

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

**UNIVERSITE M'HAMED BOUGARA-BOUMERDES**



Faculté de Technologie

## **Mémoire de Master**

**Filière : Génie Civil**

**Option : Géotechnique**

### ***Titre***

***Etude de soutènement du tunnel du métro d'Alger***

***Extension Ain Naadja -Baraki***

---

**Réalisé par :**

Afia Abd Elhafidh

Yahi Zakarya

**Promoteur :**

Pr. T Messafer

**Année Universitaire : 2022/2023**

# Remercîment

*Nous remercions avant tout Allah de nous avoir gardés en bonne santé et de nous donner la volonté et le courage pour terminer ce projet de fin d'études.*

*Nous remercions également nos familles pour les sacrifices qu'elles ont faites pour que nous terminions nos études.*

*Nos sincères remerciements s'adressent au Professeur « MESSAFER Tahar », notre encadreur qui a suivi et veillé sur le bon déroulement de ce travail avec ses conseils et ses remarques constructives, et surtout pour sa compréhension et ses conseils avertis nous ont permis de réaliser notre travail.*

*Nous remercions également les membres de jurys pour avoir accepté d'examiner notre travail et pour l'effort qu'ils feront dans le but d'examiner notre travail.*

## **DÉDICACE**

C'est avec de profonds sentiments, de respect et d'amour, que je dédie ce travail.

- A mes très chers parents en signe de mes profonds et affectueuses reconnaissances pour les amours sans mesure, tous les sacrifices, les soutiens, les tolérances et les encouragements qu'ils ont bien voulu consentir pour moi. Tous les mots restent faibles pour leur exprimer mes sentiments et qu'ils acceptent seulement ces lignes en guise de témoignage;
- A ma chère sœur « Nacera » et mes chères frères «» pour leur encouragement et soutien tout au long de mes études. Que Dieu les protège et leurs offre la chance et le bonheur.
  - A toute la famille « AFIA » pour leur encouragement.
  - Mon binôme Zaki avec qui j'ai eu le plaisir partager ce travail, je te souhaite beaucoup de réussite dans l'avenir.
- A tous mes ami(e)s et connaissances, pour leurs encouragements et leur soutien.
- A toute la promotion génie civil 2022-2023, et tous les enseignants de la faculté de technologies.
  - A toute la famille universitaire.
- Enfin à tous ceux qui ont contribué de près ou de loin pour que ce travail soit possible;  
Je vous dis merci.

**Hafidh**

## **DÉDICACE**

*Je commence par rendre grâce à dieu et sa bonté, pour la patience, la compétence, et le courage qu'il m'a donné pour arriver à ce stade.*

*Je dédie ce travail*

*À toi chère maman. Au guide de ma vie, celui qui a répandu de la lumière sur mon chemin, celui qui s'est donné tant de mal pour me voir en arriver là où je suis, celui qu'aucune dédicace ne saurait exprimer l'affection et l'amour que je lui éprouvé*

*À toi cher papa A mes frères, mes grands parents et Ceux qui ont partagé avec moi tous les moments d'émotion lors de la réalisation de ce travail. Ils m'ont chaleureusement supporté et encouragé tout au long de mon parcours.*

*Mon binôme Abd Elhafidh avec qui j'ai eu le plaisir partager ce travail, je te souhaite beaucoup de réussite dans l'avenir.*

*A ma famille, mes proches et à ceux qui me donnent de l'amour et de la vivacité.*

*A tous mes amis qui m'ont toujours encouragé, et à qui je souhaite plus de succès.*

*A tous ceux que j'aime*

**ZAKI**

## الموضوع : دراسة نفق تحت منطقة عمرانية

**ملخص :** يتمثل عملنا في دراسة قسم من النفق يشكل جزءاً من C1 عين النعجة - امتداد براقي لمترو الجزائر الذي تم بناؤه بالطريقة النمساوية الجديدة (NATM) لإنشاء نفق في هذه المنطقة هو الحل الأنسب لحل مشكلة الازدحام المروري في العاصمة الجزائر. للقيام بهذه الدراسة ، حددنا أولاً أنواع وخصائص طبقات التربة المحيطة بالقسم قيد الدراسة. ، ثم قمنا بعد ذلك بأبعاد الدعم المؤقت بالطريقة التحليلية والرقمية مع الأخذ بعين الاعتبار أسلوب التقارب الحصر. تم تحديد القوى المؤثرة على الطلاء النهائي وكذلك القوى الناتجة عن الأعمال الزلزالية. الكلمات المفتاحية: نفق ، حفر ، ، دعامة مؤقتة ، تبطين نهائي ، حصر تقارب.

### **Sujet : Etude d'un tunnel sous une zone urbaine**

**Résumé :** Notre travail consiste à étudier un tronçon de tunnel faisant partie de l'extension C1 Ain Naadja – Baraki du metro d'Alger construit par la nouvelle méthode Autrichienne (NATM). La réalisation d'un tunnel dans cette zone constitue la solution la plus appropriée pour résoudre le problème d'encombrement de la circulation au niveau de la capital d'Alger.

Pour faire cette étude, nous avons d'abord déterminé les types et les caractéristiques des couches de sol avoisinant le tronçon en étude. , Ensuite nous avons dimensionné le soutènement provisoire par la méthode analytique et numérique en tenant compte de la méthode de convergence confinement. Les efforts qui agissent sur le revêtement définitif ont été aussi déterminés ainsi que les efforts dus aux actions sismiques.

**Mots clés :** tunnel, creusement, NATM, soutènement provisoire, revêtement définitif, , convergence-confinement.

### **Subject : Study of a tunnel under an urban area**

**Summary :** Our work consists in studying a section of tunnel forming part of the C1 Ain Naadja – Baraki extension of the Algiers metro built by the new Austrian method (NATM). The construction of a tunnel in this area is the most appropriate solution to solve the problem of traffic congestion in the capital of Algiers. To do this study, we first determined the types and characteristics of the soil layers surrounding the section under study, Then we dimensioned the temporary support by the analytical and numerical method taking into account the method of convergence confinement. The forces acting on the final coating were also determined as well as the forces due to seismic actions.

**Key words:** tunnel, excavation, NATM, temporary support, final lining, convergence-confinement.

## Table des matières

Introduction général.....	1
Chapitre I : Généralité sur les tunnels .....	3
<u>I.1</u> Introduction .....	3
<u>I.2</u> Les tunnels dans l’histoire .....	3
<u>I.3</u> Forme des tunnels.....	3
<u>I.4</u> Objectifs des tunnels .....	4
<u>I.5</u> Avantages des tunnels .....	4
<u>I.6</u> Les principaux objets d’étude dans le cadre du projet d’un ouvrage souterrain .....	4
<u>I.7</u> Catégories de tunnels .....	7
<u>I.8</u> Les différentes méthodes d'exécution des tunnels.....	7
<u>I.8.1</u> La méthode traditionnelle à l'explosif .....	7
<u>I.8.1.1</u> Le plan de tir .....	8
<u>I.8.1.2</u> La foration .....	8
<u>I.8.1.3</u> Le chargement de la volée .....	8
<u>I.8.1.4</u> Le tir .....	8
<u>I.8.1.5</u> La ventilation.....	8
<u>I.8.1.6</u> La purge après la ventilation .....	8
<u>I.8.1.7</u> Le marinage .....	8
<u>I.8.1.8</u> Le gunitage.....	8
<u>I.8.2</u> La méthode par pré-découpage mécanique .....	9
<u>I.8.3</u> La méthode traditionnelle par attaque ponctuelle .....	10
<u>I.8.4</u> La méthode de creusement au tunnelier .....	11
<u>I.9</u> Procédés du creusement dans la méthode traditionnelle.....	13
<u>I.9.1</u> Creusement en pleine section : .....	13
<u>I.9.2</u> Creusement par demi-section supérieure.....	13
<u>I.9.3</u> Creusement en section divisées .....	14
<u>I.10</u> Tunnels en milieu urbain.....	14
<u>I.10.1</u> La solution du souterrain est utilisée pour des raisons : .....	14
<u>I.10.2</u> Les avantages que génère ce choix est la réalisation des économies :.....	14
<u>I.11</u> Importance de l’étude des procédés de construction .....	16
<u>I.12</u> Conclusion.....	17
Chapitre II : Les soutènements.....	18
<u>II.1</u> Introduction .....	19
<u>II.2</u> Rôle et fonctionnement du soutènement .....	19
<u>II.3</u> Classification des modes de soutènement.....	20
<u>II.3.1</u> Les soutènements agissant par confinement .....	20

<u>II.3.2</u>	Les soutènements agissant à la fois par confinement et comme armature .....	20
<u>II.3.3</u>	Les soutènements agissant par supportage .....	20
<u>II.4</u>	Types de soutènement .....	20
<u>II.4.1</u>	Soutènement provisoire .....	20
<u>II.4.1.1</u>	Définition du soutènement provisoire .....	20
<u>II.4.1.2</u>	Les différents types de soutènement provisoir .....	21
<u>II.4.2</u>	Soutènement Définitif.....	27
<u>II.4.2.1</u>	Les voussoirs.....	27
<u>II.5</u>	Conclusion.....	30
<u>III.1</u>	Introduction .....	32
<u>III.2</u>	Les méthodes empiriques et semi empiriques.....	32
<u>III.2.1</u>	Méthode de de recommandations de l'AFTES.....	32
<u>III.2.1.1</u>	Des critères relatifs à l'ouvrage à son mode d'exécution .....	33
<u>III.2.1.2</u>	Des critères relatifs à l'environnement .....	33
<u>III.3</u>	Méthode de Terzaghi .....	34
<u>III.3.1</u>	Le postulat de Terzaghi sur les contraintes .....	36
<u>III.4</u>	Méthode de Barton.....	37
<u>III.5</u>	Méthode de Bieniawski .....	38
<u>III.6</u>	Les méthodes analytiques .....	43
<u>III.6.1</u>	Méthode de convergence confinement.....	43
<u>III.6.1.1</u>	Convergence : .....	43
<u>III.6.1.2</u>	Confinement – déconfinement : .....	43
<u>III.6.1.3</u>	Principe de la méthode : .....	44
<u>III.6.1.4</u>	Comportement du massif : .....	44
<u>III.6.1.5</u>	Comportement du soutènement : .....	45
<u>III.6.1.6</u>	L'équilibre final.....	46
<u>III.6.2</u>	Domaine d'application .....	46
<u>III.6.2.1</u>	Procédure de calcul.....	47
<u>III.7</u>	Conclusion.....	50
<u>IV.1</u>	Introduction .....	51
<u>IV.2</u>	Présentation du projet .....	51
<u>IV.3</u>	Présentation de l'ouvrage .....	51
<u>IV.4</u>	Description de l'extension Ain Naâdja-Baraki.....	52
<u>IV.5</u>	Section à étudier .....	53
<u>IV.6</u>	Tracé en plan .....	53
<u>IV.7</u>	Profil en travers.....	54
<u>IV.8</u>	Caractéristiques géométrique .....	55

<b><u>IV.9</u></b>	<b>Géologie en Algérie.....</b>	<b>55</b>
<b><u>IV.10</u></b>	<b>Géologie Régionale .....</b>	<b>56</b>
<b><u>IV.11</u></b>	<b>Géologie Régionale de la zone .....</b>	<b>57</b>
	<b><u>IV.11.1</u> Tertiaire – Astien.....</b>	<b>57</b>
	<b><u>IV.11.2</u> Quaternaire .....</b>	<b>57</b>
<b><u>IV.12</u></b>	<b>Cadre sismique .....</b>	<b>58</b>
<b><u>IV.13</u></b>	<b>Essais in-situ .....</b>	<b>60</b>
	<b><u>IV.13.1</u> Sondages carottés .....</b>	<b>60</b>
	<b><u>IV.13.2</u> Essai Piézométrique .....</b>	<b>66</b>
	<b><u>IV.13.3</u> Résultats des essais Pressiométriques .....</b>	<b>66</b>
	<b><u>IV.13.4</u> Résultats des Essais SPT .....</b>	<b>68</b>
<b><u>IV.14</u></b>	<b>Essais de Laboratoire .....</b>	<b>69</b>
<b><u>IV.15</u></b>	<b>Calculs effectués .....</b>	<b>74</b>
	<b><u>IV.15.1</u> Résistance non drainée.....</b>	<b>74</b>
	<b><u>IV.15.2</u> Résistance drainée .....</b>	<b>75</b>
	<b><u>IV.15.3</u> Module de déformabilité drainé.....</b>	<b>76</b>
	<b><u>IV.15.4</u> Module de déformabilité non drainée .....</b>	<b>76</b>
<b><u>IV.16</u></b>	<b>Résumé des paramètres .....</b>	<b>77</b>
<b><u>IV.17</u></b>	<b>Conclusion.....</b>	<b>78</b>
<b><u>V.1</u></b>	<b>Introduction .....</b>	<b>80</b>
<b><u>V.2</u></b>	<b>Courbe caractéristique du terrain .....</b>	<b>80</b>
	<b><u>V.2.1</u> La pression <math>P_a</math>.....</b>	<b>81</b>
	<b><u>V.2.2</u> Le taux de déconfinement <math>\lambda_a</math>.....</b>	<b>81</b>
	<b><u>V.2.3</u> Le déplacement de la paroi <math>U_a</math> :.....</b>	<b>81</b>
<b><u>V.3</u></b>	<b>Courbe caractéristique du soutènement.....</b>	<b>84</b>
	<b><u>V.3.1</u> Paramètres du cintre.....</b>	<b>84</b>
	<b><u>V.3.2</u> Raideur du cintre.....</b>	<b>84</b>
	<b><u>V.3.3</u> Pression maximale développée par le cintre .....</b>	<b>85</b>
<b><u>V.4</u></b>	<b>Paramètres du Béton projeté .....</b>	<b>85</b>
<b><u>V.5</u></b>	<b>Raideur du béton projeté.....</b>	<b>86</b>
	<b><u>V.5.1</u> Pression maximale développée par le béton projeté.....</b>	<b>86</b>
	<b><u>V.5.2</u> Déplacement du béton projeté.....</b>	<b>86</b>
<b><u>V.6</u></b>	<b>Combinaison du cintre et béton projeté.....</b>	<b>87</b>
<b><u>V.7</u></b>	<b>Tracé de la courbe de confinement .....</b>	<b>87</b>
<b><u>V.8</u></b>	<b>Equilibre final.....</b>	<b>88</b>
<b><u>V.9</u></b>	<b>Conclusion.....</b>	<b>88</b>



<b>CHAPITRE VI : Stabilité de front de taille .....</b>	<b>90</b>
<b><u>VI.1</u> Introduction .....</b>	<b>90</b>
<b><u>VI.2</u> Méthode d'Analyse.....</b>	<b>90</b>
<b><u>VI.3</u> Calcul du corpus en haut .....</b>	<b>92</b>
<b><u>VI.3.1</u> Cohésion dans la zone avant et arrière .....</b>	<b>92</b>
<b><u>VI.3.2</u> Cohésion dans la zone latérale.....</b>	<b>92</b>
<b><u>VI.3.3</u> La friction.....</b>	<b>92</b>
<b><u>VI.3.4</u> Equilibre du corpus haut .....</b>	<b>92</b>
<b><u>VI.4</u> Calcul du corpus en bas .....</b>	<b>93</b>
<b><u>VI.4.1</u> Poids du corpus dessous (en bas) .....</b>	<b>93</b>
<b><u>VI.4.2</u> Cohésion dans la zone de glissement.....</b>	<b>93</b>
<b><u>VI.4.3</u> Cohésion dans la zone latérale.....</b>	<b>93</b>
<b><u>VI.4.4</u> Equilibre du corpus bas .....</b>	<b>94</b>
<b><u>VI.5</u> Calcul du nombre de boulons.....</b>	<b>94</b>
<b><u>VI.5.1</u> Calcul de la charge appliquée au front.....</b>	<b>95</b>
<b><u>VI.5.1.1</u> Angle de surface de glissement : .....</b>	<b>95</b>
<b><u>VI.5.1.2</u> Longueur de la surface de glissement.....</b>	<b>95</b>
<b><u>VI.5.1.3</u> Largeur de la surface de glissement : .....</b>	<b>95</b>
<b><u>VI.5.1.4</u> Hauteur .....</b>	<b>95</b>
<b><u>VI.5.1.5</u> Surface du corps de glissement .....</b>	<b>95</b>
<b><u>VI.6</u> Effort à l'équilibre.....</b>	<b>96</b>
<b><u>VI.6.1</u> Poids du corps de glissement .....</b>	<b>96</b>
<b><u>VI.6.2</u> Cohésion en zone de glissement .....</b>	<b>96</b>
<b><u>VI.6.3</u> L'angle <math>\nu</math> .....</b>	<b>96</b>
<b><u>VI.6.4</u> L'angle <math>\beta</math>.....</b>	<b>96</b>
<b><u>VI.6.5</u> Force résultante .....</b>	<b>96</b>
<b><u>VI.6.6</u> Force résultante d'équilibre.....</b>	<b>97</b>
<b><u>VI.7</u> Mesure pour le soutènement du front .....</b>	<b>97</b>
<b><u>VI.7.1</u> Limite de rupture des boulons (R32N) :.....</b>	<b>97</b>
<b><u>VI.7.2</u> Effort appliqué par l'ensemble des boulons : .....</b>	<b>98</b>
<b><u>VI.7.3</u> Nombre de boulons nécessaire : .....</b>	<b>98</b>
<b><u>VI.8</u> Conclusions .....</b>	<b>98</b>
<b><u>VII.1</u> Introduction .....</b>	<b>100</b>
<b><u>VII.2</u> Détermination des efforts .....</b>	<b>100</b>
<b><u>VII.2.1</u> Charge verticale.....</b>	<b>100</b>
<b><u>VII.2.2</u> Charge horizontale .....</b>	<b>103</b>

<b><u>VII.3</u></b>	<b>Détermination des réactions d'appuis .....</b>	<b>105</b>
<b><u>VII.3.1</u></b>	<b>Effort vertical.....</b>	<b>106</b>
<b><u>VII.3.2</u></b>	<b>Effort horizontal .....</b>	<b>107</b>
<b><u>VII.4</u></b>	<b>Vérification des contraintes : .....</b>	<b>108</b>
<b><u>VII.5</u></b>	<b>Portance maximale du soutènement .....</b>	<b>110</b>
<b><u>VII.5.1</u></b>	<b>Pour béton projeté.....</b>	<b>110</b>
<b><u>VII.5.2</u></b>	<b>Pour le cintre.....</b>	<b>110</b>
<b><u>VII.6</u></b>	<b>Modélisation du soutènement provisoire .....</b>	<b>111</b>
<b><u>VII.6.1</u></b>	<b>Présentation du logiciel GEO5 (Bentley Geostuctural Analysis FEM) .....</b>	<b>111</b>
<b><u>VII.6.2</u></b>	<b>Différents inputs insérés dans le logiciel : .....</b>	<b>112</b>
<b><u>VII.6.3</u></b>	<b>Homogénéisation des paramètres du soutènement provisoire .....</b>	<b>112</b>
<b><u>VII.6.4</u></b>	<b>Etapes de calcul .....</b>	<b>113</b>
<b><u>VII.6.4.1</u></b>	<b>Pre-processing .....</b>	<b>113</b>
<b><u>VII.6.4.2</u></b>	<b>Processing .....</b>	<b>114</b>
<b><u>VII.6.4.3</u></b>	<b>Post-processing.....</b>	<b>115</b>
<b><u>VII.6.5</u></b>	<b>Modélisation de la première section divisée .....</b>	<b>115</b>
<b><u>VII.6.6</u></b>	<b>Modélisation de la deuxième section divisée .....</b>	<b>119</b>
<b><u>VII.6.7</u></b>	<b>Modélisation de la troisième section divisée.....</b>	<b>121</b>
<b><u>VII.7</u></b>	<b>Répartition des efforts internes entre les cintres métalliques et la voute en béton projeté.....</b>	<b>125</b>
<b><u>VII.7.1</u></b>	<b>Rigidités des cintres métalliques .....</b>	<b>125</b>
<b><u>VII.7.2</u></b>	<b>Rigidités de la voute en béton projeté.....</b>	<b>125</b>
<b><u>VII.8</u></b>	<b>Distribution des efforts agissant sur chaque élément de soutènement provisoire ..</b>	<b>126</b>
<b><u>VII.9</u></b>	<b>Vérification des contraintes.....</b>	<b>127</b>
<b><u>VII.9.1</u></b>	<b>Vérification du béton projeté .....</b>	<b>127</b>
<b><u>VII.9.1.1</u></b>	<b>.....Vérification a l'état limite ultime</b>	<b>128</b>
<b><u>VII.9.1.2</u></b>	<b>.....Vérification a l'état limite de service</b>	<b>128</b>
<b><u>VII.9.2</u></b>	<b>Vérification du cintre .....</b>	<b>129</b>
<b><u>VII.9.3</u></b>	<b>Vérification du cisaillement .....</b>	<b>129</b>
<b><u>VII.9.3.1</u></b>	<b>..... Béton projeté</b>	<b>129</b>
<b><u>VII.9.3.2</u></b>	<b>Cintres métalliques .....</b>	<b>130</b>
<b><u>VII.10</u></b>	<b>Conclusion.....</b>	<b>131</b>
<b><u>VIII.1</u></b>	<b>Introduction .....</b>	<b>133</b>
<b><u>VIII.2</u></b>	<b>Calcul de la contrainte verticale .....</b>	<b>133</b>

<b><u>VIII.2.1</u></b>	<b>Calcul de la pression verticale active descendante sur le soutènement de la structure globale</b>	
<b><math>\sigma_v</math></b>		<b>133</b>
<b>2.2</b>	<b>Calcul de la pression horizontale active descendante sur le soutènement de la structure globale <math>\sigma_h</math></b>	<b>135</b>
<b>2.3</b>	<b>Calcul des charges appliquées sur le radier</b>	<b>139</b>
<b><u>VIII.3</u></b>	<b>Caractéristiques du revêtement</b>	<b>142</b>
<b><u>VIII.4</u></b>	<b>Résultats des efforts internes</b>	<b>142</b>
<b><u>VIII.5</u></b>	<b>Ferraillage du revêtement définitif</b>	<b>145</b>
<b><u>VIII.6</u></b>	<b>Comparaison des efforts temporaires et définitifs</b>	<b>147</b>
<b><u>VIII.7</u></b>	<b>Conclusion</b>	<b>147</b>
	<b>Chapitre IX : Etude sismique</b>	<b>148</b>
<b><u>XI.1</u></b>	<b>Introduction</b>	<b>149</b>
<b><u>XI.2</u></b>	<b>Classification de l'ouvrage</b>	<b>149</b>
<b><u>XI.4</u></b>	<b>Résultats de calcul</b>	<b>156</b>
<b>b.</b>	<b>Déplacements et déformations en champ libre de la ligne matérialisant l'axe du tunnel</b>	<b>157</b>
<b>i.</b>	<b>Déplacement axial</b>	<b>157</b>
<b>ii.</b>	<b>Déplacement transversal</b>	<b>158</b>
<b>c.</b>	<b>Sollicitations induites sur le tunnel</b>	<b>159</b>
<b>i.</b>	<b>Cas de non prise en compte de l'Interaction Sol-Structure (ISS)</b>	<b>159</b>
<b>ii.</b>	<b>Sol-Structure (ISS)</b>	<b>160</b>
<b><u>XI.5</u></b>	<b>Comparaison des résultats statique et dynamique</b>	<b>162</b>
<b><u>XI.6</u></b>	<b>Conclusion</b>	<b>163</b>

# Liste des figures

## Chapitre I : Généralités sur les tunnels

FIGURE I. 1:PHOTO DE TUNNEL ROUTIER SOUS UNE MONTAGNE.....	5
FIGURE I. 3: PHOTO DE TUNNEL DE METRO EN ZONE URBAINE .....	6
FIGURE I. 4:CYCLE DU CREUSEMENT A L'EXPLOSIF .....	9
FIGURE I. 5: MACHINE PRE-DECOUPAGE MECANIQUE .....	10
FIGURE I. 6: MACHINE A ATTAQUE PONCTUELLE.....	11
FIGURE I. 7: MACHINE A ATTAQUE PONCTUELLE.....	11
FIGURE I. 8: MACHINE A ATTAQUE GLOBALE(TBM).....	12
FIGURE I. 9: CREUSEMENT EN PLEIN SECTION.....	13
FIGURE I. 10: CREUSEMENT EN DEMI-SECTION. ....	13
FIGURE I. 11: CREUSEMENT EN SECTION DIVISEE .....	14

## Chapitre II : Les soutènements

FIGURE II. 1: APPLICATION DE BETON PROJETE.....	21
FIGURE II. 2: SCHEMA DE BOULON D' ANCRAGE .....	22
FIGURE II. 3: EXECUTION DE BOULON D' ANCRAGE SUR CHANTIER .....	23
FIGURE II. 4: SCHEMA DE CINTRE RETICULE.....	24
FIGURE II. 5: SCHEMA DE CINTRE LOURD .....	25
FIGURE II. 6: IMAGE DE CINTRE LOURD.....	25
FIGURE II. 7: SCHEMA DE CINTRE COULISSANT .....	26
FIGURE II. 8: VUE DE TRAVERS D'UNE VOUTE PARAPLUIE.....	26
FIGURE II. 9: EXECUTION SUR CHANTIER D'UNE VOUTE PARAPLUIE.....	27
FIGURE II. 10: IMAGE DE VOUSOIR.....	27
FIGURE II. 11: EXECUTION DES VOUSOIRS.....	28

## Chapitre III : Méthodes calcul de soutènements

FIGURE III. 1: ZONE DECOMPRIME AU-DESSUS D'UNE CAVITE (K. TERZAGHI 1946).....	35
FIGURE III. 2: ZONE DECOMPRIME AU-DESSUS D'UNE CAVITE (K. TERZAGHI 1946).....	45
FIGURE III. 3 : COURBE DE CONFINEMENT (POINT DE VUE SOUTENEMENT : CHARGEMENT).....	46
FIGURE III. 4:COURBES DE CONVERGENCE, DE CONFINEMENT ET ASSEMBLAGE.....	46
FIGURE III. 5: EQUILIBRE FINAL .....	50

## Chapitre IV : Reconnaissance du site

FIGURE IV 1 : VUE D'ENSEMBLE DU PROJET DE METRO D'ALGER (LES 3 EXTENSIONS).....	52
FIGURE IV 3 :TRACE DU PLAN D'ENSEMBLE DE L'EXTENSION C LIGNE 1 DU LOT 2. ....	53
FIGURE IV 4: VUE EN PLAN DU SEGMENT D9 .....	54
FIGURE IV 5 : COUPES TRANSVERSALES DE LA SECTION D9.....	54
FIGURE IV 6 : DIMENSIONS DE L'EXCAVATION .....	55
FIGURE IV 7 :CARTE GEOTECTONIQUE DU NORD ALGERIEN. ....	56
FIGURE IV 8 : MODELS DE SOL DISTINCT SUR LE TRACE.....	58
FIGURE IV 9 : CARTE DU ZONAGE SISMIQUE DU TERRITOIRE NATIONAL .....	59
FIGURE IV 10 : IMPLANTATION DES SONDAGES SUR SITE.....	60
FIGURE IV 11 : SONDAGE CAROTTE SC301 .....	61
FIGURE IV 12 : PROFIL EN LOG DU TRONÇON 9 QUI MONTRE LA LITHOLOGIE DU SITE.....	65
FIGURE IV 13 : COURBE DE MODULE PRESSIOMETRIQUE.....	67
FIGURE IV 14 : COURBE DE PRESSION LIMITE.....	67
FIGURE IV 15 : NUAGE DES POINTS DE L'UNITE QS ET QA.....	68
FIGURE IV 16 : NUAGE DES POINTS DE L'UNITE TS ET TG.....	68
FIGURE IV 17 : NUAGE DES POINTS DE L'UNITE QM.....	69

FIGURE IV 18 : NUAGE DES POINTS DE L'UNITE QR.....	69
FIGURE IV 19 : CORRELATION ENTRE N ET SU.....	74
FIGURE IV 20 : VALEURS TYPIQUES DE C ET $\phi'$ SELON WILUN & STARZEWSKI (1975) .....	75

## **Chapitre V : Application de la méthode convergence-confinement**

FIGURE V 1: COURBE DE CONVERGENCE DE NOTRE TERRAIN .....	83
FIGURE V 3: COURBE DE CONFINEMENT POUR NOTRE SOUTÈNEMENT .....	87
FIGURE V 4: COURBES CONVERGENCE-CONFINEMENT .....	88

## **Chapitre VI : Stabilité de front de taille**

FIGURE VI 1: SECTION DU FRONT DE TAILLE DU TUNNEL .....	91
FIGURE VI 3: SECTION DU FRONT DE TAILLE DU TUNNEL .....	91

## **Chapitre VII : Application du soutènement provisoire**

FIGURE VII 1: REPRESENTATION DES SYMBOLES UTILISES DANS LE SOUTÈNEMENT PROVISOIRE. .....	102
FIGURE VII 3: VUE DES DIFFERENTES COUCHES DE SOL PAR LE LOGICIEL GEO5 ET LE SURCHARGEMENT .....	112
FIGURE VII 4: MAILLAGE DU TERRAIN GENERE PAR LE LOGICIEL GEO5.....	114
FIGURE VII 5: CREUSEMENT DE LA PREMIERE SECTION DIVISEE PAR LE LOGICIEL GEO5. ....	115
FIGURE VII 6: DIAGRAMME DES MOMENTS DE LA PREMIERE SECTION DIVISEE.....	116
FIGURE VII 7: DIAGRAMME DES EFFORTS NORMAL POUR LA PREMIERE SECTION DIVISEE. ....	117
FIGURE VII 8: DIAGRAMME DES EFFORTS TRANCHANT POUR LA PREMIERE SECTION DIVISEE. ....	118
FIGURE VII 9: CREUSEMENT DE LA DEUXIEME SECTION DIVISEE PAR LE LOGICIEL GEO5. ....	119
FIGURE VII 10: DIAGRAMME DES MOMENTS DE LA DEUXIEME SECTION DIVISEE. ....	120
FIGURE VII 11: DIAGRAMME DES EFFORTS NORMAL POUR LA DEUXIEME SECTION DIVISEE... ..	120
FIGURE VII 13: CREUSEMENT DE LA TROISIEME SECTION DIVISEE PAR LE LOGICIEL GEO5. ....	122
FIGURE VII 14: DIAGRAMME DES MOMENTS DE LA TROISIEME SECTION DIVISEE .....	122
FIGURE VII 15: DIAGRAMME DES EFFORTS NORMAL POUR LA TROISIEME SECTION DIVISEE. .	123
FIGURE VII 16: DIAGRAMME DES EFFORTS TRANCHANTS POUR LA TROISIEME SECTION DIVISEE. .....	124

## **Chapitre VIII : Modélisation et calcul de revêtement définitif**

FIGURE VIII 1: HYPOTHESE DE BASE DE LA THEORIE DE TERZAGHI.....	133
FIGURE VIII 2: REPARTITION DE LA POUSSEE SELON L'EXPERIENCE SOVIETIQUE.....	135
FIGURE VIII 3: REPARTITION DE LA CHARGE VERTICALE D'APRES PROTODIAKONOV .....	136
FIGURE VIII 4: REPARTITION DES CONTRAINTES SELON COULOUMB-RANKINE .....	137
FIGURE VIII 5: SCHEMA ILLUSTRANT LA THEORIE DE TSIMBARIEVITCH.....	139
FIGURE VIII 6: DIAGRAMME DES MOMENTS FLECHISSANT .....	144
FIGURE VIII 7: DIAGRAMME DES EFFORTS NORMAUX.....	144
FIGURE VIII 8: DIAGRAMME DES EFFORTS TRANCHANTS.....	145
FIGURE VIII 9: SCHEMA DE FERRAILLAGE DE LA VOUTE.....	146
FIGURE VIII 10: SCHEMA DE FERRAILLAGE DU RADIER .....	146

## **Chapitre IX : Etude sismique**

FIGURE IX 1: DEPLACEMENT DU TERRAIN EN CHAMPS LIBRE .....	153
FIGURE IX 2: INTERACTION TERRAIN-STRUCTURE .....	155

## Liste des tableaux

### CHAPITRE II : LES SOUTÈNEMENTS

TABLEAU II 1: MATERIAUX UTILISES POUR LES VOUSOIR .....	28
TABLEAU II 2: LES FORME DE VOUSOIR .....	29
TABLEAU II 3: LES TYPE DE JONCTION DES VOUSOIRS .....	30

### Chapitre III : Méthodes calcul de soutènements

TABLEAU III. 1: CHOIX DU TYPE DE SOUTÈNEMENT EN FONCTION DE LA VALEUR DES PARAMETRES DECRIVANT LES DISCONTINUITES .....	34
TABLEAU III. 3: HAUTEUR DU TERRAIN DECOMPRIE AU-DESSUS D'UNE CAVITE .....	35
TABLEAU III. 4: CLASSIFICATION DE LA QUALITE DE LA ROCHE .....	38
TABLEAU III. 5: CLASSIFICATION DE LA ROCHE .....	40
TABLEAU III. 6: NOTE D'AJUSTEMENT POUR L'ORIENTATION DES JOINTS .....	41
TABLEAU III. 7: CLASSE DE ROCHER RMR.....	41
TABLEAU III. 8: RECOMMANDATION D'AVANT-PROJET SOMMAIRE DU SOUTÈNEMENT D'APRES BIENIAWSKI .....	42

### Chapitre IV : Reconnaissance du site

TABLEAU IV. 1: COEFFICIENT D'ACCELERATION EN ZONE A .....	59
TABLEAU IV. 2: SONDAGE REMBLAIS. UNITE R.....	61
TABLEAU IV. 3: SONDAGE REMBLAIS. UNITE R.....	62
TABLEAU IV. 4: SONDAGE ARGILE SABLEUSE OU SABLE ARGILEUSE AVEC GALETS .....	62
TABLEAU IV. 5: SONDAGE MARNE JAUNE D'EL HARRACH UNITE QM .....	63
TABLEAU IV. 6: SONDAGE SABLE JAUNE A MARRON AVEC PASSAGES DE GRES. UNITE - TS .....	64
TABLEAU IV. 7: SONDAGE GRES UNITE TG .....	64
TABLEAU IV. 8 : LOCALISATION DES PIEZOMETRES EN SECTION D9.....	66
TABLEAU IV. 9: SECTION D9. RESUMES DES ESSAIS DE LABORATOIRE UNITE QA. ESSAIS D'IDENTIFICATION.....	70
TABLEAU IV. 10: SECTION D9. RESUMES DES ESSAIS DE LABORATOIRE UNITE QA. ESSAIS DE RESISTANCE .....	70
TABLEAU IV. 11 : SECTION D9. RESUMES DES ESSAIS DE LABORATOIRE UNITE QM. ESSAIS D'IDENTIFICATION .....	70
TABLEAU IV. 12: SECTION D9. RESUMES DES ESSAIS DE LABORATOIRE UNITE QM. ESSAIS DE RESISTANCE .....	72
TABLEAU IV. 13: SECTION D9. RESUMES DES ESSAIS DE LABORATOIRE UNITE TS	73
TABLEAU IV. 14: SECTION D9. RESUMES DES ESSAIS DE LABORATOIRE UNITE R. ESSAIS D'IDENTIFICATION.....	73
TABLEAU IV. 15: SECTION D9. RESUMES DES ESSAIS DE LABORATOIRE UNITE R. ESSAIS DE RESISTANCES .....	74
TABLEAU IV. 16: MODULE DE DEFORMATION DRAINEE A PARTIR DU CRITERE DE STRAUD. (STROUD ET 1975).....	76
TABLEAU IV. 17 : PARAMETRES DE CALCUL AJUSTES AUX PRESSIONS ATTENDUES DANS LA COUCHE GRESEUSE .....	77

TABLEAU IV. 18: PARAMETRES GEOTECHNIQUES DE CALCUL - SOLS .....	77
TABLEAU IV. 19: PARAMETRES GEOTECHNIQUES DE CALCUL - ROCHE.....	78

### **Chapitre V : Application de la méthode convergence-confinement**

TABLEAU V 1:CARACTERISTIQUES DE LA COUCHE DE SOL.....	80
TABLEAU V 2:COURBE CARACTERISTIQUE DE NOTRE TERRAIN.....	83
TABLEAU V 3:CARACTERISTIQUE DU CINTRE.....	84
TABLEAU V 4:CARACTERISTIQUES DU BETON PROJETE .....	86

### **Chapitre VII : Application du soutènement provisoire**

TABLEAU VII 1 : LES COEFFICIENTS DES REACTIONS D'APPUIS .....	106
TABLEAU VII 2:LES CARACTERISTIQUES DE LA SECTION HEB 160.....	109
TABLEAU VII 3:TABLEAU DE VERIFICATION DU CINTRE .....	110
TABLEAU VII 4:TABLEAU DE VERIFICATION DU CINTRE .....	118
TABLEAU VII 5: TABLEAU DE VERIFICATION DU CINTRE .....	121
TABLEAU VII 6:TABLEAU DE VERIFICATION DU CINTRE .....	124
TABLEAU VII 7:RECAPITULATIF DES EFFORTS INTERNES DE LA SECTION GLOBALE .....	126
TABLEAU VII 8: DISTRIBUTION DES EFFORTS INTERNE DANS LES CINTRES ...	127
TABLEAU VII 9DISTRIBUTION DES EFFORTS INTERNE DANS LE BETON PROJETE .....	127

**ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.**

### **Chapitre VIII : Modélisation et calcul de revêtement définitif**

TABLEAU VIII 1:COEFFICIENT D'INFLUENCE EN FONCTION DE LA NATURE DU TERRAIN .....	138
TABLEAU VIII 2:VALEURS DES CHARGES .....	141
TABLEAU VIII 3:EFFORTS INTERNES MAXIMAUX SUR LA VOUTE ET LE RADIER	145
TABLEAU VIII 4: LES EFFORTS OBTENUS APRES L'ANALYSE DE SOUTENEMENT PROVISOIRE ET DEFINITIF.....	147

### **Chapitre IX : Etude sismique**

TABLEAU IX 1: VALEURS DU COEFFICIENT D'ACCELERATION DE ZONE « A».	151
TABLEAU IX 2: VALEURS DE LA VITESSE ET DU DEPLACEMENT, POUR $v=100$ CM/S <sup>2</sup> , EN FONCTION DU TYPE DE SITE .....	151
TABLEAU IX 3:RECAPITULATIF DES PARAMETRES DE CALCULS .....	156
TABLEAU IX 4 : RECAPITULATIFS DES CALCULS.....	158
TABLEAU IX 5 : RECAPITULATIF DES EFFORTS EN CAS DE NON PRISE EN COMPTE D'INTERACTION SOL-STRUCTURE.....	160
TABLEAU IX 6 : RECAPITULATIF DES EFFORTS EN CAS DE PRISE EN COMPTE D'INTERACTION SOL-STRUCTURE.....	162
TABLEAU IX 7 : TABLEAU RECAPITULATIF DES EFFORTS INTERNES DE LA SECTION GLOBALE (CAS STATIQUE).....	162
TABLEAU IX 8 : RECAPITULATIF DES EFFORTS EN CAS DE PRISE EN COMPTE D'INTERACTION SOL-STRUCTURE.....	162
TABLEAU IX 9 : RECAPITULATIF DES EFFORTS EN CAS DE NON PRISE EN COMPTE D'INTERACTION SOL-STRUCTURE.....	163

## Liste d'abréviation

### LISTE DES SYMBOLES

$\sigma_0$	Contrainte initiale
$\sigma_c$	Résistance de compression simple
$\sigma_k$	Résistance de dureté de la roche
$\sigma_{bmax}$	La contrainte limite admissible du béton
$\nu$	Coefficient de pression
$\nu$	Coefficient de Poisson
$P_v$	Pression verticale
$P_h$	La pression horizontale
$\varphi$	Angle de frottement interne
$\gamma_h$	Poids volumique humide
$\gamma_i$	Poids de la couche i
$K_a$	Coefficient de poussée active
$K_p$	Coefficient de butée
$K_0$	Coefficient de terre au repos
$e_a$	La valeur de la poussée active des terres
$e_p$	La valeur de la butée des terres
$X_1$	Coefficient d'influence de la cohésion du terrain
$X_2$	Coefficient d'influence de la genèse du terrain
$X_3$	Coefficient rhéologique
$c$	Cohésion du terrain
$\tau_u$	La contrainte de cisaillement
$V_u$	L'effort tranchant ultime
$b_0$	La largeur de la section de béton
$f_{tj}$	Résistance caractéristique à la traction du béton à j jours
$f_{cj}$	Résistance caractéristique à la compression du béton à j jours
$\rho_t$	Pourcentage d'armatures transversales
$S_t$	L'espacement entre les armatures transversales
$A_r$	Armatures de répartition
$E$	Le module de Young
$R$	Rayon de l'excavation
$W$	Module de résistance
$n_0$	Coefficient de résistance empêchant le glissement du terrain
$u_\lambda$	Déplacement radial des parois du tunnel
$u_{s0}$	Le déplacement acquis par la paroi au moment du soutènement
$P_{cmax}$	Pression maximale de soutènement du cintre
$P_{bmax}$	Pression maximale de soutènement du béton
$\lambda$	Taux de déconfinement
$K_c$	Raideur du cintre

---



$K_b$	Raideur du béton projeté
$ES A'_s$	Rigidités des cintres à la compression avant mise en place
$E_s A_s$	Rigidités des cintres à la compression après mise en place
$a$	Dimension entre deux axes de cintre
$E_s$	Module d'élasticité de l'acier
$\gamma_R$	Coefficient de sécurité d'après l'EUROCODE
$A_s$	Section de profile en acier
$E_s I'_s$	Rigidités des cintres à la flexion avant mise en place.
$E_s I_s$	Rigidités des cintres à la flexion après mise en place.
$I_s$	Moment d'inertie du profilé
$E_b A_b$	Rigidités du béton projeté avant mise en place
$E_b A'_b$	Rigidités du béton projeté après mise en place
$E_b$	Module d'élasticité de béton projeté
$A_b$	Section de béton projeté
$\theta_n$	Coefficient d'équivalence de l'effort normal
$A_s$	Section de profilé en acier
$p$	Charge limite admissible
$S$	Moment statique de la demi-section.
$\delta$	Épaisseur de l'âme du profilé
$B$	La largeur de décharge
$I_b$	Moment d'inertie de la section en béton projeté
$\theta_m$	Coefficient d'équivalence du moment de flexion
$Q$	Poids total de l'arc
$Q_0$	Partie uniformément répartie de la pression géologique
$\Delta_G$	Partie de la charge d'intensité variable
$e_0$	La charge horizontale en clé de voute
$e_1$	La charge horizontale en pied de longrine
$H$	La hauteur de la couverture
$h$	Hauteur de la parabole de charge
$q$	La charge d'exploitation
$y$	La hauteur de l'excavation
$b$	La largeur de l'excavation
$H_p$	La hauteur du noyau de détente
$h_p$	Hauteur du terrain excavé de forme parabolique
$\alpha$	Coefficient de réduction
$R_X$	Remblais
$Q_A$	Argile jaunâtre
$Q_M$	Sable argileux jaunâtre
$Q_V$	Argile sableuse grisâtre vaseuse plastique
$T_S$	Sable argileux
$T_A$	argile sableuse jaunâtre
$T_M$	Marne grisâtre
$T_G$	Sable jaunâtre à passages de grès
$f$	Coefficient de résistance calculé pour différents terrains.

