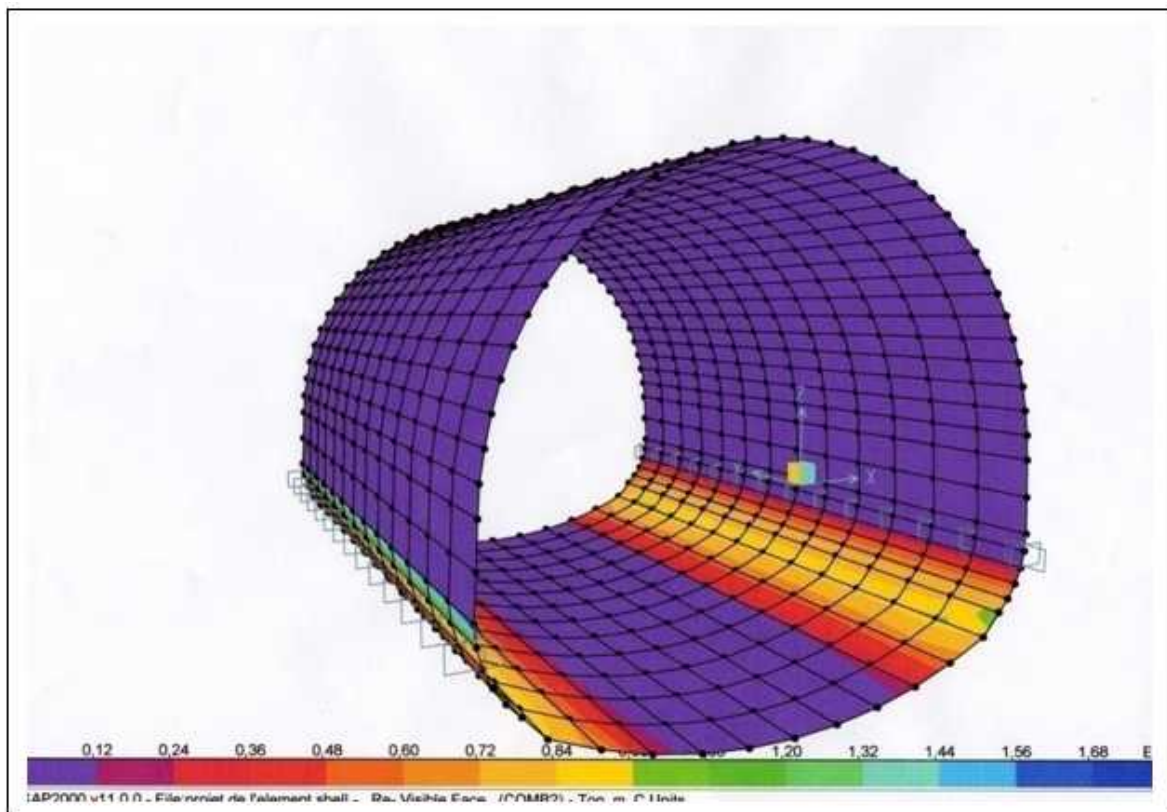


Figure 9-10 Diagramme de l'effort normal

9-2-2-1 Tableau récapitulatif des efforts internes

Après application du chargement nous obtenons les résultats suivants :

Désignation de la section	Moment fléchissant (t .m)		Effort normal (t)		Effort tranchant V_{23} (t)
	M_{11}	M_{22}	F_{11}	F_{22}	
calotte	0.30	21.30	1.40	145.00	13.02
Pied droit	6.15	32.70	30.00	176.00	37.62
radier	4.70	1.50	1.50	23.00	16.60

Tableau 9-4 :Les efforts internes

9-2-2-2 Le ferrailage longitudinal

Le ferrailage est défini dans le tableau suivant :

Section	B (cm)	H (cm)	d (cm)	d' (cm)	A_s (cm^2)	A'_s (cm^2)	A_s min (cm^2)	Choix des barres
Calotte	100	50	3	3	0.00	0.00	10	6 ø16
Pied droit	100	50	3	3	0.00	0.00	10	6ø16
Radier	100	100	3	3	4.00	0.00	10	6 ø16

Tableau 9-5 : Ferrailage longitudinal

Pour la modélisation Shell on a obtenu des sections d'acier négligeable, pour cela on préconise de prendre la section minimale imposée par le béton armé aux états limites (BAEL).

9-3 Etude sismique

La région d'Alger est une région à forte sismicité (zone 4), ainsi pour écarter tout risque d'instabilité, un calcul des sollicitations sismiques est indispensable dans notre étude. Nous aborderons deux méthodes analytiques.

9-3-1 La méthode russe [5]

La charge verticale sismique est déduite directement de la charge statique verticale en appliquant la formule suivante :

$$D_v = P_v + a_v P_v$$

Ou :

P_v : Charge verticale statique

a_v : Coefficient de l'accélération sismique

Pour la région d'Alger l'accélération sismique est égale à 0.3g

9-3-2 Méthode de MONONOBE OKABE [5]

Cette méthode s'appuie sur la formule de NEWMARK :

Force sismique = force statique + 0,2 force statique + 0,4 x 0,2 force statique = 1,28 force statique.

En résumé ces deux méthodes donnent des résultats similaires ainsi l'étude sismique se fera par une majoration de 30% des sollicitations statiques.

Les sollicitations sismiques sont données dans le tableau suivant :

CHARGE VERTICALE	CHARGE HORIZONTALE
$P_v = 22.57 \text{ t/m}^2$	A la clé de voûte $Ph_1 = 6.55 \text{ t/m}^2$
	Au niveau du radier $Ph_2 = 10.84 \text{ t/m}^2$

Tableau 9-6 : Charges horizontales et verticales

9-4 Application à la modélisation FRAME

9-4-1 Efforts internes

Après application du chargement nous obtenons les résultats suivants :

Désignation de la section	Moment fléchissant (t.m)	Effort normal (t)	Effort tranchant (t)
Calotte	27.65	169.57	18.80
Pied droit	42.32	206.40	35.33
Radier	11.51	29.16	21.00

Tableau 9-7 : Efforts internes

9-4-2 Le ferrailage longitudinal

Le ferrailage est défini dans le tableau suivant :

section	B (cm)	H (cm)	d (cm)	d' (cm)	A_s (cm^2)	A'_s (cm^2)	Choix des barres
Calotte	100	50	3	3	17.03	11.11	6 ø20 4 ø20
Pied droit	100	50	3	3	21.72	8.46	8 ø20 4 ø16
Radier	100	100	3	3	9.22	4.57	6 ø14 4 ø14

Tableau 9-8 : Ferrailage longitudinale

9-5 Application à la modélisation en éléments Shell

9-5-1 Efforts internes

Désignation de la section	Moment fléchissant (t.m)		Effort normal (t)		Effort tranchant V_{23} (t)
	M_{11}	M_{22}	F_{11}	F_{22}	
calotte	0.30	25.50	2.15	165.00	15.62
Pied droit	7.4	38.00	34.00	211.00	45.15
radier	5.67	19.00	1.77	27.62	19.15

Tableau 9-9 : Effort internes

9-5-2 Le ferrailage longitudinal

Le ferrailage est défini dans le tableau suivant :

Section	B (cm)	H (cm)	d (cm)	d' (cm)	A_s (cm^2)	A'_s (cm^2)	A_s min (cm^2)	Choix des barres
Calotte	100	50	3	3	0.00	0.00	10	6 ø16
Pied droit	100	50	3	3	0.00	0.00	10	6 ø16
Radier	100	100	3	3	4.00	0.00	10	6 ø16

Tableau 9-10 : Ferrailage longitudinal

9-6 Calcul du Ferrailage transversal [2]

Pour le calcul du ferrailage transversal on a utilisé les formules données par le BAEL

La contrainte tangente conventionnelle :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} \leq \tau_{lim}$$

$$\tau_{lim} = \text{Min} \left[0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 4 \text{MPa} \right] = 2.5 \text{MPa}$$

$$\rho_t = \frac{A_t}{b_0 s_t} \geq \frac{\tau_u - \tau_0}{0.9 \frac{f_e}{\gamma_s} (\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

$$\tau_0 = 0.3 f_{ij} k$$

$$A_t \text{ Droites} \Rightarrow \alpha = 90^\circ$$

$$f_{ij} = 2.1 \text{MPa}$$

Diamètre des armatures

$$\phi_t \leq \text{Min} \left\{ \phi_t, \frac{h}{35}, \frac{b_0}{10} \right\}$$

Espacement maximal

$$s_t \leq \text{Min} \{ 0.9d, 40 \text{cm}, 15\phi'_{l \min} \}$$

Le calcul du ferrailage transversal se fera avec les sollicitations sismiques.