## Introduction général

Depuis l'antiquité, l'homme avait besoin de voyager et se déplacer à travers les villes et les pays, avec le temps, il a dû développer un moyen de transport, car il a atteint le creusement des tunnels afin d'assurer un déplacement rapide, depuis cette époque les tunnels sont essentiels pour développer des réseaux de transport en commun, tels que les métros, les tramways ou les trains de banlieue. Ils permettent de faciliter la mobilité urbaine en offrant des alternatives efficaces et rapides à la circulation en surface, contribuant ainsi à réduire les embouteillages, la pollution et les émissions de gaz à effet de serre.

Les tunnels facilitent la liaison entre différentes régions géographiques, en surmontant les obstacles naturels tels que les montagnes, les rivières ou les mers. Ils permettent de relier des zones éloignées, favorisant ainsi les échanges commerciaux, touristiques et sociaux.

La construction d'un tunnel est un processus complexe qui nécessite une planification minutieuse, une conception détaillée et des techniques de construction spécialisées. Les ingénieurs doivent prendre en compte de nombreux facteurs tels que la géologie du sol, la stabilité de la roche, les contraintes environnementales, la sécurité incendie, la ventilation et le drainage, entre autres.

Notre travail consiste à étudier une partie d'un tunnel ferroviaire qui appartient au prolongement du métro d'Alger à l'extension C1 ( AIN-NAADJA – BARAKI ), ou nous aborderons l'analyse des forces et des contraintes qui agissent sur la structure souterraine. Le dimensionnement correct est essentiel pour garantir que le tunnel puisse résister aux pressions du sol et de l'eau environnants, aux charges dues au trafic ou aux autres utilisations prévues, ainsi qu'aux forces géologiques et sismiques potentielles.

Aussi, nous aborderons les aspects clés du dimensionnement de tunnel, en mettant l'accent sur les méthodologies et les outils utilisés pour évaluer les charges, les contraintes et les déformations qui agissent sur la structure. Nous examinerons également les différentes approches de dimensionnement, telles que les méthodes empiriques, semi-empiriques et analytiques, ainsi que les simulations numériques avancées, telles que la méthode de convergence confinement, nous avons également utilisé logiciel « Geo5 ».

L'étude de dimensionnement de tunnel comprend également l'évaluation du soutènement, c'est-à-dire les mesures prises pour stabiliser les parois du tunnel pendant et après la construction. Nous examinerons les différentes options de soutènement, telles que les voussoirs préfabriqués, les systèmes d'ancrage, les revêtements en béton projeté, les cintres métallique, ainsi que les aspects liés à l'étanchéité et à la protection contre les infiltrations d'eau.

# **Chapitre I : Généralité sur les tunnels**

## Chapitre I : Généralité sur les tunnels

### 1 Introduction

Un tunnel est une galerie souterraine livrant passage à une voie de communication (chemin de fer, canal, chemin piétonnier, transport routier). Sont apparentés aux tunnels par leur mode de construction les grands ouvrages hydraulique souterrains, tels que les aqueducs, collecteurs et émissaire destinés soit à l'amenée, soit à l'évacuation des eaux des grands centres et certaines conduites établies en liaison avec les barrages et usines hydro-électriques.

Entre le moment où la première pelletée enlevée modifie l'équilibre d'une masse de terrain en place et celui où le revêtement achevée offre toute sa résistance, il est nécessaire, tant pour la sécurité des équipes au travail que pour le maintien aux dimensions données de l'excavation, de s'opposer par un dispositif approprié aux poussées plus ou moins intenses qui tendent à la fermeture de la cavité créée. On y parvient ordinairement par des systèmes d'étais reposant sur le sol des galeries constitués soit par un système d'ancrage par boulonnage ou de cintres provisoires associés ou non à du béton projeté soit d'anneaux de béton ou métalliques qui constituent ainsi une coque.

### 2 Les tunnels dans l'histoire

On considère souvent qu'un tunnel doit être au moins deux fois plus long qu'il n'est large pour mériter cette désignation. Il doit en outre être fermé de tous les côtés excepté à chacune de ses extrémités ce qui le différencie d'un passage en tranchée.

Les ouvrages souterrains ne sont pas une découverte moderne, car l'histoire de leurs constructions remonte au temps où l'homme cherchait un abri dans les cavernes naturelles ou dans les refuges et les couloirs souterrains qu'il creusait. La plus ancienne mention d'un tunnel est celle de Di odore de Sicile décrivant le tunnel de Babylone qui aurait été construit par la reine Sémiramis, il y a près de 4000 ans.

Depuis les années 1970 : La construction des tunnels s'est développée à la fois dans le domaine des aménagements hydrauliques et, surtout, dans le secteur des communications. Il existe actuellement dans le monde environ 130 tunnels routiers de plus de 3km de longueur, dont 25 de plus de 6km, et plus de 150 tunnels ferroviaires de plus de 6km de longueur. Le plus long tunnel routier du monde est le tunnel du Saint-Gothard en Suisse(1980), avec 16,9km, et le plus long tunnel ferroviaire du monde est le tunnel de Seikan au Japon(1988), avec 53,85km. Le tunnel sous la Manche, mis en service en 1994, à une longueur de près de 51km, mais son parcours sous-marin est le plus long du monde (28km).

### 3 Forme des tunnels

Selon le but assigné au tunnel et la lithologie du terrain encaissant, il existe ;

- Des tunnels sous forme circulaire
- Des tunnels sous forme de fer à cheval

- Des tunnels sous forme elliptique.
- Des tunnels sous forme rectangulaire ou carrée

#### 4 Objectifs des tunnels

En général un tunnel permet de raccourcir un itinéraire, éviter un col (tunnel sous une montagne) ou d'éviter un long détour. C'est aussi l'encombrement du sol et la difficulté de restructurer l'urbanisme existant dans les agglomérations urbains qui pousse à l'utilisation du sous-sol, notamment avec le métro. Aussi la construction d'un tunnel peut être réalisée pour limiter les nuisances du trafic (notamment en ville ou pour les villages en bordure d'autoroute).

#### 5 Avantages des tunnels

Les avantages des tunnels sont comme suit :

- Un tunnel permet d'éviter des difficultés liées aux marées ou au mauvais temps pendant la construction.
- Pour des raisons esthétiques (préservation de la vue du paysage).
- Pour des raisons de résistance du sol au poids de l'ouvrage.

#### 6 Les principaux objets d'étude dans le cadre du projet d'un ouvrage souterrain

- Le choix d'un site, la recherche des difficultés particulières.
- Le choix d'une forme, d'une section type pour assurer la fonction.
- Le choix des procédés d'excavation et de marinage qui est autant technique qu'économique.
- Le choix de dimensionnement provisoire, ainsi que celui du revêtement définitif.
- La sécurité du chantier qui doit rester un souci particulier du concepteur et du constructeur.
- Le contrôle du comportement de l'ouvrage pendant la construction puis au cours de l'exploitation.
- L'estimation des couts, difficile pour ce type d'ouvrage, devra néanmoins faire l'objet d'une étude détaillée et si possible d'études comparatives.
- L'entretien et la réparation des ouvrages seront présents à l'esprit du concepteur pour faciliter la tâche de l'exploitant.

### ➤ Des raisons d'occupation du sol et d'implantation

L'utilisation du souterrain découle d'un manque d'espace à la surface et permet de construire à un emplacement où la construction en surface ne serait pas possible. L'implantation en souterrain est préférable pour de nombreuses constructions car leur existence en surface est gênante pour les réseaux de service public. Il est aussi souvent nécessaire de séparer les activités de transport incompatibles ou d'engendrer des liaisons commodes entre elles, par exemple, la circulation des piétons dans les gares de chemins de fer et dans les ouvrages d'échange entre les bus et les trains.

La séparation des niveaux de circulation est généralement préférable et la mise en souterrain des voies de circulation limite souvent les impacts sur la collectivité (Figure I.1).



*Figure I. 1:Photo de tunnel routier sous une montagne*

### ➤ Des raisons sociales

L'espace souterrain a un rôle principal à jouer sur le plan social et ce, en offrant de bonnes conditions de vie. Il s'agit ici de la diminution de la pollution et du bruit, de l'utilisation active



de l'espace, du développement économique, de la protection du cadre de vie, de la santé publique et de la sécurité. Dans ces différents domaines, il présente des nombreux avantages :

- Les tunnels ont un rôle vital pour amener et évacuer les eaux en site urbain.
- Les tunnels permettent l'installation d'un système de transport qui respecte l'environnement, rapide et discret.
- Les tunnels routiers urbains débarrassent la surfaces des véhicules ce qui implique une réduction du bruit dû à la circulation, d'autre part l'air devient légèrement moins pollué et enfin l'occupation de surface peut être utilisée à d'autres fins.
- Les parcs de stationnement et les centres commerciaux souterrains en centre-ville libèrent de l'espace en surface pour des activités de loisirs et des terrains de jeu.
- Les galeries techniques à usages multiples sont moins sensibles aux conditions extérieures et causent moins de perturbation qu'en surface lors de la réparation ou de la maintenance des équipements qui y sont installés voir figure (I.2)



*Figure I. 2: Photo de tunnel de métro en zone urbaine*

### ➤ Des raisons Environnementales

L'utilisation de l'espace souterrain est positive du point de vue de l'intrusion visuelle. Les ouvrages souterrains sont parfaitement intégrés dans l'environnement. Le sous-sol offre également divers avantages en termes de protection de l'environnement, notamment les aspects esthétiques ou écologiques, qui sont largement pris en compte lors de la conception d'infrastructures à faible impact environnemental.

Dans certains cas, les structures souterraines aident à préserver la végétation naturelle, en limitant les dommages infligés au cycle écologique, aux niveaux local et global. Les

constructions de surface épargnent dans une plus grande mesure la flore, les habitats et lieux de passage de la faune et la respiration et transpiration des végétaux.

## 7 Catégories de tunnels

Si l'on se réfère à leur objet, on peut distinguer plusieurs types de tunnels :

### Les tunnels de communication parmi lesquels :

- les tunnels ferroviaires,
- les tunnels routiers,
- les tunnels de navigation ;

### Les tunnels et cavités de stockage :

- garages et parkings,
- stockages liquides ou gazeux,
- dépôts

### Les tunnels de transport :

- adductions d'eau,
- galeries hydrauliques,
- égouts,
- galeries de canalisations

## 8 Les différentes méthodes d'exécution des tunnels

Quatre principales méthodes d'exécution des tunnels peuvent être utilisées.

### Tunnel dans le rocher :

- Méthode traditionnelle à l'explosif ;
- Méthode par attaque ponctuelle.

### Tunnel en terrain difficile :

- Méthode par pré découpage mécanique ;
- Méthode de creusement au tunnelier.

Les progrès de ces dernières années dans les techniques de creusement, de soutènement et de revêtement permettent maintenant de réaliser des ouvrages dans tous les types de terrain.

### 8.1 La méthode traditionnelle à l'explosif

Cette méthode est adaptée à une roche saine et homogène aux caractéristiques géotechniques élevées. L'abattage à l'explosif nécessite la perforation préalable de trous de mine (constituant la volée) à l'aide de marteaux perforateurs (robots de foration assistés par ordinateur permettant une automatisation intégrale des opérations). Le plan de tir doit être adapté aux caractéristiques du terrain afin d'assurer un découpage soigné de l'excavation et de limiter les ébranlements.



Après excavation, la voûte est généralement renforcée par un soutènement, provisoire à l'avancement des travaux, puis définitif lorsque l'ouvrage est entièrement creusé.

Le choix du soutènement provisoire est fonction de l'état des parois, suite aux dégradations provoquées par les tirs d'explosifs et aux déformations liées aux phénomènes de décompression du terrain. Voir figure (I.3)

### **8.1.1 Le plan de tir**

Le plan de tir est une étape obligatoire du cycle de creusement. Il consiste en un schéma de la voûte d'un tunnel sur lequel on place toutes les informations nécessaires au bon déroulement du tir.

### **8.1.2 La foration**

Après l'élaboration du plan de tir, on creuse les emplacements des charges ainsi que le bouchon. Le bouchon consiste en un ou plusieurs trous, vides ou chargés en explosifs, creusés au milieu du front de taille pour créer, après l'explosion des premières charges, une surface libre qui donne au tir plus de profondeur

### **8.1.3 Le chargement de la volée**

Il existe différents types de mines, chaque type étant utilisé à des endroits différents du front de taille (mines d'abattages, mines de contours, mines de coins).

### **8.1.4 Le tir**

Le tir ne se fait qu'après s'être assuré que tout le matériel et tout le personnel ont été évacués de la galerie. Il est aujourd'hui interdit d'utiliser des mèches lentes pour amorcer les explosifs car la technique a été jugée trop peu fiable. Tous les détonateurs sont donc électriques ce qui engendre alors d'autres contraintes. Il faut, en effet, s'assurer qu'aucune onde ne vienne créer un départ de tir intempestif qui pourrait avoir des conséquences désastreuses. Lors du déclenchement du tir, la sécurité est la règle primordiale.

### **8.1.5 La ventilation**

Après chaque tir, d'importantes quantités de gaz ou de poussières toxiques créées par l'explosion s'amassent dans le tunnel. La ventilation permet d'évacuer tous ces gaz avant de reprendre les travaux.

### **8.1.6 La purge après la ventilation**

Une machine spéciale appelée « pince à purger » est utilisée pour faire tomber les blocs de roche non stable.

### **8.1.7 Le marinage**

Le marinage consiste à l'évacuation de tous les déblais occasionnés par le tir. Il se fait à l'aide de pelles mécanisées et de camions de remorquage.

### **8.1.8 Le gunitage**

Après avoir évacué les déblais, on projette du béton sur la voûte afin de la rendre plus solide et de permettre aux travaux de continuer en sécurité. La projection s'effectue soit par voie sèche soit par voie mouillée

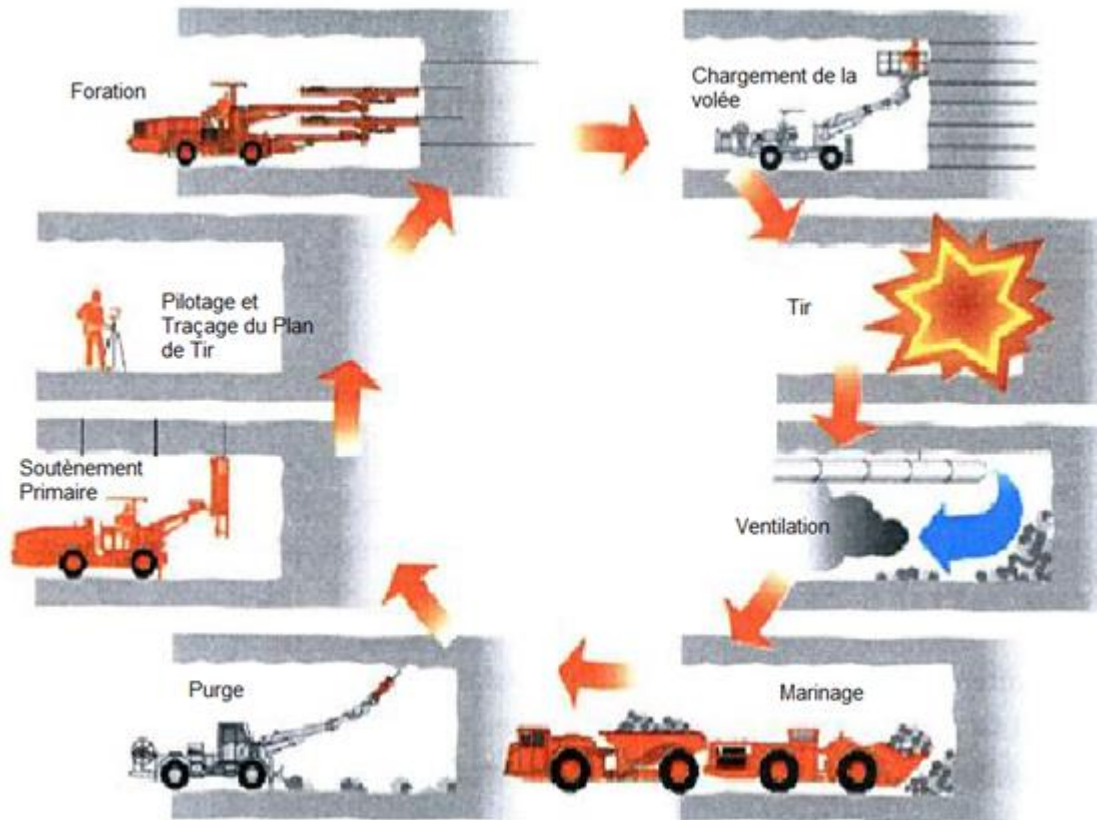


Figure I. 3: Cycle du creusement à l'explosif

## 8.2 La méthode par pré-découpage mécanique

Cette méthode consiste à réaliser une succession de saignées d'épaisseur 15 à 30 cm et de 3 à 5 m de longueur dont le tracé suit le profil théorique de l'extrados de la voûte à réaliser, à l'aide d'une haveuse (machine de pré-découpage constituée d'un bâti support rigide auquel est fixé un chariot mobile pouvant se déplacer sur le contour de la section à excaver et équipé d'une scie spéciale). La saignée est remplie de béton à prise rapide, mis en place par projection (béton projeté par voie sèche et éventuellement armé de fibres métalliques), afin de constituer une voûte porteuse dans le massif encaissant. Après durcissement, cette pré-voûte en béton assure le soutènement de la cavité dont le terrassement peut-être entrepris en pleine section. Elle permet d'assurer pendant les travaux, la sécurité des ouvriers.

Chaque pré-voûte a une forme légèrement tronconique pour permettre la réalisation de la pré-voûte suivante (recouvrement entre voûtes successives 0,50 m à 2 m)



*Figure I. 4: Machine pré-découpage mécanique*

### **8.3 La méthode traditionnelle par attaque ponctuelle**

Si la roche est friable, l'excavation est exécutée par une machine qui attaque ponctuellement et progressivement le sol. Ces machines à attaque ponctuelle, automotrices sur pneus ou chenilles sont équipées de bras orientables, à l'extrémité desquels est placé l'appareil d'attaque (godet excavateur, brise-roche, tête de havage à axe longitudinal ou transversal).

Les déblais sont évacués vers l'arrière.

La paroi est équipée à l'avancement d'un soutènement provisoire.

Cette technique est adaptée à tous les profils d'excavation.

Répétition

Ces machines sont équipées d'un bras d'excavation à l'extrémité duquel est monté un outil d'abattage (godet excavateur, brise-roche, tête de havage à axe longitudinal ou transversal).



Figure I. 5: Machine à attaque ponctuelle



Figure I. 6: Machine à attaque ponctuelle

#### 8.4 La méthode de creusement au tunnelier

Le creusement mécanisé des tunnels a connu des développements importants durant les vingt dernières années, en particulier grâce à l'apparition et aux évolutions technologiques des tunneliers. Ils ont permis d'élargir le domaine de réalisation des tunnels dans des conditions géologiques délicates, pour une grande gamme de diamètres et de terrains (sols meubles, roches tendres, argiles molles, terrains instables ou aquifères, etc.) en améliorant considérablement la productivité et la sécurité des chantiers.

Le tunnelier est une machine complexe qui assure en continu les fonctions suivantes :

- Excavation du terrain ;



- Stabilisation et soutènement du front de taille ;
- Soutènement provisoire des parois du tunnel juste derrière le creusement ;
- Évacuation des déblais ; mise en place du soutènement provisoire ou du revêtement définitif
- Guidage selon l'axe théorique prévu ; avancement automatique à l'aide de vérins.

Il permet de creuser des tunnels de diamètre compris entre 2 et 20 mètres. Il est particulièrement adapté pour le creusement de terrains meubles sur de grandes longueurs, du fait de son coût d'investissement important. Sa vitesse d'avancement est de l'ordre de 10 à 50 mètres par jour.

On distingue trois types de tunneliers, qui sont choisis en fonction de la nature du terrain à creuser :

- Tunneliers avec machine d'attaque ponctuelle ou d'attaque globale (tunneliers à appui radial, aléseur). Ils sont utilisés dans le cas de terrain de tenue suffisante ne nécessitant pas de soutènement immédiat.
- Tunnelier à boucliers classiques (à front ouvert, boucliers mécanisés à appui radial, à appui longitudinal, à appui mixte) qui assurent simultanément les fonctions d'excavation et de soutènement latéral du terrain. Ils comportent une structure cylindrique rigide (jupe) qui progresse au fur et à mesure du creusement et assure la stabilité du tunnel. Ils sont utilisés pour le creusement des terrains meubles.
- Tunneliers à confinement (ou à front pressurisé). Ces machines assurent simultanément un soutènement latéral et frontal du terrain (terrain meuble et aquifère). Elles sont utilisées dans les terrains alluvionnaires en présence d'eau. La partie avant du tunnelier (chambre d'abattage) peut être mise sous pression afin d'assurer la stabilité du front de taille. A l'intérieur de la chambre, une roue de coupe munie de dents au carbure de tungstène grignote le terrain. Les déblais sont évacués par marinage hydraulique à l'aide de conduite de marinage et de pompes. Selon le type de terrain, le confinement peut être assuré par de l'air comprimé, par pression de terre ou généralement par une boue benthonique (la boue est formulée en fonction de la granularité et de la perméabilité du terrain). Le soutènement de l'excavation est exécuté à l'avancement par la mise en place de voussoirs préfabriqués en béton par le tunnelier. Le tunnelier avance en prenant appui sur les voussoirs venant d'être posés.



Figure I. 7: Machine à attaque globale(TBM)

## 9 Procédés du creusement dans la méthode traditionnelle

### 9.1 Creusement en pleine section :

Cette méthode consiste à excaver la totalité de la section du tunnel en une seule fois. Elle est couramment utilisée pour la plupart des tunnels creusés dans des roches de bonne, d'assez bonne tenue pour les explosifs, ou pour les tunnels creusés dans des sols meubles avec des boucliers.



Figure I. 8: Creusement en pleine section

### 9.2 Creusement par demi-section supérieure

Elle consiste à excaver dans une première phase les demi-sections supérieures du tunnel suivant sa forme définitive. La hauteur de cette excavation préliminaire peut aller jusqu'à 5 ou 6 mètre. Pour la deuxième phase, et après achèvement de la demi-section supérieure on procède à l'excavation de la demi-section inférieure ; après chaque phase d'avancement une mise en place du soutènement est effectuée



Figure I. 9: Creusement en demi-section.

### 9.3 Creusement en section divisées

Cette méthode consiste en l'ouverture préalable d'une (ou plusieurs) galeries de petite section dont une partie du soutènement participe au soutènement de l'excavation totale à réaliser. Avec cette technique chaque phase des travaux comprend l'excavation des terrains en sections réduite. Par la même, la stabilité des sections creusées est plus facile à maîtriser avec la limitation de la décompression des sections sus-jacentes.



Figure I. 10: Creusement en section divisée

## 10 Tunnels en milieu urbain

La problématique du souterrain en ville, est la nécessité d'aller en souterrain pour des raisons de développement urbain, saturation en surface et besoin en déplacement (transports en commun).

### 10.1 La solution du souterrain est utilisée pour des raisons :

- D'implantation et d'occupation du sol
- D'isolation (climat, protection, sécurité)
- Environnementales (écologie, esthétique)
- Topographiques
- Sociales

Au-delà des coûts et inconvénients (coûts de construction plus élevés dommages collatéraux, coûts en énergie (éclairage, aération) que peuvent engendrer la solution.

### 10.2 Les avantages que génère ce choix est la réalisation des économies :

- Foncières
- Du fait de certaines dispositions particulières
- Du point de vue énergétique (climatisation)
- Du point de vue de la maintenance
- Du point de vue du remplacement

➤ **Ils existent aussi des risques pour le souterrain qui sont d'ordre :**

- Financiers
- Contractuels
- Liés au terrain
- Dus à une mauvaise construction
- Environnementaux
- En exploitation

Ils existent aussi des problèmes liés à la réalisation. Les nuisances constatées par le riverain pendant les travaux :

- Nuisances sonores
- Nuisances vibratoires
- Nuisances esthétiques (saleté ...)

➤ **L'encombrement**

- Encombrement en surface
- Altération du site
- Encombrement du sous-sol
- Transit des matériaux

➤ **Les problèmes environnementaux**

- Problème des nappes aquifères
- Problème de mouvement des sols
- Problème de la pollution des sols

**Pour le choix des techniques il faut trouver un compromis entre dérangement et coût/faisabilité:**

- Creuser le moins possible à ciel ouvert ;
- Creuser le plus profond possible ;
- Recherche de nouvelles techniques.

**Les techniques de construction obéissent aux contraintes du milieu urbain ;**

Les méthodes de construction à ciel ouvert ;

- Méthodes sans blindage ;
- Méthodes avec blindage

Le revêtement définitif est, en général, constitué par une voûte en béton armé, coulée en place sur un coffrage métallique.



**Les tunnels urbains présentent des caractères spécifiques que l'on peut résumer comme suit:**

- tracé généralement imposé, peu profond, traversant des sols ;
- présence de constructions aux têtes et à l'aplomb de l'ouvrage ;
- présence d'aménagements souterrains à proximité (caves, réservoirs, collecteurs, réseaux concessionnaires etc. ...) ;
- contraintes environnementales fortes.

**Les études doivent être adaptées en conséquence :**

En ce qui concerne les reconnaissances : ne pas hésiter à avoir recours à des puits ou galeries et aux reconnaissances à l'avancement en cours de travaux, pour pallier l'insuffisance des reconnaissances depuis la surface.

En ce qui concerne le choix des procédés de construction : privilégier les procédés permettant la mise en place rapide d'un soutènement complet, peu sensible aux hétérogénéités du terrain, facile à renforcer si nécessaire (ou du revêtement définitif)

## **11 Importance de l'étude des procédés de construction**

Les études de conception d'un projet de tunnel débouchent sur la préconisation de procédés de construction, prenant en compte l'ensemble des contraintes liées :

- au parti fonctionnel retenu,
- à l'environnement de l'ouvrage,
- au terrain encaissant.

Selon le problème posé, l'analyse de ces facteurs conduit à limiter l'éventail des procédés de construction possibles. Le recours à tel ou tel procédé de construction doit être assorti de précautions d'exécution, souvent fondamentales et coûteuses, qui ne peuvent être définies sans étude préalable et quelquefois même sans essais in situ en vraie grandeur (galeries d'essais, essais de traitement des terrains...).

D'autre part, il importe que le projeteur ait conscience que la construction des tunnels est sujette à des aléas qui peuvent influencer quelque fois d'une façon importante sur les modalités d'exécution en cours de travaux. D'où l'importance, au niveau du projet, d'envisager les aléas possibles et d'en étudier les conséquences.

## 12 Conclusion

Dans ce chapitre nous avons donné les avantages d'adopter les tunnels surtout en milieu urbain. Aussi nous avons présenté les différentes techniques de creusement de tunnels. Parmi les méthodes énoncées dans ce chapitre, nous avons choisi la méthode traditionnelle NATM section divisée tout le long du segment. On a choisi cette méthode parce que les caractéristiques sont les suivantes

- Le Terrain est meuble et la présence de l'habitation au-dessus du tunnel dans ce cas l'attaque à l'explosif ne convient pas.
- Le tunnel est de faible longueur ce qui mène à éliminer l'utilisation du creusement au tunnelier.

## **Chapitre II : Les soutènements**

## Chapitre II : Les soutènements

### 1 Introduction

Souvent les excavations souterraines ne sont pas stables, des éboulements ou des effondrements se produisent, soit pendant l'excavation, ou après un temps plus ou moins long dans d'autre cas, la convergence de l'excavation est excessive, ou bien les déformations dues au creusement ne seraient pas admissibles pour les structures voisines. On est alors conduit à soutenir l'excavation au point de vue mécanique ce soutènement a pour rôle d'assurer la stabilité à court terme ou à long terme et de contrôler les déformations instantanées ou différées des terrains encaissants. Le soutènement est évidemment le facteur le plus important de la sécurité du chantier.

Les instabilités peuvent apparaître au cours de l'excavation, et le soutènement doit être mis en place au fur et à mesure de la progression du chantier à une distance plus ou moins grande du front d'attaque dans les terrains particulièrement difficiles; Par contre dans d'autre cas la galerie est stable pendant l'excavation et les effondrements peuvent se produire ultérieurement.

Pour choisir un soutènement et notamment pour déterminer l'épaisseur du revêtement, il faut aussi tenir compte du comportement à long terme des terrains, les déformations différées conduisent dans certains terrains à des sollicitations croissantes; il convient donc d'étudier successivement le soutènement pendant les travaux d'excavation et les sollicitations de soutènement à long terme, soit pendant la vie de l'ouvrage.

### 2 Rôle et fonctionnement du soutènement

Le soutènement assure la stabilité de la galerie pendant l'exécution des travaux, mais participe également à la stabilité définitive de l'ouvrage en réduisant les efforts supportés par le revêtement qui est mis ensuite à l'intérieur.

Lors de la réalisation d'un tunnel, les contraintes préexistantes dans le massif se canalisent sur le contour de la cavité, créant en "effet de voûte" qui rend possible la tenue de cette cavité. Ainsi, 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 des discontinuités.

Il y a eu une évolution dans la manière de percevoir le soutènement :

- Auparavant celui-ci jouait plutôt un rôle passif : appelé à supporter des charges appliquées par le terrain, sur lesquelles on ne pouvait pas influencer.
- Actuellement, la conception du 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.

On peut dire qu'un soutènement bien conçu doit :

- Opposer au terrain une pression de confinement dès que ce dernier tend à se déformer.
- Tendre à conserver autant que possible les caractéristiques de résistance du massif autour du tunnel. A l'extrême, il peut même conduire à une amélioration de la résistance du terrain : rôle d'armature des boulons, traitement par injection ou "jetgrouting".

### 3 Classification des modes de soutènement

On peut distinguer trois classes principales des soutènements suivant leur mode d'action par rapport au terrain ce sont :

#### 3.1 Les soutènements agissant par confinement

Le soutènement développe le long des parois une contrainte radiale de confinement généralement faible, c'est le terrain qui joue le rôle essentiel. On a généralement :

- Le béton projeté seul.
- Le béton projeté associé à des cintres légers.

#### 3.2 Les soutènements agissant à la fois par confinement et comme armature

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

- Boulons à ancrage ponctuel.
- Boulons à ancrage réparti (scellés à la résine ou au mortier).

#### 3.3 Les soutènements agissant par supportage

C'est le soutènement seul qui doit résister aux différents efforts, dans le cas où le terrain est de mauvaise tenue, nous citerons :

- Cintres (lourds ou légers).
- Plaques métalliques assemblées.
- Voussoirs en béton.
- Tubes perforés (voûte parapluie).
- Boucliers.

## 4 Types de soutènement

### 4.1 Soutènement provisoire

#### 4.1.1 Définition du soutènement provisoire

Le soutènement provisoire peut se définir comme un quelconque système par exemple les cintres, boulons, clous, ciment projeté ect conçu et mis en œuvre pour soutenir le périmètre d'une ouverture souterraine entre l'excavation initiale et la mise en place d'un revêtement permanent. Dans certaines circonstances, le soutènement provisoire peut également être utilisé à titre permanent, comme par exemple dans le cas des voussoirs préfabriqués en béton mis en place par un tunnelier

Il a un rôle de protection et de sécurité, pour le personnel travaillant sous terre (contre les chutes de petits blocs).

#### 4.1.2 Les différents types de soutènement provisoir

Le choix du soutènement est lié aux exigences du terrain et à la fonction de protection du personnel puis de celui des usagers. Selon leur mode de fonctionnement, les soutènements classés en quatre catégories principales :

##### 4.1.2.1 Béton projeté

L'utilisation de béton projeté comme mode de soutènement en souterrain s'est considérablement développée au cours des dernières années. Utilisé près du front, seul ou en association avec le boulonnage et/ou les cintres légers, il constitue ce que l'on a appelé la méthode de construction avec soutènement immédiat par béton projeté et boulonnage et qui est également connue sous le nom de nouvelle méthode autrichienne (NATM).

Le béton projeté est mis en œuvre au niveau de la partie avancée où le cintre réticulé et le treillis soudé est mis en place conformément aux plans d'exécution. Au niveau de la partie avancée qui est prêt à recevoir du béton projeté, il ne doit exister aucun élément pointu gênant ou dépassant le gabarit du béton projeté. Après la vérification de la ligne interne et externe du béton projeté, il est procédé à l'application de béton projeté par plusieurs couches successives de 5 à 10 cm d'épaisseur.



*Figure II.1 : Application de béton projeté*

#### 4.1.2.2 Boulon d'ancrage

La technique du boulonnage consiste à ancrer à l'intérieur du terrain une barre de matériau résistant qui apporte une résistance à la traction et, en confinant le matériau du terrain, permet de tirer profit des caractéristiques résistantes propres des terrains de manière à assurer ainsi leur soutènement.

Lors du creusement de tunnel, afin d'éviter le détachement des blocs et la chute sous l'effet de la gravité, le système de boulonnage est utilisé. Ce dernier assure un rôle porteur à condition qu'il soit ancré assez profondément dans la partie saine ou non fracturée. La tige est sollicitée à l'arrachement mais aussi en cisaillement selon la disposition des blocs et l'orientation des tiges. Les boulons doivent dépasser largement dans le terrain sain pour assurer un ancrage suffisant (un mètre minimum).

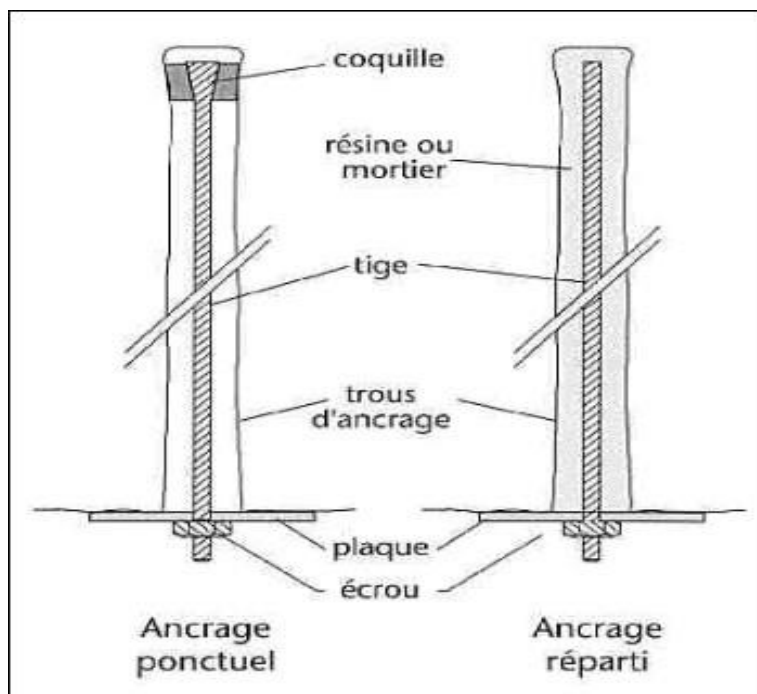


Figure II.2 : Schéma de boulon d'ancrage



*Figure II. 3 : exécution de boulon d' ancrage sur chantier*

### **4.1.2.3 Les cintres**

peuvent être définis comme des ossatures le plus souvent métalliques en forme d'arcs ou de portiques disposés dans la section transversale de l'ouvrage. Ils ne sont pas jointifs et constituent un soutènement discontinu du terrain. Un des intérêts d'utiliser le béton comme blindage entre les cintres est de rendre plus efficace l'action du soutènement.

Il y a trois types des cintres : cintres réticulés, cintres lourds et cintres coulissants sont donnés comme suit :

#### **4.1.2.3.1 Cintres réticulés**

Le cintre réticulé a été développé pour renforcer le béton projeté-boulonné par des armatures beaucoup plus résistantes qu'un simple treillis soudé, utilisé principalement avec les méthodes de creusement faisant intervenir le béton projeté comme moyen de limiter les déformations des terrains, les cintres réticulés permettent de suppléer la faiblesse de résistance des bétons aux jeunes âges. L'amélioration par rapport aux cintres traditionnels (HEB, TH) vient du fait que les cintres réticulés un élément intégré dans le béton projeté. Ils évitent par leur forme les zones de cavité et facilitent la mise en place du béton projeté, permettent de diminuer ainsi l'affaissement des terrains. Dans ces méthodes, la cohésion entre le béton projeté et le cintre joue un rôle prépondérant.



Grace à la forte aptitude à l'enrobage des cintres réticulés PANTEX, les courbes caractéristiques établies sur la base des essais spéciaux montrent que l'on peut mener les calculs en respectant les règles du béton armé. Les cintres réticulés PANTEX peuvent être adaptés à n'importe quelle géométrie du tunnel. Ils existent en 3 ou 4 brins l'assemblage par cornières, conçu pour transmettre les forces de toutes natures (compression, traction, flexion) sans discontinuité d'un élément à l'autre, permet un avancement rapide du creusement.

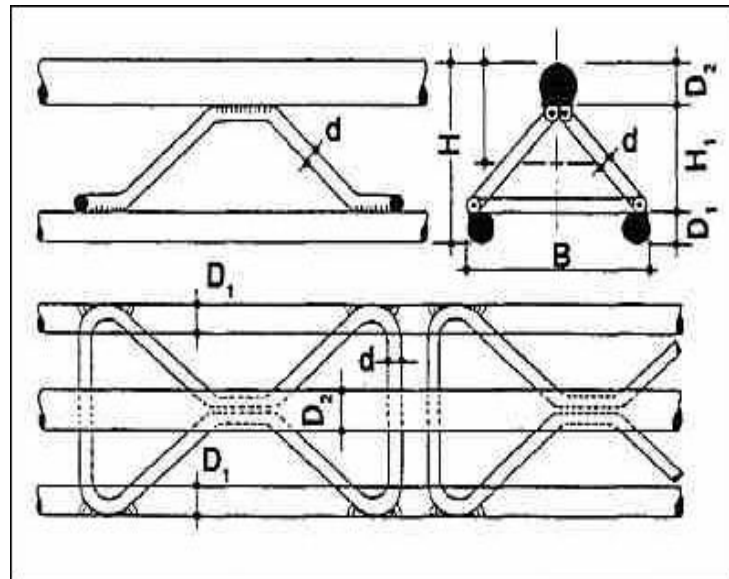


Figure II.4 : Schéma de cintre réticulé

#### 4.1.2.3.2 Cintres lourds et blindage

Il s'agit de soutènement plus important pour les terrains de faibles caractéristiques physiques et géo mécaniques, pouvant être placés provisoirement ou définitivement en étant insérés dans le revêtement. Ce type de soutènement lourd (HEB), est l'un des plus utilisés quand la contrainte est élevée car il déforme moins et reprend aussi bien des efforts de compression que des efforts de traction, il permet de résister à des moments de flexion importants. Les plaques de blindage sont mises jointives entre cintres et le terrain. Elles peuvent parfois être tenues par des boulons, ou également être liaisonnées entre elles. Elle sert pour éviter l'éboulement du terrain et l'effondrement du front de taille, la répartition des charges quand n'avoir pas un effet de voûte efficace.

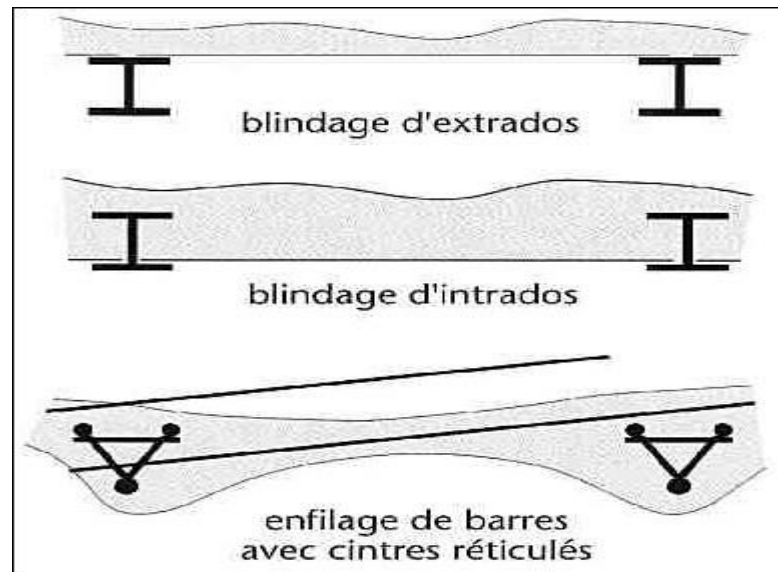


Figure II.5 : Schéma de cintre lourd



Figure II.6 : Image de cintre lourd

#### 4.1.2.3.3 Cintres coulissants

Les cintres légers, généralement coulissants et agissants par confinement ou comme simple protection constitués d'un profilé spécial en forme de U évasé, les différents éléments disposés en recouvrement sur une quarantaine de centimètres sont assemblés par serrage de deux étriers. Ces cintres, sous l'action de la p

oussée du terrain peuvent se déformer par glissement des éléments l'un par rapport à l'autre. Dans le cas de cintres coulissants, les boulons des étriers doivent être serrés suivant les indications du fabricant.

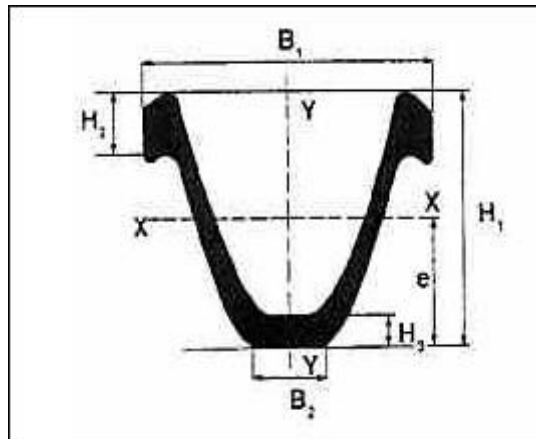


Figure II.7 : schéma de cintre coulissant

#### 4.1.2.4 Voûte parapluie :

La réalisation d'un tunnel en terrain meuble requiert souvent la mise en place d'une voûte parapluie pour assurer, en présence d'une faible couverture, la maîtrise des tassements de surface. Le procédé consiste en la mise, en place, préalablement au creusement de l'ouvrage, d'une pré-voûte située immédiatement au contact de son extrados futur. Cette dernière, constituée de tubes métalliques disposés en couronne subhorizontale suivant le contour de la section qui sera excavée, a pour objectifs d'assurer la stabilité de la travée en cours d'excavation et même de remplacer le soutènement provisoire, d'améliorer la stabilité du front par réduction des contraintes agissant en avant de celui-ci et de limiter les tassements.

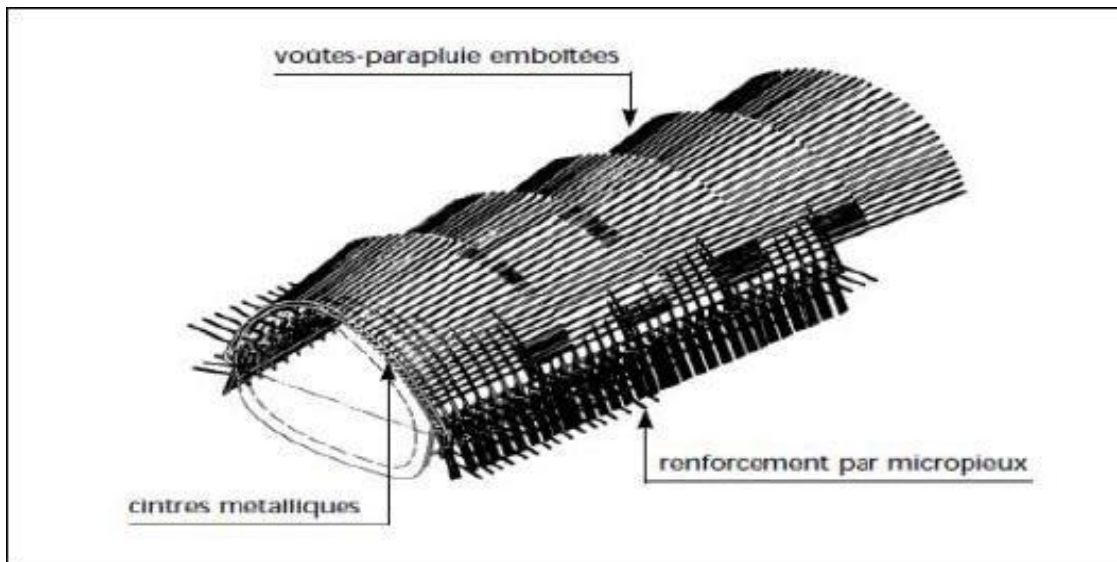


Figure II.8 : Vue de travers d'une voûte parapluie

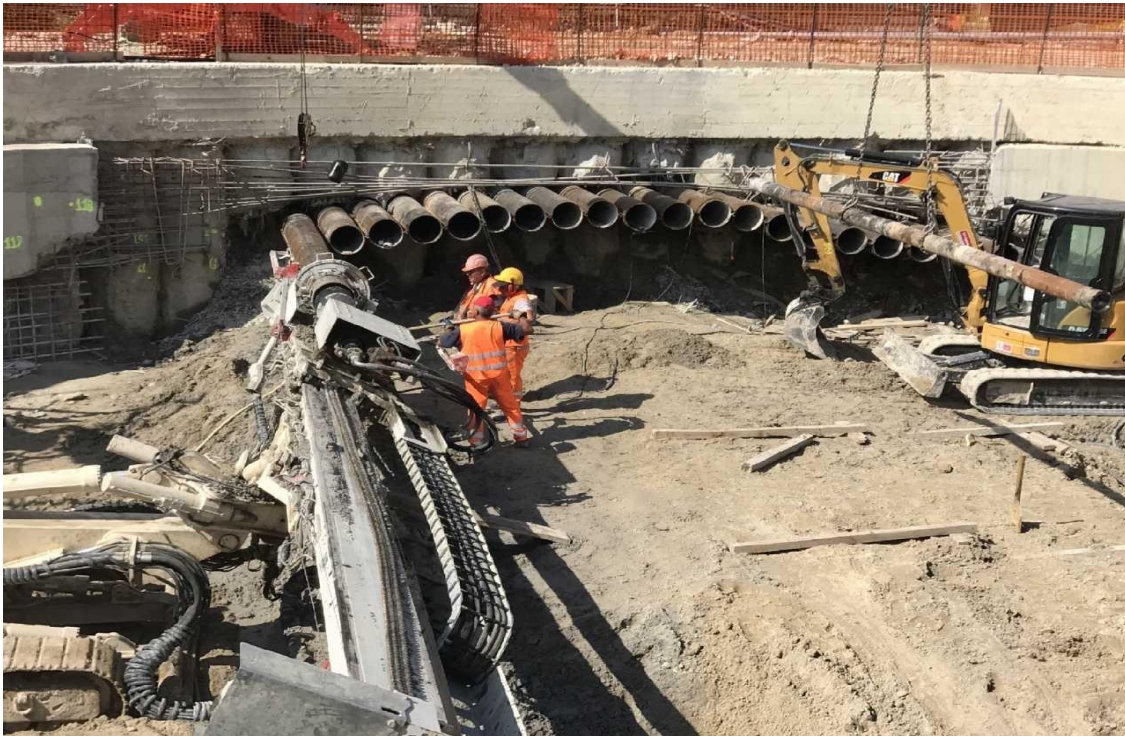


Figure II.9 : Exécution sur chantier d'une voûte parapluie

## 4.2 Soutènement Définitif

### 4.2.1 Les voussoirs

Un voussoir est un élément préfabriqué en béton armé utilisé lors de la construction d'un tunnel. Lorsque le tunnelier creuse le sol, il pose simultanément des voussoirs le long de la galerie. Ces derniers s'emboîtent pour former un anneau qui tapisse les parois. Les voussoirs ont une triple fonction : - permettre au tunnelier de poursuivre son avancée (le tunnelier s'appuyant sur les voussoirs qu'il vient de poser) ; - soutenir la galerie et assurer sa résistance à la pression ; - réaliser la finition intérieure du tunnel. Selon la taille et les contraintes du tunnel, l'anneau est constitué de plusieurs voussoirs. -Les voussoirs porteront un joint d'étanchéité autour de la zone de contact avec les voussoirs adjacents.




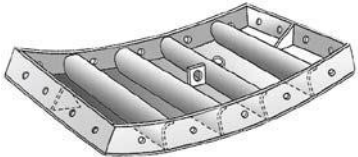


Figure II.10 : Application des voussoir sur chantier

**4.2.1.1 Matériaux utilisés pour le voussoir**

Le voussoir en béton armé a été appliqué, car il permet de garantir la stabilité, d’assurer la gestion de la qualité et il est excellent en matière de durabilité, de constructibilité et de rentabilité économique

Tableau II 1 : Matériaux utilisés pour les voussoirs

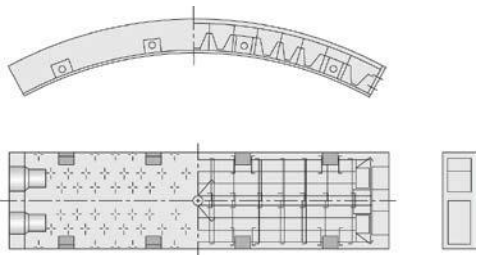
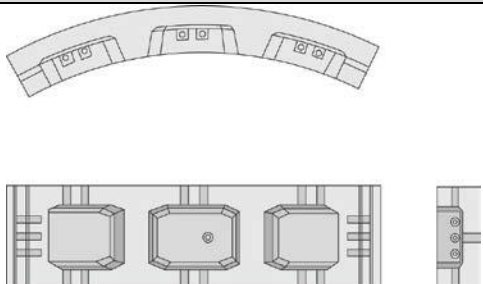
Catégorie	Voussoir en béton armé	Voussoir en acier
Image		
Avantages	La résistance à la poussée des vérins est excellente. La résistance à la corrosion et la résistance à la chaleur sont excellentes.	L’application à la déformation du terrain est excellente. La manutention est facile car il est léger.
Inconvénients	La manutention n’est pas facile car il est lourd.	Les problèmes liés à la corrosion peuvent être engendrés. Le coût est onéreux par rapport le béton armé.

Application	√(Ligne principale)	
-------------	---------------------	--

**4.2.1.2 Forme du voussoir**

Le voussoir en forme de rectangle a été appliqué, car il est largement utilisé et il ne nécessite pas de revêtement secondaire.



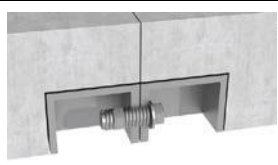
Tableau II 2 : Les forme de voussoire

Catégorie	Voussoir en forme de rectangle	Voussoir en forme de caisson
Image		
	Le voussoir est en forme de rectangle et l'ensemble de la section résiste à la force extérieure.	Il existe un cintre longitudinal ayant une surface extérieure résistant à la force extérieure.
Avantages	La résistance à la poussée des vérins est forte. Il ne nécessite pas de revêtement secondaire.	Il est facile de fixer les voussoirs par un boulon. Il nécessite un revêtement secondaire.
Inconvénients	La partie de connexion est relativement compliquée.	La résistance au moment négatif n'est pas forte.
Application	√	

**4.2.1.3 Type de jonction des voussoirs :**

Le type de boulon courbe a été appliqué, car son assemblage est excellent et la garantie de la sécurité est favorable en cas de travaux de la zone courbe. (Pour la généralité, voir la Spécification – Mise en place du revêtement des voussoirs)

Tableau II 3: Les type de jonction des voussoirs

Catégorie	Boulon courbe	Boulon incliné	Boulon combiné avec les boîtes
Forme			
Avantages	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Excellent assemblage</li> <li>• Facilité de garantie de la sécurité en cas de travaux de la zone courbe</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Montage simple</li> <li>• Economicité excellente</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Montage simple</li> <li>• Facilité de garantie de la sécurité en cas de travaux de la zone courbe</li> </ul>

#### 4.2.1.4 Pose des voussoirs :

Pour réaliser un anneau complet, il faut généralement trois types de voussoirs :

- des voussoirs courants ;
- deux voussoirs contre-clé ;
- un voussoir clé de voûte qui ferme l'anneau.

Les voussoirs sont boulonnés entre eux et séparés par des joints compressibles (certains voussoirs sont aujourd'hui équipés de joints pré intégrés). C'est ensuite la pression extérieure qui assure la compression et la tenue des pièces entre elles. Les voussoirs sont préfabriqués dans des moules spéciaux. Chaque pièce doit respecter des dimensions très précises, de l'ordre du dixième de millimètre, afin que les éléments s'emboîtent parfaitement les uns dans les autres.

## 5 Conclusion

Les soutènements provisoires jouent un rôle crucial dans la construction de projets souterrains et la stabilité des excavations. Leur conception, leur mise en œuvre et leur surveillance appropriées sont essentielles pour garantir la sécurité, la stabilité et la durabilité des structures en cours de construction. En tant que structures temporaires, ils doivent être soigneusement planifiés et adaptés aux conditions spécifiques du site pour assurer le succès du projet global.

# **Chapitre III : Méthode de calcul des soutènements**



## Chapitre III : Méthode calculs des soutènements

### 1 Introduction

Les méthodes de dimensionnement des ouvrages souterrains ont enregistré de grands progrès durant les deux dernières décennies. Ces méthodes ont pour objet d'évaluer les caractéristiques de soutènement et dimensionner les tunnels. Passant du stade purement empirique à celui où l'on fait appel à des modèles numériques très développés qui permettent la prise en compte de la complexité du problème traité, notamment grâce au développement des moyens informatiques.

On peut classer les méthodes de calcul des tunnels dans plusieurs catégories selon les hypothèses principales qui définissent le cadre d'utilisation de chaque méthode. Nous distinguons trois catégories principales de méthodes de calculs:

- Méthodes empiriques et semi empiriques.
- Méthode numérique.

### 2 Les méthodes empiriques et semi empiriques

Ces méthodes sont basées sur des mécanismes de rupture bien identifié du terrain et/ou du soutènement. Elles consistent à déterminer dans un premier temps le chargement appliqué à la structure puis à analyser la stabilité de l'ouvrage soumis à ce chargement extérieur, indépendamment de toute interaction du terrain.

Les méthodes empiriques actuellement les plus utilisées sont :

- AFTES.
- BARTON
- BIENIAWSKI

#### 2.1 Méthode de recommandations de l'AFTES

L'Association Française des Travaux en Souterrain (AFTES) a été créée en janvier 1972 pour répondre aux recommandations de la Conférence Internationale sur les travaux souterrains tenue à Washington en 1970 qui préconisaient la mise en place dans chaque pays d'un organisme regroupant les différents acteurs intervenants, à des titres divers, dans les travaux souterrains.

La principale activité de l'AFTES consiste à diffuser des recommandations techniques dans le domaine des travaux souterrains. Ces recommandations sont préparées au sein de Groupes de Travail qui ont permis de constituer une classification, dite de l'AFTES.

Plutôt que d'attribuer au massif une « note » globale déterminant les conditions de creusement d'un ouvrage, l'AFTES a préféré préciser clairement les divers facteurs qu'il faut s'efforcer de connaître pour la conception d'un projet souterrain dans un massif rocheux :

- Les conditions géologiques générales.

- Les conditions hydrogéologiques.
- Les discontinuités du massif rocheux.
- Les caractéristiques mécaniques du terrain.
- Les contraintes naturelles et la hauteur de couverture de l'ouvrage.

En plus de ces critères relatifs au massif rocheux, l'AFTES prend en considération :

#### **2.1.1 Des critères relatifs à l'ouvrage à son mode d'exécution**

- Les dimensions et la forme de la cavité.
- Le procédé d'excavation, qui peut être soit à l'explosif en utilisant ou non la technique de pré-découpage, soit purement mécanique.

#### **2.1.2 Des critères relatifs à l'environnement**

- La sensibilité de l'environnement aux tassements.
- Les effets d'une modification de l'équilibre hydrologique.

Pour chacun de critères énumérés ci-dessus, L'AFTES fournit des recommandations propres à orienter le choix du soutènement :

Béton projeté, boulons à ancrage ponctuel ou ancrage réparti, cintres, voussoirs

En effet, divers tableaux ont été élaborées afin d'indiquer, en fonction de la valeur des paramètres qui caractérisent les différents critères en question, si le soutènement considéré est :

- Soit particulièrement recommandé.
- Soit possible à condition que d'autres critères soient particulièrement favorables (plutôt favorable).
- Soit très mal adapté bien qu'éventuellement possible (plutôt défavorable).
- Soit en principe défavorable.

Tableau III. 1: Choix du type de soutènement en fonction de la valeur des paramètres décrivant les discontinuités

Discontinuités (cas où l'excavation est faite à l'explosif avec découpage)			Pas de soutènement	Boulons			Cintres		Voussoirs			Procédés spéciaux						
				Béton projeté	Ancrage ponctuel	Ancrage réparti	Barres lancées	lourds	Légers coulissants	Plaques métalliques assemblée	béton	Tubes préforée	Bouclier ou pousse tube	injection	Air comprimé	congélation		
N° de familles	orientation	Espacement (1)																
N1			●				⊗			⊗	⊗	⊗	⊗	⊗	⊗	⊗	⊗	
N2	Or2 ou Or3	S1 à S3	●				⊗			⊗	⊗	⊗	⊗	⊗	⊗	⊗	⊗	
N2 N3 Ou N4	quelconque	S1		●			⊗			⊗	⊗	⊗	⊗	⊗	⊗	⊗	⊗	
		S2		●	●		⊗			⊗	⊗	⊗	⊗	⊗	⊗	⊗	⊗	
		S3		●	Gr	Gr	⊗				⊗	⊗	⊗	⊗	⊗	⊗	⊗	
		S4	⊗	●	Gr- Bp	Gr- Bp	⊗	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●
		S5	⊗	●	⊗	Bp	⊗	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●
N5			●	⊗	Bp	⊗	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	

Nota : (1) pour la famille la plus dense  
(2) scellement au mortier de préférence à la résine lorsque les fissures sont ouvertes

LEGENDE

- Gr = avec grille continue
- Bp = avec béton projeté
- Bl = avec blindage bois ou métallique
- particulièrement recommandé (Nettement favorable)
- Possible à condition que d'autres cintres soient particulièrement favorables (plutôt favorable)
- ⊗ Très mal adapté bien qu'éventuellement possible (plutôt défavorable)
- ⊗ En principe impossible

### 3 Méthode de Terzaghi

En 1946, Terzaghi a proposé une classification simple des massifs rocheux en vue d'estimer les charges agissantes sur les cintres en acier dans les tunnels. Cette méthode et ses développements ultérieurs furent pendant de nombreuses années la base de dimensionnement aux Etats-Unis.

Pour l'estimation de la charge, Terzaghi suppose que la hauteur de la roche ou de sol décomprimé pesant sur le soutènement est donné par la formule générale suivante :

$$H_p = k \times (B + H_t)$$

H<sub>p</sub>: Hauteur de la surcharge de terrain uniformément répartie suivant l'horizontal (Figure 1 et Tableau 2 ).

B : largeur de la galerie.

$H_t$ : Hauteur de la galerie.

$K$  : représentant un coefficient multiplicateur dont la valeur dépend de la catégorie de terrain rencontrée.

La formule est théoriquement applicable aux tunnels à moyenne profondeur pour lesquels la hauteur de couverture  $H$  est supérieur à  $1.5 \times (+ H_t)$ .

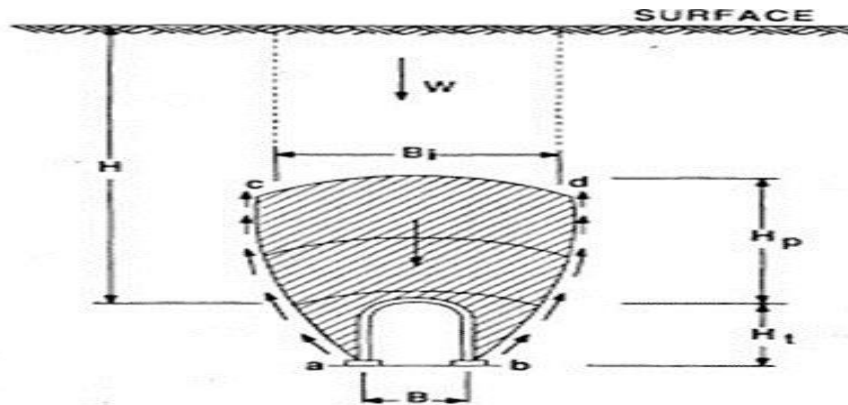


Figure III.1: Zone décomprimé au-dessus d'une cavité (K. Terzaghi 1946)

Tableau III. 2: Hauteur du terrain décomprimé au-dessus d'une cavité

Nature de la roche.	Charge $H_p$ .	Remarques.
Dure et intacte.	0 à 0.25 B	Quelques ancrages s'il y a une chute de pierres.
Dure et stratifiée.	0 à 0.5 B	Soutènement léger.
Massives avec quelques joints.	0 à 0.25 B	La charge peut changer brusquement d'un point à l'autre.
Modérément ébouluse.	0.25 à 0.35 (B+ $H_t$ ).	Pas de pression latérale.
Très ébouluse.	0.35 à 1.1 (B+ $H_t$ ).	Peu ou pas de pression latérale.
Complètement broyée chimiquement inerte.	1.1 (B+ $H_t$ ).	Pression latérale considérable.

Roche fluente à grande profondeur.	2.1 à 4.5 (B+H <sub>t</sub> ).	Grande pression latérale cintres circulaires recommandés
Roche gonflante.	Jusqu'à 75 m indépendant de (B+H <sub>t</sub> ).	Cintres circulaires dans les cas extrêmes, cintres coulissants.

Pour l'effet de voûte, Terzaghi a étudié également l'influence des conditions de la roche et l'accroissement après que le soutènement soit mis en place. Pour ce faire, il définit la période d'effet de voûte comme étant le laps de temps entre l'excavation et la chute de la partie non supportée de la voûte. Celles-ci varient de quelques heures pour les roches gonflants à quelques jours pour d'autres types de roches voir infini pour les roches saines.

Remarque : cette classification n'est valable que pour les tunnels de section rectangulaire et supporté par des cintres.

### 3.1 Le postulat de Terzaghi sur les contraintes

Lorsqu'on applique des forces sur un massif de sol, cela entraînera la création de contraintes totales, notées " $\sigma$ ". Ces contraintes sont proportionnelles au poids des terres et aux surcharges appliquées à la surface du sol. Ces contraintes en un point vont se décomposer en une composante normale " $\sigma_n$ " et une composante tangentielle " $\tau$ ". En outre, la phase liquide du sol, exerce une pression isotrope sur toutes les facettes, proportionnellement à la hauteur de la colonne d'eau libre au dessus du point considéré. Cette pression interstitielle est notée

" $u$ ". Terzaghi a posé que « tous les effets mesurables d'un changement d'état de contrainte dans un sol, en terme de déformations ou de résistance au cisaillement, sont dus aux changements de contrainte effective », la contrainte effective  $\sigma'$  se calcule de la manière suivante :  $\sigma' = \sigma - u$ .

Dans ces mêmes conditions; l'eau n'a pas de résistance au cisaillement sur la facette donnée, par conséquent la contrainte tangentielle  $\tau = \tau'$ . On peut compter quatre principales configurations:

#### a. Sol sans nappe

Pour un point "M" à une profondeur "Z" dans un sol de poids volumique " $\gamma$ ". Sur un élément de sol situé autour du point M, on compte une contrainte verticale " $\sigma_v$ " et une contrainte horizontale " $\sigma_h$ ", et une pression interstitielle nulle " $u = 0$ " (pas de nappe phréatique). La contrainte verticale qui correspond à l'action du poids des terres au-dessus du point considéré est égale à:  $\sigma_v = \gamma Z$ .

Si le sol est au repos; la contrainte horizontale est liée à la contrainte verticale avec le rapport "K" appelé coefficient de poussée des terres au repos. La contrainte horizontale " $\sigma_h$ ", sera alors égale à  $\sigma_h = K_o \sigma_v$ .

Sachant que dans les sols élastiques :  $K_o = \frac{\nu}{1-\nu}$ ; et que le coefficient de Poisson ( $\nu$ ) étant  $< 0,5$ , cela entraîne que  $\sigma_h$  est toujours inférieur à  $\sigma_z$ .

Dans les argiles normalement consolidées et les sables, on considère généralement la relation :  $K_o = 1 - \sin \nu'$ .

### b. Sol avec nappe

Dans un sol avec une nappe phréatique de profondeur  $z_w$ , la contrainte verticale, horizontale, et totale en appliquée sur le point M est:

$$\sigma_v = \gamma z_w + \gamma_{sat} h_w \text{ où :}$$

- $\gamma$  : est le poids volumique au-dessus de la nappe ;
- $z_w$ : la profondeur du niveau supérieur de la nappe ;
- $\gamma_{sat}$  le poids volumique saturé (au-dessous de la nappe).
- $h_w$ : la hauteur de la nappe au-dessus du point considéré.

La pression interstitielle, considère la hauteur d'eau au-dessus du point M :

$$u = \gamma_w h_w.$$

On peut alors calculer la contrainte effective verticale :

$$\sigma_v' = \sigma_v - u ; \text{ soit } \sigma_v' = \gamma z_w + \gamma_{sat} h_w - \gamma_w h_w.$$

La différence  $\gamma_{sat} - \gamma_w = \gamma'$  est le poids volumique déjaugé

On peut écrire :

$$\sigma_v' = \gamma z_w + \gamma' h_w.$$

Pour calculer la contrainte horizontale, il faut noter que  $u$  est isotrope,  $u_v = u_h$ , et que la loi de comportement ne s'applique qu'au squelette solide du sol.

Il faut donc, dans l'ordre calculer:  $\sigma_h' = K_o \sigma_v'$  puis:  $\sigma_h = K_o \sigma_v' + u. c$

## 4 Méthode de Barton

L'indice de Qualité Q est le paramètre central d'une méthode, appelée Q-System, développée à partir de 1974 par le NGI (Norwegian Géotechnical Institute) pour caractériser la qualité d'un massif rocheux en vue du percement d'un tunnel et l'évaluation de sa stabilité. La méthode repose sur le même principe que le RMR de Bieniawski, c'est-à-dire qu'il s'agit de donner une note globale à la qualité d'un massif par l'intermédiaires de paramètres. Au lieu d'être une somme de notes, il est le produit de six paramètres. A titre d'information :

$$Q = \frac{J_r}{J_n} \times \frac{J_w}{J_a} \times \frac{RQD}{SRF}$$

- RQD : Rock quality designation.

- $J_n$  : Est l'expression du nombre de familles principales de discontinuités.
- $J_r$  : Caractérise la rugosité des faces des joints.
- $J_a$  : Définit le degré d'altération des joints.
- $J_w$  : Spécifie les conditions hydrogéologiques.
- : Stress Reduction Factor, il est représentatif de l'état de contrainte dans le massif

L'indice Q peut varier de 0.001 à 1000. Les Q sont regroupés en 9 classes. Chaque classe correspond à une qualité de massif rocheux. Les classes de Q se représentent sur une échelle logarithmique.

Tableau III. 3: Classification de la qualité de la roche

Valeurs	Qualité du massif.
40-1000	Exceptionnellement bonne.
10-400	Extrêmement bonne.
40-100	Très bonne.
10-40	Bonne.
4-10	Moyenne.
1-4	Mauvaise.
0.1-1	Très mauvaise.
0.01-0.1	Extrêmement mauvaise.
0.001-0.01	Exceptionnellement mauvaise.

## 5 Méthode de Bieniawski

Bieniawski a présenté sa classification en 1973 en vue du dimensionnement des ouvrages souterrains et l'a modifiée à plusieurs reprises. La version actuellement utilisée est celle de 1989.

L'indice RMR est la somme de cinq notes représentant la quantification de cinq paramètres caractérisant le rocher et d'une note d'ajustement dépendant de l'orientation des discontinuités vis-à-vis de l'ouvrage.

Le RMR a été calculé pour varier dans la gamme 0 à 100. Il utilise à plus de 70 % la fracturation et n'accorde que 15 % d'influence aux propriétés de la matrice et 15 % aux conditions hydrogéologiques.

Par contre cette notation ne tient pas compte des situations de fortes contraintes dans le massif au droit de l'ouvrage.

A partir de cette classification, Bieniawski donne des informations :

- Sur les propriétés globales attribuées au massif rocheux (le module, la cohésion et l'angle de frottement interne utiles lors de modélisations).
- Sur la méthode d'excavation envisageable.
- Sur le type de soutènement le mieux adapté.

Le mérite de cette classification est, de faire intervenir des paramètres essentiels et qui restent facilement mesurables sur le terrain. C'est pourquoi dans la pratique elle est très utilisée sur le chantier par l'établissement, au stade du projet, d'un tableau de correspondance entre profils types de soutènements, et nature et classes RMR de terrain, qui seront évaluées à partir du front, Cette évaluation " à l'avancement " permet d'adapter le soutènement aux situation effectivement rencontrées tout au long du chantier.

Pour classer les roches il a utilisé les cinq paramètres suivants :

- La résistance de la matrice rocheuse.
- La qualité de la roche via RQD.
- L'espace de discontinuité de la roche.
- La qualité des discontinuités de la roche.
- Les conditions hydrologiques.
- Orientation des discontinuités.



Tableau III. 4: Classification de la roche

Paramètres				Coefficients						
1	Résistance de la roche	Indice Franklin	Résistance à la compression	> 8MPa	4-8 MPa	2-4 MPa	1-2 MPa	Indice Franklin non utilisable		
			> 200MPa	100-200 MPa	50 - 100 MPa	25 - 50 MPa	10 - 25 MPa	3 - 10 MPa	1 - 3 MPa	
Note			15	12	7	4	2	1	0	
2	RQD			90-100	75-90	50-75	25-50	< 25		
	Note			20	17	13	8	3		
3	Espacement des joints			>3 m	1-3 m	0.3-1 m	50-300 mm	<500m		
	Note			30	25	20	10	5		
4	Nature des joints.			Surface très rugueuses non continues épontes en contact épontes non altérés	Surface légèrement rugueuse épaisseur <1mm s. Epontes non altéré s.	Surface légèrement rugueuses épaisseur <1mm Epontes altérés	Surface lustrés ou remplissage <5mm ou joint ouvert 1 à 5 mm joints continus.	Remplissage mou > 5 mm ou joints ouverts >5mm joints continus		
				Note	25	20	12	6	0	
5	Venues d'eau	Débit sur 10 m		Aucune venue d'eau	<25 L/min	25-125 L/min	>25 L/min			

Tableau III. 5: Note d'ajustement pour l'orientation des joints

Direction perpendiculaire à l'axe de tunnel.				Direction parallèle à l'axe de tunnel.		
Creusement du tunnel dans le sens du pendage.		Creusement du tunnel dans le sens inverse du pendage.		Pendage 45°-90°	Pendage 20°-45°	Pendage 0°-20°
Pendage 45°-90°	Pendage 20°-45°	Pendage 45°-90°	Pendage 20°-45°	Très défavorable	Moyen	Défavorable
Très favorable	Favorable	Moyen	Défavorable	Défavorable	Très défavorable.	
Orientation des joints	Très favorable	Favorable	Moyen	-10	-12	
Note d'ajustement	0	-2	-5			

On utilise le tableau 6 pour connaître :

- La classe de la roche.
- Le temps pendant lequel une excavation est stable sans soutènement.

Tableau III. 6: Classe de rocher RMR

Note globale RMR	100-81	80-61	60-41	40-21	<20
Classe de rocher et description	1 Très bon rocher	2 Bon rocher	3 Rocher moyen	4 Rocher médiocre	5 Rocher très médiocre

Pour chaque classe de rocher, Bieniawski propose des recommandations sur le soutènement à mettre en place (Tableau 6).

Tableau III. 7: Recommandation d'avant-projet sommaire du soutènement d'après Bieniawski

Classe de la roche	Type de soutènement						
	Boulons d'ancrages.		Béton projeté.			Cintres métalliques.	
	Espacement	Complément d'ancrage	Voute	Piédroits	Complètement de soutènement	Type	Espacement
I	Généralement pas nécessaire						
II	Occasionnellement 1.5-2m treillis soudé en voute		50mm	Néant	Néant	Non rentable	
III	1-1.5m	Treillis soudé + 30mm de béton projeté en voute si nécessaire.	100mm	50mm	Occasionnellement treillis et boulons si nécessaire	Cintres légères	1.5-2.0m
IV	0.5-1m	Treillis soudé + 30mm à 35mm de béton projeté en voute et piédroits	150mm	100mm	Treillis et boulons de 1.5 à 3m d'espacement	Cintres moyens+50mm de béton projeté	0.7à 1.5m
V	Non recommandé		200mm	150mm	Treillis soudés boulons et cintres légers	Immédiatement 80mm de béton projeté puis cintres lourds à l'avancement	0.7m

## 6 Les méthodes analytiques

Basées sur des solutions analytiques développées pour les ouvrages souterrains en mécanique des milieux continus. Elles permettent d'obtenir rapidement des ordres de grandeur des paramètres de calcul et d'estimer leurs influences sur la réponse de l'ensemble terrain-soutènement. Toutefois, leur application directe est limitée en raison des hypothèses très restrictives sur lesquelles elles se reposent.

Les méthodes analytiques se basent sur des hypothèses simples visant à simplifier la modélisation du problème rencontré. Ces simplifications portent sur les hypothèses suivantes

:

- La géométrie: le tunnel est supposé à section circulaire et d'axe horizontal.
- La stratigraphie: on ne prend en compte qu'une seule couche de terrain supposée homogène.
- La loi de comportement du sol: supposée élastique linéaire ou élasto-plastique.
- L'état initial de contraintes est supposé isotrope et homogène.
- Les formules sont exprimées dans le plan et dans le cadre des petites déformations.

Les méthodes analytiques peuvent se diviser en deux groupes:

- Méthode analytique élastique.
- Méthode analytique élastoplastique: le plus utilisé est la méthode convergence confinement.

### 6.1 Méthode de convergence confinement

L'introduction de la méthode convergence-confinement (MCC), a permis d'améliorer les moyens de calcul, en autorisant une simulation plus fidèle du processus d'interaction sol-structure associé au creusement d'un tunnel. Cette méthode qui peut être mise en œuvre de manière analytique pour le cas idéal d'un tunnel circulaire dans un massif de comportement linéaire élastique, nécessite l'usage de moyens plus élaborés tels que la méthode des éléments finis pour le calcul de situations plus complexes.

Le champ de contraintes existant initialement dans le sol au niveau du futur extradoss du tunnel est dans une première étape réduite d'un certain taux  $\lambda$ , puis dans une deuxième phase complètement relâchée (déconfinement totale), après mise en place du tunnel. Le taux  $\lambda$  est en générale déterminé à partir d'une campagne de mesure.

#### 6.1.1 Convergence :

La convergence d'une section du tunnel suivant une direction quelconque « a » est le déplacement relatif de deux points radialement opposés du parement dans cette direction au fur et à mesure de l'avancement du front de taille.

#### 6.1.2 Confinement – déconfinement :

Un terrain qui sera traversé par un tunnel est considéré confiné avant le passage du tunnel, ou plus précisément lorsqu'il est situé à une distance suffisante du front d'excavation de manière à ne pas être perturbé par l'effet de creusement de tunnel.

La perte de ce confinement, est dite déconfinement du terrain, il sera donc directement lié au passage du tunnel ou d'une manière plus précise le rapprochement du front d'attaque de la zone du terrain.

### 6.1.3 Principe de la méthode :

On peut les résumer comme suit :

Le principe fondamental de la méthode de CC réside dans la considération de l'auto portance de terrain. Cette considération se base sur l'hypothèse qui stipule que le processus de déconfinement ne se produit pas de manière instantanée, mais plutôt de manière progressive après le creusement.

Une notion est alors mise en évidence qui s'appelle « le coefficient de déconfinement  $\lambda$  ». Le coefficient de déconfinement ( $\lambda$ ) est fonction de :

- Caractéristiques mécaniques de terrain (module de Young E et coefficient de Poisson  $\nu$ ).
- Caractéristiques géométriques de la section de tunnel : plus on augmente le rayon « r » plus le déconfinement augmente.
- La distance entre la section de mesure et le front de taille « x » : plus on s'éloigne du front plus le déconfinement augmente.
- De temps « t » le déconfinement augmente avec le temps y compris pour une distance au front qui est fixe.

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  $\sigma_0$ , Si H est la hauteur de couverture et  $\gamma$  le poids volumique des terrains sus-jacents, la contrainte initiale dans le massif est donc :

$$\sigma^0 = H \times \gamma$$

La cavité est supposée pré-excavée et remplie de liquide à une pression p correspondant à l'état initial  $\sigma^0$

### 6.1.4 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  $\sigma^0$  jusqu'à la pression nulle. Dans un premier temps, le comportement du terrain est élastique linéaire et la courbe de pression déplacement est linéaire. Dans un second temps, lorsque le critère de résistance du matériau du massif est atteint sur les parois de la cavité, une zone décomprimée apparaît autour du tunnel. Elle s'étend vers l'intérieur du massif au fur et à mesure que la pression  $P_i$  décroît. La courbe est appelée courbe caractéristique du massif excavé.