9-6-1 Application à la modélisation en éléments Frame

Designation de la section	La contrainte tangentielle $\tau_u (MPa)$	Les armatures $A_t (cm^2)$	L'espacement $S_t (cm)$
Calotte	0.40	2.26	10
pied droit	0.75	2.26	10
Radier	0.21	2.26	10

Tableau 9-11: Ferrailage transversal

-On choisit un cadre $\phi 12$

9-6-2 Application à la modélisation Shell

Designation de la section	La contrainte tangentielle $\tau_u (MP_a)$	Les armatures $A_t (cm^2)$	L'espacement $S_t (cm)$
Calotte	0.33	2.26	10
pie droit	0.96	2.26	10
Radier	0.19	2.26	10

Tableau 9-12 :Ferrailage transversal

-On choisit un cadre $\emptyset 12$

9-7 Etude comparative

9-7-1 Du point de vue comportement mécanique

La différence se trouve que dans l'élément coque la normale matérielle à la surface moyenne de l'élément ne subit pas de dilatation et reste, en tant que normale matérielle, orthogonale à la surface moyenne déformée. En fait, ces conditions impliquent que chaque tranche transversale de l', se comporte comme un solide rigide, Dans tous les cas, l'équilibre de la coque est régi par deux phénomènes :

- L'effet de flexion.
- L'effet de membrane

Alors une coque résiste par sa forme car la rigidité de la surface moyenne dépend de la courbure et c'est ce qui explique la différence des résultats obtenus vis à vis des efforts.

9-7-2 Comparaison vis à vis du coût

Prix du béton selon COSIDER (fourniture et mise en œuvre) est de 15340 DA

1-Pour 1 KM modélisé en élément FRAME nous avons un montant de 318.013.540 DA

2-Pour 1KM modélisé en élément SHELL nous avons un montant de 265.289.960 DA

Donc on optera pour la modélisation SHELL qui se rapproche du comportement du tunnel, et du point de vue coût elle est plus économique car la différence est de l'ordre de 52.723.580 DA par rapport à la modélisation FRAME.

9-8 Conclusion

A la lumière de ces résultats nous avons constaté que le ferrailage en éléments barres est égale à 8fois le ferrailage de l'élément coques, cela va se répercuter aussi sur le prix.

La modélisation en coque constitue le complément idéal au calcul et dimensionnement en barre. Les exigences de l'assurance qualité et de la durabilité dans le cas d'une nouvelle construction ou dans le cadre de réfection ou rénovation d'ouvrages d'arts, nécessitent une connaissance précise de la répartition des efforts et des déformations.

L'utilisation du logiciel SAP2000 montre qu'il répond d'une manière particulièrement efficace à ces exigences.

CONCLUSION GENERALE

Le calcul d'un tunnel est complexe et fait appel à plusieurs disciplines (résistance de matériaux, mécanique des sols, béton ...).

L'objet de notre modeste travail a consisté en un calcul d'un tunnel de métro d'Alger.

La synthèse des méthodes de creusements nous a permis d'opter la méthode de creusement par section divisée (géométrie du tunnel et nature du sol).

Le dimensionnement du soutènement provisoire(cintre plus béton projeté) a été déterminé par la méthode de convergence confinement, et validé par les vérifications de contraintes.

Traditionnellement, le calcul numérique des tunnels en Algérie se faisait par modélisation de la structure en élément barre mais l'utilisation de l'élément Shell est plus représentative.

La modélisation en coque constitue le complément idéal au calcul et dimensionnement en barre. Les exigences de l'assurance qualité et de la durabilité dans le cas d'une nouvelle construction ou dans le cadre de réfection ou rénovation d'ouvrages d'arts, nécessitent une connaissance précise de la répartition des efforts et des déformations.

À la lumière de ces résultats nous avons constaté que le ferrailage en éléments barres est égale à 8 fois le ferrailage de l'élément coques, cela va se répercuter ainsi sur le prix.

L'utilisation du logiciel SAP2000 montre qu'il répond d'une manière particulièrement efficace à ces exigences.

En résumé l'étude de ce projet nous a permis :

- ✚ La connaissance des différentes reconnaissances géologiques, hydrologiques et géotechniques ainsi que de leur importance capitale dans le projet d'un tunnel
- ✚ La connaissance des différentes techniques de creusement et de soutènement
- ✚ L'évaluation des charges actives en utilisant les différentes théories
- ✚ L'utilisation du logiciel de calcul en éléments finis ainsi qu'une description générale de cette méthode

Il faut souligner que le calcul sur ordinateur n'est en effet qu'une aide matérielle et ne peut en aucun cas se substituer à la réflexion de l'ingénieur, une confiance trop aveugle dans

CONCLUSION GENERALE

les possibilités de l'ordinateur ne peut conduire qu'à des déboires, c'est pourquoi l'expérience et l'appréciation de l'ingénieur de génie civil sont ici, plus qu'ailleurs, nécessaires pour compenser le manque de règles précises.

BIBLIOGRAPHIE

[1] ALAIN CAPRA, MICHEL HAUTCOEUR

Modélisation des structures pour calcul sur ordinateur (les dossiers de la construction, Eyrolles 1983)

[2]BETON ARME

Béton armé aux états limite, BAEL 91 modifié 99 et DTU associés

[3] BOUVARD - LECOANET, G. COLOMBET, F. ESTEULLE

Ouvrages souterrains : conception, réalisation, entretien (Presses de l'ENPC Paris 1988).

[4] C .CHERCHALI

TUNNEL Calcul soutènement provisoire Tome 1 (O.P.U 1993)

[5] C .CHERCHALI

TUNNEL Calcul Revêtement Définitif Tome 2 (O.P.U 1993)

[6] HAMOUTENE

Notes de cours (Charpente Métallique) E.N.P ALGER 2007

[7] JEAN-LOUIS BATOZ, GOURI DHATT

Modélisation des structures par éléments finis volume 2 (Hermès paris 1990)

[8] JEAN-LOUIS BATOZ, GOURI DHATT

Modélisation des structures par éléments finis volume 3 (Hermès paris 1990)

[9] METRO D'ALGER

Addendum au cahier d'éléments géotechniques et géologiques (études de l'extension :

HAÏ EL-BADR - EL HARRACH)

BIBLIOGRAPHIE

[10] R.BOUTEMEUR

Notes de cours (Béton Armé) E.N.P ALGER 2007

[11] S.BELKACEMI

Notes de cours (Mécanique Des Sols) E.N.P ALGER 2007

[12]YACINE CHRAIT

Calcul des ouvrages en béton armé, règles CBA et RPA2003

Sites internet :

[13] – [http : //www.aftes.asso.fr/](http://www.aftes.asso.fr/), le site de l’AFTES (incontournable).

[14] – [http : //www.asquapro.asso.fr/](http://www.asquapro.asso.fr/), le site de l’ASQUAPRO (béton projeté).

[15] – [http : //www.ita-aites.org/](http://www.ita-aites.org/), le site de l’AITES (l’AFTES mondiale).

[16] -<http://www.solem.ch/Tunnel/didacticiel/dimensionnement/analytiques/convergence-confinement/intro.htm>