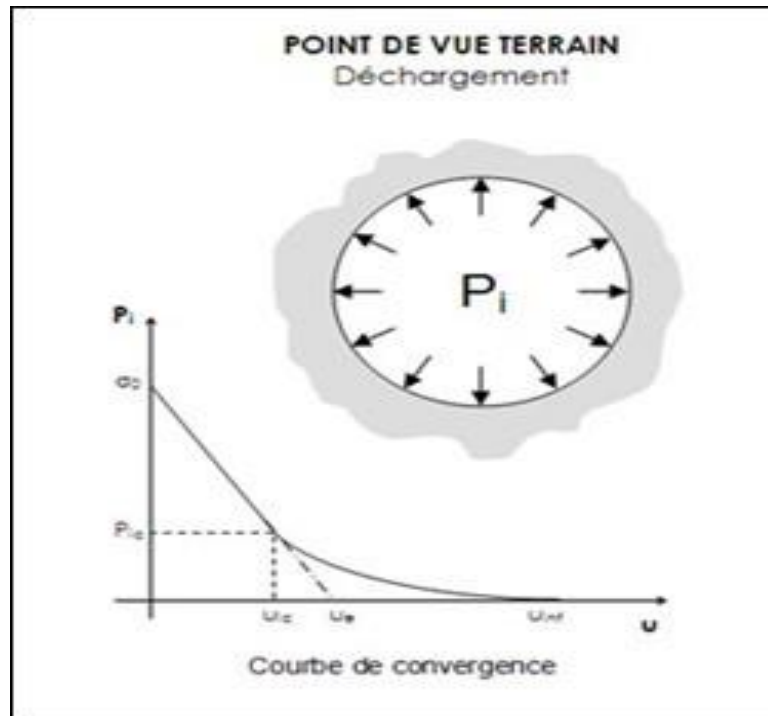


Figure III.2: .Courbe de convergence (Point de vue terrain : Déchargement).

### 6.1.5 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 « **courbe caractéristique du soutènement** » (ou courbe de confinement caractéristique) est une droite si nous supposons que son comportement est élastique linéaire.

Son origine est décalée de la valeur  $U_{S0}$  pour tenir compte de la convergence qui s'est déjà produite lors de sa mise en place.

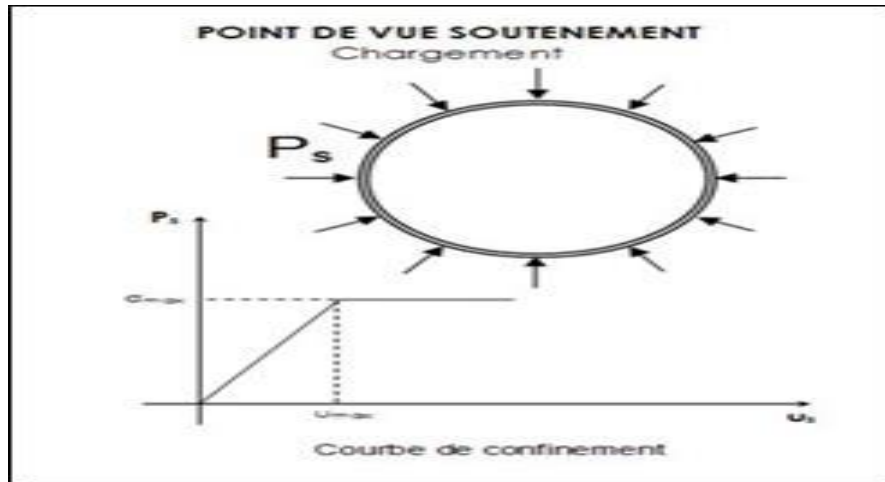


Figure III.3: .Courbe de confinement (point de vue soutènement : Chargement).

### 6.1.6 L'équilibre final

Une fois paré des deux courbes, on va pouvoir les superposer pour étudier l'interaction rocher-structure. Pour cela on va superposer les deux courbes. La pression fictive de l'un correspond parfaitement au chargement du second.

Le point d'intersection des deux courbes correspond ainsi au point d'équilibre entre terrain et soutènement. C'est ce point ( $P_{eq}$  ;  $U_{eq}$ ) qui donne l'état mécanique de la structure à l'infini (loin du front de taille).

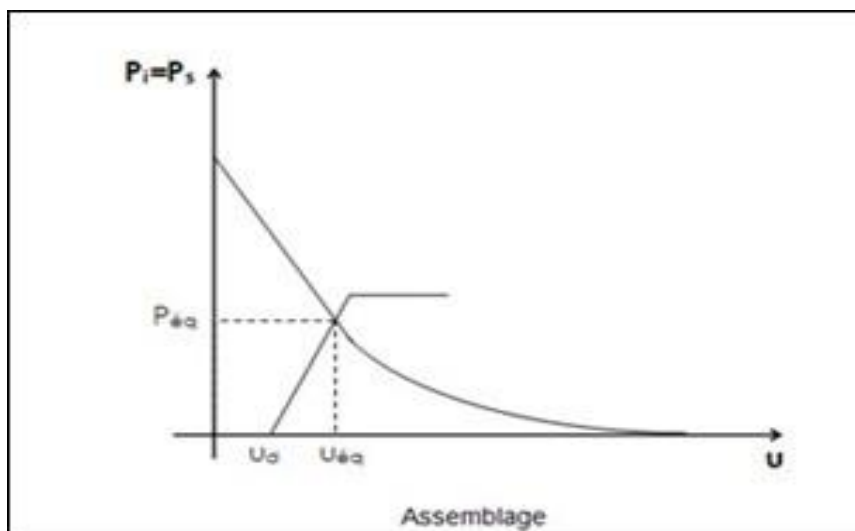


Figure III.4.: Courbes de convergence, de confinement et assemblage.

## 6.2 Domaine d'application

Les hypothèses de base sont en effet rarement toutes vérifiées dans la réalité ; le cas idéal étant celui du tunnel circulaire profond en milieu isotrope. Néanmoins l'approche est valable pour obtenir des « ordres de grandeurs » d'épaisseur de soutènement dans les cas suivants :

- Le massif de terrain doit pouvoir être représentée comme un milieu homogène, isotrope et continu à l'échelle de l'ouvrage.
- Le dimensionnement concerne une section courante du tunnel (il faut que de part et de cette section, le terrain soit identique sur un tronçon de quelques dizaines de mètre).
- La géométrie du tunnel est supposée circulaire dans la méthode.
- L'état de contrainte initial est isotrope  $K_0=1$ .

### 6.2.1 Procédure de calcul

La résolution d'un problème type par la méthode Convergence-Confinement passe par quatre phases expliquées ci-après :

#### Les données :

R : Rayon de l'excavation.

E : Caractéristiques de rupture du terrain.

$\nu$  : Coefficient de poisson.

C : Caractéristiques de rupture du terrain (ou  $R_c$  et  $K_p$ ).

$\varphi$  : Angle de frottement.

$\gamma$  : Poids volumiques du rocher dans la zone décomprimée.

$\sigma^o$  : Contrainte initiale de massif ( $\sigma^o = \sum \gamma h + q$ ).

#### Tels que :

$R_c$  : la résistance en compression simple des terrains.

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

$K_p$  : Coefficient de butée.

$$K_p = \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi}$$



## a. Phase N° 1 : Courbe caractéristique du terrain

Après avoir définis les paramètres ci-dessus, on passe à la démarche suivante :

Si :  $\sigma^o \leq \frac{RC}{2}$  le creusement n'entraîne que des déformations élastiques, la courbe caractéristique du terrain est une droite passant par les deux points de coordonnées :

$$(P = \sigma^o ; U = 0) \text{ et } (P = 0 ; U = U_e = \frac{1+\nu}{E} \sigma^o \times R)$$

Si :  $\sigma^o > \frac{RC}{2}$  une fois l'état élastique est dépassé, il se développe autour de la cavité une zone en état limite de rupture, de rayon plastique  $r_p$  caractérisé par la pression  $P_a$ , du taux de déconfinement  $\lambda a$  et du déplacement de la paroi  $U_a$  correspondant :

$$P_a = \sigma^o(1 - \sin\varphi) - c \times \cos\varphi = \left(\sigma^o - \frac{RC}{2}\right) \frac{2}{Kp+1}$$

$$P_a = \left(\sigma^o - \frac{RC}{2}\right) \frac{2}{Kp+1} \times (1 - \sin\varphi)$$

$$\lambda a = \frac{1}{Kp+1} \left(kp - 1 + \frac{RC}{\sigma^o}\right)$$

$$U_a = \lambda a \times U_e$$

La courbe caractéristique (Pour  $P_a < P \leq \sigma^o$ ) est un segment de droite passant par les deux points de coordonnées :

$$(P = \sigma^o ; U = 0) \text{ et } (P = P_a ; U = U_a)$$

On calcul la courbe point par point ( pour  $P < P_a$ ) selon la loi de comportement choisie.

Prenons le cas d'un milieu élasto-plastique parfait qui vérifie les relations ci-après :

$$P\lambda = (1 - \lambda) \sigma^o$$

$$U(\lambda) = \frac{1+\nu}{E} \lambda a \sigma^o \frac{1}{1+\alpha} \left(2 \left(\frac{r_p(\lambda)}{R}\right)^{1+\lambda} - 1 + \alpha\right) R$$

$$\frac{r_p(\lambda)}{R} = \left(\frac{2}{Kp+1} \frac{(Kp-1)\sigma^o + Rc}{(1-\lambda)(Kp-1)\sigma^o + Rc}\right)^{\frac{1}{Kp-1}}$$

Telle que :

$$\lambda a < \lambda \leq 1$$

-Si la déformation se fait avec un volume constant alors  $\alpha = 1$

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

On peut donc distinguer les piédroits et la voûte en prenant le poids de la zone décomprimée:

- En voûte :  $P' = P + \gamma r p - R$
- En piédroits :  $P' = P$

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

- b. Phase N° 2 : Convergence acquise à la paroi au moment de la mise en place du soutènement

Cette valeur donne le point de départ de la courbe caractéristique du soutènement à  $p = 0$  :

$$U_{s0} = 0.265 U_e$$

- c. Phase N°3 : Courbe caractéristique du soutènement

Il faut déterminer la raideur du soutènement «  $K$  » choisi et sa pression maximale «  $P_{max}$  » (Etat limite admissible ou état limite de rupture) puis tracer la courbe.

Dans le cas d'une section cylindrique mince d'épaisseur  $e$  et de module de déformation  $E_b$  les grandeurs suscitées sont données par les relations suivantes :

$$K_s = \frac{e}{R} E_s$$

$$P_{s_{max}} = \frac{e}{R} \sigma_{s_{max}}$$

- d. Phase N°4 : Équilibre final

L' intersection de la courbe caractéristique du terrain et la courbe caractéristique du soutènement donne la pression et le déplacement du soutènement à l'équilibre.

Si cette pression n'est pas admissible, un autre soutènement sera envisagé. Ainsi, en faisant varier les caractéristiques de ce dernier (épaisseur du béton projeté, dimensions et écartement des cintres) on peut en déduire le soutènement optimal compte tenu des convergences maximales.

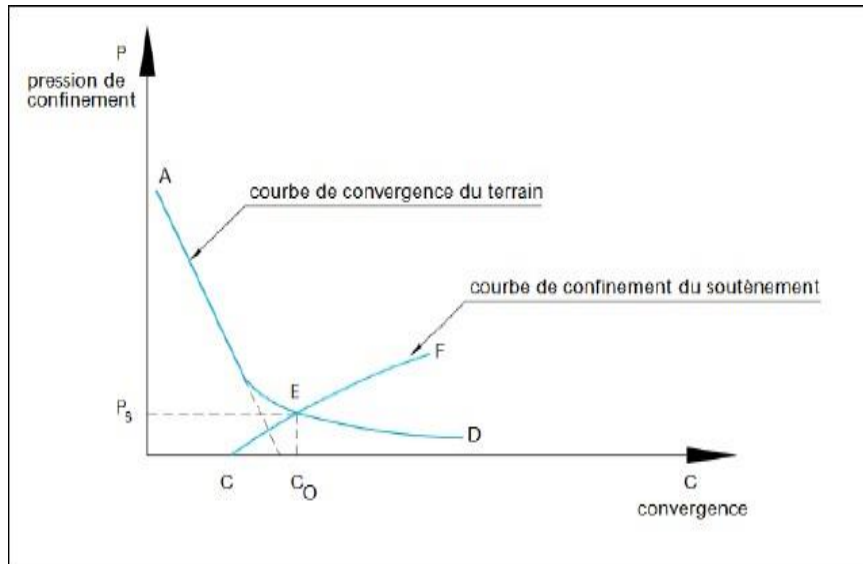


Figure III.5: Equilibre final.

## 7 Conclusion

Dans ce chapitre, on a abordé les méthodes principales du calcul et du dimensionnement des tunnels à partir de classifications des massifs rocheux. Ces méthodes de calcul reposent sur des considérations théoriques, empiriques et numériques. Les méthodes empiriques globales telle que la classification de l'AFTES permettent d'orienter le choix du type de soutènement, mais ne suffisent pas à vérifier la stabilité du tunnel. Les méthodes analytiques, telle que la méthode de convergence-confinement, servent souvent d'approche pour l'utilisation ultérieure de méthodes numériques plus précieuses, telles que la méthode des éléments finis par exemple.

Dans la méthode convergence-confinement le passage de l'aspect tridimensionnel à l'aspect bidimensionnel du problème du creusement d'un tunnel est basé sur le concept du taux de déconfinement  $\lambda$ . Cependant sa valeur est choisie généralement de façon plus ou moins arbitraire à cause de la difficulté de comprendre l'influence de la multiplicité des facteurs qui caractérisent un projet réel, tels que le type de sol, la technique de creusement et les pré-soutènements mis en place.

**Chapitre IV :**  
**RECONNAISSANCE DU**  
**SITE**

## Chapitre IV : RECONNAISSANCE DU SITE

### 1 Introduction

Les conditions géologiques et hydrogéologiques sont, plus que tout autre, des facteurs déterminants du degré de difficulté et du coût de réalisation d'un ouvrage souterrain. Ces conditions ont une grande influence sur le choix des méthodes d'excavation, des soutènements et des revêtements. Il est nécessaire de prévoir dès le début du projet, tous les moyens pour obtenir une image aussi complète que possible des caractéristiques du massif rocheux à traverser : matériels et techniques adéquats, hommes compétents (géologues, hydrogéologues, géotechniciens), délais suffisants pour réaliser les travaux de reconnaissance souvent caractérisés par des accès et des conditions de réalisation difficiles.

Dans ce chapitre nous allons présenter la campagne géotechnique qui a été exécuté dans la zone d'étude.

### 2 Présentation du projet

Le métro d'Alger parcourt 13.5 kilomètres le long de la ville. Lorsque il a été ouvert en 2011, 10 stations fonctionnaient. En 2015, 4 stations de plus furent intégrées. Le réseau a 14 trains de 6 wagons chacun. Fabriqués par l'entreprise espagnole CAF, les trains mesurent 108 mètres de long et peuvent transporter 1 216 personnes, dont 208 assises des deux côtés des wagons. Basé sur ce chiffre, le métro d'Alger peut transporter environ 41 000 voyageurs par heure, 150 millions de voyages avec environ 16 millions de passagers.

### 3 Présentation de l'ouvrage

Dans le but de faciliter les déplacements des citoyens via un moyen de transport confortable et sécurisé, le ministère de transports a décidé de réaliser l'exécution de l'étude préliminaire de trois extensions de métro d'Alger.

- Extension el Harrach centre-Dar El Beida (Lot1).
- Extension Ain Naadja-Baraki (lot2).
- Extension Place des Martyres-Bab El oued-Chevalley (lot3).

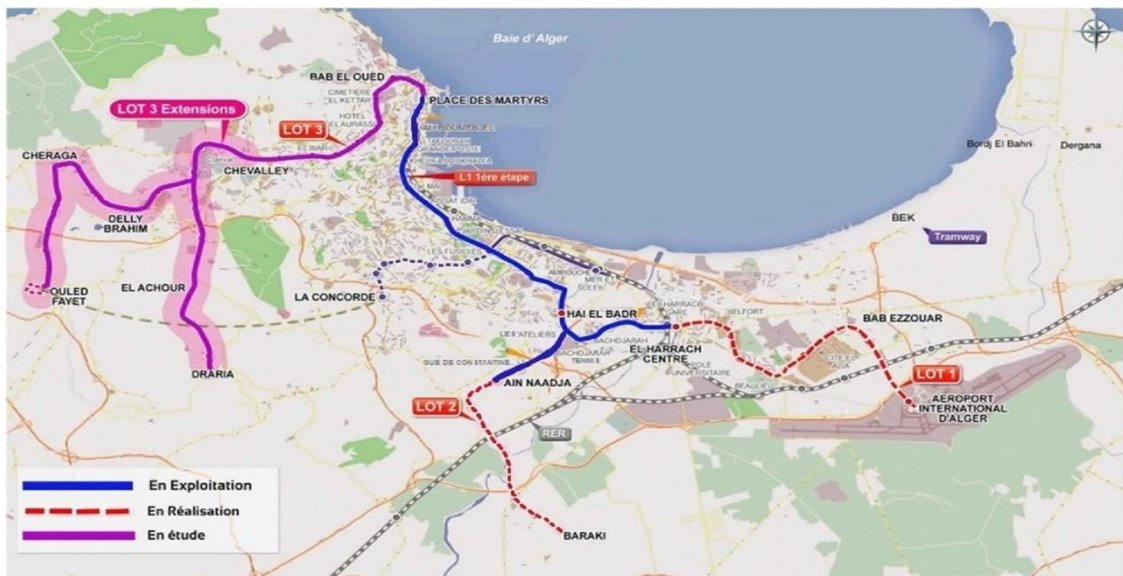


Figure IV 1 : Vue d'ensemble du projet de métro d'Alger (les 3 extensions)

#### 4 Description de l'extension Ain Naâdja-Baraki

L'extension du métro d'Alger allant de Ain Naâdja à Baraki s'étend sur une longueur de 6 km avec 6 stations et un viaduc reliant la station Mohamed Boudiaf à la station Mohamed Belarbi et qui traverse en hauteur la ligne ferroviaire de la SNTF, la Route Nationale N°38 et Oued El Harrach et comporte deux stations élevées : la station Ain Nâadja Gare et la station Futur Parc Urbain. Cette extension permet l'accessibilité au centre de Baraki et permet aussi une connexion avec le train au niveau de la Gare Ferroviaire de Gué de Constantine et la future gare intermodale de cette commune. Les six stations de cette extension sont :

- Station Mohamed Boudiaf.
- Station Ain Naadja Gare.
- Station Future Parc Urbain.
- Station Mohamed Belardi.
- Station Le Jardin.
- Station Cité 2004

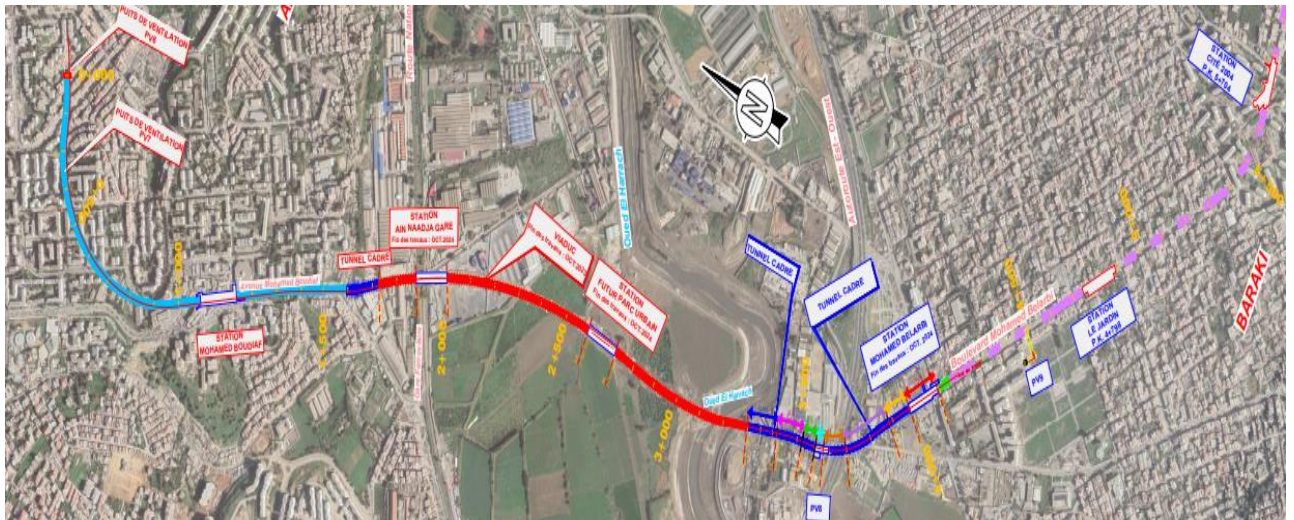


Figure IV 2 : Tracé du plan d'ensemble de l'extension C ligne 1 du lot 2.

## 5 Section à étudier

Dans notre projet on s'intéresse à étudier un tronçon sous un bâtiment, le choix de la section est déterminée à partir du segment D09 pour un PK 0+0.00 à PK0+208.85.

Les dimensions générales du tunnel a étudié sont:

- Longueur totale : 208.85 m
- Largeur du tunnel : 9.82 m
- Hauteur du tunnel : 8.69 m

## 6 Tracé en plan

Le tracé en plan représente la projection à une échelle réduite du tunnel sur un plan horizontal. Pour ce projet il est donné par le plan suivant ;



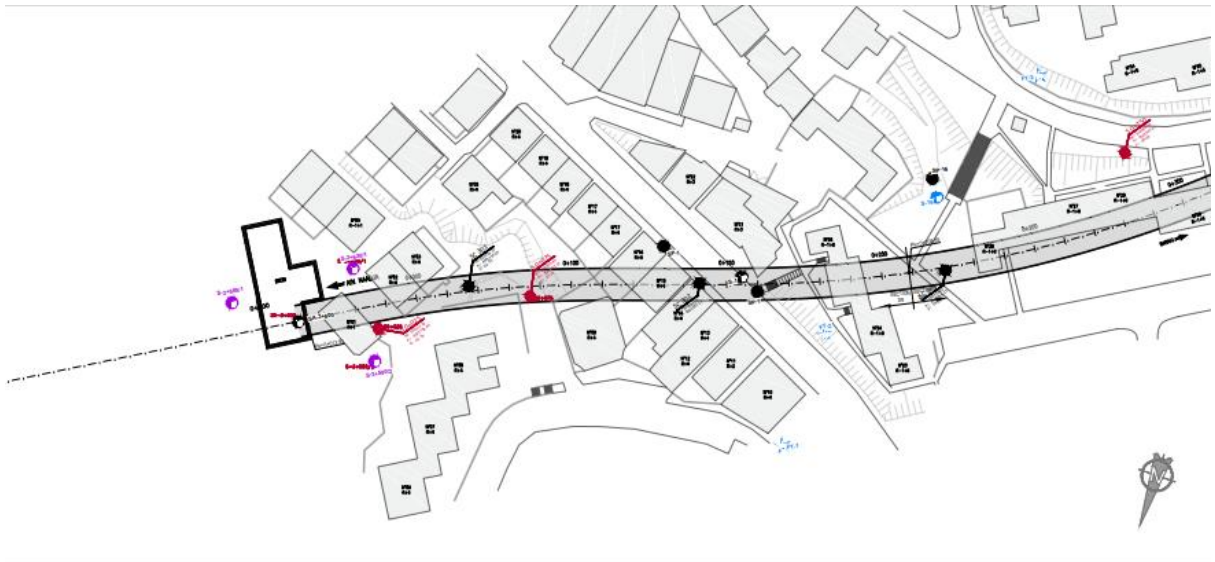


Figure IV 3: Vue en plan du segment D9

## 7 Profil en travers

- Le plan en travers du tunnel est donné ci-dessous :

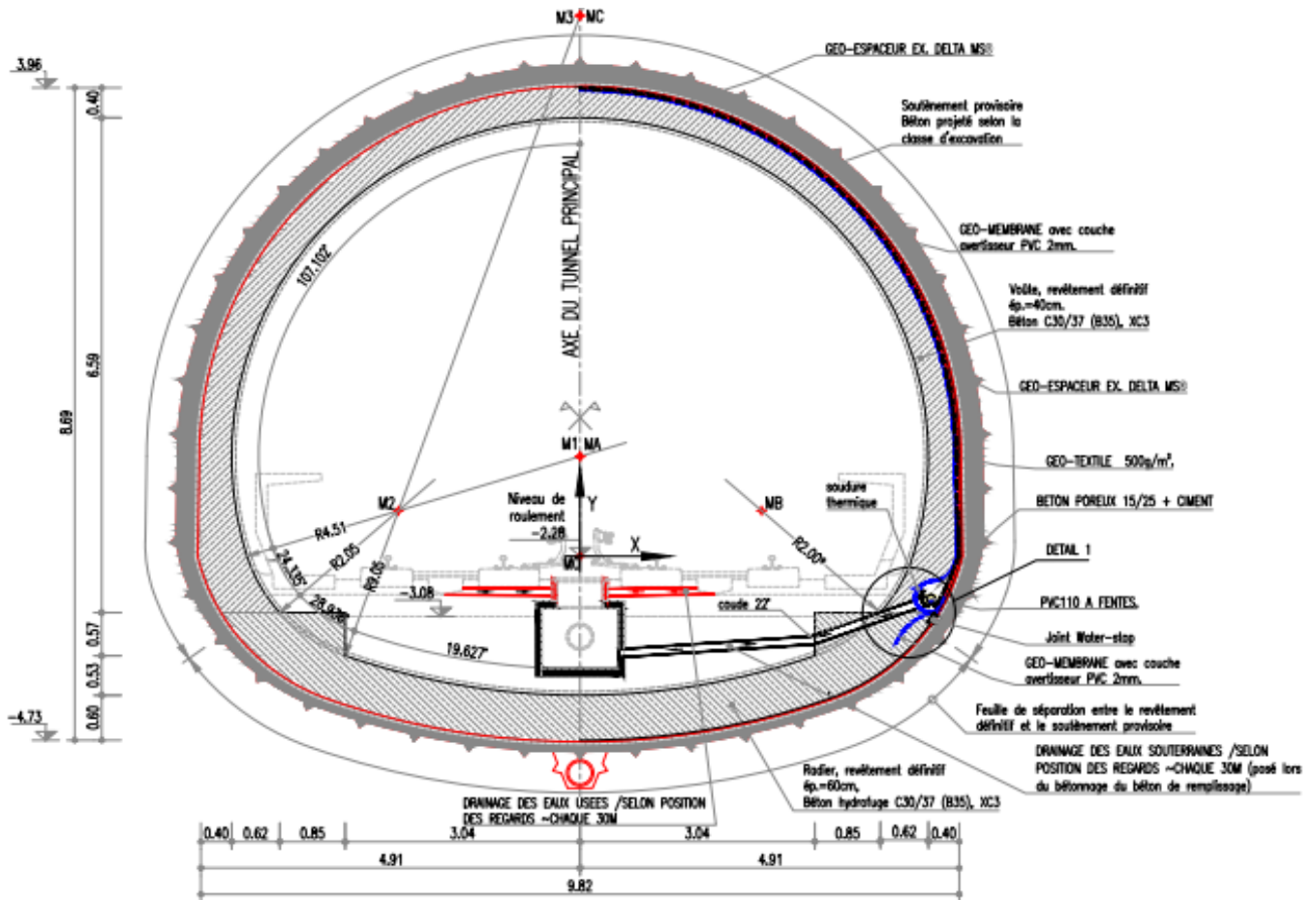


Figure IV 4 : Coupes transversales de la section D9

## 8 Caractéristiques géométrique

La géométrie du tunnel est constituée :

- **Calotte** : correspondent à la demi-section supérieure, avec une hauteur de à peu près 5 m, et une largeur aussi, d'environ 5 m, avec la même géométrie de la voûte du tunnel.
- **Stross** : la fraction inférieure de la section avec une géométrie approximativement rectangulaire, de largeur de l'ordre 10 m et la hauteur de 1,6 m.
- **Radier** : avec la forme de voûte inversi et une hauteur variable de 3 m maximum et la largeur de 10 m, à peu près.

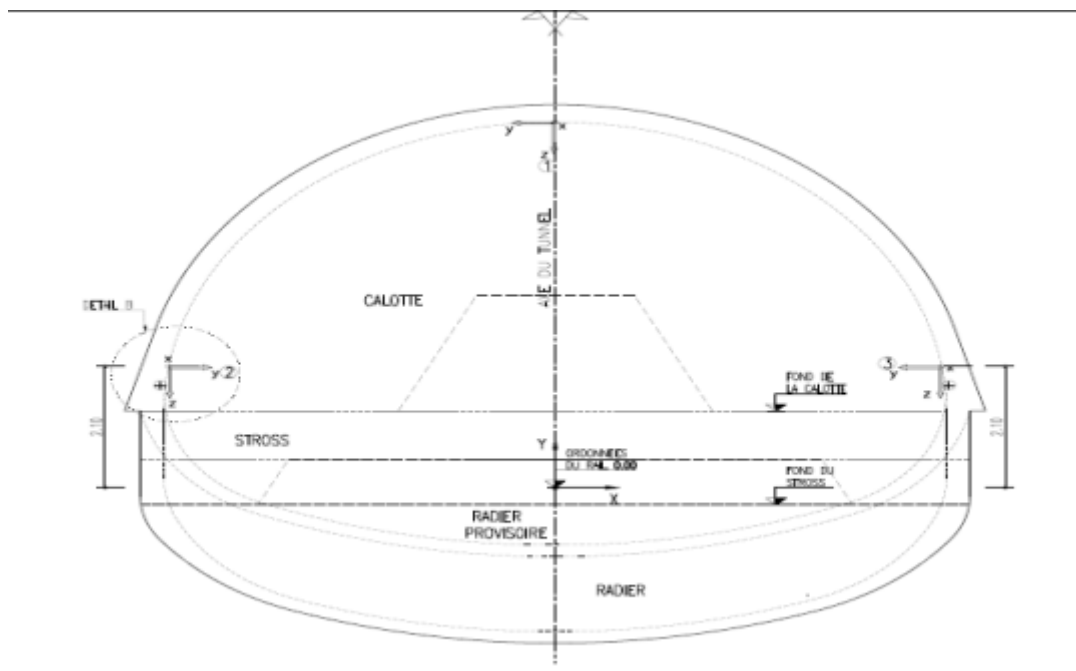


Figure IV 5 : Dimensions de l'excavation

## 9 Géologie en Algérie

Le relief de l'Algérie est constitué de trois grands ensembles : le Tell au Nord, les hauts plateaux et l'Atlas saharien au centre, et le Sahara au Sud.

**Le tell** : C'est une étroite bande côtière de 1200 km de long et de 100 à 200 km de large. Elle est délimitée au Sud par une chaîne de montagne, plus ou moins parallèle au littoral, et qui s'étend de la région de Tlemcen à l'Ouest, à la frontière tunisienne à l'Est.

**Les hauts plateaux et l'atlas saharien** : Après avoir franchi l'Atlas tellien, on entre dans un grand ensemble de plaines et de hauts plateaux semi-arides qui courent en diagonale depuis la frontière marocaine jusqu'au nord-est de l'Algérie.

**Le Sahara :** Il couvre environ 85 % du territoire algérien (2 000 km d'Est en Ouest, 1 500 km du Nord au Sud).

D'un point de vue tectonique, l'Algérie est divisée en deux unités majeures séparées par la faille sud-atlasique :

-Le Nord de l'Algérie, qui porte l'empreinte de la tectonique alpine.

-la plate-forme saharienne, relativement stable, où la tectonique est moins prononcée.



Figure IV 6 : Carte géotectonique du nord algérien.

## 10 Géologie Régionale

L'aire d'étude est située entre les zones d'Ain Naadja et Baraki. La limite nord de la zone d'étude passe à 7 kilomètres au sud d'Alger. Au Nord-Ouest apparaît le flanc sud de l'anticlinal du Sahel d'Alger formant, dans l'ensemble, un plan incliné, découpé par de très courts oueds débouchant dans l'Harrach. La surface structurale primitive formée de terrain d'âge pliocène supérieur y a été, en grande partie, respectée par l'érosion.

Dans sa partie médiane, le tracé est traversé du Nord-Est au Sud-Ouest par la Mitidja. Cette riche plaine, de formation très récente, est due au remblaiement d'un vaste synclinal ou « flexure-graben » post-astien. Ces formations correspondent au remplissage sédimentaire du bassin de la Mitidja et couvrent une large surface aux alentours d'Alger où elles représentent le substratum sur lequel s'étant la ville. Les unités lithologiques différenciées dans le tronçon en étude sont :

- Terrain Tertiaire (Villafranchien)

- Terrain Quaternaire Ancien : Plio-Quaternaire
- Terrain Quaternaire Récent : Holocène
- Changements Anthropogènes II

## 11 Géologie Régionale de la zone

Dans notre projet, l'air de l'étude est situé entre les zones d'Ain Naadja et Beraki (extension C Ligne 1 Lot 2). Dans cette partie on va présenter les différentes conditions géologiques hydrogéologiques et géotechniques du sol qui contient le tunnel.

Le tunnel minier de la section D9 se développe entre le pk 0+000 et le PK 0+208,85, donc la longueur total est de 208,85 m. Lelong du parcours du tunnel nous rencontrons des matériaux qui appartiennent aux Tertiaires et Quaternaires.

### 11.1 Tertiaire – Astien

Il est caractérisé par des dépôts marins peu profonds, représentés par une succession lithologique qui comprend, de manière générale, de la base vers le haut les faciès suivants :

Marno-sableuse, calcaréo-gréseuse, mollassique et sablo-argileuse, dénommée Molasse Astienne. Ces faciès présentent des intercalations et des fréquents changements latéraux. Elles ont été considérées au cours de l'étude géologique de la section D9 comme TG (Grès), TS (Sables et sables argileux avec des niveaux de conglomérats et des bancs de grès)

### 11.2 Quaternaire

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

#### • Formation QM :

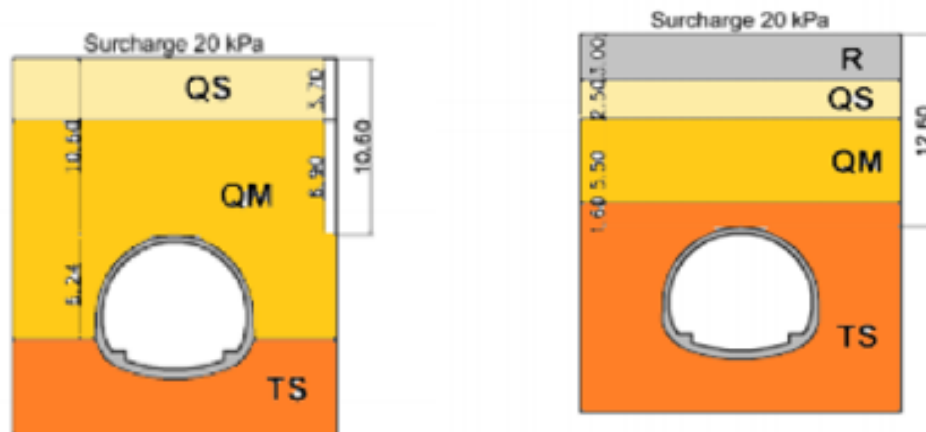
Marnes jaunes d'El Harrach : dépôts d'argiles et marnes jaunes, dites de El Harrach et de grès sableux jaunes à stratification entrecroisée, avec parfois des niveaux de galets et des lumachelles témoignant d'un milieu littoral agité, avant que la mer reprenne son retrait généralisé. Cette formation a été identifié en profondeur, dans les sondages SA3+600, S3+580/2, S3+630/1, S0+025 ; S0+075 ; S16 ; S301 ; S302 ; S303

#### • Formation QS :

Il se compose d'un ensemble détritique correspondant au démantèlement des reliefs en voie de surrection, constitué aussi bien de faciès argileuses, sableuses et à galets. Cette formation a été identifiée en profondeur dans les sondages S0+025 et S0+075

#### • Formation QA

Il se compose d'un ensemble détritique correspondant à une importante sédimentation fluvio-continentale qui se poursuit dans les plaines alluviales. Ils sont constitués de faciès argileux de couleur rougeâtre et marron formé d'argiles, et d'argile sableux avec cailloux, qui peuvent facilement être confondus avec les remblais anthropiques présents dans la zone. Cette formation a été identifiée en profondeur dans les sondages S3+580/2, S3+630/1, S0+025 ; S0+075 et S16



Model 01 : (pk 0+176.50 à 200.50) surface libre Model 02 : (pk 0+200.50 à 208.85) surface libre

Figure IV 7 : Modèles de sol distinct sur le tracé

## 12 Cadre sismique

### • Classification des zones sismiques

Le territoire algérien est divisé en cinq zones de sismicités croissantes :

- Zone 0 : sismicité négligeable.
- Zone I : sismicité faible.
- Zone II a : sismicité moyenne.
- Zone II b : sismicité élevée.
- Zone III : sismicité très élevée.





D'après ce zonage, la région en étude, où est implantée la section D9 du tunnel, est classée en tant que Zone sismique III

(Sismicité très élevée), doivent être considérés comme ouvrages d'importance stratégique qui correspondent au groupe 1. Sur la base de ces informations, le coefficient d'accélération sismique est égale à  $A=0,40$  g.

### 13 Essais in-situ

Le programme de reconnaissance géotechnique est réalisé afin d'avoir le maximum d'information sur le sol au voisinage et les terrains d'emprise du rameau avant la phase de creusement et afin d'établir un zonage en profondeur, selon les caractéristiques géotechniques et les paramètres géomécaniques de chaque horizon (formation). Le programme a compris l'exécution de sondages, des essais pressiométriques, Standard pénétration tests (SPT) et l'installation de piézomètres.

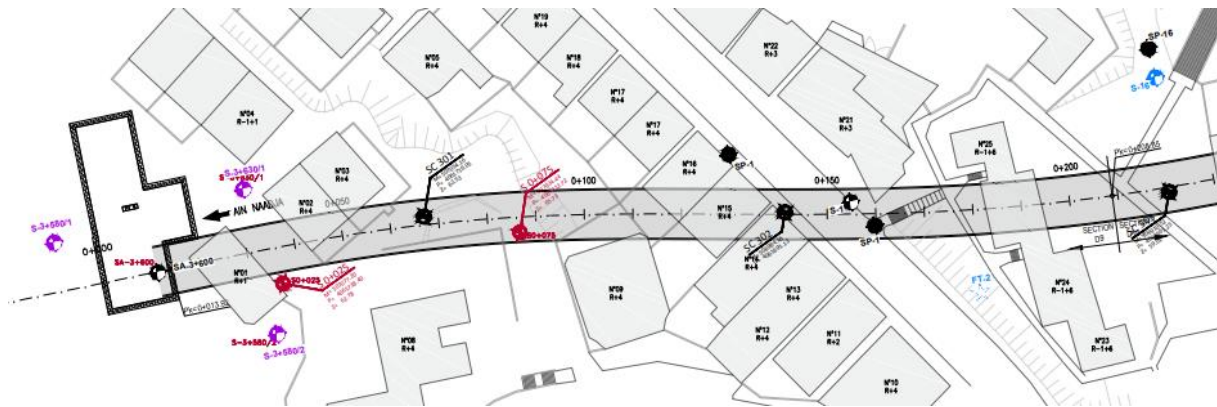


Figure IV 9 : Implantation des sondages sur site

#### 13.1 Sondages carottés

Les sondages carottés fournissent les renseignements les plus précieux, car ils permettent de voir la perméabilité du sol, de prélever des échantillons pour les soumettre aux essais géotechniques et de poser des piézomètres pour préciser les niveaux des nappes. Les logs géotechniques réalisés comprennent en parallèle une description géologique des carottes de sondages et le taux de résistance du sol par l'enregistrement du nombre de coup pour une pénétration de 45cm du carottier SPT.