Logiciel

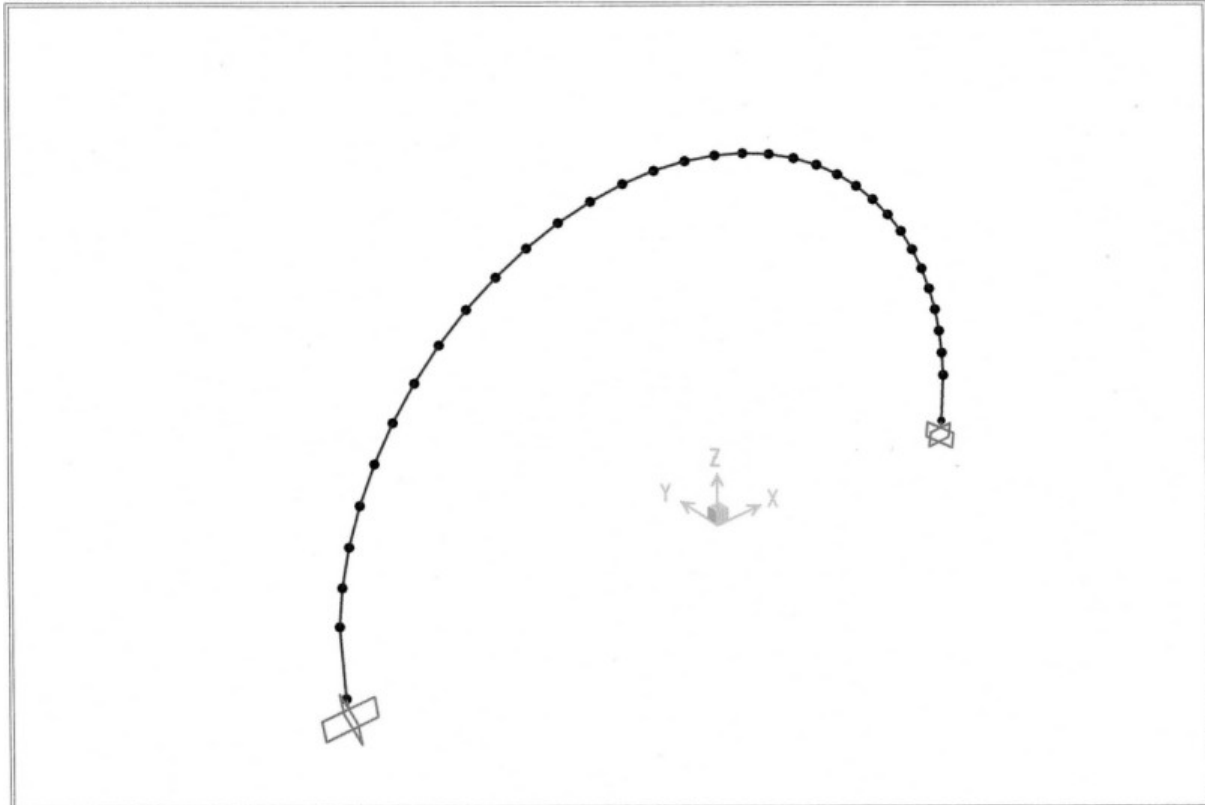
[17] SAP2000

Integrated Finite Element Analysis and Design of Structure Computers and Structures, Inc
Berkeley, California version 11

ANNEXES

SAP2000

5/21/08 13:48:50



SAP2000 v11.0.0 - File:NB - 3-D View - Ton, m, C Units

Calcul des déformations

Le tableau suivant donne les déplacements et les rotations suivant les trois directions.

TABLE: Joint Displacements

Joint	OutputCase	CaseType	U1 m	U2 m	U3 m	R1 Radians	R2 Radians	R3 Radians
1	COMB1	Combination	0	0	0	0	0	0
35	COMB1	Combination	0	0	0	0	0	0
2	COMB1	Combination	-7,4E-20	-0,001299	-0,000076	0,002116	-2,721E-19	-2,842E-18
3	COMB1	Combination	2,15E-19	-0,002266	0,000047	0,002077	2,662E-20	-3,906E-18
4	COMB1	Combination	8,771E-19	-0,003097	0,000219	0,001625	3,164E-19	-4,742E-18
5	COMB1	Combination	1,926E-18	-0,003659	0,000364	0,000923	5,874E-19	-5,365E-18
6	COMB1	Combination	3,352E-18	-0,0039	0,000402	0,00011	8,559E-19	-5,798E-18
7	COMB1	Combination	5,131E-18	-0,003825	0,000267	-0,000706	1,144E-18	-6,064E-18
8	COMB1	Combination	7,231E-18	-0,003486	-0,000081	-0,001441	1,472E-18	-6,19E-18
9	COMB1	Combination	9,612E-18	-0,002958	-0,000654	-0,002035	1,856E-18	-6,201E-18

10	COMB1	Combination	1,223E-17	-0,002329	-0,001434	-0,002451	2,31E-18	-6,125E-18
11	COMB1	Combination	1,502E-17	-0,001684	-0,002374	-0,002671	2,837E-18	-5,988E-18
12	COMB1	Combination	1,795E-17	-0,001092	-0,003411	-0,002695	3,439E-18	-5,812E-18
13	COMB1	Combination	2,094E-17	-0,000606	0,004466	-0,002536	4,11E-18	-5,62E-18
14	COMB1	Combination	2,393E-17	-0,000254	-0,00546	-0,002217	4,842E-18	-5,43E-18
15	COMB1	Combination	2,685E-17	-0,00004	-0,006317	-0,001769	5,621E-18	-5,257E-18
16	COMB1	Combination	2,965E-17	0,00005	-0,006974	-0,001227	6,431E-18	-5,111E-18
17	COMB1	Combination	3,224E-17	0,00005	-0,007387	-0,000626	7,255E-18	-4,999E-18
18	COMB1	Combination	3,456E-17	7,574E-07	-0,007527	0,000000258	8,074E-18	-4,924E-18
19	COMB1	Combination	3,655E-17	-0,000048	-0,007387	0,000627	8,87E-18	-4,885E-18
20	COMB1	Combination	3,815E-17	-0,000049	-0,006974	0,001227	9,627E-18	-4,878E-18
21	COMB1	Combination	3,93E-17	0,000042	-0,006316	0,001769	1,033E-17	-4,893E-18
22	COMB1	Combination	3,996E-17	0,000255	-0,005459	0,002217	1,096E-17	-4,922E-18
23	COMB1	Combination	4,008E-17	0,000608	-0,004465	0,002536	1,151E-17	-4,95E-18
24	COMB1	Combination	3,965E-17	0,001094	-0,00341	0,002695	1,197E-17	-4,964E-18
25	COMB1	Combination	3,863E-17	0,001685	-0,002374	0,002671	1,233E-17	-4,95E-18
26	COMB1	Combination	3,704E-17	0,002331	-0,001433	0,002451	1,26E-17	-4,891E-18
27	COMB1	Combination	3,486E-17	0,00296	-0,000654	0,002034	1,276E-17	-4,776E-18
28	COMB1	Combination	3,213E-17	0,003487	-0,00008	0,00144	1,284E-17	-4,59E-18
29	COMB1	Combination	2,888E-17	0,003827	0,000268	0,000706	1,284E-17	-4,325E-18
30	COMB1	Combination	2,514E-17	0,003901	0,000402	-0,00011	1,277E-17	-3,973E-18
31	COMB1	Combination	2,098E-17	0,00366	0,000364	-0,000924	1,267E-17	-3,53E-18
32	COMB1	Combination	1,645E-17	0,003097	0,000219	-0,001625	1,254E-17	-2,994E-18
33	COMB1	Combination	1,161E-17	0,002267	0,000047	-0,002078	1,245E-17	-2,37E-18
34	COMB1	Combination	6,502E-18	0,001299	-0,000076	-0,002117	1,247E-17	-1,662E-18

Calcul des efforts

TABLE: Element Forces - Frames								
Frame	OutputCase	CaseType	P	V2	V3	T	M2	M3
			T	T	T	T-m	T-m	T-m
1	COMB1	Combination	147,4547	28,9205	3,464E-14	-2,946E-14	9,692E-14	31,29924
1	COMB1	Combination	139,6758	31,9578	3,628E-14	-2,946E-14	8,147E-14	18,0341