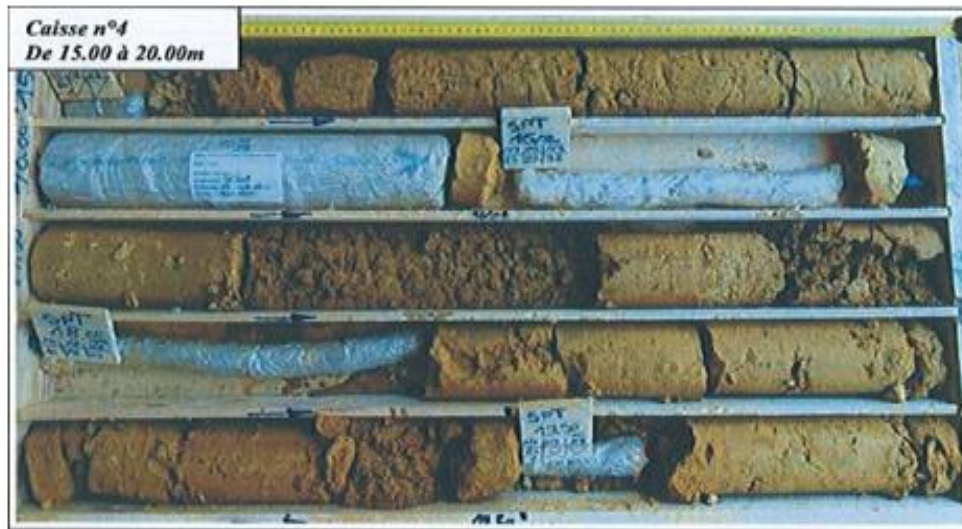


Figure IV 10 : Sondage carotté SC301

Les tableaux 2, 3,4,5,6 et 7 indiquent les profondeurs et épaisseurs aux quelles les différents unités sont détectées en divers sondages exécutée au long de la section D9 de tunnel

Tableau IV. 2: Sondage Remblais. Unité R

UNITE – R				
Sondage N°	Localisation PK	Profondeur (m)	Épaisseur (m)	Description Lithologique
SA3+600	0+000	0,00-13,00	13,00	Argile, terre végétale, débris exogène de couleur marron ocre à brun très oxydé
S 3+580/2	0+022	0,00-0,80	0,80	Argile plastique ocre à petits galets cm divers
S 3+630/1	0+019	0,00+1,80	1,80	Remblais argileux
S0+025	0+025	0.00-3.00	3.00	Remblais
S-16	0+210	0.00-3.00	3.00	Couche de remblai (argile graveleuse)



SC301	0+067	0.00-4.80	4.80	Remblais récent limono-argileux, mêlé de graviers et de petits blocs
SC302	0+144	0.00-0.90	0.90	Remblais récent limono-argileux
SC303	0+220	0.00-5.00	5.00	Remblais récent limono-argileux, mêlé de graviers avec une de béton

Tableau IV. 3: Sondage Remblais. Unité R

UNITE – QA				
Sondage N°	Localisation PK	Profondeur (m)	Épaisseur (m)	Description Lithologique
S 3+580/2	0+022	0,80-8,40	7,6	Argile marneuse plastique grisâtre rougeâtre
S 3+630/1	0+019	1,80-8,20	6,40	Argile plastique rougeâtre à granules carbonatés
S0+025	0+025	3,30-5,10	1,80	Argile brune sableuse
S0+075	0+075	0,0-1,80	1,80	Argile jaune kaolin
S-16(*)	0+210	3,00-8,70	5,70	Argile caillouteuse à concrétions carbonatés, jaune brunâtre.

Tableau IV. 4: Sondage Argile sableuse ou sable argileuse avec galets

UNITE - QS				
Sondage N°	Localisation PK	Profondeur (m)	Épaisseur (m)	Description Lithologique
S0+025	0+025	5,10-5,50	0,40	Sable à galets

S303(*)	0+220	5.00-7.50	2.50	Argile sableuse limoneuse rougeâtre
S0+075	0+075	1,80-6,10	4,3	Argile sableuse brune à galets.

Tableau IV. 5: Sondage Marne Jaune d'el Harrach Unité QM

UNITE - QM				
Sondage N°	Localisation PK	Profondeur (m)	Épaisseur (m)	Description Lithologique
SA3+600	0+000	13,00-14,50	1,5	Marne bariolée compacte
S 3+580/2	0+022	8,40-20,00 (fin)	11,60	Argile marneuse plastique ocre à taches gris clair
S 3+630/1	0+019	8,20-20,00 (fin)	11,80	Argile marneuse plastique ocre
S0+025	0+025	5,50-17,00	11,50	Marne Jaune à Kaolin bleu parfois blanchâtre. Sable fin de couleur brun à galets. Marne sableuse consistante jaunâtre à kaolin
S0+075	0+075	6,00-21,50	15,5	Marne sableuse consistante jaunâtre. Marne verte/ Jaune à Kaolin bleu
S-16	0+210	8,70-13,00	4,30	Argile sablo-limoneuse jaunâtre, Argile limoneuse à concrétions carbonatés, jaunâtre. Argile limoneuse jaunâtre.
SC301	0+067	4,80-17,20	12,40	Marne argileuse jaunâtre.
SC302	0+144	0,90-15,00	14,10	Marne sableuse plastique à ferme de couleur jaune avec passage de sable lâche à grains moyen marneuse et présence rares de galets (3 à 6,10).

SC303 (*)	0+220	7,50-10,00	3,50	Marne argileuse jaunâtre. Marne verdâtre à kaolin blanc
-----------	-------	------------	------	---

Tableau IV.6: Sondage Grés Unité TG

UNITE – TG				
Sondage N°	Localisation PK	Profondeur (m)	Épaisseur (m)	Description Lithologique
SC301	0+067	22,85-30,00	7,15	Grés à ciment carbonaté de faible cohésion déstructurés en petits blocs parfois se réduisant complètement en sable, avec niveaux de grés vacuolaires y sont intercalés avec des grés blanchâtres coquillés
SC303 (*)	0+220	14,00-30,00	16,00	Grés fin massif brunâtre à patine avec un ciment carbonaté qui devient parfois blanchâtre. On note que dans la partie médiane, la formation est complètement déstructurée et désagrégée en sable et galets. Il est vacuolaire à cohésion moyenne à certains niveaux assez épais. Entre 18.00 et 18,50 il présente un passage coquillé

Tableau IV.7: Sondage Sable jaune à marron avec passages de grés. Unite - Ts

UNITE – Ts				
Sondage N°	Localisation PK	Profondeur (m)	Épaisseur (m)	Description Lithologique
SA3+600	0+000	14,50-25,00	10,50	Sable
S0+025	0+025	17,00-21,00	4,00	Sable graveleux (avec de graviers de 1,5 cm. Grès beige dure. Sable
S0+075	0+075	21,50-22,00	0,50	Sable brun pulvérulent

S-16	0+210	13,00-26,00	13,00	Alternance grés-conglomérat. Argile sablo-limoneuse parfois consolidée. Grés à grains fins de couleur jaune. Sable caillouteux, argileux, beige. Alternance de sable limoneux et de grés fins de couleur jaunâtre
SC301	0+067	17,20-22,85	5,65	Sable fin à moyen, alternant niveaux ferme et cohérents avec niveaux lâches et pulvérulents contenant des nodules limoneux.
SC302	0+144	10,00-15,00	15,00	Sable fin lâche jaunâtre à brun
SC303 (*)	0+220	10,00-14,00	4,00	Sable ferme légèrement argileux de couleur jaunâtre

Grace à ces multiples sondages, nous avons pu connaitre les propriétés et les caractéristiques de chaque couche de sol de cette région afin de la traiter de manière appropriée lors du creusement et aussi d'améliorer ses propriétés chimiques si nécessaire

On peut montrer la lithologie du site et tracer une coupe transversale des couches de sol de cette zone sur la base des résultats obtenus à partir de ces sondages

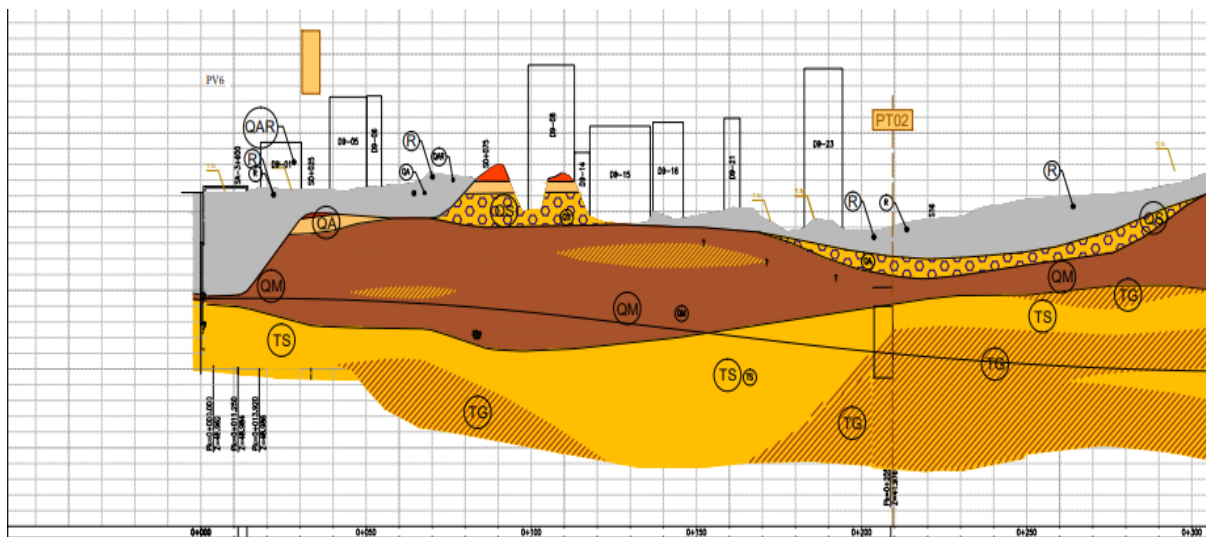


Figure IV 11 : Profil en log du tronçon 9 qui montre la lithologie du site

## 13.2 Essai Piézométrique

Tableau IV. 6 : Localisation des Piézomètres en Section D9

Phases du Projet	Sondages	Localisation	Longueur	Niveau Piézométrique	
[Etude 2014]	S0+025	0+025	21	-	-
	S0+075	0+075	22	03-06-2014	20

Dans cette section D9, sauf pour les premiers 11 mètres, à peu près, dans lesquels le tunnel s'en développe en remblais, il est prévu que les travaux d'excavation, au niveau de la voûte, ne sont pas affectés par l'eau, mais il y a une grande probabilité d'affluence de l'eau au cours de l'excavation au milieu de la section du tunnel et au radier dans les formations TS.

Dans les sédiments Quaternaire, les conditions hydrogéologiques sont caractérisés par des petites nappes locales, isolées et temporaires sans avoir des volumes considérables (nappes suspendues).

Néanmoins pendant le temps des fortes pluies, il est probable d'avoir des apparitions d'eaux à travers des couches sableuses perméables.

## 13.3 Résultats des essais Pressiométriques

Afin de déterminer le module de déformation du sol, des essais par sonde pressiométrique du type Menard sont exécutés. Ces essais comprennent la réalisation d'une dizaine de paliers de pressions, jusqu'à la rupture de la formation afin d'établir la pression limite des matériaux à chaque essai. Le relevé des déformations devra être fait à chaque palier de pression toutes les 15, 30 secondes et 1 minute après l'application de chacun des paliers de pression. Les résultats des essais sont donnés ci-dessous :

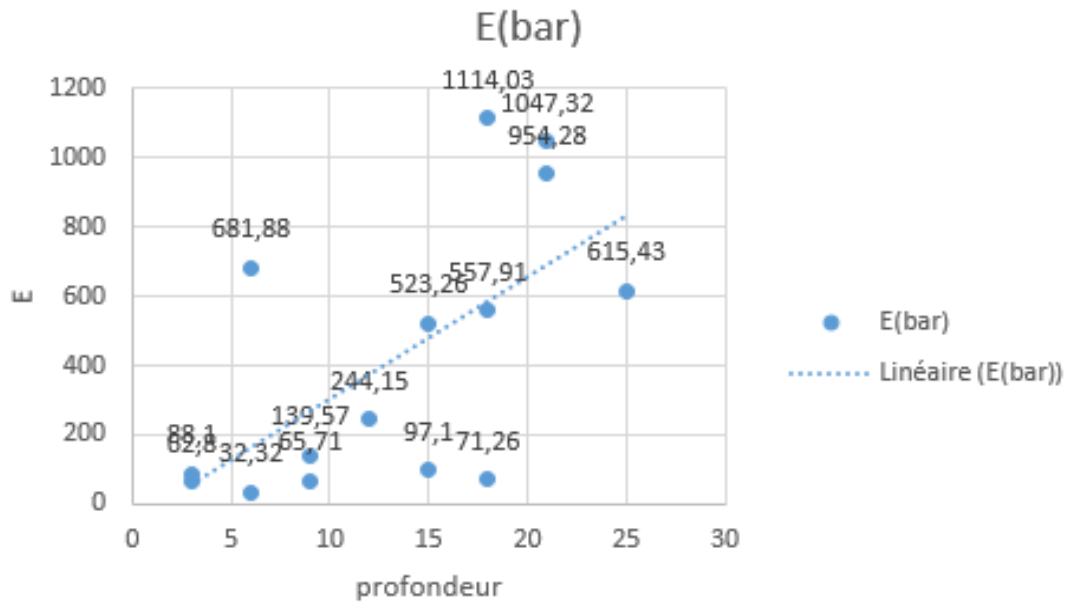


Figure IV 12 : Courbe de module pressiométrique

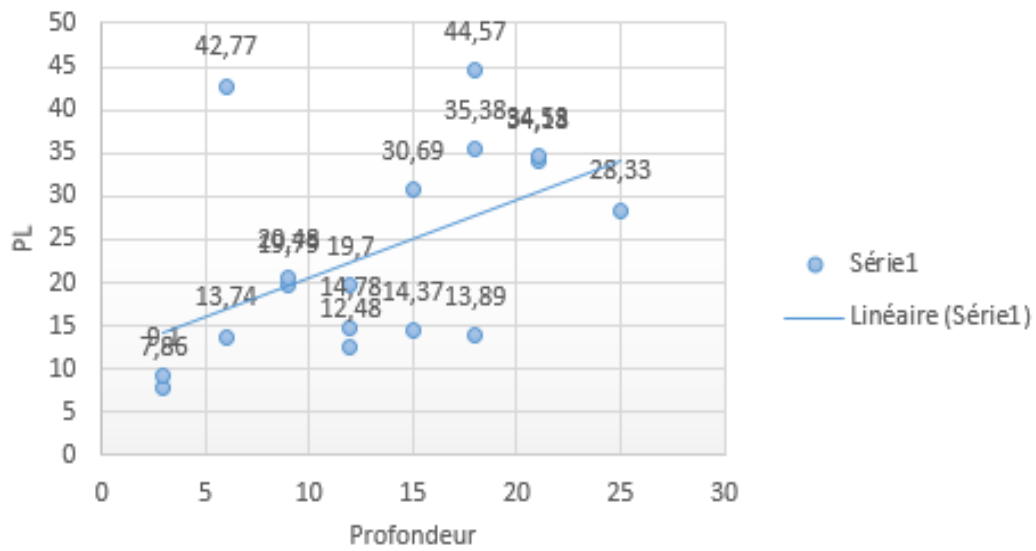


Figure IV 13 : Courbe de pression limite

### 13.4 Résultats des Essais SPT

Les graphes suivants montrent les résultats des essais SPT enregistrés dans les sondages et leur correspondance avec l'unité géotechnique.

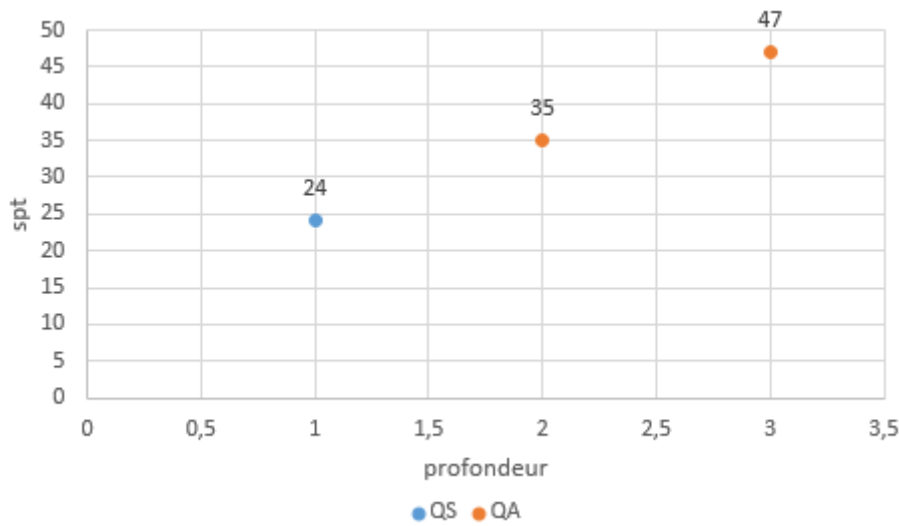


Figure IV 14 : Nuage des points de l'unité QS et QA

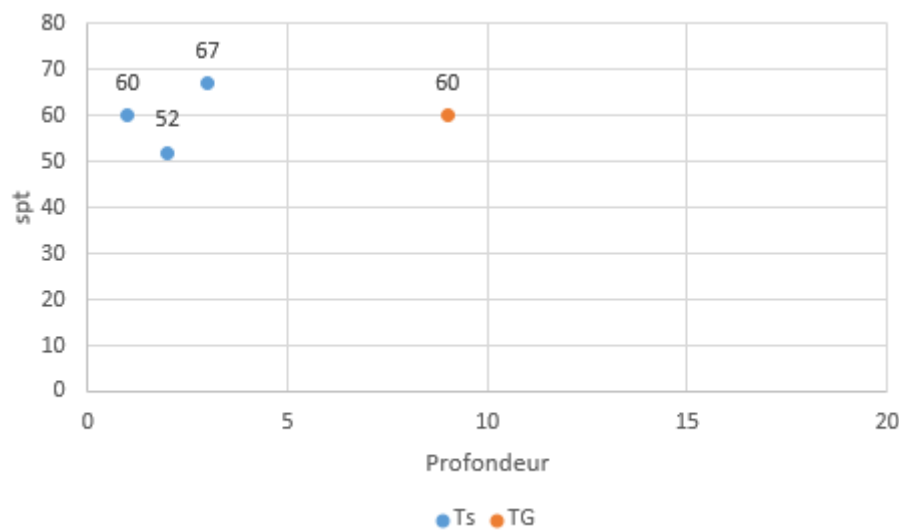


Figure IV 15 : Nuage des points de l'unité TS et TG

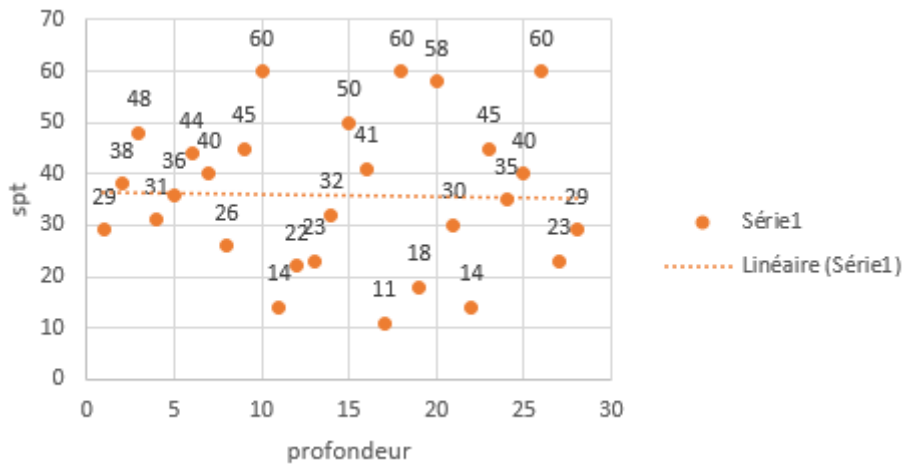


Figure IV 16 : Nuage des points de l'unité QM

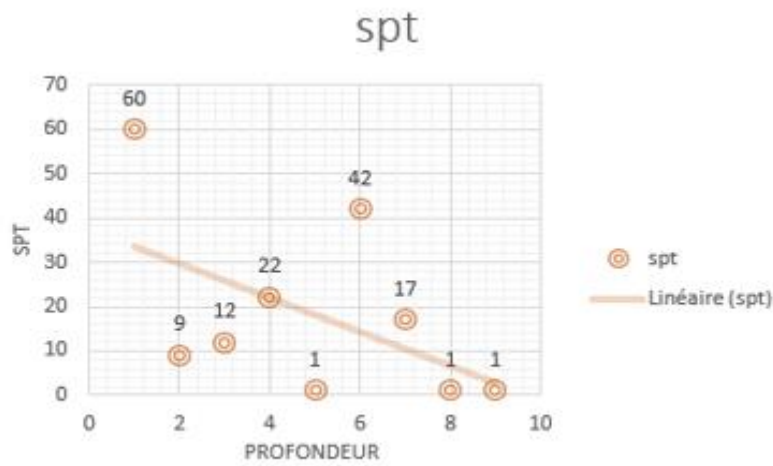


Figure IV 17 : Nuage des points de l'unité QR

## 14 Essais de Laboratoire

Plusieurs essais de laboratoire ont été effectués sur les échantillons, notamment :

- Teneur en eau
- Densité sèche et humide
- Analyse Granulométrique
- Limites d'Atterberg
- Cisaillement rectiligne à la boîte
- Compressibilité à l'œdomètre
- Analyse Chimique du Sol

Sur les tableaux 9,10 ,11, 12,13, 14,e 15 il est présenté un résumé des essais de laboratoire effectués par



unité géotechnique identifié tout au long de la section en étude

Tableau IV. 7: Section D9. Résumés des essais de laboratoire Unité QA. Essais d'identification

UNITE	Sondage	Profondeur (m)	A. Granulométrique			Limites d'Atterberg			$\gamma_h$ (KN/m3)	$\gamma_d$ (KN/m3)	W (%)	Sr (%)
			2 mm	< 0,08	< 0,063	WP (%)	WL (%)	IP (%)				
QA	S3+580/2	3 - 3,30	-	59,47		25	37	12	21,55	18,74	15	91,9
	S3+580/2	3,3 - 3,70	-	62,28		24	36	12	21,76	18,85	15	96,52
	S0+025	4,70-5,10	82,72	-	69,76	32	64	32	18,3	15,6	17	65,82
	S16	6,80 -7,00	-	-	-	-	-	-	-	-	14	99
	S16	9,8-10	99,24	47,92	-	-	-	-	-	-	12	78

Tableau IV. 8: Section D9. Résumés des essais de laboratoire Unité QA. Essais de résistance

UNITE	Sondage	Profondeur (m)	Cisaillement rectiligne UU		Cisaillement rectiligne CU		$\sigma_c$ MPa
			Cu (KN/m2)	$\varphi_u$ (degree)	Cu (KN/m2)	$\varphi_u$ (degree)	
QA	S3+580/2	3,3 - 3,70	61	16,74	-	-	-
	S0+025	4,70-5,10	32	1,58	24	13,5	-

Tableau IV. 9 : Section D9. Résumés des essais de laboratoire Unité QM. Essais d'identification

UNITE	Sondage	Profondeur (m)	A. Granulométrique			Limites d'Atterberg			$\gamma_h$ (KN/m3)	$\gamma_d$ (KN/m3)	W (%)	Sr (%)
			2 mm	< 0,08	< 0,063	WP (%)	WL (%)	IP (%)				

Q <sub>M</sub>	SA 3+600	13,40-13,70	-	93	-	31	65	34	20,3	16,4	24	99
	SA 3+600	14,00-14,40	-	98	-	32	71	39	20,02	16,3	24	99,5
	S3+580/2	17,00-17,30	-	99,28	-	32	63	31	20,64	17	21	98,19
	S0+025	6,20-6,60	70,72	-	63,84	28	56	28	20,5	17,1	20	96,02
	S0+025	9,80 - 10,20	96,88	-	76,32	17	35	18	20,5	16,5	24	100
	S0+025	12,50-13,00	95,12	-	58,16	-	-	-	22,1	19,5	13	98
	S0+025	15,50-15,90	90,12	-	89,04	39	78	39	21,2	17,5	21	100
	S0+075	7,10-7,50	30,12	-	88,48	17	47	30	21,5	18,5	16	98,52
	S0+075	8,90-9,30	97,24	-	92,28	44	78	34	19,3	15,9	21	84,66
	S0+075	10,40-10,80	95,52	-	93,28	38	76	38	22,2	18,5	20	100

Tableau IV. 10: Section D9. Résumés des essais de laboratoire Unité QM. Essais de résistance

UNITE	Sondage	Profondeur (m)	A. Granulométrique			Limites d'Atterberg			$\gamma_h$ (KN/m <sup>3</sup> )	$\gamma_d$ (KN/m <sup>3</sup> )	W (%)	Sr (%)
			2 mm	< 0,08	< 0,063	WP (%)	WL (%)	IP (%)				
QM	S0+075	11,20-11,60	97,92	-	54,24	27	55	28	19,4	17	14	66,17
	S0+075	13,60-14,00	97,24	-	88,84	27	55	28	21	17,2	22	100
	S0+075	15,00-15,60	96,64	-	89,28	28	55	27	21,3	17,8	19	100
	S0+075	18,50-18,90	98,08	-	53,6	13	28	15	22,2	19,5	14	100
	S16	12,40-12,70	-	-	-	25	42	17	-	-	14	74
	S16	13,30-13,90	-	37,16	-	-	-	-	-	-	22	96
	SC301	7,00 - 7,75	98,31	81,78	-	19	40	20	21,42	13,8	17	-
	SC301	16,00 - 16,45	99,06	71,23	-	26	56	30	20,12	16	25,7	-
	SC303	7,00 - 7,75	91,67	70,83	-	22	40	18	21,09	17,8	18,3	-

Tableau IV. 11: Section D9. Résumés des essais de laboratoire Unité QM. Essais de résistance

UNITE	Sondage	Profondeur (m)	Cisaillement rectiligne UU		Cisaillement rectiligne CU		$\sigma_c$
			Cu (KN/m <sup>2</sup> )	$\varphi_u$ (degree)	Cu (KN/m <sup>2</sup> )	$\varphi_u$ (degree)	
QM	SA 3+600	13,40-13,70	-	-	43	26	-
	SA 3+600	14,00-14,40	-	-	22	21	-
	S3+580/2	17,00-17,30	67	9,3	-	-	-
	S0+025	6,20-6,60	33	0,859	25	15	-
	S0+025	9,80 - 10,20	33	1,432	33	14	-
	S0+025	12,50-13,00	38	0,859	36	13	-
	S0+025	15,50-15,90	40	0,931	29	14	-
	S0+075	7,10-7,50	45	1,289	27,5	12	-

S0+075	8,90-9,30	38	0,573	37	16	-
S0+075	10,40-10,80	27	0,43	22	12	-
S0+075	11,20-11,60	39	0,859	34	13	-
S0+075	13,60-14,00	37	0,143	33	13	-
S0+075	15,00-15,60	42	0,215	32	14	-
S0+075	18,50-18,90	35	0,201	35,5	14	-
SC303	7,00-7,50	-	-	-	-	0,37

Tableau IV. 12: Section D9. Résumés des essais de laboratoire Unité Ts

UNITE	Sondage	Profondeur (m)	A. Granulométrique			Limites d'Atterberg			$\gamma_h$ (KN/m3)	$\gamma_d$ (KN/m3)	W (%)	Sr (%)
			2 mm	< 0,08	< 0,063	WP (%)	WL (%)	IP (%)				
TS	S0+025	20,50-21,00	88,96	-	11	-	-	-	26,4	23,4	12,82	100
	S0+075	21,20-21,50	-	-	71,32	-	-	-	21,4	18,5	15,42	95,19
	S16	20,50-21,10	-	32,92	-	-	-	-	-	-	20	100
	SC301	21,00 – 21,45	98,70	9,09	-	-	-	-	-	-	25,8	-
	SC303	12,50 – 12,90	80	65	-	18	36	18	21,84	18,9	15,5	-

Tableau IV. 13: Section D9. Résumés des essais de laboratoire Unité R. Essais d'identification

UNITE	Sondage	Profondeur (m)	Limites d'Atterberg			$\gamma_h$ (KN/m3)	$\gamma_d$ (KN/m3)	W (%)	Sr (%)
			WP (%)	WL (%)	IP (%)				
R	S0+025	1,70-2,00	31	62	31	19,8	16	23,5	95,34

Tableau IV. 14: Section D9. Résumés des essais de laboratoire Unité R. Essais de résistances

UNITE	Sondage	Profondeur (m)	Cisaillement rectiligne UU		Cisaillement rectiligne CU		$\sigma_c$
			Cu (KN/m2)	$\phi_u$ (degree)	Cu (KN/m2)	$\phi_u$ (degree)	
R	S0+025	1,70-2,00	35	-	32,5	14	-

Pour l'unité QS, ne sont pas identifiés essais de laboratoire

## 15 Calculs effectués

### 15.1 Résistance non drainée

- Corrélation à partir du NSPT pour déterminer  $S_u$

La corrélation la plus utilisée entre la cohésion non drainée ( $s_u$ ) d'une argile et les résultats de l'essai SPT est donnée par Terzaghi & Peck qui est approximativement :

$$s_u/p_a \approx 0,06N, \text{ où } (p_a) \text{ est la pression atmosphérique.}$$

De nombreuses d'autres corrélations ont été proposées, tel qu'illustré dans la Figure 12. Ces corrélations montrent une grande dispersion de relations entre  $N$  et  $s_u$ , qui sont liées avec la nature des matériaux, mais également avec les différents équipements et énergies de l'essai utilisés.

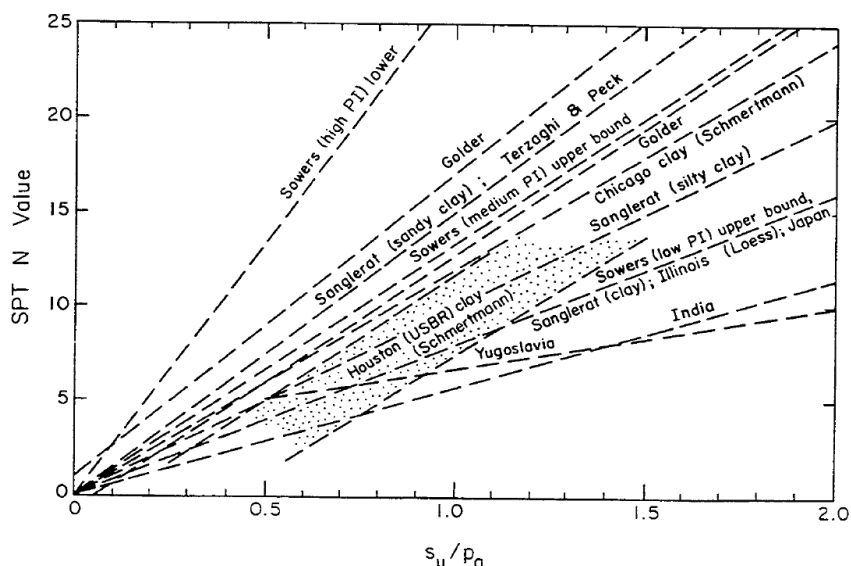


Figure IV 18 : Corrélation entre  $N$  et  $s_u$

À cette phase, on a adopté une approche conservative et on a admis que la corrélation des données pour les argiles et marnes objet de ce document sont proche de la corrélation de Terzaghi & Peck, c'est-à-dire,  $su/pa \approx 0,06N$  et la corrélation de Straud (1974) :  $Su=4,5 N$

- UNITÉ QM

Les valeurs des  $C_u$  obtenues des corrélations est de 165 kPa (Straud) et 220 kPa (Terzaghi & Peck), la valeur adopté est de 150 kPa

### 15.2 Résistance drainée

- Corrélation à partir de l' $I_p$  pour déterminer  $\phi'$

Plusieurs auteurs ont démontré que l'angle de frottement effectif ( $\phi'$ ) peut être corrélé avec l'indice de plasticité ( $I_p$ ). Pour déterminer  $\phi'$  des sols fins, nous avons utilisé la corrélation proposée par Mitchell, J. K. (1976) :

$$\sin \phi' \approx 0,8-0,094 \cdot \ln(I_p)$$

Détermination de la cohésion effective ( $c'$ )

Pour l'estimation de la cohésion effective ( $c'$ ) et l'angle de frottement effectif ( $\phi'$ ) nous avons utilisé l'équation de Mitchell, J. K. (1976), nous avons aussi utilisé les recommandations de Wilun & Starzewski (1975) en fonction de la consistance des sols fin., Le tableau suivant indique les valeurs typiques de  $\phi'$  et  $c'$ ,

Type of soil		$I_D =$	Density index of cohesionless soils			
			1.0	0.67	0.33	0
cohesionless inorganic	gravels, tills, hoggins, etc.	$\phi'$	45°-40°	40°-37°	37°-35°	
	sands: coarse and medium	$\phi'$	40°-38°	38°-35°	35°-32°	
	sands: fine and silty	$\phi'$	37°-35°	35°-32°	32°-28°	
	sands, organic	$\phi'$	30°-25°	25°-22°	22°-18°	
			Consistency of cohesive soils			
			hard or very stiff	stiff	firm	soft to very soft
			$w = w_g$	$I_c = 1.0$	0.75	0.50 0.0
cohesive inorganic	slightly clayey sands, sandy silts, silts $J < 10\%$	$\phi'$	28°-24°	24°-22°	22°-19°	19°-5°
		$c'$	40°-30	30-20	20-15	15-2
		$\phi_u$	25°-20°	20°-16°	16°-10°	10°-7°
	clayey sands, clayey sandy silts, clayey silts, $J = 10-20\%$	$\phi'$	26°-22°	22°-19°	19°-15°	15°-12°
		$c'$	50-40	40-30	30-20	20-3
sand-clays, sand-silt-clays, silt-clays $J = 20-30\%$	$\phi'$	23°-20°	20°-17°	17°-12°	12°-8°	
	$c'$	60-50	50-40	40-30	30-5	
	$\phi_u$	15°-12°	12°-9°	9°-5°	5°-2°	
sandy clays, clays, silty clays $J > 30\%$	$\phi'$	19°-17°	17°-14°	14°-5°	10°-5°	
	$c'$	80-60	60-50	50-40	40-10	
	$\phi_u$	10°-8°	8°-5°	5°-2°	2°-0°	
organic silts, peats, etc.		all strength parameters to be determined from laboratory tests				

Figure IV 19 : Valeurs typiques de  $c$  et  $\phi'$  selon Wilun & Starzewski (1975)

Les valeurs de l'indice de plasticité ( $I_p$ ) et la classification selon la consistance utilisées pour l'estimation de l'angle de frottement effectif ( $\phi'$ ) et de la cohésion effective ( $c'$ ), sont :

- Argile Marneuse (QM) :  $I_p = 20-40\%$  ; consistance très raide à dure

Selon la corrélation de Mitchell, J. K. (1976), les valeurs de  $\phi'$  obtenues sont de 27-31°

Selon les recommandations de Wilun & Starzewski (1975), les valeurs de  $c'$  obtenues pour l'horizon est de 40-50 kPa. Nous avons adopté, la valeur de 35kPa pour l'horizon QM.

En outre, d'après ces auteurs, les valeurs de  $\phi'$  s'encadrent dans le intervalle 22° -26 °. Ainsi, malgré les valeurs de  $\phi'$  obtenues en utilisant la corrélation avec  $I_p$  sont supérieures, nous avons adopté de façon prudente, 22° pour les argiles marneuses (QM).

### 15.3 Module de déformabilité drainé

Pour le calcul du module de déformabilité drainée ( $E'$ ) et tenant compte l'indice de plasticité, (Stroud 1975), voir tableau 16

Tableau IV. 15: Module de déformation drainée à partir du critère de Stroud. (Stroud et 1975)

Soil plasticity (%)	$E'/C_u$
10-30	270
20-30	200
30-40	150
40-50	130
50-60	110

- **UNITÉ QM**

Pour des valeurs de  $C_u$  de 150 à 200 kPa et  $I_p$  entre 20% - 40%, est obtenue un module de déformation drainé entre 40-22,5 MPa, la valeur moyenne adopté est de 30 MPa

### 15.4 Module de déformabilité non drainée

Sur la base de relations théoriques, David et Poulos (1963) ont établi que les modules de déformabilité non drainé ( $E_u$ ) et drainé ( $E'$ ) ont la corrélation suivante :

$$E_u = 3E' / (2(1 + \nu'))$$

En 1969, Lambe et Whitman ont proposé que, pour un coefficient de Poisson drainé de  $\nu' = 0.3$ , la corrélation antérieure s'approxime de :

$$E_u = 1,15 E'$$

- UNITÉ QM

Pour des valeurs de module de déformation drainé entre 40-22,5 MPa, la valeur du module de déformation non drainé estimée est 46 - 26 MP, la valeur adoptée est de 36 MPa.

Tableau IV. 16 : Paramètres de calcul ajustés aux pressions attendues dans la couche gréseuse

Horizon géotechnique	Valeurs caractéristiques			Valeurs d'ajustement		Valeurs ajustées aux tensions		
	$\sigma_{ci}$ (MPa)	mi	GSI	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	Profondeur (m)	$\phi$ (°)	c (kPa)	E (MPa)
Grés (Ts)	22 - 38	17±4	25 - 30	26,00	14	56	105	1544

## 16 Résumé des paramètres

Nous présentons dans le Tableau 17 un résumé des paramètres géotechniques utilisées dans les calculs de dimensionnement

Tableau IV. 17: Paramètres géotechniques de calcul - sols

Horizon géotechnique	Remblais (R)	Sables limoneux-argileux (Q <sub>s</sub> )	Argiles marneuses (Q <sub>M</sub> )	Sable limon-argileux (T <sub>s</sub> )
Poids vol. humide $\gamma_h$ (kN/m <sup>3</sup> )	19	21,0	20	21
Poids vol. sec $\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> )	17,0	18,0	18	-
Cohésion non-drainée $s_u$ (kPa)	-	-	150	-
Module de déformabilité non-drainé $E_u$ (MPa)	-	-	36	-
Angle de frottement effectif $\phi'$	28	30	22	33
Cohésion effective $c'$ (kPa)	5	10	35	15
Module de déformabilité drainé $E'$ (MPa)	6	35	30	80



Tableau IV. 18: Paramètres géotechniques de calcul - roche

UNITE	Grès (TG)
Poids spécifique $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	26
Angle de frottement $\emptyset$	56
Cohésion c (kPa)	105
Module de déformabilité E (MPa)	1544

## 17 Conclusion

Les études géologiques, hydrogéologiques et géotechniques constituent d'une manière générale trois aspects complémentaires de l'étude des terrains dans lesquels doivent être exécutés les ouvrages souterrains. Pour la réalisation de ces derniers, il est nécessaire de décrire les conditions géologiques, hydrogéologiques et sismiques traversée par l'ouvrage.

Le site projet est constitué de plusieurs unités différentes, (Remblais (R), sable limoneux argileux (Qs), argile marneuse (Q<sub>M</sub>), sable limon argileux (T<sub>S</sub>) et Grès (T<sub>G</sub>)), qui sont définis par plusieurs paramètres physiques et mécaniques obtenu par des essais en laboratoire et in-situ. Après l'obtention des paramètres, il a fallu arriver aux valeurs caractéristiques de chaque paramètre, lesquelles conduisent aux valeurs à utiliser dans les calculs de dimensionnement.

L'ensemble des résultats a permis d'identifier les terrains encaissants du tunnel et d'avoir les paramètres nécessaires pour un bon choix de la méthode de creusement et celle de soutènement.

## ***Chapitre V : Application de la méthode convergence confinement***

## Chapitre V : Application de la méthode convergence confinement

### 1 Introduction

L'introduction de la méthode convergence-confinement (MCC), a permis d'améliorer les moyens de calcul, en autorisant une simulation plus fidèle du processus d'interaction sol-structure associé au creusement d'un tunnel. Cette méthode qui peut être mise en oeuvre de manière analytique pour le cas idéal d'un tunnel circulaire dans un massif avec comportement linéaire élastique, nécessite l'usage de moyens plus élaborés tels que la méthode des éléments finis pour le calcul de situations plus complexes.

Le champ de contraintes existant initialement dans le sol au niveau du futur extradoss du tunnel est dans une première étape réduite d'un certain taux  $\lambda$ , puis dans une deuxième phase complètement relâchée (déconfinement totale), après mise en place du tunnel.

Le principe de la méthode est de tracer la courbe caractéristique du terrain (convergence) et ensuite superposer la courbe caractéristique du soutènement (confinement sur le soutènement et la convergence du sol atteinte. ). L'intersection des 2 courbes donne le point d'équilibre qui correspond à la pression sur le soutènement et le déplacement du terrain. Si cette pression n'est pas admissible un autre soutènement sera envisagé.

### 2 Courbe caractéristique du terrain

La contrainte initiale vérifiant l'hypothèse suscitée est :

$$\sigma_0 = \gamma \times H$$

$$\sigma_0 = 20 \times 11 = 220 \text{ KN/m}^2$$

$\sigma_0$ : Contrainte initial

$\gamma$  : Masse Volumique humide de la couche de sol

$H$  : Hauteur de la couche de sol

Tableau V 1:Caractéristiques de la couche de sol

Module de déformation "E" (KN/m <sup>3</sup> )	Coefficient de Poisson "u"	Cohésion "C" (KPa)	Angle de frottement interne "φ" (°)	Masse Volumique humide de la couche de sol "γ" (KN/m <sup>3</sup> )	Rayon de l'excavation "R" (m)
80000	0.3	75	15.4	20	4.3 4

La résistance à la compression et le coefficient de butée sont déterminés comme suit

$$R_c = 2 \times c \times \tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right) = \frac{2 \times c \times \cos\varphi}{1 - \sin\varphi} = \frac{2 \times 75 \times \cos(15.4)}{1 - \sin(15.4)}$$

$$R_c = 197.01$$

$$k_p = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right)$$

$$k_p = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{15.4}{2}\right) = 1.72$$

On a ;

$$\sigma_0 = 220 \text{ KN/m}^2 > \frac{R_c}{2} = \frac{197.01}{2} = 98.50 \text{ KN/m}^2$$

Ceci correspond au deuxième cas où une zone en état limite de rupture se développe autour de la cavité (après avoir dépassé la limite élastique).

Cette zone est caractérisé par :

### 2.1 La pression Pa

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

$$P_a = \left(220 - \frac{197.01}{2}\right) (1 - \sin 15.4)$$

$$P_a = 89.18 \text{ KN/m}^2$$

### 2.2 Le taux de déconfinement $\lambda_a$

$$\lambda_a = \frac{1}{k_p + 1} \left(k_p - 1 + \frac{R_c}{\sigma_0}\right)$$

$$\lambda_a = \frac{1}{1.72 + 1} \left(1.72 - 1 + \frac{197.01}{220}\right)$$

$$\lambda_a = 0.59$$

### 2.3 Le déplacement de la paroi $U_a$ :

On rappelle que le déplacement élastique de la paroi est défini par la formule suivante :

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

$$U_e = \frac{1 + 0.3}{80000} \times 220 \times 4.34 = 0.015 \text{ m}$$

$$U_a = a \times U_e$$

$$Ua = 0.59 \times 0.015 = 8.85 \times 10^{-3} \text{ m}$$

Traçons maintenant la courbe caractéristique du terrain. Pour  $Pa \leq P < \sigma_0$ , la courbe est une droite passant par les points de coordonnées ( $P = \sigma_0 = 220 \text{ kN/m}^2$  ;  $U = 0$ ) et ( $P = Pa = 146.21 \text{ kN/m}^2$  ;  $U = Ua = 8.26 \times 10^{-3} \text{ m}$ ) .

Pour  $P < Pa$ , le milieu est élasto-plastique parfait, on applique donc les relations pour les différentes valeurs du taux de déconfinement  $\lambda a$ .

$$\lambda a < \lambda \leq 1$$

La déformation se fait avec un volume constant alors on prend  $\alpha = 1$

$$Rp(\lambda) = R \left( \frac{2}{kp+1} \right)^{\frac{1}{kp-1}} \times \left( \frac{1}{1-\lambda \frac{(kp-1)\sigma_0}{(kp-1)\sigma_0 + Rc}} \right)^{\frac{1}{kp-1}}$$

$$Rp(\lambda) = 4.34 \left( \frac{2}{1.72+1} \right)^{\frac{1}{1.72-1}} \times \left( \frac{1}{1-\lambda \frac{(1.72-1)220}{(1.72-1)220+197.01}} \right)^{\frac{1}{1.72-1}}$$

$$Rp(\lambda) = 2.83 \times \left( \frac{1}{1-0.445\lambda} \right)^{1.38}$$

$$U(\lambda) = \frac{1+\vartheta}{E} \times \lambda a \times \sigma \times \frac{1}{1+\alpha} \left( 2 \left( \frac{rp(\lambda)}{R} \right)^{1+\alpha} - 1 + \alpha \right) \times R$$

$$U(\lambda) = \frac{1+\vartheta}{E} \times \lambda a \times \sigma \times \frac{1}{1+\alpha} \times R \times \left( \frac{2}{R^{1+\alpha}} \right) (rp(\lambda))^{1+\alpha} - 1 + \alpha$$

$$U(\lambda) = \frac{1+0.3}{80000} \times 0.59 \times 220 \times \frac{1}{1+1} \times 4.34 \times \left( \frac{2}{4.34^{1+1}} \right) (rp(\lambda))^2 - 1 + 1$$

$$U(\lambda) = 4.57 \times 10^{-3} (rp(\lambda))^2$$

$$P(\lambda) = (1 - \lambda)\sigma_0 = (1 - \lambda)220$$

Enfin, les coordonnées des points de la courbe caractéristique du terrain sont présentées dans le tableau ci-après :

tableau V 2: Courbe caractéristique de notre terrain

$\Lambda$	$P_a \leq P < \sigma_0$		$P < P_a (\alpha=1 \text{ et } \lambda_a= 0.55 < \lambda \leq 1)$								
			0.6	0.65	0.7	0.75	0.8	0.85	0.9	0.95	1
$r_p(\lambda)$			1.53	1.60	1.67	1.75	1.83	1.93	2.02	2.13	2.25
$U(\lambda) \times 10^{-3}$	0.00	9.15	10.60	11.69	12.74	13.99	15.30	17.02	18.64	20.73	23.13
$P \text{ (KN/m}^2\text{)}$	220	89.18	88	77	66	55	44	33	22	11	0

La courbe de la pression des terres en fonction du déplacement de la paroi aura l'allure suivante:

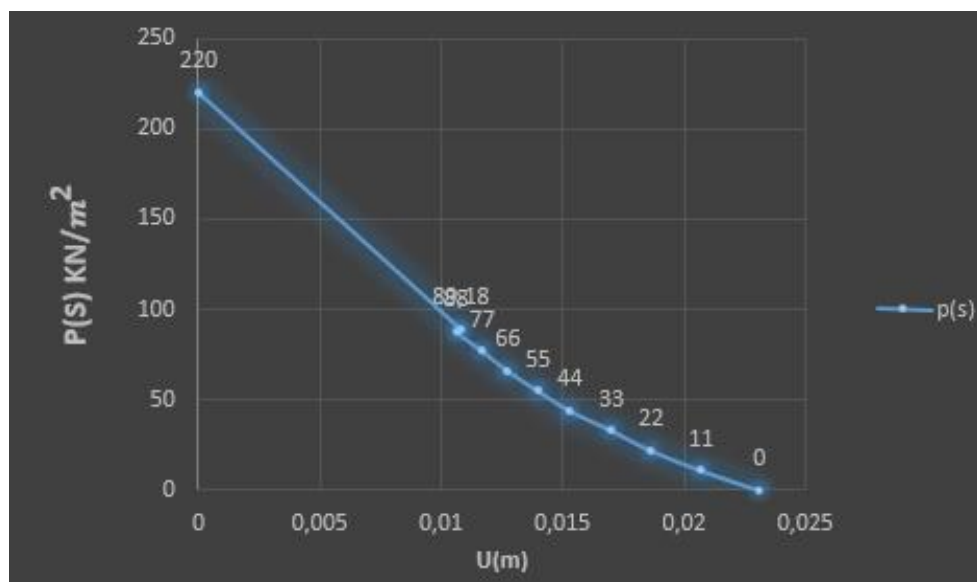


Figure V 1: Courbe de convergence de notre terrain

### 3 Courbe caractéristique du soutènement

Le premier point de notre courbe est comme suit :

$$U_{S_0} = 0.265 U_e = 0.265 \times 0.015 = 3.97 \times 10^{-3} m$$

Avant de déterminer la raideur globale du soutènement et sa pression globale développée, on doit déterminer ceux liés au cintre et au béton projeté.

#### 3.1 Paramètres du cintre

Tableau V 3:Caractéristique du cintre.

Type de section	Section $A_s$ (cm <sup>2</sup> )	Module de Young de l'acier $E_a$ (MPa)	Résistance de l'acier $\sigma_e$ (MPa)	Espacement des cintres $a$ (cm)
HEB160	54.3	210000	235	80

#### 3.2 Raideur du cintre

Rappelons qu'elle est donnée par la relation suivante :

$$K_C = \frac{A_s \times E_a}{a \times R}$$

Donc on aura :

$$K_C = \frac{54.3}{80 \times 434} \times 210000 = 328.43 \text{ MPa}$$

### 3.3 Pression maximale développée par le cintre

Elle peut être déterminée par la relation ci-après :

$$P_{c_{\max}} = \frac{As}{\alpha \times R} \times \sigma e$$

$$P_{c_{\max}} = \frac{54.3}{80 \times 434} \times 235 = 0.367 \text{ MPa}$$

### 3.4 Déplacement du cintre

Il se calcul par :

$$U_c = \frac{P_{c_{\max}}}{K_c} R$$

$$U_c = \frac{0.367}{328.43} \times 434 = 0.484 \text{ Mpa}$$

## 4 Paramètres du Béton projeté

- Epaisseur du béton projeté

Déterminons d'abord l'épaisseur de la couche du béton projeté par la formule suivante :

$$e = \frac{2\sigma_v R}{\sigma_{b_{\max}}} + e'$$

Telle que  $e'$  (épaisseur de sécurité) est choisie de façon à vérifier l'inéquation ci-après :

$$0.02 \leq e' \leq 0.04$$

Dans notre cas, le choix de la valeur est arbitraire :

$$e' = 0.04 \text{ m}$$

Rappelons que la contrainte verticale est celle obtenu par la théorie des poids des terres :

$$\sigma_v = 220 \text{ KN/m}^2 \rightarrow \sigma_v = 0.220 \text{ MPa}$$

Et la résistance maximale du béton projeté se calcul par :

$$\sigma_{b_{\max}} = \frac{0.85}{1.5} \times f_{c28}$$



Donc on obtient :

$$\sigma_{b \max} = \frac{0.85}{1.5} \times 25 = 14.167 \text{ MPa}$$

Enfin, l'épaisseur sera :

$$e = \frac{2\sigma_v R}{\sigma_{b \max}} + e'$$

$$e = \frac{2 \times 0.220 \times 4.34}{14.67} + 0.04 = 0.17 \text{ m}$$

Tableau V 4: Caractéristiques du béton projeté

Coefficient de poisson P	Module de Young du béton projeté $E_b$ [MPa]	Résistance du béton projeté $f_{c28}$
0.2	10000	25

## 5 Raideur du béton projeté

$$K_b = \frac{e}{(1-p^2)R} E_b$$

$$K_b = \frac{0.17}{(1-0.2^2) \times 4.34} \times 10000 = 408.02 \text{ MPa}$$

### 5.1 Pression maximale développée par le béton projeté

$$P_{b \max} = \frac{e}{R} \times f_{b_u}$$

$$P_{b \max} = \frac{0.17}{4.34} \times 14.167 = 0.554 \text{ Mpa}$$

### 5.2 Déplacement du béton projeté

$$U_b = \frac{P_{b \max}}{K_b} \times R$$

$$U_b = \frac{0.554}{408.02} \times 4.34 = 5.89 \times 10^{-3} \text{ m}$$

## 6 Combinaison du cintre et béton projeté

$$K_S = K_C + K_b$$

$$K_S = 328.43 + 408.43 = 736.86 \text{ MPa}$$

$$P_{S_{max}} = P_{C_{max}} + P_{b_{max}}$$

$$P_{S_{max}} = 0.367 + 0.554 = 0.921 \text{ MPa}$$

$$U_s = \frac{P_{S_{max}}}{K_S} \times R$$

$$U_s = \frac{0.921}{736.86} \times 4.34$$

$$U_s = 5.42 \times 10^{-3} \text{ m}$$

## 7 Tracé de la courbe de confinement

Avant la mise en place du soutènement, on a ( $P_S = 0$  ;  $U_S = 0.004 \text{ m}$ )

Et à la limite élastique, on a ( $P_S = 921 \text{ KPa}$  ;  $U_S = 0.015 \text{ m}$ )

Les variations de la pression maximale du soutènement en fonction du déplacement sont représentées dans la courbe suivante :

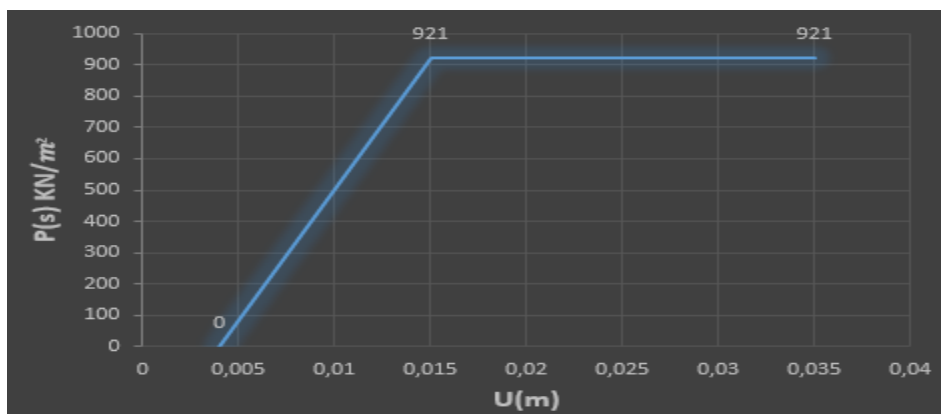


Figure V 2: Courbe de confinement pour notre soutènement

La pression dans les renforcements radiaux du tunnel croit de façon linéaire élastique de zéro (à la mise en place du soutènement) à la valeur maximale applicable et reste ensuite constante.

## 8 Equilibre final

Passons maintenant à la superposition de la courbe de convergence et celle de confinement :

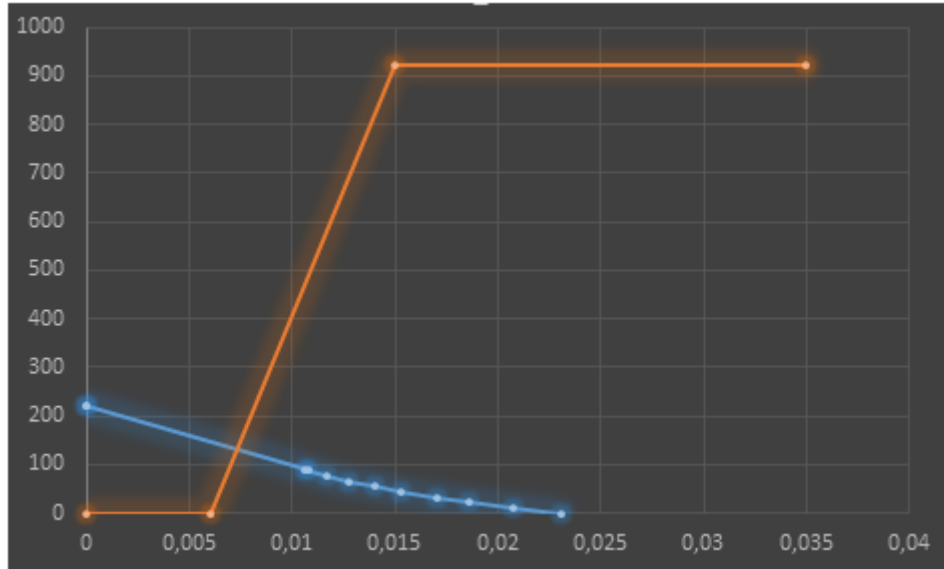


Figure V 3: Courbes Convergence-Confinement.

On doit s'assurer que la condition ci-après est vérifiée :

$$\sigma_0 < S_{max}$$

Ce qui est le cas :

$$\sigma_0 = 220 \text{ KPA} < 921 \text{ KPA}$$

## 9 Conclusion

Il est important lors d'un creusement de limiter autant que possible les phénomènes de tassement et d'extrusion. On peut empêcher l'apparition de ce dernier grâce à l'utilisation d'un pré-soutènement qui appliquera une pression à la face du tunnel. Le front de taille étant assuré vis-à-vis des déplacements du terrain à sa surface, il faudra ensuite vérifier le comportement du terrain à la convergence.

Dans ce chapitre nous avons utilisé une méthode analytique approchée (méthode de convergence confinement) pour dimensionner le soutènement provisoire. Nous avons trouvé que des cintres HEB 160 espacés de 80cm combinés avec du béton projeté d'épaisseur 17cm est suffisant pour soutenir les parois de l'excavation à court terme. Dans ce qui suit nous allons utiliser d'autres méthodes plus sophistiquées pour confirmer ce dimensionnement.

# **CHAPITRE VI : Stabilité de front de taille**

## CHAPITRE VI : Stabilité de front de taille

### 1 Introduction

L'excavation d'un tunnel qui modifie localement l'état des contraintes dans le sol s'accompagne inévitablement de mouvements de terrain autour de l'excavation.

Quand la hauteur de recouvrement au-dessous de l'excavation est peu importante, les mouvements se répercutent jusqu'à la surface et se traduisent par des tassements.

Ce problème a suscité une attention particulière au cours des dernières décennies avec le fort développement des travaux en milieu urbain, où l'on construit de plus en plus de tunnels peut profonds dans un contexte géotechnique et un environnement bâti sensible.

La stabilité du front de taille est un élément essentiel lors du creusement. Une pression trop forte peut provoquer un refoulement du sol, tandis qu'une pression trop faible induit l'éboulement du front.

Dans ce chapitre Seul l'état limite ultime vis-à-vis de l'effondrement du front va être étudié. Le modèle déterministe est basé sur un mécanisme de rupture tridimensionnel dans le cadre de la méthode cinématique de l'analyse limite.

### 2 Méthode d'Analyse

Les principaux facteurs influant sur la déformation et la stabilité du front de taille sont :

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

Calcul de la stabilité du front de taille au cours du creusement

Le calcul se fait en considérant des coins de glissement possible, selon un schéma tridimensionnel, et avec les valeurs des paramètres de sol. La zone est modélisée par un rectangle coextensif avec la superficie de la calotte, le stross et la hauteur maximale.

$$S=b \times h$$

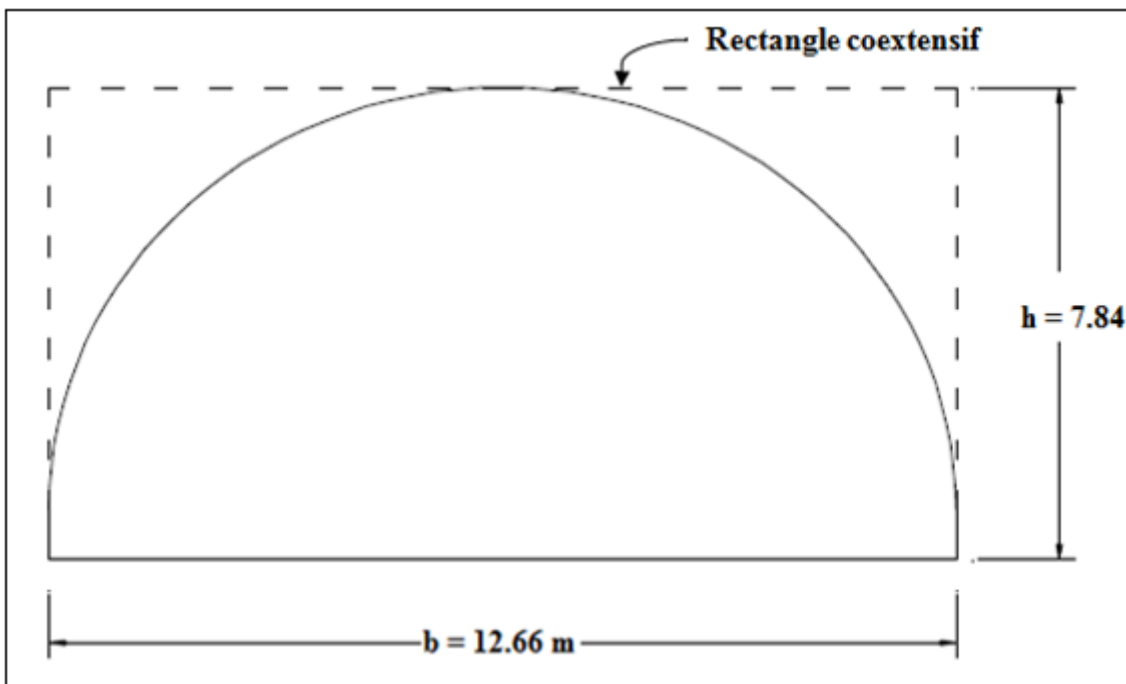


Figure VI 1: Section du front de taille du tunnel

$$S = b \times h$$

$$S = 12.66 \times 7.84$$

$$S = 99.25 \text{ m}^2$$

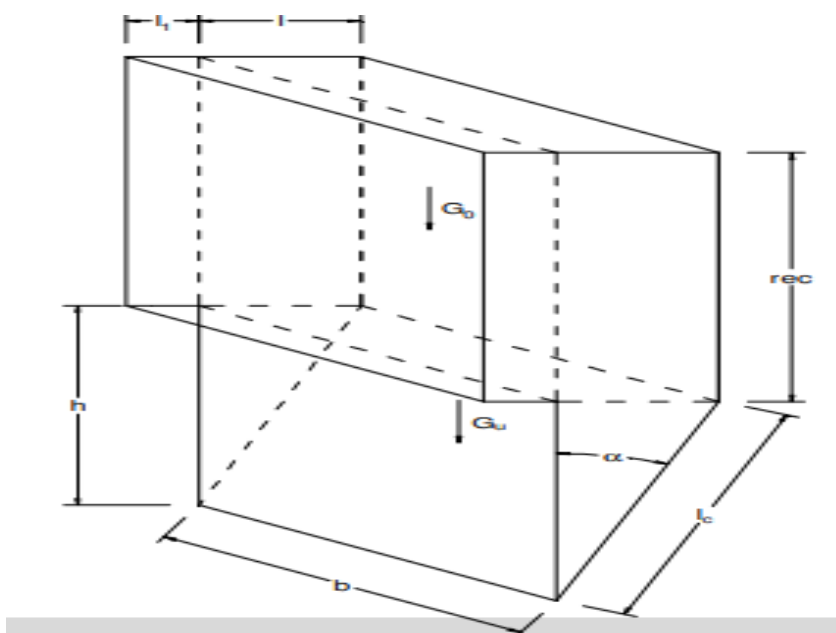


Figure VI 2: Section du front de taille du tunnel

### 3 Calcul du corpus en haut

Tableau VI 1: Caractéristiques de Corpus en haut.

h (m)	b (m)	$\phi$ °	z (KN/m <sup>2</sup> )	C (KPa)	rec (m)
7.84	12.66	29	20	75	11

$$G_0 = rec \times l \times b \times \gamma$$

$$G_0 = 11 \times 4.26 \times 12.66 \times 20$$

$$G_0 = 11864.95 \text{ kN}$$

#### 3.1 Cohésion dans la zone avant et arrière

$$C_{STF} = 2 \times rec \times b \times C$$

$$C_{STF} = 2 \times 12 \times 12.66 \times 55.4$$

$$C_{STF} = 20889 \text{ kN ;}$$

#### 3.2 Cohésion dans la zone latérale

$$C_{SLF} = 2 \times l \times rec \times C$$

$$C_{SLF} = 2 \times 4.26 \times 11 \times 75$$

$$C_{SLF} = 7029 \text{ kN}$$

#### 3.3 La friction

$$T_r = 2(L+b) \times \frac{1}{2} \times rec^2 \times \gamma \times (1 - \sin\phi) \times \tan\phi$$

$$T_r = 2(4.26+12.66) \times \frac{1}{2} \times (11)^2 \times 20 \times (1 - \sin 15.4) \times \tan(15.4)$$

$$T_r = 8283.43 \text{ kN}$$

#### 3.4 Equilibre du corpus haut

$$G_0 < C_{STF} + C_{SLF} + T_r$$

$$11864.95 < 20889 + 7029 + 8283.43$$

$$11864.95 < 36201.43 \text{ kN}$$

Donc la stabilité est vérifiée pour le corps haut, cependant nous devons vérifier aussi le corps bas (dessous).

#### 4 Calcul du corps en bas

Tableau VI 2:Caractéristiques du Corps en bas

h (m)	b (m)	$\varphi$ °	z (KN/m <sup>2</sup> )	C (KPa)
7.84	12.66	33	21	15

$$l = \frac{h}{\tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right)}$$

$$l = \frac{7.84}{\tan\left(45 + \frac{33}{2}\right)}$$

$$l = 4.25 \text{ m}$$

$$l_c = (h^2 + l^2)^{\frac{1}{2}}$$

$$l_c = ((7.84)^2 + (4.25)^2)^{\frac{1}{2}}$$

$$l_c = 8.91 \text{ m}$$

##### 4.1 Poids du corps dessous (en bas)

$$G_u = \frac{1}{2} \times h \times L \times \gamma \times b$$

$$G_u = \frac{1}{2} \times 7.84 \times 4.25 \times 21 \times 12.66$$

$$G_u = 4429.22 \text{ kN}$$

##### 4.2 Cohésion dans la zone de glissement

$$G_{GF} = C \times l_c \times b$$

$$G_{GF} = 15 \times 8.91 \times 12.66$$

$$G_{GF} = 1692 \text{ KN.}$$

##### 4.3 Cohésion dans la zone latérale

$$C_{SF} = \frac{1}{2} \times 2 \times 1 \times C \times h$$



$$C_{SF} = \frac{1}{2} \times 2 \times 4.25 \times 15 \times 7.84$$

$$C_{SF} = 499.8 \text{ KN.}$$

#### 4.4 Equilibre du corps bas

$$GU < GGF + GSF$$

$$4429.22 \text{ KN} > 1692 + 499.8 = 2191.8 \text{ KN non vérifiée.}$$

Par conséquent la stabilité n'est pas vérifiée. Pour assurer la stabilité du front de taille en section divisée nous devons stabiliser le front par des boulons en fibres de verre. Dans ce qui suit nous allons calculer le nombre de boulons.

### 5 Calcul du nombre de boulons

Données géologiques ;

- Poids spécifique :  $\gamma = 21 \text{ kN/m}^3$

- Cohésion :  $C = 15 \text{ kN/m}^3$ .

- Angle de frottement interne :  $\varphi = 33^\circ$ .

Données Géométrie du front de taille ;

- Hauteur du front de taille :  $h = 7.84 \text{ m}$

- Largeur du tunnel :  $D = 12.66 \text{ m}$

- Inclinaison frontale :  $\alpha = 29^\circ$

- Surface frontale :  $A = h \cdot D = 99.25 \text{ m}^2$

- Largeur fictive :  $b = A / h = 12.66 \text{ m}$

## 5.1 Calcul de la charge appliquée au front

### 5.1.1 Angle de surface de glissement :

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

$$\vartheta = \left( \frac{180}{4} + \frac{33}{2} \right)$$

$$\vartheta = 61.5^\circ$$

### 5.1.2 Longueur de la surface de glissement

$$L_c = \frac{h}{\sin(\vartheta)}$$

$$L_c = \frac{7.84}{\sin(61.5)}$$

$$L_c = 8.92 \text{ m}$$

### 5.1.3 Largeur de la surface de glissement :

$$b_1 = h * \left( \frac{1}{\tan(\vartheta) - \tan(\alpha)} \right)$$

$$b_1 = 7.84 * \left( \frac{1}{\tan(61.5) - \tan(29)} \right)$$

$$b_1 = 6.125 \text{ m}$$

### 5.1.4 Hauteur

$$h_1 = \frac{b_1}{2 \tan(\varphi)}$$

$$h_1 = \frac{6.125}{2 \tan(33)}$$

$$h_1 = 4.71 \text{ m}$$

### 5.1.5 Surface du corps de glissement

$$A_c = \frac{b_1}{2} (h_1 + h)$$

$$A_c = \frac{6.125}{2} (4.71 + 7.84)$$

$$A_c = 38.43 \text{ m}^2$$

## 6 Effort à l'équilibre

### 6.1 Poids du corps de glissement

$$G_c = A_c \times \gamma$$

$$G_c = 38.43 \times 21$$

$$G_c = 807.03 \text{ Kn/m}^2$$

### 6.2 Cohésion en zone de glissement

$$R_c = C \times l_c$$

$$R_c = 15 \times 8.92$$

$$R_c = 133.8 \text{ KN/m}^2$$

### 6.3 L'angle $\vartheta$

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

$$\vartheta = \left( \frac{180}{4} + \frac{33}{2} \right)$$

$$\vartheta = 61.5^\circ$$

### 6.4 L'angle $\beta$

$$\beta = \frac{\pi}{2} - \vartheta$$

$$\beta = \left( \frac{180}{2} - 61.5 \right)$$

$$\beta = 28.5^\circ$$

### 6.5 Force résultante

$$R = \sqrt{G_c^2 + R_c^2 - 2 \times G_c \times R_c \times \cos\left(\frac{\pi}{2} - \vartheta\right)}$$

$$R = \sqrt{799.26^2 + 133.8^2 - 2 \times 799.26 \times 133.8 \times \cos(90 - 61.5)}$$

$$R = 684.65 \text{ KN/m}$$

## 6.6 Force résultante d'équilibre

$$F_{front} = \frac{R \sin(\varphi)}{\sin(\vartheta)}$$

$$F_{front} = \frac{684.65 \sin(28.5)}{\sin(61.5)}$$

$$F_{front} = 433.96 \text{ kN/m}^2$$

## 7 Mesure pour le soutènement du front

Le nombre de boulons dépend des caractéristiques de ces derniers, dans notre cas le choix est porté sur les boulons de types (**R32N**) en fibres de verre.

Tableau VI 3: Caractéristique des boulons en fibres de verre.

Type d'ancrage	Unité	R25N	R32N	R32S	R38N	R51L	R51N	T76N	T76S
Diamètre extérieur	Mm	25	32	32	38	51	51	76	76
Charge max en tension	KN	200	280	360	500	500	800	1600	1900
Limite d'élasticité	KN	150	230	280	400	450	630	1200	1500
Poids	Kg/m	2.7	3.4	4.1	6	7	8.4	15	19.7

### 7.1 Limite de rupture des boulons (R32N) :

$$F_{rg} = 280 \text{ KN}$$

### 7.2 Effort appliqué par l'ensemble des boulons :

$$F_{boulons} = F_{front} \times b$$

$$F_{boulons} = 433.96 \times 12.66$$

$$F_{boulons} = 5493.93 \text{ KN}$$

### 7.3 Nombre de boulons nécessaire :

$$N \geq \frac{F_{boulons}}{F_{rg}} = \frac{5493.93}{280} = 19.62$$

$$N = 20 \text{ boulons}$$

Donc il faut 20 boulons en fibre de verre pour que le corpus ne glisse pas.

## 8 Conclusions

Dans ce chapitre nous avons abordé le calcul des propriétés du sol telles que la cohésion et l'équilibre, ainsi que les forces appliquées, afin de connaître la stabilité de cette région. Après le calcul nous avons constaté que la région est instable, nous avons donc étudié une méthode qui augmente la cohésion de ce sol et évite le glissement en appliquant les boulons d'ancrage.

# **Chapitre VII : Application du soutènement provisoire**

## Chapitre VII : Application du soutènement provisoire

### 1 Introduction

Dans ce chapitre nous allons présenter les calculs pour la détermination des efforts et les contraintes sur le soutènement provisoire. Nous présenterons les calculs analytiques et numériques pour la vérification du soutènement qui sera composé de cintres et de béton projeté. La vérification numérique tiendra compte du phasage de la construction du tunnel qui est composé de 3 phases principales.

### 2 Détermination des efforts

#### 2.1 Charge verticale

Nous admettrons en première approximation que la pression verticale se répartit uniformément sur la portée de l'arc. On considère aussi que :  $a=1ml$

Par conséquent la charge verticale agissant sur le cintre est égale à :

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

$P_v$ : pression verticale,

$\Delta G$ : partie de la charge d'intensité variable,

$Q$ : poids total de l'arc,

$Q_0$ : partie uniformément répartie de la pression géologique,

$l$ : longueur curviligne de l'arc.

$Q_0$  est donnée par la relation :

$$Q_0 = (\sum y_i h_i + q) \times a$$

La partie  $(\sum \gamma_i h_i + q)$  représente la charge verticale déterminée par la théorie des poids des terres, déjà calculé

$$(\sum y_i h_i + q) = 220 \text{ kN/m}^2$$

D'où on aura enfin :

$$Q_0 = (\sum y_i h_i + q) \times a \rightarrow Q_0 = 220 \times 1 = 220 \text{ kN/ml}$$

- $\Delta G$  exprimée par l'équation ci-après :

$$\Delta G = (\mathbf{F}_k \times \mathbf{I}_k \times \frac{\gamma_h}{3}) \times a$$

Avec :

$\gamma_h$  : poids volumique de la couche de sol,  $\gamma_h = 20 \text{ KN/m}^3$

Les coefficients  $f_k$  et  $I_k$  sont donnés par :

$$f_k = (r_k \times 1 - \cos \varnothing_0)$$

$$I_k = 2 \times r_k \times \sin \varnothing_0$$

Rappelons que  $r_k$  donnée par :

$$r_k = R + 0.5 \times e$$

Comme on a

$R = 4.34 \text{ m}$  ( $R$  : Le rayon de la section).

$e = 0.17 \text{ m}$  ( $e$  : épaisseur de la couche du béton projeté déjà calculé)

Alors :

$$r_k = R + 0.5 \times e = 4.34 + 0.5 \times 0.17$$

$$r_k = 4.425 \text{ m}$$

Mais on a aussi :

$\varnothing_0 = 60^\circ$  ( $\varnothing_0$  : Angle de courbure de l'arc, voire la figure)



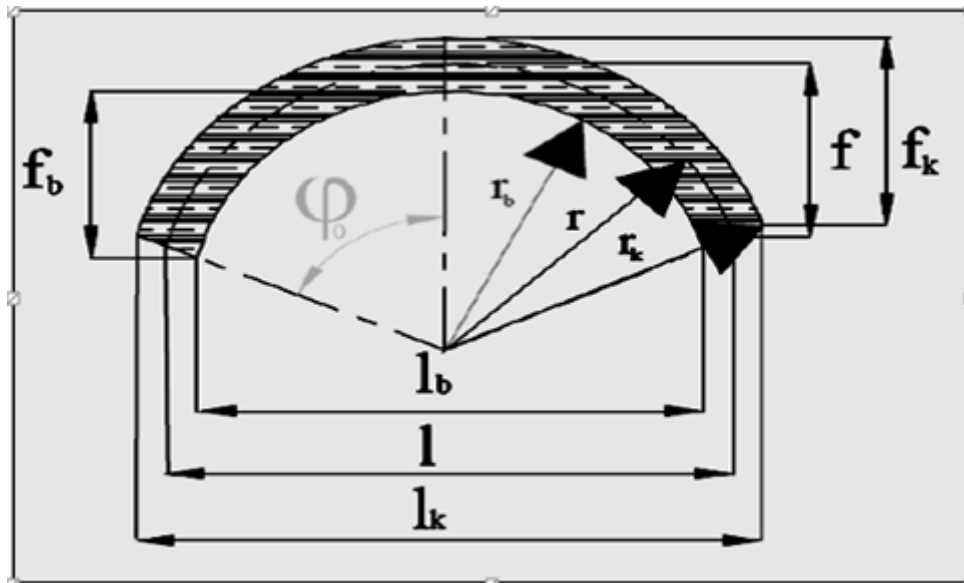


Figure VII 1: Représentation des symboles utilisés dans le soutènement provisoire.

Donc on obtient :

$$f_k = r_k \times (1 - \cos\theta_0) \rightarrow f_k = 4.425 \times (1 - \cos 60) \rightarrow f_k = 2.21$$

Et :

$$l_k = 2 \times r_k \times \sin\theta_0 \rightarrow l_k = 2 \times 4.425 \times \sin 60 \rightarrow l_k = 7.66$$

On aura enfin

$$\begin{aligned} \Delta G &= (F_k \times I_k \times \frac{\gamma h}{3}) \times a \\ \Delta G &= (2.21 \times 7.66 \times \frac{20}{3}) \times 1 \\ \Delta G &= 112.85 \text{ KN/ml} \end{aligned}$$

- **Le poids de l'arc Q**

est exprimé par :

$$Q = \gamma_{\text{cintre}} \times 2 \times \frac{\phi_0}{360} \times 2\pi R$$

Comme le poids volumique du cintre est :

$$\gamma_{\text{cintre}} = 78.5 \text{ kN/m}^3$$

On aura :

$$Q = 78.5 \times 2 \times \frac{60}{360} \times 2\pi \times 4.34$$

$$Q = 713.53 \text{ KN/ml}$$

- La longueur de l'arc

est donnée par l'expression suivante :

$$l = 2 \times r \times \sin \frac{\phi_0}{2}$$

r: étant égale au rayon R, on aura :

$$l = 2 \times 4.34 \times \sin 60$$

$$l = 7.51 \text{ m}$$

Enfin, la charge verticale est calculée comme suit :

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

$$P_v = \frac{713.53 + 112.85 + 220}{7.51}$$

$$P_v = 139.33 \text{ KN/ml}$$

## 2.2 Charge horizontale

La charge horizontale sera calculée par la relation ci-après :

$$P_h = \frac{fk}{f} \times e_m$$

Avec :

$$f = r \times (1 - \cos\theta_0)$$

$$f = 4.34 \times (1 - \cos 60)$$

$$\rightarrow f = 2.17$$

$e_m$  : La charge moyenne donnée par

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

Tel que :

- La première relation de RANKINE est donnée par :

$$e_0 = (\sum y_i h_i + q) \times \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) - 2c \sqrt{\tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)}$$

Rappelons :

$(\sum y_i h_i + q)$  la charge verticale déterminée par la théorie des poids des terres , déjà calculé :

$$(\sum y_i h_i + q) = 220 \text{ KN/m}^2$$

$\varphi$  : Angle de frottement de la couche de sol :=  $15.4^\circ$

$C$  : la cohésion de la couche de sol :  $C = 75 \text{ kN/m}^2$

La dimension  $\pi/4$  est exprimée en  $[\circ]$  donc :  $\pi/4$  radians =  $45^\circ$

On aura donc :

$$e_0 = (\sum y_i h_i + q) \times \tan^2\left(45 - \frac{\varphi}{2}\right) - 2c \sqrt{\tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)}$$

$$e_0 = 220 \times \tan^2\left(45 - \frac{15.4}{2}\right) - 2 \times 75 \sqrt{\tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{15.4}{2}\right)}$$

$$e_0 = 13.40 \text{ KN/m}^2$$

-La deuxième relation de RANKINE est donnée par :

$$e_1 = (H + f) \gamma K_a - 2C \sqrt{K_a}$$

Rappelons que :

$H$  : La hauteur de couverture :  $H = 12m$

$\gamma_h$  : Le poids volumique de la couche de sol,  $= 20 \text{KN/m}^2$

On obtient donc :

$$e_1 = (H + f)\gamma K_a - 2C\sqrt{K_a}$$

Avec :

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

$$e_1 = (12 + 2.17) \times 20 \times \tan^2\left(\frac{180}{4} - \frac{15.4}{2}\right) - 2 \times 75 \sqrt{\tan^2\left(\frac{180}{4} - \frac{15.4}{2}\right)}$$

$$e_1 = 50.19 \text{ KN/m}^2$$

Alors la charge moyenne sera :

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

$$e_m = \frac{13.40 + 50.19}{2}$$

$$e_m = 31.79 \text{ KN/m}^2$$

Enfin, La charge horizontale est :

$$P_h = \frac{fk}{f} \times e_m$$

$$P_h = \frac{2.21}{2.17} \times 31.79$$

$$P_h = 32.37 \text{ KN/ml}$$

### 3 Détermination des réactions d'appuis

Les réactions à la naissance se calculent en utilisant les coefficients du Tableau VII.1 en fonction du rapport  $f/l$

Comme :

$$\frac{f}{l} = \frac{2.17}{7.51} = 0.288 \qquad \frac{f}{l} \approx 0.3$$

Tableau VII 4: les coefficients des réactions d'appuis

Rapport (f/l)	Moment a la naissance		Poussée a la naissance	
	$a_m$	$Q_m$	$a_h$	$Q_h$
0.10	0.00120	-0.00120	1.27500	-0.07500
0.20	0.00425	-0.00425	0.63350	-0.10850
0.30	0.01010	-0.01010	0.44150	-0.17490
0.40	0.01748	-0.01748	0.33850	-0.22600
0.50	0.02668	-0.02668	0.28010	-0.28010

Alors, à partir du Tableau On aura directement les valeurs des coefficients suivant :

$$a_m = 0.01010$$

$$Q_m = -0.01010$$

$$a_h = 0.44150$$

$$Q_h = -0.17490$$

### 3.1 Effort vertical

Il peut être déterminé par la relation suivante :

$$N_v = \sqrt{H^2 + V^2}$$

Avec :

$$H_v = \alpha_h \times P_v \times l$$

Et :

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

Alors :

$$H_v = \alpha_h \times P_v \times 1 \rightarrow H_v = 0.44150 \times 139.33 \times 7.51$$

$$\rightarrow H_v = 461.97 \text{ KN}$$

$$V_v = \frac{P_v l}{2} \rightarrow V_v = \frac{139.33 \times 7.51}{2}$$

$$\rightarrow V_v = 523.18 \text{ KN}$$

$$N_v = \sqrt{H^2 + V^2}$$

$$N_v = \sqrt{(583.56)^2 + (515.28)^2}$$

$$N_v = 697.94 \text{ kN}$$

### 3.2 Effort horizontal

Il se calcul par :

$$N_h = \sqrt{H_h^2 + V_h^2}$$

Tel que :

$$H_h = \beta_h \times P_h \times 1$$

Alors:

$$H_h = \beta_h \times P_h \times 1$$

$$H_h = (-0.17490) \times 32.37 \times 7.51$$

$$H_h = -42.51 \text{ kN}$$

Mais Rappelons que pour assurer la sécurité de l'ouvrage, il faut que les contraintes soient contrôlées à la naissance. L'influence de la charge horizontale est négligée.

$$v_h \approx 0$$

Donc :

$$N_h = \sqrt{(-42.51)^2}$$

$$N_h = 42.51 \text{ KN}$$

4 Vérification des contraintes :

Afin de valider le choix du profilé, l'inéquation suivante doit être vérifiée :

$$\text{Max} \{ \sigma_{\text{naissance}}^v ; \sigma_{\text{naissance}}^h \} < \sigma_e$$

On a :

$$\sigma_{\text{naissance}}^v = \frac{NV}{As} \pm \frac{Mv}{Ws}$$

Avec :

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

Alors :

$$M_v = \alpha_m * P_v * l^2 \rightarrow M_v = 0.01010 \times 139.33 \times (7.51)^2$$

$$M_v = 79.36 \text{ KN}$$

De la même manière :

$$\sigma_{\text{naissance}}^h = \frac{NV}{As} \pm \frac{Mv}{Ws}$$

Avec :

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

Alors ;

$$M_h = \beta_m \times P_h \times l^2 \rightarrow M_h = (-0.01010) \times 32.37 \times (7.51)^2$$

$$\rightarrow M_h = -184.39 \text{ KN}$$

Les caractéristiques de la section HEB 160 sont données par le Tableau :

Tableau VII 5: Les caractéristiques de la section HEB 160

Type de profilé	$A_s (cm^2)$	$W_s (cm^3)$	$\sigma_e (MPa)$
HEB 160	54.3	311	235

Pour la contrainte verticale :

On aura :

$$\sigma_{\text{naissance}}^v = \frac{NV}{A_s} \pm \frac{Mv}{W_s}$$

$$\sigma_{\text{naissance}}^v = \frac{697.94}{0.00543} + \frac{79.36}{0.000311}$$

$$\sigma_{\text{naissance}}^v = 383710.91 \text{ KN/m}^2$$

Pour la contrainte horizontale :

$$\sigma_{\text{naissance}}^h = \frac{Nh}{A_s} \pm \frac{Mh}{W_s}$$

$$\sigma_{\text{naissance}}^h = \frac{42.51}{0.00543} - \frac{184.39}{0.000311}$$

$$\sigma_{\text{naissance}}^h = -585065.16 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Max} \{ \sigma_{\text{naissance}}^v ; \sigma_{\text{naissance}}^h \} = \text{Max} \{ 383710.91 ; -585065.16 \}$$

$$\text{Max} \{ \sigma_{\text{naissance}}^v ; \sigma_{\text{naissance}}^h \} = 383.710.91 \text{ Mpa}$$

$$\text{Max} \{ \sigma_{\text{naissance}}^v ; \sigma_{\text{naissance}}^h \} = 383.71091 \text{ Mpa} > 235 \text{ Mpa}$$

On déduit que le profilé HEB 160 ne vérifie pas la condition, donc on augmente le HEB jusqu'à ce que la résistance est assurée. Les résultats obtenus des calculs sont représenté dans le tableau suivant :



Tableau VII 6: Tableau de vérification du cintre

Type de HEB cintre	$\sigma_{\text{naissance}}^v$ (KN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_e$ (KN/m <sup>2</sup> )	Vérification $\sigma_{\text{naissance}}^v < \sigma_e$
HEB180	327010.88	235000.00	Non vérifiée
HEB200	254976.86	235000.00	Non vérifiée
HEB220	205820.09	235000.00	Vérifiée

D’où le cintre HEB220 est suffisant pour le soutènement du tunnel.