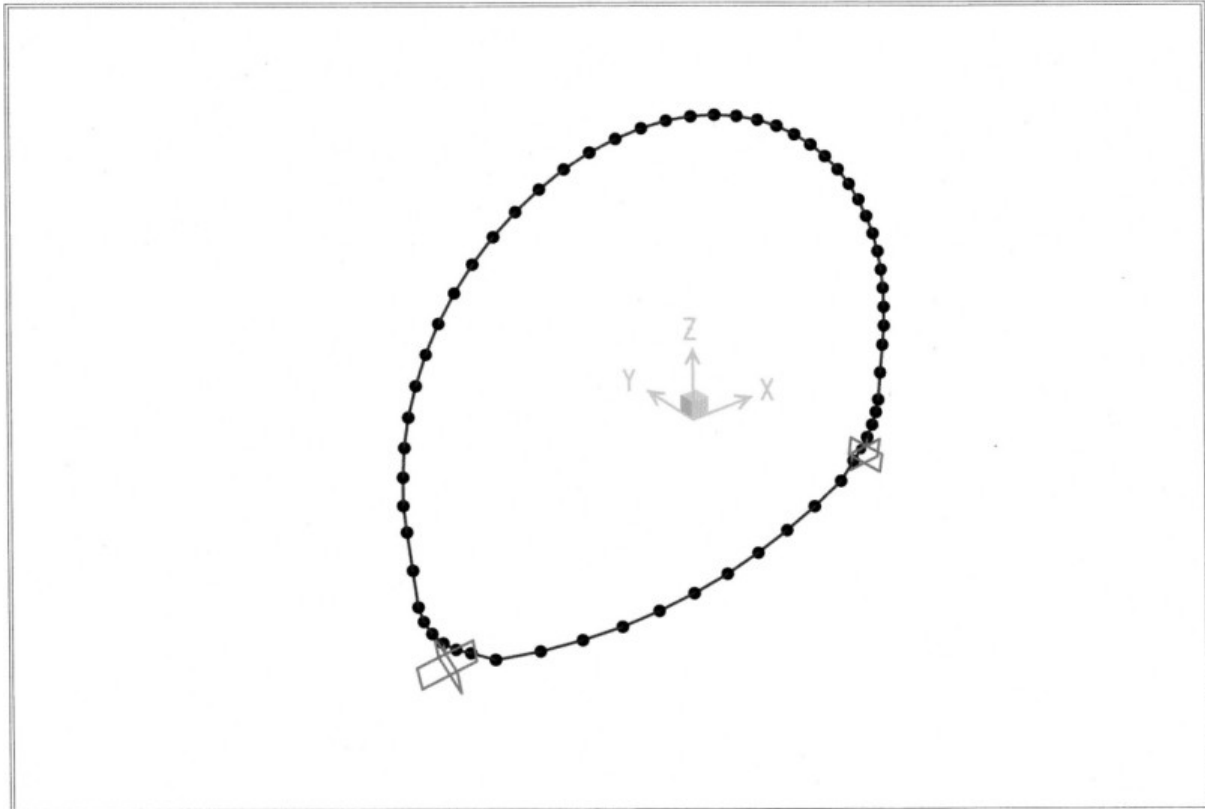
1	COMB1	Combination	-131,896	34,9842	3,792E-14	-2,946E-14	6,53E-14	3,44775
2	COMB1	Combination	-135,334	17,4691	1,828E-14	-2,1E-14	6,716E-14	3,44775
2	COMB1	Combination	128,0062	21,4772	1,892E-14	-2,1E-14	5,905E-14	-5,04677
3	COMB1	Combination	-129,391	10,239	1,493E-14	-1,565E-14	6,105E-14	-5,04677
3	COMB1	Combination	122,4364	14,858	1,538E-14	-1,565E-14	5,444E-14	10,52081
4	COMB1	Combination	123,2655	4,1305	1,302E-14	-1,066E-14	5,605E-14	-10,52081
4	COMB1	Combination	-116,7359	9,328	1,336E-14	-1,066E-14	5,029E-14	-13,45635
5	COMB1	Combination	-117,1046	-0,8817	1,175E-14	-6,048E-15	5,139E-14	-13,45635
5	COMB1	Combination	-111,0478	4,8555	1,202E-14	-6,048E-15	4,621E-14	-14,32344
6	COMB1	Combination	-111,0484	-4,8415	1,082E-14	-1,832E-15	4,682E-14	-14,32344
7	COMB1	Combination	105,5088	1,3926	1,104E-14	-1,832E-15	4,205E-14	13,57151
7	COMB1	Combination	105,2287	-7,8084	1,01E-14	1,975E-15	4,223E-14	13,57151
7	COMB1	Combination	100,2482	-1,1222	1,028E-14	1,975E-15	3,779E-14	-11,624
8	COMB1	Combination	-99,7689	-9,8552	9,497E-15	5,363E-15	3,758E-14	-11,624
8	COMB1	Combination	-95,3842	-2,7668	9,648E-15	5,363E-15	3,341E-14	-8,87143
9	COMB1	Combination	-94,7801	-11,0695	8,98E-15	8,324E-15	3,287E-14	-8,87143
9	COMB1	Combination	-91,0234	-3,6318	9,106E-15	8,324E-15	2,893E-14	-5,66532
10	COMB1	Combination	-90,3605	-11,5512	8,516E-15	1,085E-14	2,813E-14	-5,66532
10	COMB1	Combination	-87,2594	-3,8197	8,622E-15	1,085E-14	2,439E-14	-2,31315
11	COMB1	Combination	-86,5945	-11,4104	8,088E-15	1,295E-14	2,336E-14	-2,31315
11	COMB1	Combination	-84,1717	-3,4427	8,176E-15	1,295E-14	1,981E-14	0,92609
12	COMB1	Combination	-83,5513	-10,7657	7,682E-15	1,463E-14	1,86E-14	0,92609
12	COMB1	Combination	-81,8264	-2,6202	7,754E-15	1,463E-14	1,524E-14	3,84543
13	COMB1	Combination	-81,2867	-9,7419	7,289E-15	1,588E-14	1,39E-14	3,84543
13	COMB1	Combination	-80,2742	-1,4787	7,345E-15	1,588E-14	1,07E-14	6,29254
14	COMB1	Combination	-79,8399	-8,4694	6,899E-15	1,671E-14	9,269E-15	6,29254
14	COMB1	Combination	-79,5473	-0,1508	6,942E-15	1,671E-14	6,25E-15	8,17254
15	COMB1	Combination	-79,2314	-7,0832	6,508E-15	1,715E-14	4,759E-15	8,17254
15	COMB1	Combination	-79,665	1,2292	6,538E-15	1,715E-14	1,914E-15	9,44925
16	COMB1	Combination	-79,4689	-5,7187	6,108E-15	1,72E-14	4,054E-16	9,44925

16	COMB1	Combination	-80,621	2,5238	6,126E-15	1,72E-14	-2,263E-15	10,14603
17	COMB1	Combination	-80,5342	-4,5124	5,693E-15	1,688E-14	-3,755E-15	10,14603
17	COMB1	Combination	-82,4002	3,5983	5,699E-15	1,688E-14	-6,24E-15	10,34538
18	COMB1	Combination	-82,4003	-3,597	5,258E-15	1,622E-14	-7,685E-15	10,34538
18	COMB1	Combination	-80,5342	4,5137	5,264E-15	1,622E-14	-9,98E-15	10,14546
19	COMB1	Combination	-80,6212	-2,5225	4,832E-15	1,523E-14	-1,135E-14	10,14546
19	COMB1	Combination	-79,4691	5,72	4,849E-15	1,523E-14	-1,346E-14	9,44811
20	COMB1	Combination	-79,6652	-1,228	4,419E-15	1,395E-14	-1,472E-14	9,44811
21	COMB1	Combination	-79,2338	7,0841	4,449E-15	1,395E-14	-1,666E-14	8,17091
22	COMB1	Combination	-79,5497	0,1514	4,015E-15	1,24E-14	-1,78E-14	8,17091
23	COMB1	Combination	-79,8423	8,47	4,058E-15	1,24E-14	-1,956E-14	6,29065
23	COMB1	Combination	-80,2767	1,4791	3,612E-15	1,061E-14	-2,055E-14	6,29065
23	COMB1	Combination	-81,2892	9,7422	3,668E-15	1,061E-14	-2,214E-14	3,84337
24	COMB1	Combination	-81,829	2,6203	3,204E-15	8,62E-15	-2,297E-14	3,84337
24	COMB1	Combination	-83,5539	10,7658	3,275E-15	8,62E-15	-2,438E-14	0,92397
25	COMB1	Combination	-84,1742	3,4426	2,782E-15	6,457E-15	-2,503E-14	0,92397
24	COMB1	Combination	-86,597	11,4103	2,869E-15	6,457E-15	-2,627E-14	-2,31525
26	COMB1	Combination	-87,262	3,8195	2,335E-15	4,158E-15	-2,674E-14	-2,31525
27	COMB1	Combination	-90,363	11,5509	2,441E-15	4,158E-15	-2,778E-14	-5,66729
27	COMB1	Combination	-91,0259	3,6313	1,851E-15	1,759E-15	-2,807E-14	-5,66729
27	COMB1	Combination	-94,7826	11,069	1,977E-15	1,759E-15	-2,891E-14	-8,87318
28	COMB1	Combination	-95,3866	2,7661	1,309E-15	-7,031E-16	-2,902E-14	-8,87318
28	COMB1	Combination	-99,7713	9,8545	1,46E-15	-7,031E-16	-2,963E-14	-11,62544
28	COMB1	Combination	-100,2505	1,1213	6,797E-16	-3,191E-15	-2,957E-14	-11,62544
30	COMB1	Combination	105,2311	7,8075	8,61E-16	-3,191E-15	-2,991E-14	13,57254
30	COMB1	Combination	-105,5111	-1,3937	-8,308E-17	-5,666E-15	-2,97E-14	-13,57254
30	COMB1	Combination	111,0507	4,8403	1,362E-16	-5,666E-15	-2,971E-14	14,32397
31	COMB1	Combination	-111,05	-4,8568	-1,059E-15	-8,092E-15	-2,938E-14	-14,32397
31	COMB1	Combination	-117,1068	0,8804	-7,898E-16	-8,092E-15	-2,898E-14	-13,45631
32	COMB1	Combination	-116,7379	-9,3295	-2,399E-15	-1,043E-14	-2,854E-14	-13,45631

32	COMB1	Combination	-123,2676	-4,132	-2,059E-15	-1,043E-14	-2,756E-14	-10,52011
33	COMB1	Combination	122,4384	-14,8597	-4,424E-15	-1,265E-14	-2,702E-14	-10,52011
33	COMB1	Combination	-129,3929	-10,2407	-3,974E-15	-1,265E-14	-2,518E-14	-5,04534
33	COMB1	Combination	-128,008	-21,479	-7,965E-15	-1,47E-14	-2,439E-14	-5,04534
33	COMB1	Combination	-135,3357	-17,4709	-7,323E-15	-1,47E-14	-2,106E-14	3,44999
34	COMB1	Combination	-131,8975	-34,9863	3,466E-13	-1,503E-14	-4,52E-14	3,44999
34	COMB1	Combination	-139,6773	-31,9599	3,294E-13	-1,503E-14	-1,925E-13	18,03724
35	COMB1	Combination	-147,4562	-28,9226	3,122E-13	-1,503E-14	-3,323E-13	31,30327

SAP2000

5/21/08 13:58:18



Calcul des déformations

Le tableau suivant donne les déplacements et les rotations suivant les trois directions.