## 5 Portance maximale du soutènement

### 5.1 Pour béton projeté

$$\bar{p}_b = p_v \times \frac{f_{bu}}{\sigma_{bc}}$$

$$\bar{p}_b = 139.33 \times \frac{14166.66}{25000} = 78.95 \text{ kN/m}^2$$

Avec  $f_{bu} = 14.16 \text{ Mpa} = 14166.66 \text{ kN/m}^2$  Et  $\sigma_{bc} = 25 \text{ Mpa} = 25000 \text{ kN/m}^2$

### 5.2 Pour le cintre

$$\bar{p}_c = p_v \times \frac{\sigma_e}{\sigma_s}$$

$$\bar{p}_c = 139.33 \times \frac{235000}{205820.09} = 159.08 \text{ kN/m}^2$$

Avec

$$\sigma_s = \text{Max} \{ \sigma_{\text{naissance}}^v ; \sigma_{\text{naissance}}^h \} = 205820.09 \text{ kN/m}^2$$

## 6 Modélisation du soutènement provisoire

### 6.1 Présentation du logiciel GEO5 (Bentley Geostруктурал Analysis FEM)

GEO5 est un logiciel intuitif conçu pour résoudre un large éventail des problèmes en ingénierie géotechnique dans un environnement graphique convivial.

Le tenseur des contraintes et des déformations est connu en tout point, ce qui nous permet de visualiser les phénomènes en jeu. Les matériaux sont représentés par des éléments, ou des zones, qui forment un maillage ajusté par l'utilisateur pour bien correspondre à la forme de l'objet à modéliser.

Chaque élément se comporte selon la loi linéaire ou non linéaire prescrite en réponse aux forces ou aux contraintes appliquées aux bords du modèle. Le matériau peut se plastifier, et le maillage peut se déformer et se déplacer avec le matériau.

En se basant sur la méthode des éléments finis, GEO5 permet de considérer le terrain et le soutènement comme des solides en adhérence parfaite et de prendre en compte trois aspects majeurs de la modélisation d'un tunnel :

- Structure et géométrie du soutènement avec les lois de comportement des matériaux de cette structure,
- Géométrie des différentes unités géomécaniques identifiées dans la zone d'étude et leur loi de comportement,
- Phases d'excavation de l'ouvrage et de mise en place du soutènement.

Le programme peut modéliser des problèmes géotechniques de grandes dimensions. Généralement l'utilisation du programme se divise en trois étapes : topologie (input stage) où on introduit les données géotechniques et les conditions géologiques des tunnels ; la fin de cette étape se traduit par l'activation de la fonction Mesh génération où le logiciel traduit les données (input) comme des mailles. Dès la fin de l'étape 1, on passe à l'étape de construction dans laquelle on définit les chargements, les poutres, et les sections d'excavation. On obtient alors les résultats de chaque étape de construction. A la fin, on pourra tirer, à partir des résultats de la dernière étape les valeurs des efforts internes, des réactions d'appuis, et des tassements.

La géométrie et le maillage des éléments pris en compte dans le modèle de calcul utilisé par le programme BENTLEY GEOSTRUCTURAL ANALYSIS (FEM) est donnée par les formules présentées ci-dessous.

- Input des données :

Les valeurs des données géotechniques et des caractéristiques du revêtement à introduire sont cruciales, en vue d'obtenir des résultats cohérents. Selon le modèle Mohr-Coulomb qui se définit comme le cas d'un comportement élastique, les caractéristiques de chaque couche seront définies par son module d'élasticité  $E$  et son coefficient de Poisson  $\nu$ .

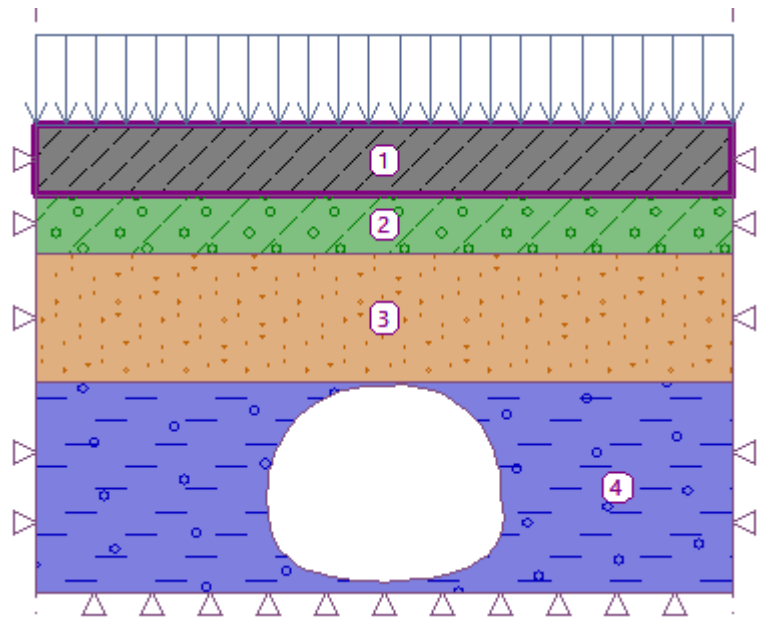


Figure VII 2:Vue des Différentes Couches de Sol par le Logiciel Geo5 et le Surchargement

On a introduit les caractéristiques de chaque couche de notre section dans le programme d'éléments finis.

### 6.2 Différents inputs insérés dans le logiciel :

- Interface : Epaisseur et délimitations des différentes couches de sol. (Voir figure au-dessus) - Sols : Insertion des caractéristiques de chaque type de sol.
- Assigner : Assignment de chaque couche avec un type de sol spécifique.
- Tunnel : Section transversale du tunnel. (Voir figure ci-dessous)
- Soutènement : En insérant les caractéristiques équivalentes d'homogénéisation des deux types de matériaux (Acier et Béton)
- Surcharge : Charge routier de pression 200 kPa.
- Rigidité du sol.

### 6.3 Homogénéisation des paramètres du soutènement provisoire

Comme le soutènement est composé de cintres métallique et béton projeté, les paramètres du soutènement a introduire comme donnée dans le logiciel sont les paramètres homogénéisés ou équivalents :

$$A_{eq} = A'_s \frac{E_s}{E_b} + A_b$$

$$A_{eq} = \frac{9.1 \times 10^{-3}}{1} \frac{210000}{10000} + (0.20 \times 1)$$

$$A_{eq} = 0.391 \text{ m}^2$$

Moment d'inertie équivalent

$$I_{eq} = I_s + I_b$$

$$I_{eq} = \frac{8.091 \times 10^{-4}}{1} + \frac{1 \times 0.20^3}{12}$$

$$I_{eq} = 1.47 \times 10^{-3} \text{ m}^4$$

Poids volumique équivalent

$$\gamma_{\acute{e}q} = \frac{\gamma_s \times A'_s + \gamma_b \times A_b}{A'_s + A_b}$$

$$\gamma_{\acute{e}q} = \frac{78.5 \times 9.1 \times 10^{-3} + 25 \times 0.20}{9.1 \times 10^{-3} + 0.20}$$

Module de Young équivalent

$$E_{\acute{e}q} = \frac{E_s \times A'_s + E_b \times A_b}{A'_s + A_b}$$

$$E_{\acute{e}q} = \frac{210000 \times 9.1 \times 10^{-3} + 10000 \times 0.20}{9.1 \times 10^{-3} + 0.20}$$

$$E_{\acute{e}q} = 18703.96 \text{ MPa}$$

Module de cisaillement équivalent

$$G_{\acute{e}q} = \frac{E_{\acute{e}q}}{2(1 + \nu)}$$

$$G_{\acute{e}q} = \frac{18703.96}{2(1 + 0.3)}$$

$$G_{\acute{e}q} = 7193.83 \text{ MPa}$$

## 6.4 Etapes de calcul

Le grand nombre d'équations à résoudre par un programme d'éléments finis peut demander un temps de calcul considérable, même pour les machines actuelles. Le logiciel travaille en trois étapes successives : le pre-processing, le processing et le post-processing.

### 6.4.1 Pre-processing

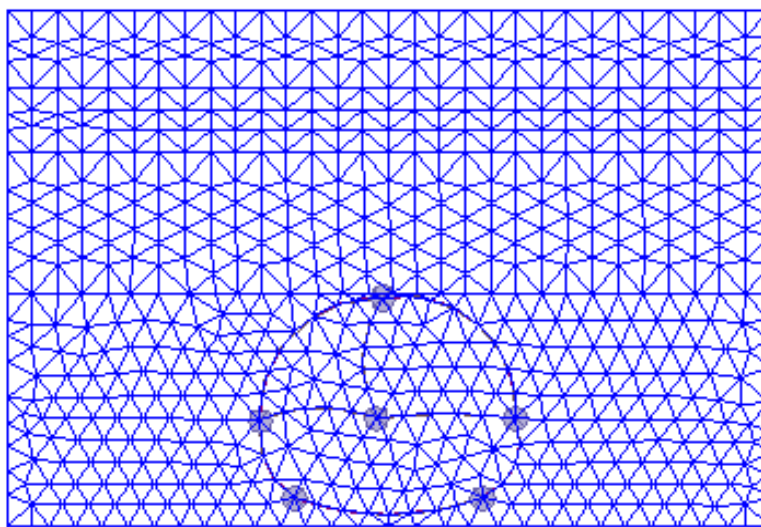
La première étape dans le calcul, qui consiste à discrétiser l'espace du modèle en un nombre fini d'éléments, est appelée le maillage.

La finesse du maillage dépend des moyens dont on dispose et de la précision souhaitée. On a porté notre choix sur des triangles de 1.5 mètres de côté.

Les critères suivants pour le maillage ont été respecté :

- La limite terrain-soutènement doit coïncider avec les limites des mailles ;
- Un maillage structuré est généré dans la zone de soutènement en vue d'améliorer la qualité de la solution dans cette zone sensible.

Un maillage non structuré triangulaire est alors connecté à la partie structurée pour modéliser le reste du massif pris en compte par le modèle. La zone de soutènement est une zone sensible car les contraintes et les déformations varient fortement d'un point à l'autre



*Figure VII 3: Maillage du Terrain Généré par le Logiciel Geo5*

Après le maillage, on peut passer à la phase de construction qui nous permet de mettre les surcharges, le type de soutènement et les appuis.

### **6.4.2 Processing**

Le processing a pour but d'analyser le code d'éléments finis à partir des informations introduites lors du pré-processing (maillage, conditions limites, ...). Il consiste dans notre logiciel en l'analyse des différentes phases de l'excavation, en fonction du soutènement provisoire qui a été proposer. Lorsque celui-ci se révèle inefficace ou insuffisant, l'analyse échoue.

Dans notre cas nous avons procédé à un creusement en 3 phases « stage de construction » :1 – Creusement de la 1ere section de la calotte sans soutènement avec un pourcentage de déconfinement égal à  $\beta=26.60$  %. Ensuite placement du soutènement

2 - Creusement de la 2<sup>ème</sup> section de la calotte avec un déconfinement de  $\beta=26.60$  % et placement du soutènement

3 - Creusement de la 3<sup>ème</sup> section constitué de radier avec un déconfinement de  $\beta=26.60$  % et placement du soutènement

### 6.4.3 Post-processing

Cette étape consiste à traiter les fichiers de sortie, qui sont générés par le code d'éléments finis. Les résultats pour chaque phase sont donnés ci-dessous :

### 6.5 Modélisation de la première section divisée

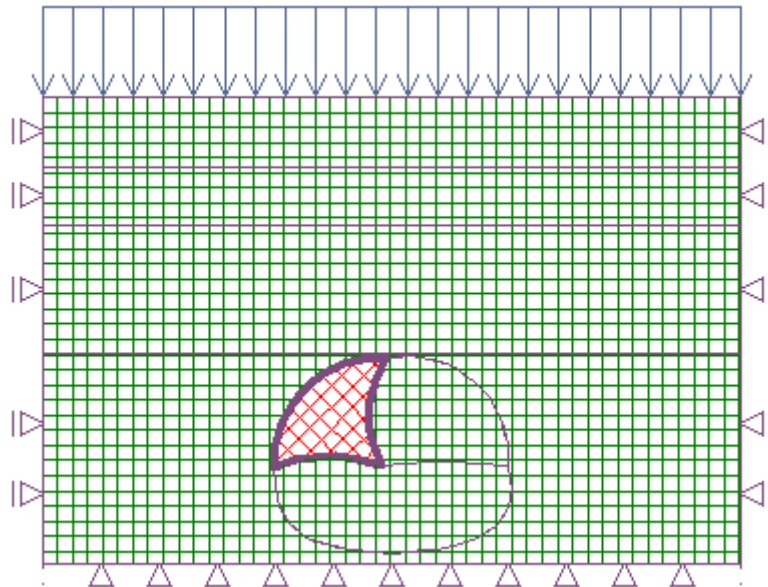


Figure VII 4: Creusement de la première section divisée par le logiciel Geo5.

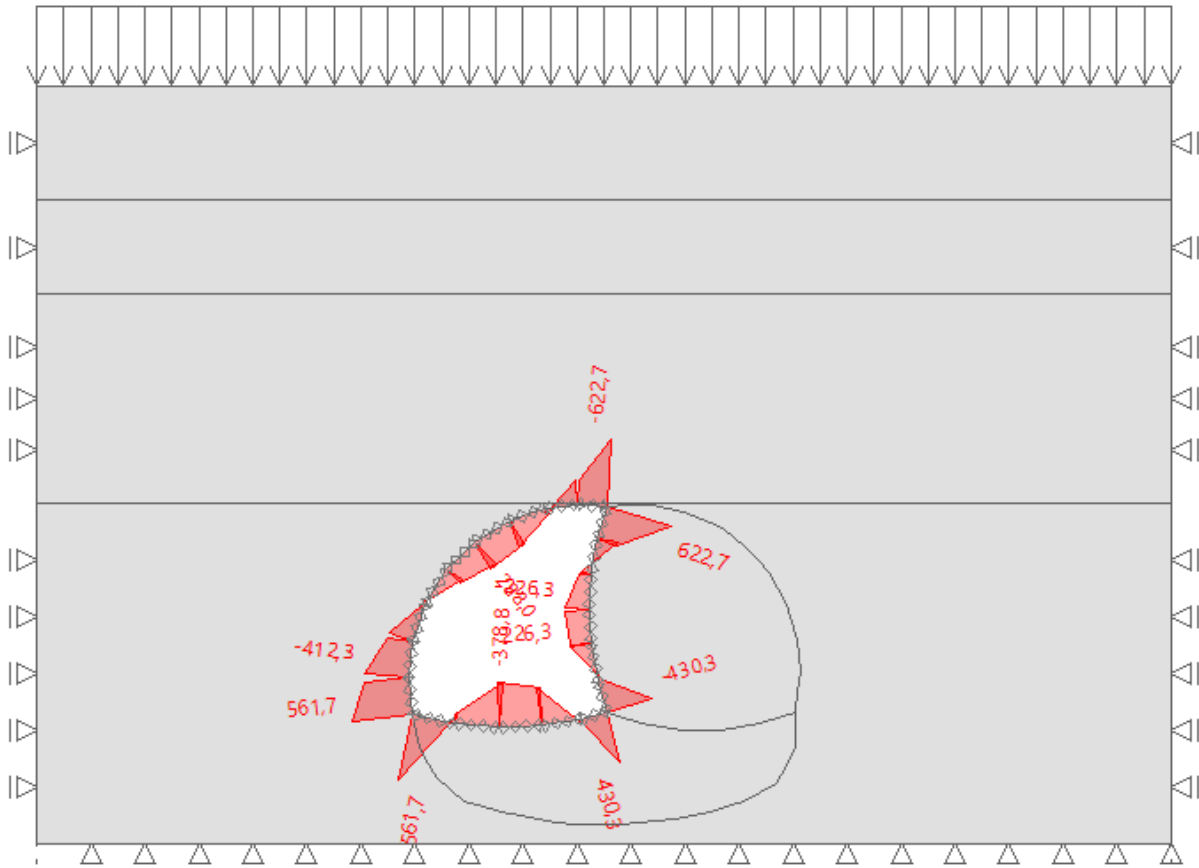


Figure VII 5: Diagramme des moments de la première section divisée

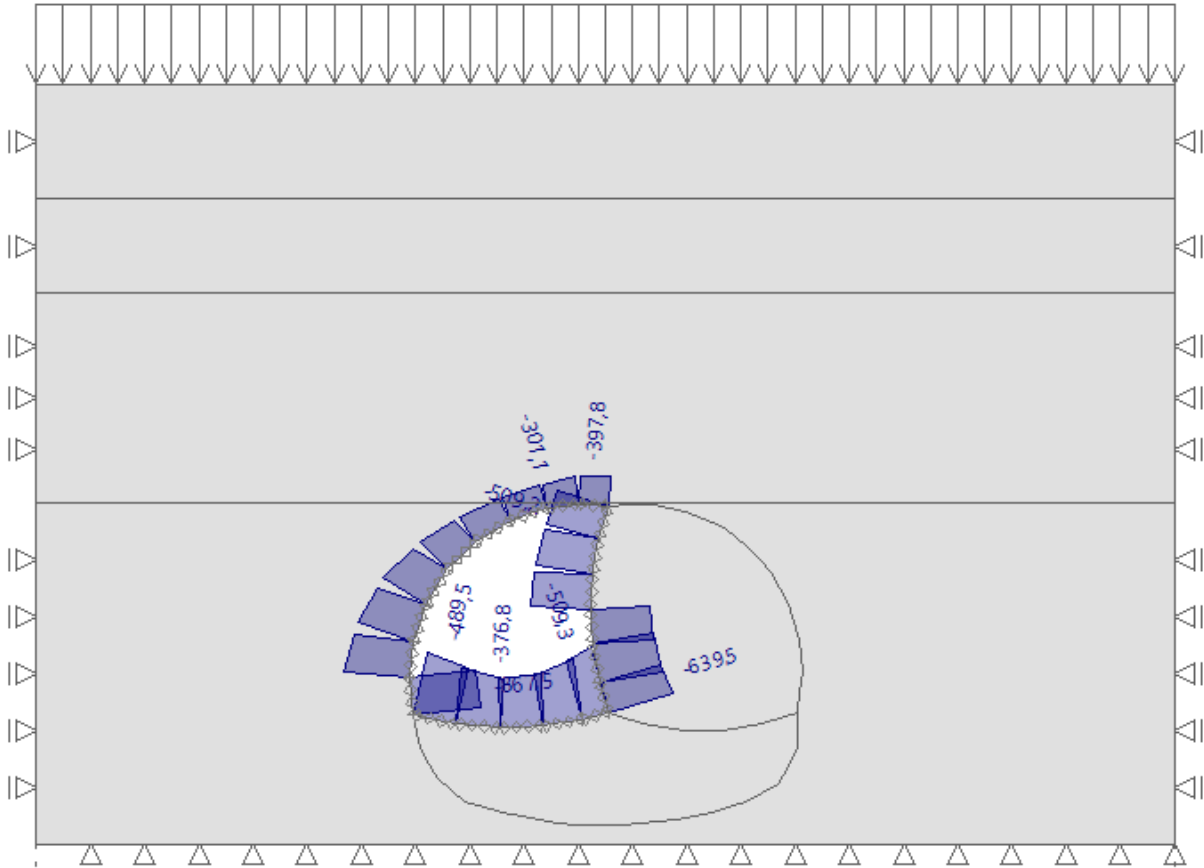


Figure VII 6: Diagramme des efforts normal pour la première section divisée.



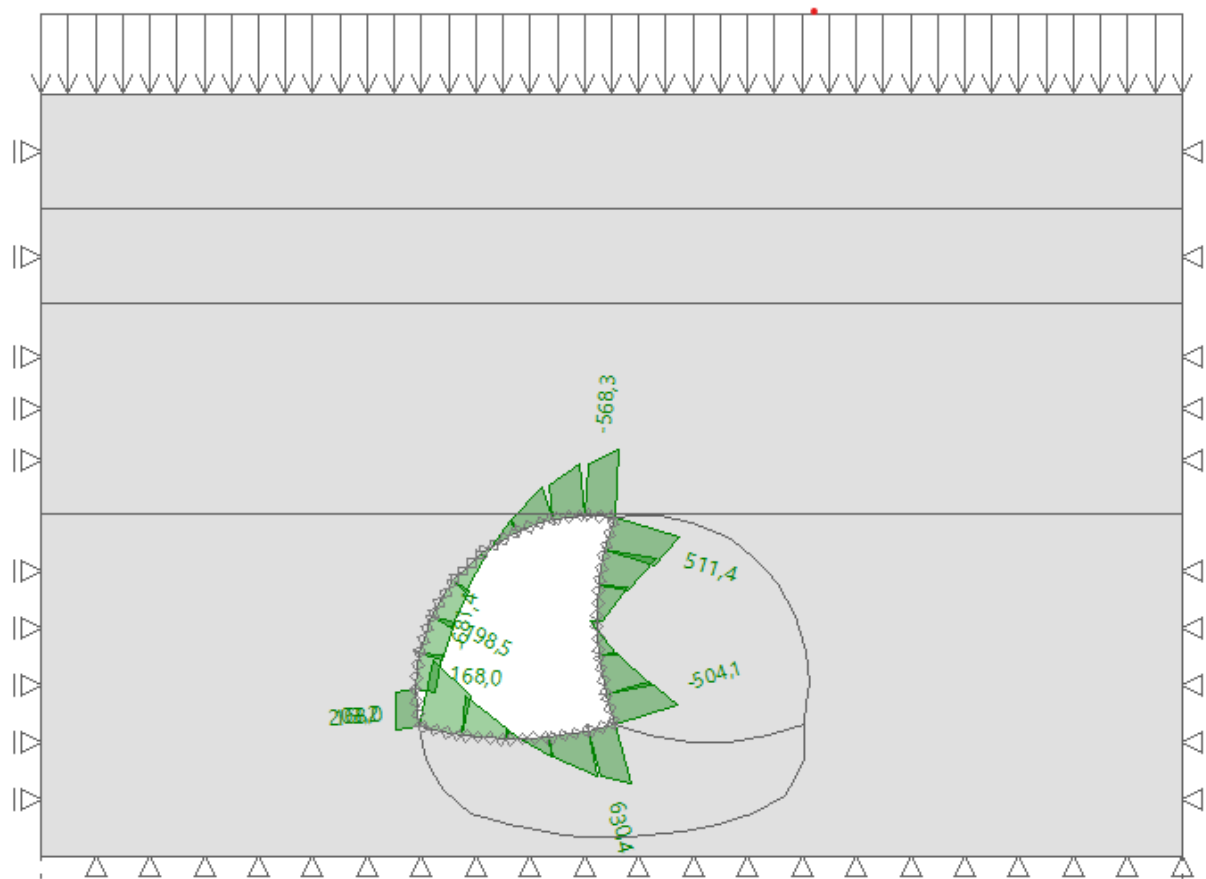


Figure VII 7: Diagramme des efforts tranchant pour la première section divisée.

Tableau VII 7:Tableau de vérification du cintre.

Moment max [KN.m]	Effort normal max [KN]	Effort tranchant max [KN]
622.7	867.5	681.4

## 6.6 Modélisation de la deuxième section divisée

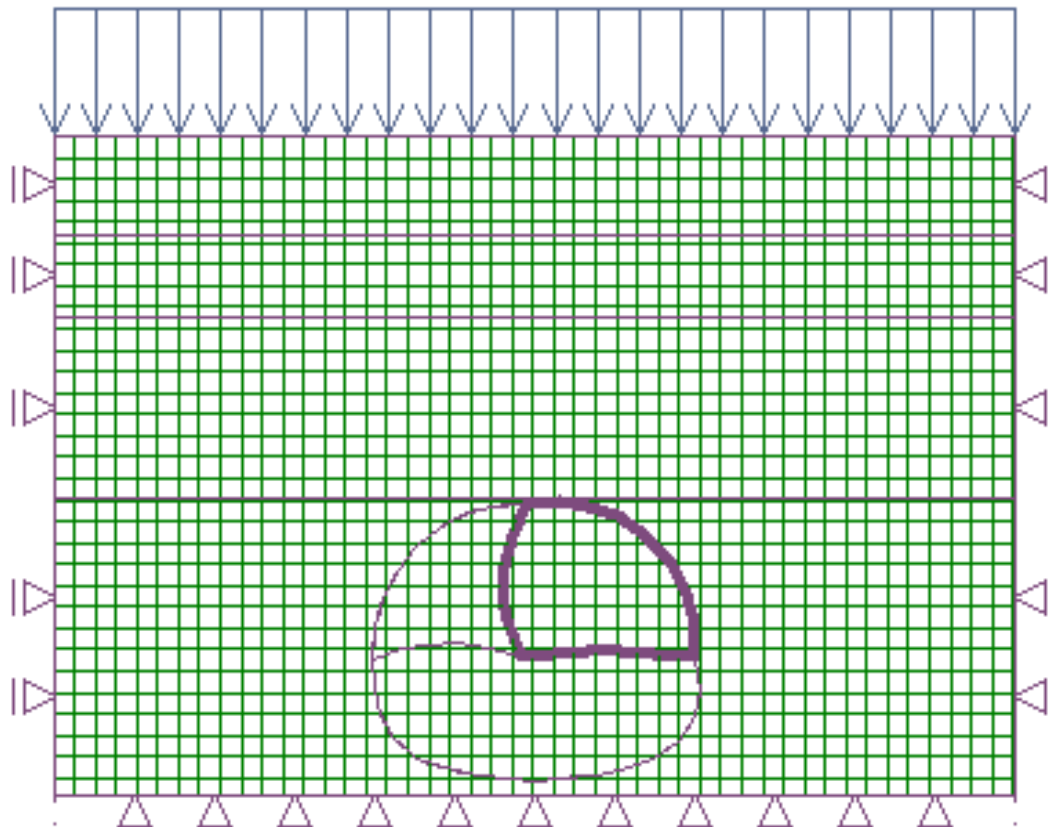


Figure VII 8: Creusement de la deuxième section divisée par le logiciel Geo5.



Figure VII 10: Diagramme des efforts normal pour la deuxième section divisée.

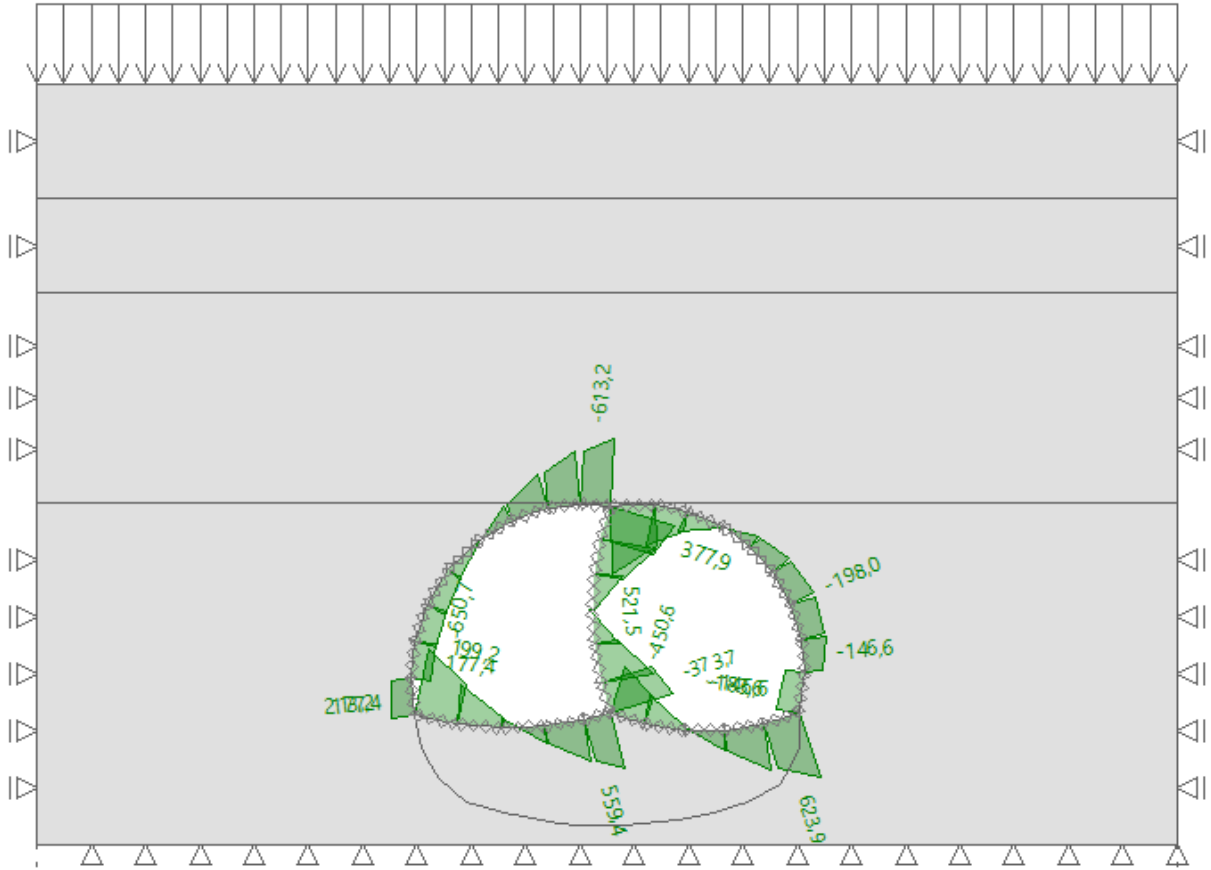


Figure VII 11: Diagrammes des efforts tranchants pour la deuxième section divisée

Tableau VII 8: tableau de vérification du cintre.

Moment max [kN.m]	Effort normal max [kN]	Effort tranchant max [kN]
812.8	1305.4	650.7

6.7 Modélisation de la troisième section divisée



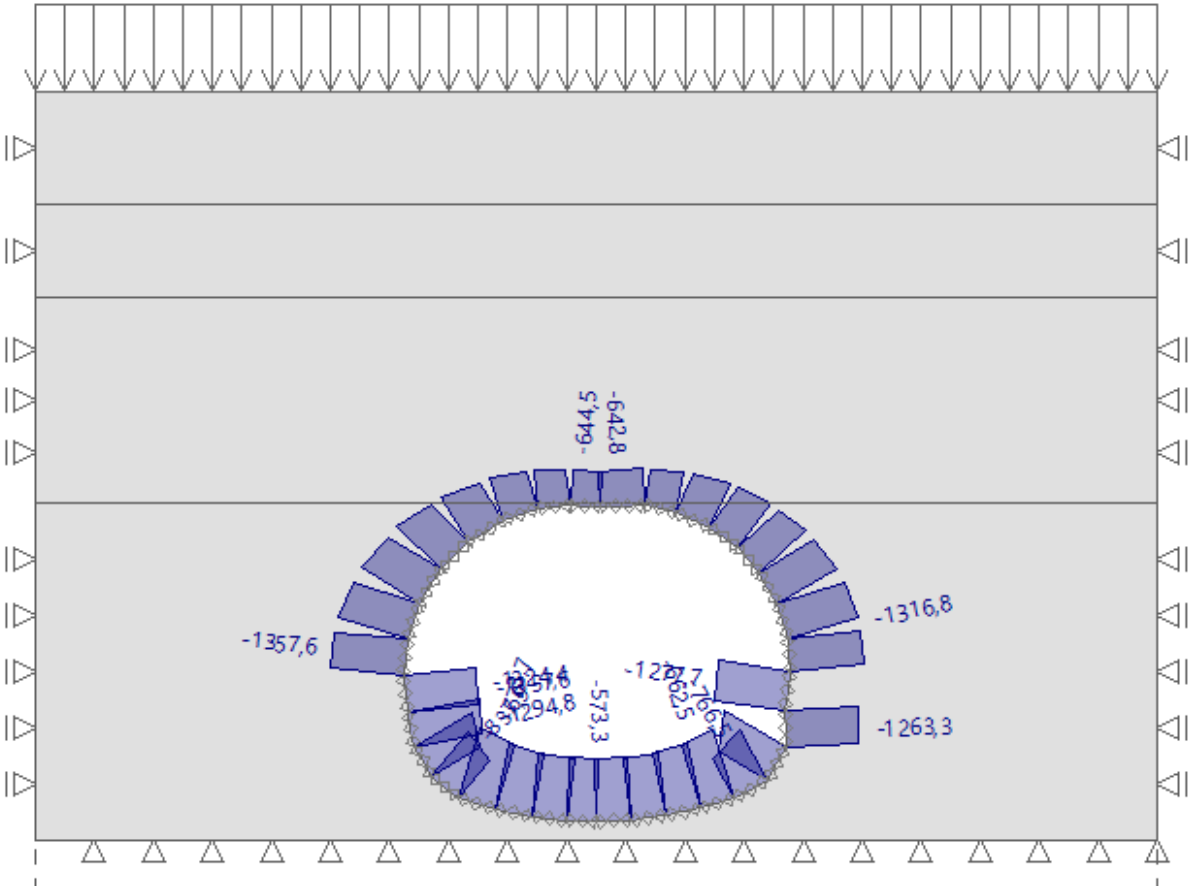


Figure VII 14: Diagramme des efforts normal pour la troisième section divisée.



## 7 Répartition des efforts internes entre les cintres métalliques et la voute en béton projeté

### 7.1 Rigidités des cintres métalliques

$$\text{HEB220} \begin{cases} A_s = 9.1 \times 10^{-3} m^2 \\ I_s = 8.091 \times 10^{-5} m^4 \\ E_s = 21 \times 10^4 MPa \end{cases}$$

A la compression

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

$$A'_s = \frac{A_s}{a} = \frac{9.1 \times 10^{-3}}{1} = 9.1 \times 10^{-3} m^2$$

$$E_s A'_s = 210000 \times 10^3 \times 9.1 \times 10^{-3}$$

$$E_s A'_s = 1.911 \times 10^6$$

A la flexion

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

$$E_s I'_s = \frac{210000 \times 10^3 \times 8.091 \times 10^{-5}}{1} = 16839.9 kN/ml$$

### 7.2 Rigidités de la voute en béton projeté

A la compression

$$E_b A'_b = \frac{E_b A_b}{a} = \theta_n E_s A'_s$$

$$\theta_n = \frac{E_b \times e}{E_s A'_s} = \frac{10000 \times 10^3 \times 0.20}{1.911 \times 10^6} = 1.30$$

A la flexion

$$E_b I'_b = \frac{E_b I_b}{a} = \theta_m E_s I'_s$$



$$\theta_m = \frac{E_b \times e^3}{12(E_S I'_S)} = \frac{10000 \times 10^3 \times 0.20^3}{12(16991.1)} = 0.39$$

D'où la relation devient :

$$E_B I'_B = \theta_m E_S I'_S = 0.39 \times 16991.1 = 6626.52 \text{ KN}$$

### 8 Distribution des efforts agissant sur chaque élément de soutènement provisoire

- Dans les cintres

$$M_S = \frac{3}{3 + \theta_m} M_{max} = \frac{3}{3 + 0.39} M_{max} = 88.49 \% M_{max}$$

$$N_S = \frac{3}{3 + \theta_n} N_{max} = \frac{3}{3 + 1.3} N_{max} = 69.76 \% N_{max}$$

$$T_S = \frac{3}{3 + \theta_n} T_{max} = \frac{3}{3 + 1.3} T_{max} = 69.76 \% T_{max}$$

- Dans le béton projeté

$$M_b = \frac{\theta_m}{3 + \theta_m} M_{max} = \frac{0.39}{3 + 0.39} M_{max} = 11.50 \% M_{max}$$

$$N_b = \frac{\theta_n}{3 + \theta_n} N_{max} = \frac{1.3}{3 + 1.3} N_{max} = 30.23 \% N_{max}$$

$$T_b = \frac{\theta_n}{3 + \theta_n} T_{max} = \frac{1.3}{3 + 1.3} T_{max} = 30.23 \% T_{max}$$

Tableau VII 10: Récapitulatif des efforts internes de la section globale

$M_{max}$ [KN.m]	$N_{max}$ [KN]	$T_{max}$ [KN]
851.8	1336	315.5

Tableau VII 11: Distribution des efforts interne dans les cintres

$M_s$ [KN.m]	$N_s$ [KN]	$T_s$ [KN]
753.75	932	240.32

Tableau VII 12: Distribution des efforts interne dans le béton projeté

$M_b$ [KN.m]	$N_b$ [KN]	$T_b$ [KN]
98	403.87	104.14

## 9 Vérification des contraintes

### 9.1 Vérification du béton projeté

Calcul de la section équivalente béton projeté-treillis soudé :

$$I_{\acute{e}q} = \frac{bh^3}{12} + 15As \left( \frac{h}{2} - d \right)^2$$

$$I_{\acute{e}q} = \frac{1 \times 0.3^3}{12} + 15 \times 3.25 \times 10^{-4} \left( \frac{0.3}{2} - 0.15 \right)^2$$

$$I_{\acute{e}q} = 2.25 \times 10^{-3} m^4$$

$$A_{\acute{e}q} = b \times h + 2 \times 15 \times As = 1 \times 0.3 + 2 \times 15 \times 3.35 \times 10^{-4}$$

$$A_{\acute{e}q} = 0.31 m^2$$

Avec :

b : largeur de section du béton projeté

h : l'épaisseur de la section du béton projeté

As : Section d'acier en treillis soudé pour un espacement de cintre de 1 mètre

(As = 7Ø8 = 3.35 cm<sup>2</sup>)

d : distance entre l'axe neutre du treillis et la fibre extrême du béton projeté égal à 0.15m.