TABLE: Joint Displacements

Joint	OutputCase	CaseType	U1	U2	U3	R1	R2	R3
			m	m	m	Radians	Radians	Radians
1	COMB2	Combination	0,006542	7,819E-18	-0,000829	-5,289E-18	0,003454	2,284E-19
2	COMB2	Combination	-0,004116	4,043E-18	-0,00077	-2,66E-18	-0,003606	1,066E-18
3	COMB2	Combination	0,004116	4,304E-18	-0,00077	-5,473E-18	0,003606	1,748E-19
4	COMB2	Combination	-0,006542	5,555E-18	-0,000829	-1,483E-18	-0,003454	1,348E-18
5	COMB2	Combination	5,912E-18	0,007971	-0,000852	-0,002878	2,051E-18	1,739E-18
6	COMB2	Combination	7,057E-18	0,009059	-0,000778	-0,002007	2,624E-18	2,021E-18
7	COMB2	Combination	8,475E-18	0,009732	-0,000742	-0,000969	3,159E-18	2,256E-18
8	COMB2	Combination	1,068E-17	-0,007971	-0,000852	0,002878	6,023E-18	2,052E-19
9	COMB2	Combination	1,33E-17	-0,009059	-0,000778	0,002007	6,33E-18	2,307E-19

10	COMB2	Combination	1,598E-17	-0,009732	-0,000742	0,000969	6,593E-18	2,76E-19
11	COMB2	Combination	1,868E-17	-0,009934	-0,000789	-0,000174	6,783E-18	3,472E-19
12	COMB2	Combination	2,133E-17	-0,009671	0,001007	-0,001318	6,919E-18	4,373E-19
13	COMB2	Combination	2,389E-17	-0,008994	-0,001465	-0,002381	7,014E-18	5,394E-19
14	COMB2	Combination	2,63E-17	-0,007993	-0,002208	-0,003296	7,08E-18	6,478E-19
15	COMB2	Combination	2,853E-17	-0,006774	-0,003248	-0,004016	7,122E-18	7,575E-19
16	COMB2	Combination	3,055E-17	-0,005452	-0,004565	-0,004512	7,147E-18	8,645E-19
17	COMB2	Combination	3,233E-17	-0,004138	-0,006109	-0,004768	7,159E-18	9,661E-19
18	COMB2	Combination	3,386E-17	-0,002925	-0,007804	-0,004782	7,157E-18	1,061E-18
19	COMB2	Combination	3,511E-17	-0,001886	-0,009558	-0,004565	7,145E-18	1,147E-18
29	COMB2	Combination	3,607E-17	-0,001068	-0,011268	-0,004138	7,121E-18	1,227E-18
21	COMB2	Combination	3,673E-17	-0,000486	-0,012832	-0,003529	7,084E-18	1,301E-18
22	COMB2	Combination	3,71E-17	-0,000132	-0,014157	-0,002773	7,034E-18	1,37E-18
23	COMB2	Combination	3,716E-17	0,00003	-0,015162	-0,001908	6,97E-18	1,438E-18
24	COMB2	Combination	3,693E-17	0,000052	-0,015789	-0,000971	6,89E-18	1,507E-18
25	COMB2	Combination	3,64E-17	7,87E-15	-0,016002	1,391E-15	6,795E-18	1,579E-18
26	COMB2	Combination	3,558E-17	-0,000052	-0,015789	0,000971	6,684E-18	1,656E-18
27	COMB2	Combination	3,449E-17	-0,00003	-0,015162	0,001908	6,558E-18	1,74E-18
28	COMB2	Combination	3,314E-17	0,000132	-0,014157	0,002773	6,418E-18	1,83E-18
29	COMB2	Combination	3,156E-17	0,000486	-0,012832	0,003529	6,263E-18	1,928E-18
30	COMB2	Combination	2,976E-17	0,001068	-0,011268	0,004138	6,093E-18	2,032E-18
31	COMB2	Combination	2,778E-17	0,001886	-0,009558	0,004565	5,909E-18	2,139E-18
32	COMB2	Combination	2,565E-17	0,002925	-0,007804	0,004782	5,709E-18	2,246E-18
33	COMB2	Combination	2,341E-17	0,004138	-0,006109	0,004768	5,492E-18	2,347E-18
34	COMB2	Combination	2,11E-17	0,005452	-0,004565	0,004512	5,256E-18	2,437E-18
35	COMB2	Combination	1,876E-17	0,006774	-0,003248	0,004016	4,996E-18	2,507E-18
36	COMB2	Combination	1,645E-17	0,007993	-0,002208	0,003296	4,709E-18	2,549E-18
37	COMB2	Combination	1,421E-17	0,008994	-0,001465	0,002381	4,389E-18	2,555E-18
38	COMB2	Combination	1,21E-17	0,009671	0,001007	0,001318	4,03E-18	2,515E-18
39	COMB2	Combination	1,017E-17	0,009934	0,000789	0,000174	3,624E-18	2,418E-18

40	COMB2	Combination	-0,001856	1,467E-18	-0,000686	-5,141E-18	-0,003032	9,743E-19
41	COMB2	Combination	2,79E-19	0,000984	-0,000514	-0,002489	1,217E-18	9,846E-19
42	COMB2	Combination	6,01E-20	0,000318	-0,000241	-0,001549	6,576E-19	5,464E-19
43	COMB2	Combination	0	0	0	0	0	0
44	COMB2	Combination	1,371E-20	-0,000057	0,000021	-0,000174	0	1,273E-19
45	COMB2	Combination	5,266E-20	-0,000126	0,000066	-0,000229	0	2,221E-19
46	COMB2	Combination	0,001856	1,139E-18	-0,000686	-4,293E-18	0,003032	7,83E-20
47	COMB2	Combination	2,711E-19	-0,000984	-0,000514	0,002489	8,874E-19	-2,221E-19
48	COMB2	Combination	7,216E-20	-0,000318	-0,000241	0,001549	4,882E-19	-1,424E-19
49	COMB2	Combination	0	0	0	0	0	0
50	COMB2	Combination	0	0,000057	0,000021	0,000174	2,71E-20	-1,273E-19
51	COMB2	Combination	3,721E-20	0,000126	0,000066	0,000229	2,796E-20	-2,221E-19
52	COMB2	Combination	1,782E-19	0,000237	0,000137	0,000109	-7,324E-20	-3,163E-19
53	COMB2	Combination	8,14E-19	0,00007	-0,000739	-0,000533	-2,549E-19	-1,169E-19
54	COMB2	Combination	9,142E-19	0,000018	-0,001128	-0,00034	-2,62E-19	-5,718E-20
55	COMB2	Combination	9,48E-19	3,673E-20	-0,001281	-2,821E-19	-2,473E-19	0
56	COMB2	Combination	9,165E-19	-0,000018	-0,001128	0,00034	-2,204E-19	5,718E-20
57	COMB2	Combination	8,225E-19	-0,00007	-0,000739	0,000533	-1,895E-19	1,169E-19
58	COMB2	Combination	6,695E-19	-0,000159	-0,000281	0,000505	-1,582E-19	1,805E-19
59	COMB2	Combination	2,072E-19	-0,000237	0,000137	-0,000109	-8,653E-20	3,163E-19
60	COMB2	Combination	-0,000241	4,471E-19	0,000056	1,413E-19	-0,000263	-2,476E-19
61	COMB2	Combination	-0,000159	6,598E-19	-0,000281	1,891E-19	-0,000505	-1,805E-19
62	COMB2	Combination	0,000241	4,471E-19	0,000056	1,413E-19	0,000263	2,476E-19

Calcul des efforts

Le tableau suivant donne les valeurs du moment fléchissant, effort tranchant et effort normal.

TABLE: Element Forces - Frames								
Frame	OutputCase	CaseType	P	V2	V3	T	M2	M3
			T	T	T	T-m	T-m	T-m
	COMB2	Combination	-190,9732	-22,5035	-1,847E-13	1,211E-15	2,84E-15	4,95725

1									
1	COMB2	Combination	-198,5438	-19,2758	-1,69E-13	1,211E-15	6,04E-14	11,7575	
1	COMB2	Combination	-206,1119	-16,0013	-1,529E-13	1,211E-15	1,128E-13	17,4996	
2	COMB2	Combination	175,8243	-28,8146	-1,151E-13	1,567E-15	-5,699E-14	11,75588	
2	COMB2	Combination	-183,4001	-25,6834	-1,07E-13	1,567E-15	-2,084E-14	-2,8858	
2	COMB2	Combination	-190,9732	-22,5035	-9,88E-14	1,567E-15	1,267E-14	4,95725	
3	COMB2	Combination	-190,9732	-22,5035	-9,88E-14	1,567E-15	1,267E-14	4,95725	
3	COMB2	Combination	-198,5438	-19,2758	-9,043E-14	1,567E-15	4,346E-14	11,7575	
3	COMB2	Combination	-206,1119	-16,0013	-8,191E-14	1,567E-15	7,152E-14	17,4996	
4	COMB2	Combination	-176,1888	26,4944	3,346E-14	-7,4E-16	1,138E-14	-11,75588	
4	COMB2	Combination	-175,6661	28,2952	3,507E-14	-7,4E-16	4,043E-15	-17,61905	
4	COMB2	Combination	-175,1421	30,0755	3,666E-14	-7,4E-16	-3,633E-15	-23,86541	
5	COMB2	Combination	-177,3851	10,6676	-1,572E-14	8,319E-15	-3,625E-14	-23,86541	
5	COMB2	Combination	-167,9206	15,8531	-1,69E-14	8,319E-15	-2,923E-14	-29,5776	
6	COMB2	Combination	-168,4311	8,9243	-1,391E-14	6,685E-15	-3,145E-14	-29,5776	
6	COMB2	Combination	-159,2362	14,3753	-1,483E-14	6,685E-15	-2,531E-14	-34,56022	
8	COMB2	Combination	-159,8832	0,4423	-1,085E-14	3,601E-15	-2,85E-14	-34,56022	
8	COMB2	Combination	-151,1745	6,5981	-1,149E-14	3,601E-15	-2,372E-14	-36,06779	
9	COMB2	Combination	-175,8243	-28,8146	4,399E-13	5,78E-15	1,838E-13	-11,75588	
9	COMB2	Combination	-183,4001	-25,6834	4,085E-13	5,78E-15	4,576E-14	-2,8858	
9	COMB2	Combination	-190,9732	-22,5035	3,766E-13	5,78E-15	-8,203E-14	4,95725	
10	COMB2	Combination	-176,1888	26,4944	-3,633E-14	1,316E-14	-3,777E-14	-11,75588	
10	COMB2	Combination	-175,6661	28,2952	-3,794E-14	1,316E-14	-2,982E-14	-17,61905	
10	COMB2	Combination	-175,1421	30,0755	-3,953E-14	1,316E-14	-2,153E-14	-23,86541	
11	COMB2	Combination	-177,3851	10,6676	1,285E-14	1,263E-15	9,872E-15	-23,86541	
11	COMB2	Combination	-167,9206	15,8531	1,403E-14	1,263E-15	4,085E-15	-29,5776	
12	COMB2	Combination	-168,4311	8,9243	1,104E-14	1,853E-15	5,941E-15	-29,5776	
13	COMB2	Combination	-159,2362	14,3753	1,196E-14	1,853E-15	1,024E-15	-34,56022	
14	COMB2	Combination	-159,8832	0,4423	7,983E-15	2,788E-15	3,561E-15	-34,56022	
14	COMB2	Combination	-151,1745	6,5981	8,614E-15	2,788E-15	1,353E-17	-36,06779	

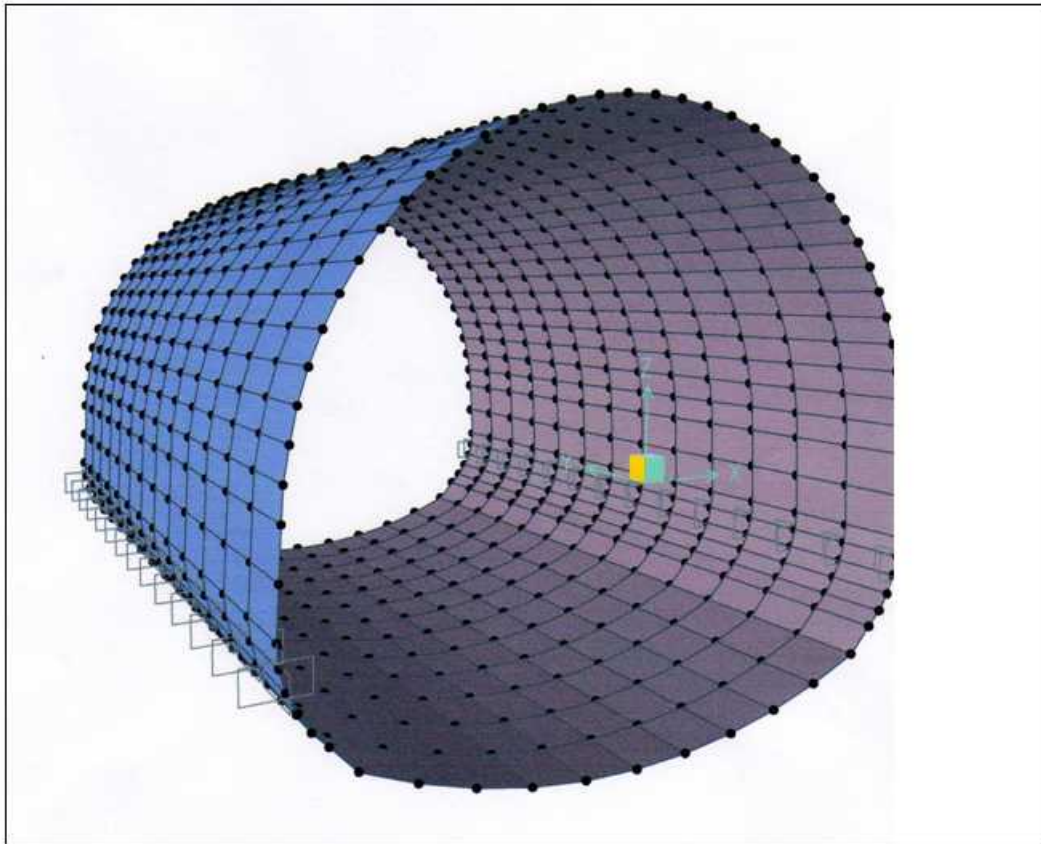
15	COMB2	Combination	-151,1743	-6,6027	6,214E-15	3,418E-15	1,316E-15	-36,06779
15	COMB2	Combination	-143,0049	0,2153	6,683E-15	3,418E-15	-1,441E-15	-34,7051
15	COMB2	Combination	-142,4795	-12,2493	5,024E-15	3,764E-15	-8,04E-16	-34,7051
16	COMB2	Combination	-134,901	-4,8112	5,389E-15	3,764E-15	-3,03E-15	-31,06095
16	COMB2	Combination	-133,9684	-16,5503	4,141E-15	3,844E-15	-2,783E-15	-31,06095
16	COMB2	Combination	-127,0284	-8,5406	4,432E-15	3,844E-15	-4,615E-15	-25,70031
17	COMB2	Combination	-125,8007	-19,5793	3,436E-15	3,683E-15	-4,6E-15	-25,70031
17	COMB2	Combination	-119,5431	-11,0502	3,672E-15	3,683E-15	-6,12E-15	-19,15559
18	COMB2	Combination	-118,1251	-21,427	2,841E-15	3,303E-15	-6,234E-15	-19,15559
18	COMB2	Combination	-112,5914	-12,4322	3,034E-15	3,303E-15	-7,49E-15	-11,92029
19	COMB2	Combination	-111,0794	-22,1979	2,318E-15	2,732E-15	-7,663E-15	-11,92029
19	COMB2	Combination	-106,3072	-12,7949	2,477E-15	2,732E-15	-8,688E-15	-4,44245
20	COMB2	Combination	-104,7875	-22,0115	1,84E-15	1,997E-15	-8,868E-15	-4,44245
20	COMB2	Combination	-100,8102	-12,2612	1,971E-15	1,997E-15	-9,683E-15	2,8817
21	COMB2	Combination	-99,358	-21,0007	1,393E-15	1,126E-15	-9,833E-15	2,8817
21	COMB2	Combination	-96,2067	-10,9656	1,499E-15	1,126E-15	-1,045E-14	9,71323
22	COMB2	Combination	-94,8849	-19,3088	9,626E-16	1,491E-16	-1,054E-14	9,71323
22	COMB2	Combination	-92,5839	-9,0562	1,048E-15	1,491E-16	-1,097E-14	15,77516
23	COMB2	Combination	-91,4422	-17,091	5,409E-16	-9,026E-16	-1,098E-14	15,77516
23	COMB2	Combination	-90,0103	-6,6906	6,083E-16	-9,026E-16	-1,123E-14	20,85769
24	COMB2	Combination	-89,0847	-14,51	1,201E-16	-1,998E-15	-1,114E-14	20,85769
24	COMB2	Combination	-88,5378	-4,0329	1,709E-16	-1,998E-15	-1,121E-14	24,82069
25	COMB2	Combination	-87,8494	-11,7341	-3,061E-16	-3,106E-15	-1,102E-14	24,82069
25	COMB2	Combination	-88,1952	-1,2542	-2,707E-16	-3,106E-15	-1,09E-14	27,59659
26	COMB2	Combination	-87,7502	-8,9361	-7,44E-16	-4,195E-15	-1,06E-14	27,59659
26	COMB2	Combination	-88,9928	1,4718	-7,231E-16	-4,195E-15	-1,029E-14	29,19192
27	COMB2	Combination	-88,7825	-6,29	-1,199E-15	-5,233E-15	-9,893E-15	29,19192
27	COMB2	Combination	-90,9223	3,9698	-1,193E-15	-5,233E-15	-9,382E-15	29,68785
28	COMB2	Combination	-90,9223	-3,9698	-1,679E-15	-6,189E-15	-8,883E-15	29,68785
28	COMB2	Combination	-88,7825	6,29	-1,672E-15	-6,189E-15	-8,167E-15	29,19192

29	COMB2	Combination	-88,9928	-1,4718	-2,149E-15	-7,033E-15	-7,576E-15	29,19192
29	COMB2	Combination	-87,7502	8,9361	-2,128E-15	-7,033E-15	-6,662E-15	27,59659
30	COMB2	Combination	-88,1952	1,2542	-2,601E-15	-7,736E-15	-5,99E-15	27,59659
30	COMB2	Combination	-87,8494	11,7341	-2,566E-15	-7,736E-15	-4,886E-15	24,82069
31	COMB2	Combination	-88,5378	4,0329	-3,043E-15	-8,268E-15	-4,15E-15	24,82069
31	COMB2	Combination	-89,0847	14,51	-2,992E-15	-8,268E-15	-2,861E-15	20,85769
32	COMB2	Combination	-90,0103	6,6906	-3,48E-15	-8,602E-15	-2,081E-15	20,85769
32	COMB2	Combination	-91,4422	17,091	-3,413E-15	-8,602E-15	-6,076E-16	15,77516
33	COMB2	Combination	-92,5839	9,0562	-3,92E-15	-8,714E-15	1,919E-16	15,77516
33	COMB2	Combination	-94,8849	19,3088	-3,834E-15	-8,714E-15	1,849E-15	9,71323
34	COMB2	Combination	-96,2067	10,9656	-4,371E-15	-8,578E-15	2,639E-15	9,71323
34	COMB2	Combination	-99,358	21,0007	-4,265E-15	-8,578E-15	4,485E-15	2,8817
35	COMB2	Combination	-100,8102	12,2612	-4,843E-15	-8,173E-15	5,229E-15	2,8817
35	COMB2	Combination	-104,7875	22,0115	-4,712E-15	-8,173E-15	7,272E-15	-4,44245
36	COMB2	Combination	-106,3072	12,7949	-5,348E-15	-7,478E-15	7,929E-15	-4,44245
36	COMB2	Combination	-111,0794	22,1979	-5,189E-15	-7,478E-15	1,018E-14	-11,92029
37	COMB2	Combination	-112,5914	12,4322	-5,906E-15	-6,476E-15	1,07E-14	-11,92029
37	COMB2	Combination	-118,1251	21,427	-5,713E-15	-6,476E-15	1,318E-14	-19,15559
38	COMB2	Combination	-119,5431	11,0502	-6,543E-15	-5,151E-15	1,35E-14	-19,15559
38	COMB2	Combination	-125,8007	19,5793	-6,307E-15	-5,151E-15	1,625E-14	-25,70031
39	COMB2	Combination	-127,0284	8,5406	-7,303E-15	-3,49E-15	1,628E-14	-25,70031
39	COMB2	Combination	-133,9684	16,5503	-7,013E-15	-3,49E-15	1,934E-14	-31,06095
40	COMB2	Combination	-134,901	4,8112	-8,261E-15	-1,482E-15	1,898E-14	-31,06095
40	COMB2	Combination	-142,4795	12,2493	-7,896E-15	-1,482E-15	2,243E-14	-34,7051
41	COMB2	Combination	-143,0049	-0,2153	-9,555E-15	8,796E-16	2,151E-14	-34,7051
41	COMB2	Combination	-151,1743	6,6027	-9,086E-15	8,796E-16	2,549E-14	-36,06779
42	COMB2	Combination	-201,815	44,8203	-2,356E-13	-4,844E-15	1,388E-13	-17,4996
42	COMB2	Combination	-202,9313	42,2605	-2,124E-13	-4,844E-15	2,052E-13	-30,40287
43	COMB2	Combination	-192,5099	76,8571	-4,143E-15	2,673E-14	-4,931E-14	-30,40287
43	COMB2	Combination	-194,0639	74,4922	-3,529E-15	2,673E-14	-4,817E-14	-52,82844

44	COMB2	Combination	-178,1802	107,0594	-1,417E-15	3,686E-14	-4,745E-14	-52,82844
44	COMB2	Combination	-180,1378	104,9648	-1,059E-15	3,686E-14	-4,708E-14	-84,24383
45	COMB2	Combination	35,0842	22,5185	-3,373E-15	-5,319E-15	-1,324E-14	10,96404
45	COMB2	Combination	32,7722	20,7665	-3,131E-15	-5,319E-15	-1,228E-14	4,55009
46	COMB2	Combination	35,8804	14,7602	-2,193E-15	-3,19E-15	-1,293E-14	4,55009
46	COMB2	Combination	33,278	13,415	-2,022E-15	-3,19E-15	-1,231E-14	0,37502
47	COMB2	Combination	-201,815	44,8203	2,385E-13	2,043E-14	-1,715E-13	-17,4996
47	COMB2	Combination	-202,9313	42,2605	2,153E-13	2,043E-14	-2,387E-13	-30,40287
48	COMB2	Combination	-192,5099	76,8571	7,015E-15	-5,565E-15	1,903E-14	-30,40287
48	COMB2	Combination	-194,0639	74,4922	6,401E-15	-5,565E-15	1,704E-14	-52,82844
49	COMB2	Combination	-178,1802	107,0594	4,289E-15	-1,061E-14	2,047E-14	-52,82844
49	COMB2	Combination	-180,1378	104,9648	3,931E-15	-1,061E-14	1,925E-14	-84,24383
50	COMB2	Combination	35,0842	22,5185	3,373E-15	5,319E-15	1,324E-14	10,96404
50	COMB2	Combination	32,7722	20,7665	3,131E-15	5,319E-15	1,228E-14	4,55009
51	COMB2	Combination	35,8804	14,7602	2,193E-15	3,19E-15	1,293E-14	4,55009
52	COMB2	Combination	33,278	13,415	2,022E-15	3,19E-15	1,231E-14	0,37502
53	COMB2	Combination	30,7315	-0,7972	7,124E-16	-1,34E-15	-2,474E-15	-6,28819
53	COMB2	Combination	26,5309	-1,1845	6,102E-16	-1,34E-15	-2,75E-15	-5,87584
54	COMB2	Combination	22,3026	-1,5832	5,072E-16	-1,34E-15	-2,982E-15	-5,29977
54	COMB2	Combination	22,0798	-3,521	3,861E-16	-1,105E-15	-3,078E-15	-5,29977
55	COMB2	Combination	17,8078	-3,5576	3,072E-16	-1,105E-15	-3,223E-15	-3,82564
55	COMB2	Combination	13,5144	-3,601	2,279E-16	-1,105E-15	-3,334E-15	-2,33487
56	COMB2	Combination	13,1491	-4,7651	1,603E-16	-8,237E-16	-3,415E-15	-2,33487
56	COMB2	Combination	8,8487	-4,4385	1,042E-16	-8,237E-16	-3,47E-15	-0,41805
57	COMB2	Combination	4,5313	-4,1156	4,796E-17	-8,237E-16	-3,502E-15	1,36349
57	COMB2	Combination	4,1553	-4,4949	2,848E-17	-5,079E-16	-3,561E-15	1,36349
58	COMB2	Combination	-0,1312	-3,7987	-5,046E-18	-5,079E-16	-3,566E-15	3,09085
58	COMB2	Combination	-4,4276	-3,1039	-3,865E-17	-5,079E-16	-3,557E-15	4,52849
59	COMB2	Combination	-4,6813	-2,7062	-1,282E-17	-1,716E-16	-3,589E-15	4,52849
59	COMB2	Combination	-8,9083	-1,6398	-2,398E-17	-1,716E-16	-3,581E-15	5,43368

59	COMB2	Combination	-13,1403	-0,5737	-3,516E-17	-1,716E-16	-3,569E-15	5,89471
60	COMB2	Combination	-13,1403	0,5737	3,516E-17	1,716E-16	-3,569E-15	5,89471
60	COMB2	Combination	-8,9083	1,6398	2,398E-17	1,716E-16	-3,581E-15	5,43368
60	COMB2	Combination	-4,6813	2,7062	1,282E-17	1,716E-16	-3,589E-15	4,52849
61	COMB2	Combination	-4,4276	3,1039	3,865E-17	5,079E-16	-3,557E-15	4,52849
61	COMB2	Combination	-0,1312	3,7987	5,046E-18	5,079E-16	-3,566E-15	3,09085
61	COMB2	Combination	4,1553	4,4949	-2,848E-17	5,079E-16	-3,561E-15	1,36349
62	COMB2	Combination	4,5313	4,1156	-4,796E-17	8,237E-16	-3,502E-15	1,36349
62	COMB2	Combination	8,8487	4,4385	-1,042E-16	8,237E-16	-3,47E-15	-0,41805
62	COMB2	Combination	13,1491	4,7651	-1,603E-16	8,237E-16	-3,415E-15	-2,33487

Exemple de calcul du revêtement définitif en éléments Shell



Calcul des efforts

Le tableau suivant donne le moment fléchissant, l'effort tranchant et l'effort normal suivant les trois directions.

TABLE: Element Forces - Area Shells									
Area	Output Case	F11	F22	F12	M11	M22	M12	V13	V23
Text	Text	T/m	T/m	T/m	T-m/m	T-m/m	T-m/m	T/m	T/m

1	COMB1	-0,745	-9,848	-0,159	-0,85435	-6,90391	-0,0266	-0,697	-1,441
1	COMB1	0,233	-4,957	-0,202	-0,01924	-7,109	-0,113	-0,697	-1,499
1	COMB1	-0,255	-5,055	-0,595	-0,01769	-5,78835	-0,22786	-0,527	-1,499
1	COMB1	-1,233	-9,945	-0,552	-0,68286	-5,63173	-0,14146	-0,527	-1,441
2	COMB1	0,027	-3,645	-0,746	-0,68695	-5,6266	-0,17721	-0,591	-3,469
2	COMB1	0,67	-0,426	-0,751	-0,00983	-5,7999	-0,3928	-0,591	-3,618
2	COMB1	-0,339	-0,628	-0,964	-0,01327	-2,60561	-0,46452	-0,194	-3,618

2	COMB1	-0,982	-3,847	-0,958	-0,29287	-2,55702	-0,24894	-0,194	-3,469
3	COMB1	0,346	2,796	-1	-0,29916	-2,54836	-0,25736	-0,297	-4,522
3	COMB1	0,497	3,549	-1,022	-0,00256	-2,62503	-0,53542	-0,297	-4,729
3	COMB1	-0,438	3,362	-1,058	-0,00072	1,54638	-0,53472	0,221	-4,729
3	COMB1	-0,589	2,609	-1,037	0,22112	1,4507	-0,25666	0,221	-4,522
4	COMB1	0,8	9,553	-1,07	0,21411	1,46352	-0,22155	0,096	-4,559
4	COMB1	0,359	7,35	-1,084	0,00891	1,52109	-0,48392	0,096	-4,805
4	COMB1	-0,846	7,109	-1,044	-0,00273	5,74267	-0,3926	0,717	-4,805
4	COMB1	-0,405	9,312	-1,03	0,82421	5,48052	-0,13023	0,717	-4,559
5	COMB1	1,043	16,552	-0,884	0,81684	5,48768	-0,06469	0,653	-3,769
5	COMB1	-0,069	10,991	-1,197	0,01265	5,73189	-0,19306	0,653	-3,51
5	COMB1	0,14	11,033	-0,554	0,05704	8,76291	-0,06719	1,307	-3,51
5	COMB1	1,252	16,594	-0,24	1,51465	8,7343	0,06117	1,307	-3,769
6	COMB1	2,273	21,701	-0,746	1,49148	8,71932	0,01587	1,188	4,531
6	COMB1	0,873	14,698	-0,398	0,14682	8,78621	0,16919	1,188	4,282
6	COMB1	-0,752	14,373	1,06	-0,00939	6,49708	0,24986	0,939	4,282
6	COMB1	0,649	21,376	0,712	1,08615	6,30175	0,09654	0,939	4,531
7	COMB1	1,126	23,76	0,86	1,08363	6,29427	0,08517	0,967	4,903
7	COMB1	-0,024	18,015	0,867	-0,00053	6,50866	0,39459	0,967	5,709
7	COMB1	0,294	18,078	0,623	0,04133	4,72513	0,42926	0,658	5,709
7	COMB1	1,443	23,824	0,616	0,81625	4,74967	0,11985	0,658	4,903
8	COMB1	1,511	24,163	0,583	0,85323	4,75631	0,06256	0,813	9,8
8	COMB1	0,492	19,069	0,934	0,05265	4,72464	0,51821	0,813	10,409
8	COMB1	0,47	19,064	1,769	0,08852	1,50507	0,51458	0,137	10,409
8	COMB1	1,489	24,159	1,418	0,21376	1,71732	0,05893	0,137	9,8
9	COMB1	1,316	23,294	1,609	0,24067	1,71644	-0,02065	0,364	14,941
9	COMB1	0,543	19,432	2,036	0,01838	1,50835	0,5501	0,364	15,518
9	COMB1	0,819	19,487	1,923	-0,05977	-3,25925	0,50817	-0,541	15,518
9	COMB1	1,591	23,349	1,496	-0,74218	-2,88012	-0,06259	-0,541	14,941
10	COMB1	1,071	20,749	1,947	-0,67578	-2,86867	-0,13681	-0,314	20,93

Renforcement du front de taille

Les boulons en fibre de verre utilisés se présentent sous forme de tubes ou de lanières disposées autour d'un tube central servant à l'injection. Il s'agit de boulons passifs scellés au terrain par un coulis de ciment.

Les boulons sont mis en œuvre par une machine spéciale comportant des glissières de grande longueur.

En général on cherche à maintenir un renforcement assez constant en renouvelant un certain nombre de boulons à chaque pas d'avancement.

La force résistante des boulons (généralement quelques centaines de kN) et le schéma de boulonnage doivent être, adaptés à la nature du terrain et à l'objectif recherché (stabilité du front, contrôle des déplacements).

Le nombre de boulons peut varier dans de larges proportions : de 1 boulon pour 4 ou 5 m² à 2 boulons par m².



Figure -1 Renforcement du front de taille par boulonnage

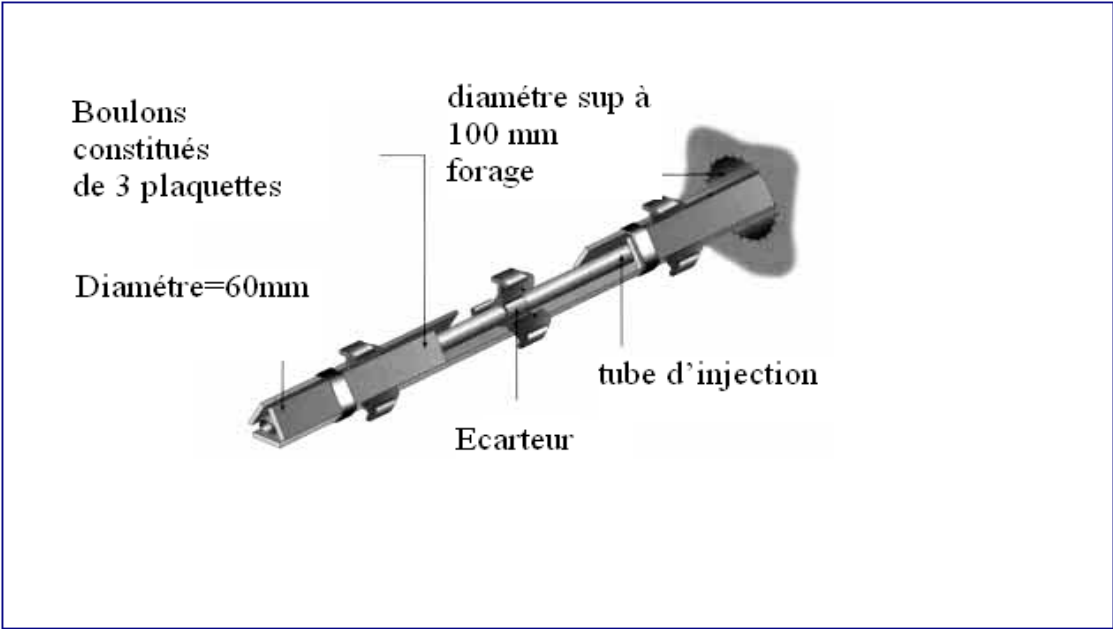


Figure 2 Exemple de boulon de front de taille en fibre de verre