**9.1.1 Vérification a l'état limite ultime**

- Fibres comprimées

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

$$\sigma_b = 1.35 \left( \frac{403.87 \times 10^{-3}}{0.3} + \frac{97.95 \times 10^{-3}}{0.015} \right)$$

$$\sigma_b = 10.63 < 14.17 \text{ vérifiée}$$

- Fibres tendus

$$\sigma_b = \gamma_b \left( \frac{N_b}{A_{\acute{e}q}} + \frac{M_b}{W_{\acute{e}q}} \right) < f_{su}$$

$$f_{su} = \frac{\sigma_e}{\gamma_s} = \frac{235}{1.15} = 204.34 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 1.35 \left( \frac{403.87 \times 10^{-3}}{0.31} - \frac{97.95 \times 10^{-3}}{0.015} \right) < f_{su}$$

$$\sigma_b = -7.05 < f_{su} = 239.130 \text{ MPa vérifiée}$$

**9.1.2 Vérification a l'état limite de service**

Supposons que la fissuration est préjudiciable

- **Fibres comprimés**

$$\sigma_b = \left( \frac{N_b}{A_b} + \frac{M_b}{W_b} \right) < \sigma_{bc}$$

$$\sigma_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = \left( \frac{403.87 \times 10^{-3}}{0.3} + \frac{97.95 \times 10^{-3}}{0.015} \right) < \sigma_{bc}$$

$$\sigma_b = 7.87 \text{ MPa} < \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa Vérifiée}$$

- **Fibres tendus**

$$\sigma_b = \left( \frac{N_b}{A_{\acute{e}q}} - \frac{M_b}{W_{\acute{e}q}} \right) < \sigma_s$$

$$\sigma_s = \min \frac{2}{3} \times 235; 110\sqrt{(1.6 \times 2.1)}$$

$$\sigma_s = \min(156.67; 201.63)$$

$$\sigma_s = 156.67 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = \left( \frac{403.87 \times 10^{-3}}{0.3} - \frac{97.95 \times 10^{-3}}{0.015} \right)$$

$$\sigma_b = -5.17 \text{ MPa} < \sigma_s = 156.67 \text{ MPa} \text{ Vérifiée}$$

## 9.2 Vérification du cintre

### - Fibres comprimées

$$\sigma_s = 1.1 \left( \frac{N_s}{A_s} \pm \frac{M_s}{W_s} \right) < \sigma_e$$

$$\sigma_s = 1.1 \left( \frac{932 \times 10^{-3}}{9.1 \times 10^{-3}} + \frac{753.57 \times 10^{-3}}{7.36 \times 10^{-3}} \right) < \sigma_e$$

$$\sigma_s = 225.28 \text{ MPa} < \sigma_e = 235 \text{ MPa} \text{ Vérifiée}$$

### - Fibres tendues

$$\sigma_s = 1.1 \left( \frac{932 \times 10^{-3}}{9.1 \times 10^{-3}} - \frac{753.57 \times 10^{-3}}{7.36 \times 10^{-3}} \right)$$

$$\sigma_s = 0.33 \text{ MPa} < \sigma_e = 235 \text{ MPa}$$

## 9.3 Vérification du cisaillement

### 9.3.1 Béton projeté

$$T_b = 104.14 \text{ kN}$$

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

$$\tau_u = \min(2.5 \text{ MPa}; 4 \text{ MPa})$$

$$\tau = \frac{T_b}{\alpha \times d}$$

$$\tau = \frac{104.14}{1 \times 0.15}$$

$$\tau = 0.69 \text{ MPa} < \tau_u = 2.5 \text{ MPa} \text{ Vérifiée}$$

9.3.2 Cintres métalliques

- Vérification N°1

$$\tau = \gamma_f \left( \frac{T s \times a \times S}{I \times \delta} \right)$$

I : moment d'inertie      S : moment statique       $\delta$ : épaisseur de l'ame du profil

$$\tau = 1.33 \left( \frac{219.74 \times 10^{-3} \times 1 \times 641 \times 10^{-6}}{1.5 \times 10^{-4} \times 10 \times 10^{-3}} \right)$$

$$\tau = 125.19 \text{ MPa}$$

$$\tau_{lim} = \frac{f_y}{\sqrt{3}} = \frac{235}{\sqrt{3}} = 135.7 \text{ MPa}$$

$$\tau = 125.19 \text{ MPa} < \tau_u = 135.7 \text{ MPa} \text{ vérifiée}$$

- Vérification N°2

$$P_v = 139.33 \text{ kN/ml}$$

$$P > P_v \frac{\sigma_e}{\tau} = 139.33 \frac{235}{125.19} = 261.54 \text{ kN/ml}$$

$$261.54 \text{ kN/ml} > 139.33 \text{ kN/ml} \quad \text{vérifiée}$$

- Vérification N°3

La vérification d'assemblage des éléments du cintre

$$T' = n \frac{\pi d^2}{4} \frac{\sigma_e}{1.54}$$

Avec

$n = 4$  ; Nombre de boulons

$d = 20 \text{ mm}$  ; diamètre du boulon

$$T' = 4 \frac{\pi 0.02^2}{4} \frac{235}{1.54} = 0.19 \text{ MN/m}$$

- Vérification N°4

$$P > P_v \frac{T'}{\gamma_f \times T \times a}$$

$$P > 139.33 \frac{0.19}{1.15 \times 219.74 \times 10^{-3} \times 1} = 0.10 \text{ kN/m}$$

$$P = 261.54 \text{ kN/m} > 139.33 \text{ kN/m} \quad \text{Vérifiée}$$

## 10 Conclusion

Dans ce chapitre nous avons vérifié le soutènement provisoire constitué de cintres et béton projeté. Nous avons présenté les calculs analytiques et numériques pour la vérification du soutènement. La vérification numérique a tenu compte du phasage de la construction du tunnel qui est composé de 3 phases principales. Grâce à la décomposition des charges on a pu estimer le pourcentage de chaque élément (cintres et béton projeté).

La solution de soutènement convenable pour notre tunnel est composé de cintres HEB240 enrobés par une couche de béton projeté d'épaisseur 0.3 m, Cette solution vérifie tous les critères de résistance et de stabilité.

Le calcul effectué dans ce chapitre est un calcul à court terme seulement valable pour le soutènement provisoire. Le calcul à long terme se fera pour le revêtement définitif dans le chapitre suivant.

# **Chapitre VII : Modélisation et Calcul de revêtement définitif**

## Chapitre VII : Modélisation et Calcul de revêtement définitif

## 1 Introduction

Le Revêtement définitif est mis en place afin d'assurer la stabilité mécanique à long terme de l'ouvrage et la protection des installations d'exploitation.

Dans ce chapitre nous allons calculer les contraintes des charges qui applique sur le soutènement d'après les résulte obtenu nous allons fait le modélisation

## 2 Calcul de la contrainte verticale

2.1 Calcul de la pression verticale active descendante sur le soutènement de la structure globale  $\sigma_v$ 

Soit  $b = 12.66$  m ;  $m = 7.84$  m

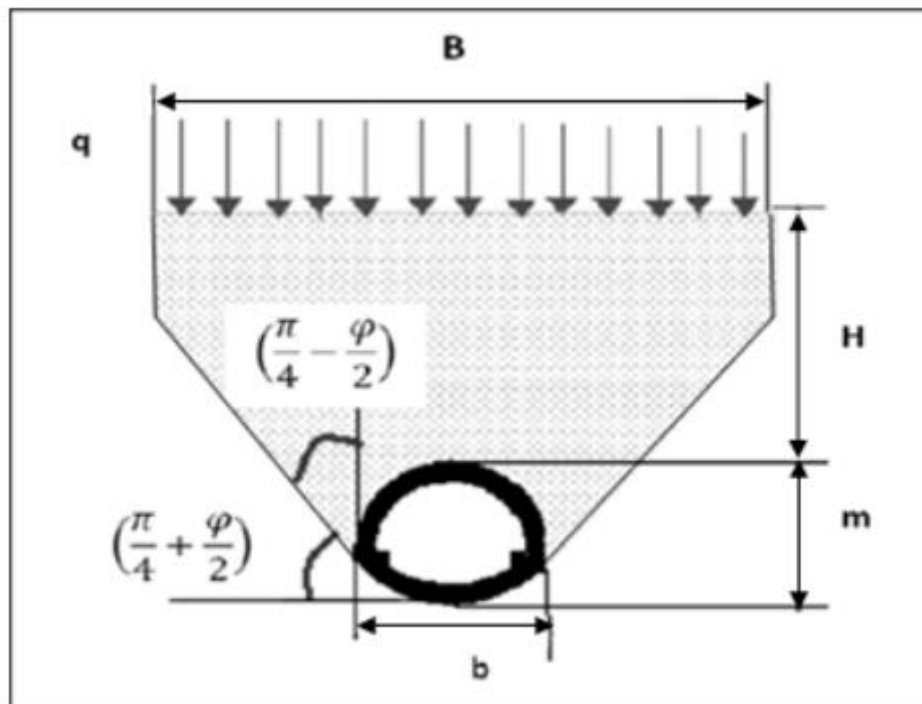


Figure VIII 1 : Hypothèse de base de la théorie de TERZAGHI

Avec :

$q$  : La surcharge en surface ;  $m$  : Hauteur de l'excavation ;

$H$  : La couverture de terre ;  $b$  : Largeur de l'excavation.



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

$$B = 12.66 + 2 \times 7.84 \times \tan\left(\frac{\pi}{4} - \frac{33}{2}\right)$$

$$B = 21.17 \text{ m}$$

Selon la théorie de Terzaghi

Couche 1

$$C = 5 \text{ kN/m}^2 ; \phi = 0^\circ ; \gamma_h = 19 \text{ kN/m}^3 ; ; K = 1 ; H = 3 \text{ m}$$

$$\sigma_v = \frac{B\gamma - 2C}{2K \tan(\varphi)} \left[ 1 - e^{-\frac{2kh \tan(\varphi)}{B}} \right] \times 1.35 + q \times e^{-\frac{2kh \tan(\varphi)}{B}} \times 1.5$$

$$\sigma_v = \frac{19 \times 21.17 - 2 \times 5}{2 \times 1 \times \tan(28)} \left[ 1 - e^{-\frac{2 \times 3 \times \tan(28)}{21.17}} \right] \times 1.35$$

$$\sigma_v = 69.65 \text{ kN/m}^2$$

Couche 2

$$C = 10 \text{ kN/m}^2 ; \phi = 0^\circ ; \gamma_h = 21 \text{ kN/m}^3 ; ; K = 1 ; H = 2.5 \text{ m}$$

$$\sigma_v = \frac{B\gamma - 2C}{2K \tan(\varphi)} \left[ 1 - e^{-\frac{2kh \tan(\varphi)}{B}} \right] \times 1.35 + q \times e^{-\frac{2kh \tan(\varphi)}{B}} \times 1.5$$

$$\sigma_v = \frac{21.17 \times 21 - 2 \times 10}{2 \tan(30)} \left[ 1 - e^{-\frac{2 \times 2.5 \tan(30)}{21.17}} \right] \times 1.35 + 69.65 \times e^{-\frac{2 \times 2.5 \tan(30)}{21.17}} \times 1.5$$

$$\sigma_v = 154.34 \text{ kN/m}^2$$

couch 3

$$C = 35 \text{ kN/m}^2 ; \phi = 22^\circ ; \gamma_h = 20 \text{ kN/m}^3 ; ; K = 1 ; H = 5.5 \text{ m}$$

$$\sigma_v = \frac{B\gamma - 2C}{2K \tan(\varphi)} \left[ 1 - e^{-\frac{2kh \tan(\varphi)}{B}} \right] \times 1.35 + q \times e^{-\frac{2kh \tan(\varphi)}{B}} \times 1.5$$

$$\sigma_v = \frac{21.17 \times 20 - 2 \times 35}{2 \tan(22)} \left[ 1 - e^{-\frac{2 \times 5.5 \tan(22)}{21.17}} \right] \times 1.35 + 154.34 \times e^{-\frac{2 \times 5.5 \tan(22)}{21.17}} \times 1.5$$

$$\sigma_v = 299.47 \text{ kN/m}^2$$

2.2 Calcul de la pression horizontale active descendante sur le soutènement de la structure globale  $\sigma_h$

$b = 12.66\text{m}$  ;  $m = 7.84\text{m}$  ;  $B = 21.17\text{ m}$

Selon la théorie de Terzaghi

$$\sigma_h = 0.3\gamma(0.5m + H_p)$$

$$\sigma_h = 0.3 \times 21(0.5 \times 7.84 + 11.60)$$

$$\sigma_h = 97.77 \text{ kN/m}^2$$

Avec

$$H_p = \frac{b}{2\sin(\varphi)} \quad H_p = \frac{12.66}{2\sin(33)}$$

$$H_p = 11.60 \text{ m}$$

Selon la méthode soviétique

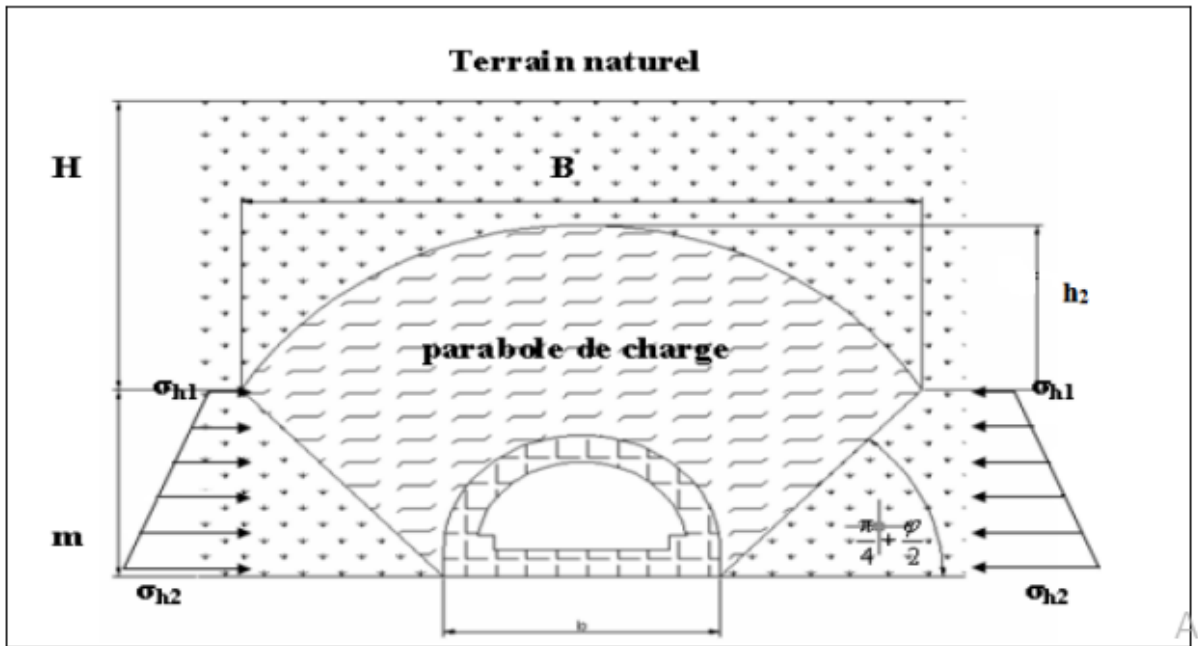


Figure VIII 2 : Répartition de la poussée selon l'expérience soviétique

Au niveau de la calotte :

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

$$\sigma_{h1} = 21 \times 13.85 \times \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{33}{2}\right)$$

$$\sigma_{h1} = 85.74 \text{ kN/m}^2$$

Avec

$$h_2 = \frac{b}{\sin(2\varphi)}$$

$$h_2 = \frac{12.66}{\sin(2 \times 33)}$$

$$h_2 = 13.85 \text{ m}$$

Au niveau du radier :

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

$$\sigma_{h_2} = 21(13.85+7.84) \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{33}{2}\right)$$

$$\sigma_{h_2} = 132.17 \text{ kN/m}^2$$

Selon la théorie de Protodiakonov

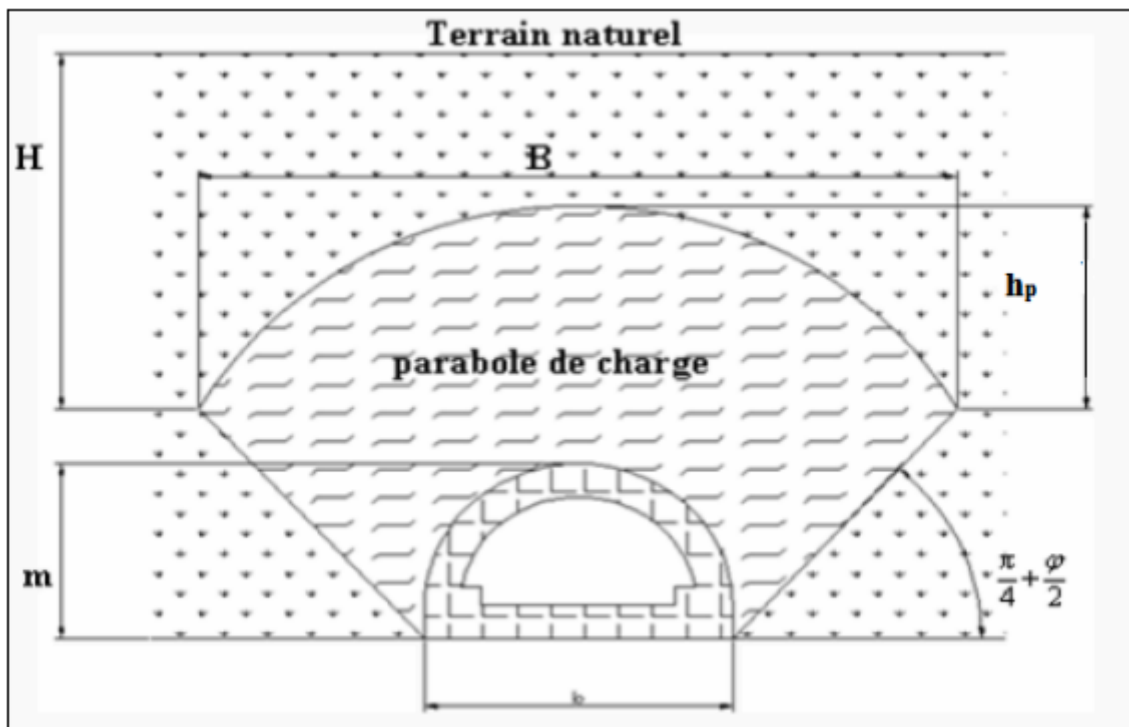


Figure VIII 3 : Répartition de la charge verticale d'après PROTODIAKONOV

$$\sigma_{h2} = \gamma \times m \times \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) \times \left[ \frac{2}{3 \tan(\varphi)} \times b + m \tan\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) + \frac{m}{2} \right]$$

$$\sigma_{h2} = 21 \times 7.84 \times \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{33}{2}\right) \times \left[ \frac{2}{3 \tan(33)} \times 12.66 + 7.84 \tan\left(\frac{\pi}{4} - \frac{33}{2}\right) + \frac{7.84}{2} \right]$$

$$\sigma_{h2} = 1027.66 \text{ kN/m}^2$$

Selon la méthode de Coulomb – Rankine

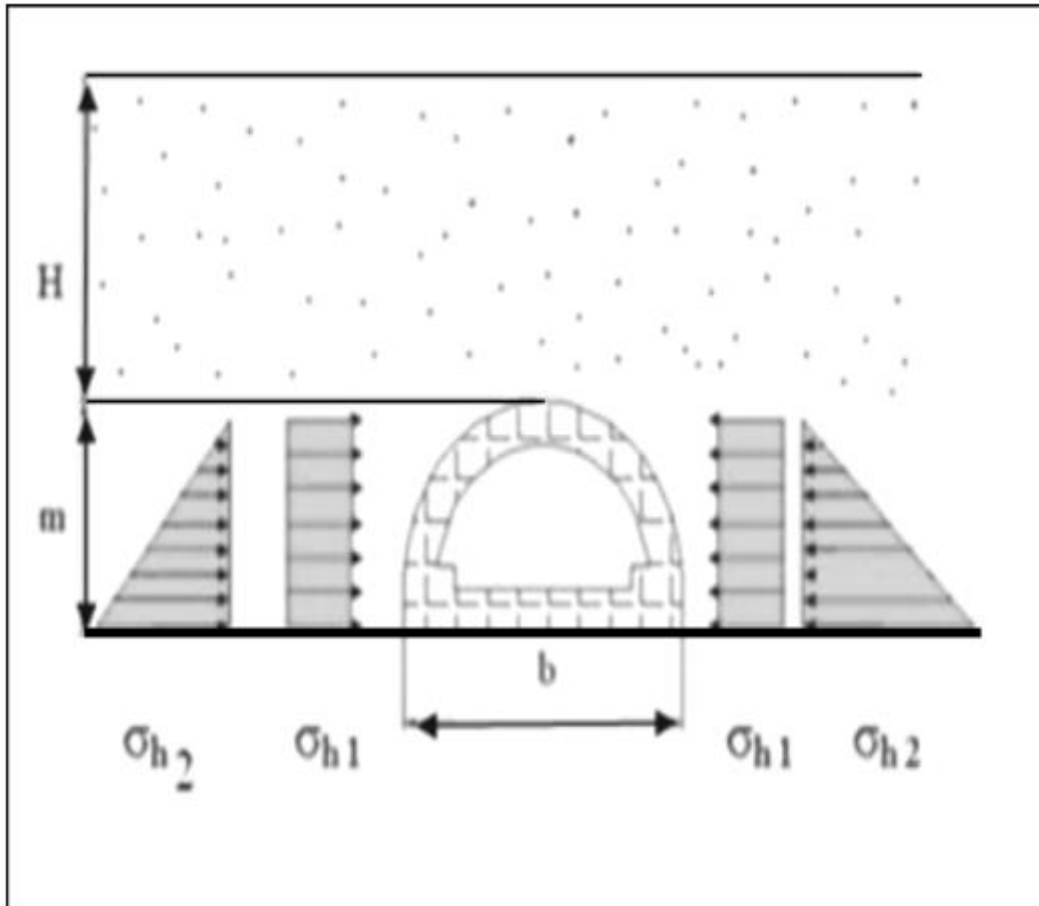


Figure VIII 4 : Répartition des contraintes selon COULOUMB-RANKINE

Au niveau de la calotte

$$\sigma_{h1} = k_0 \times \sigma_v$$

$$\sigma_{h1} = 0.15 \times 146.55$$

$$\sigma_{h1} = 21.98 \text{ kN/m}^2$$

Avec :

$\sigma_v$ : La contrainte verticale de TERZAGHI;

$K_a$ : le coefficient de poussée active  $K_a = \tan\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$

$K_0 = (1 - \sin(\varphi))X_1X_2X_3$  : le coefficient des terres au repos.

$X_1$ : le coefficient d'influence de la cohésion du terrain ;

$X_2$ : le coefficient d'influence de la genèse du terrain ;

$X_3$ : le coefficient rhéologique dont

les valeurs sont données par le tableau suivant :

Tableau VIII 1: Coefficient d'influence en fonction de la nature du terrain.

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

$$k_0 = (1 - \sin(\phi)) \times X_1 \times X_2 \times X_3$$

$$k_0 = (1 - \sin(35)) \times 0.70 \times 1 \times 0.5$$

$$k_0 = 0.15$$

Au niveau du radier :

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

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

$$\sigma_{h2} = 20 \times 7.84 \times \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{33}{2}\right)$$

$$\sigma_{h2} = 46.22 \text{ kN/m}^2$$

Donc

$$\sigma_h = 21.98 + 46.22$$

$$\sigma_h = 68.2 \text{ kN/m}^2$$

### 2.3 Calcul des charges appliquées sur le radier

On calcule les charges appliquées sur le radier uniquement selon la méthode de Tsimbarievitch car la méthode de Terzaghi traite des cas bien précis non convenables pour notre étude.

Pour  $E_a = E_p$  la profondeur Z est:

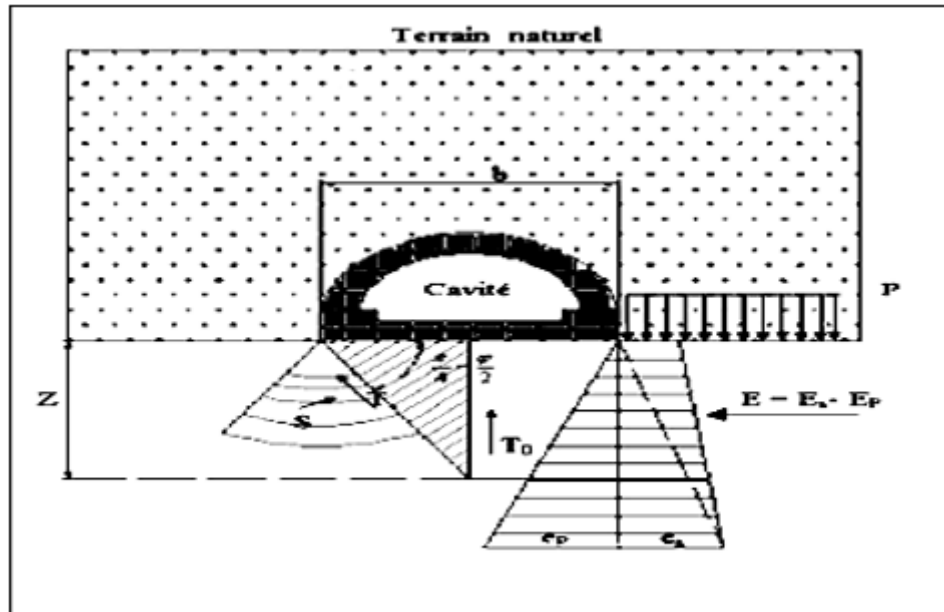


Figure VIII 5:Schéma Illustrant la Théorie de TSIMBARIEVITCH

avec:

$$Z = \frac{pka - 2c(\sqrt{kp} + \sqrt{ka})}{\gamma(ka - kp)}$$

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

$$K_a = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{33}{2}\right) = 0.29$$

Et

$$K_p = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right)$$

$$K_p = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{33}{2}\right)$$

$$K_p = 3.39$$

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

$$P = (3 \times 19 + 2.5 \times 21 + 5.5 \times 20 + 7.84 \times 21)$$

$$P = 384.14$$

$$Z = \frac{pka - 2c(\sqrt{kp} + \sqrt{ka})}{\gamma(ka - kp)}$$

$$Z = \frac{384.14 \times 0.29 - 2 \times 5(\sqrt{3.39} + \sqrt{0.29})}{21(0.29 - 3.39)}$$

$$Z = 1.34 \text{ m}$$

On calcule la résultante des efforts E d'après  $E = \frac{\gamma Z}{2} (z + 2H)ka - \frac{1}{2} \gamma z^2 K_p$

Son application numérique s'écrit :

$$E = \frac{21 \times 1.34}{2} (1.34 + 2 \times 11) \times 0.29 - \frac{1}{2} \times 21 \times (1.34)^2 \times 3.39$$

$$E = 31.31 \text{ m}$$

La résultante  $T_0$  est donnée par l'équation

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

$$T_0 = \frac{2 \times 31.31}{\cos(33)} \sin^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{33}{2}\right)$$

$$T_0 = 16.99 \text{ Kn/m}^2$$

La résultante  $T_0$  exerce son action verticalement suivant l'axe central. Elle est répartie sur la longueur Y calculée par la formule.

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

$$Y = \frac{1.34}{\tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{33}{2}\right)}$$

$$Y = 4.54 \text{ m}$$

La contrainte sous le radier est calculée comme suit

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

$$\sigma = \frac{16.99}{4.54}$$

$$\sigma = 3.74 \text{ kN/m}^2$$

La Vérification du non soulèvement s'écrit ainsi

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

$$\sigma \leq \frac{4 \times 5}{1-\sin(33)} (2 + \sin(33)) \cos (33)$$

$$3.74 \leq 107.90 \text{ kN/m}^2 \text{ vérifiée}$$

Tableau VIII 2: Valeurs des Charges

Type de charge	Méthodes		Section
			Globale
Charges verticales [kN/m²]	TERZAGHI		299.47
	BIERBAUMER		220
	POIDS DES TERRES		219
	PROTODIAKONOV		283.29
Charges Horizontales [kN/m²]	TERZAGHI		97.77
	EXPERIENCE SOVIETIQUE	Au niveau de la calotte	85.74
		Au niveau du radier	132
	COULOMBRANKINE	Au niveau de la calotte	21.98
		Au niveau du radier	68.2
	PROTODIAKONOV		1027.66
Charges appliquées sur le radier [kN/m²]	TSIMBARIEVITCH		3.74

Donc

Pour analyser les efforts internes se produisant dans le revêtement définitif, il faut placer les charges et déplacements qui s'appliquent sur lui, on a donc :

- Des charges verticales.
- Des charges horizontales.

Ces charges ont été calculées ;



La charge verticale calculée par la théorie Terzaghi :  $\sigma_v = 299.47 \text{ kN/m}^2$ .

La charge verticale appliquée sur le radier calculée par la théorie de Tsimbarievitch :  $\sigma_{radier} = 68.2 \text{ kN/m}^2$

Les charges horizontales :

La charge horizontale calculée par la théorie de Coulomb-Rankine :  $\sigma_h = 21.98 \text{ kN/m}^2$ .

### 3 Caractéristiques du revêtement

Matériau constituant le revêtement Le matériel constituant le revêtement est fait de béton de type C30/37, ses caractéristiques sont les suivantes :

Béton Classe C30/37 Poids volumique :  $\gamma_c = 25 \text{ kN/m}^3$

Résistance à la compression :  $f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$

Résistance à la compression (à 7 jours) :  $f_{ck} = 18 \text{ N/mm}^2$

Résistance à la traction :  $f_{ctm} = 2.6 \text{ N/mm}^2$

Résistance à la traction (à 7 jours) :  $f_{ctm} = 2.0 \text{ N/mm}^2$

Module d'élasticité :  $E_{cm} = 10\,000 \text{ N/mm}^2$  (Béton projeté à très jeune âge)

$E_{cm} = 31\,000 \text{ N/mm}^2$  (Béton projeté durci)

l'acier de ferrailage : Barre HA treillis soude fe 500

Enrobage C: 50mm

Limite d'élasticité  $f_{yk} : 500 \text{ N/mm}^2$

Module d'Elasticite  $E_{ym} : 200.000 \text{ N/mm}^2$

### 4 Résultats des efforts internes

Le logiciel GEO5 a été utilisé pour déterminer les diagrammes et valeurs des efforts internes.

$$A_{eq} = A'_s \frac{E_s}{E_b} + A_b$$

$$A_{eq} = \frac{3.35 \times 10^{-4}}{1} \frac{200000}{31000} + (0.4 \times 1)$$

$$A_{eq} = 0.4 \text{ m}^2$$

Moment d'inertie équivalent

$$I_{eq} = I_s + I_b$$

$$I_{eq} = \frac{1 \times 0.40^3}{12} + 15 \times 3.35 \times 10^{-4} \times \left(\frac{0.4}{2} - 0.2\right)^2$$

$$I_{eq} = 5.34 \times 10^{-3} \text{ m}^4$$

Poids volumique équivalent

$$\gamma_{\acute{e}q} = \frac{\gamma_s \times A'_s + \gamma_b \times A_b}{A'_s + A_b}$$

$$\gamma_{\acute{e}q} = \frac{1.15 \times 3.35 \times 10^{-4} + 25 \times 0.4}{3.35 \times 10^{-4} + 0.4}$$

$$\gamma_{\acute{e}q} = 24.98 \text{ kN/m}$$

Module de Young équivalent

$$E_{\acute{e}q} = \frac{E_s \times A'_s + E_b \times A_b}{A'_s + A_b}$$

$$E_{\acute{e}q} = \frac{200000 \times 3.35 \times 10^{-4} + 310000 \times 0.40}{3.35 \times 10^{-4} + 0.40}$$

$$E_{\acute{e}q} = 31141.41 \text{ MPa}$$

Module de cisaillement équivalent

$$G_{\acute{e}q} = \frac{E_{\acute{e}q}}{2(1 + \nu)}$$

$$G_{\acute{e}q} = \frac{31141.41}{2(1 + 0.3)}$$

$$G_{\acute{e}q} = 11977.46 \text{ MPa}$$

Ces efforts sous forme de diagrammes des moments, efforts tranchant, efforts normaux sont montrés ci-dessous :

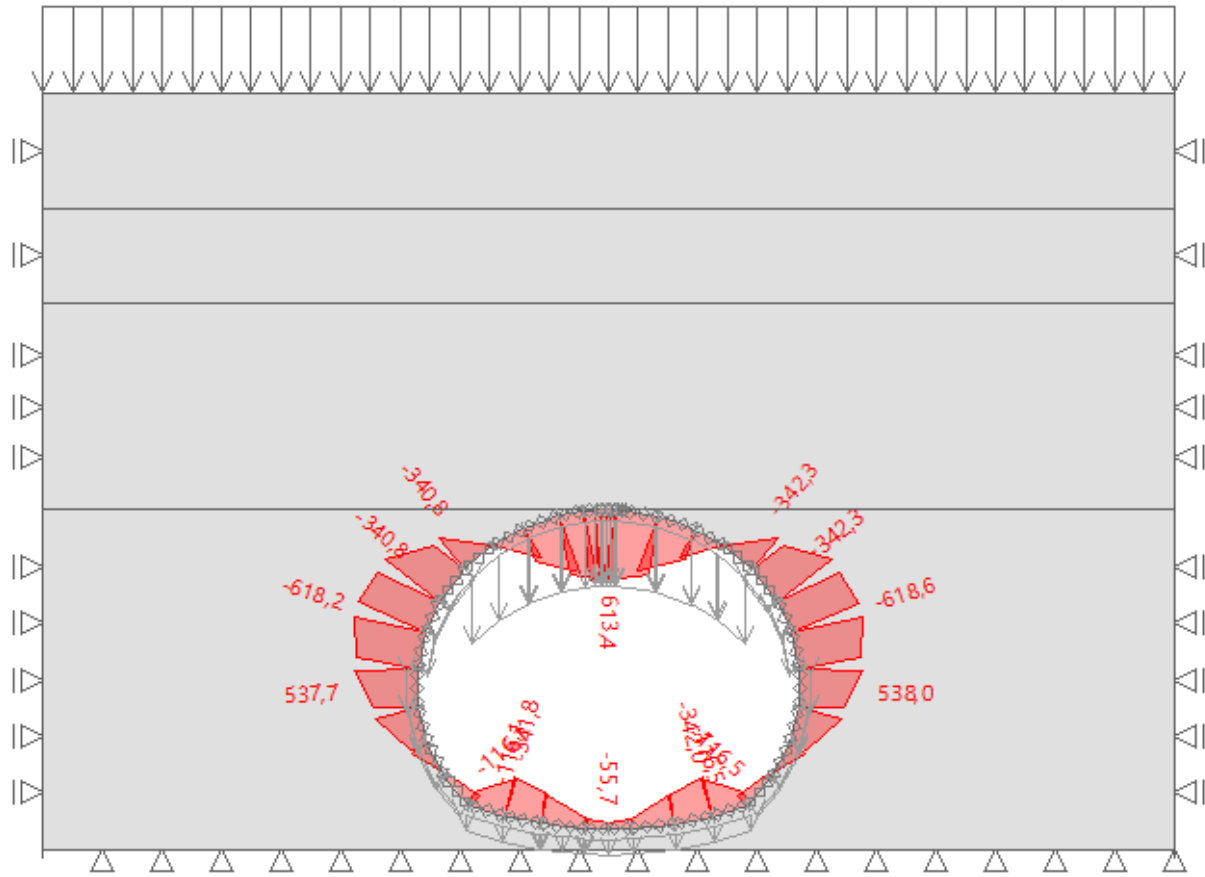


Figure VIII 6: Diagramme des Moments Fléchissant

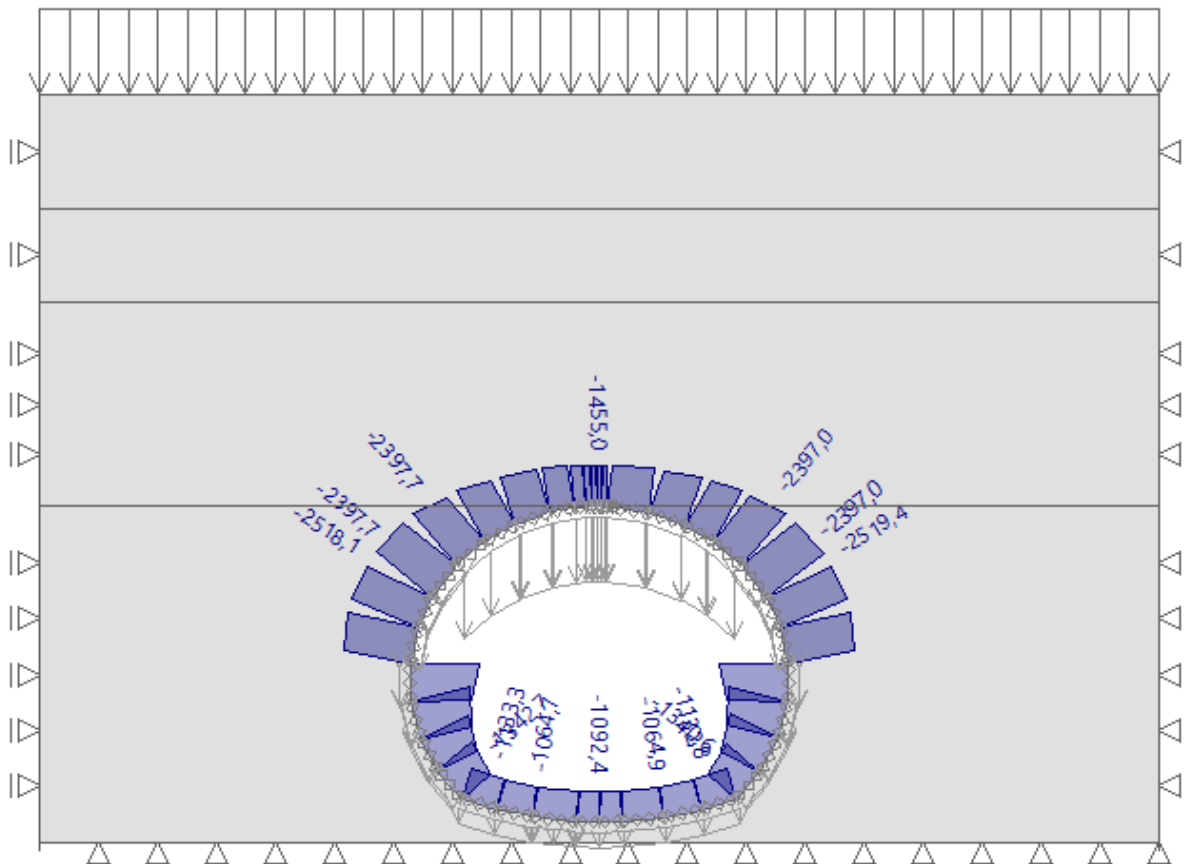


Figure VIII 7: Diagramme des Efforts Normaux

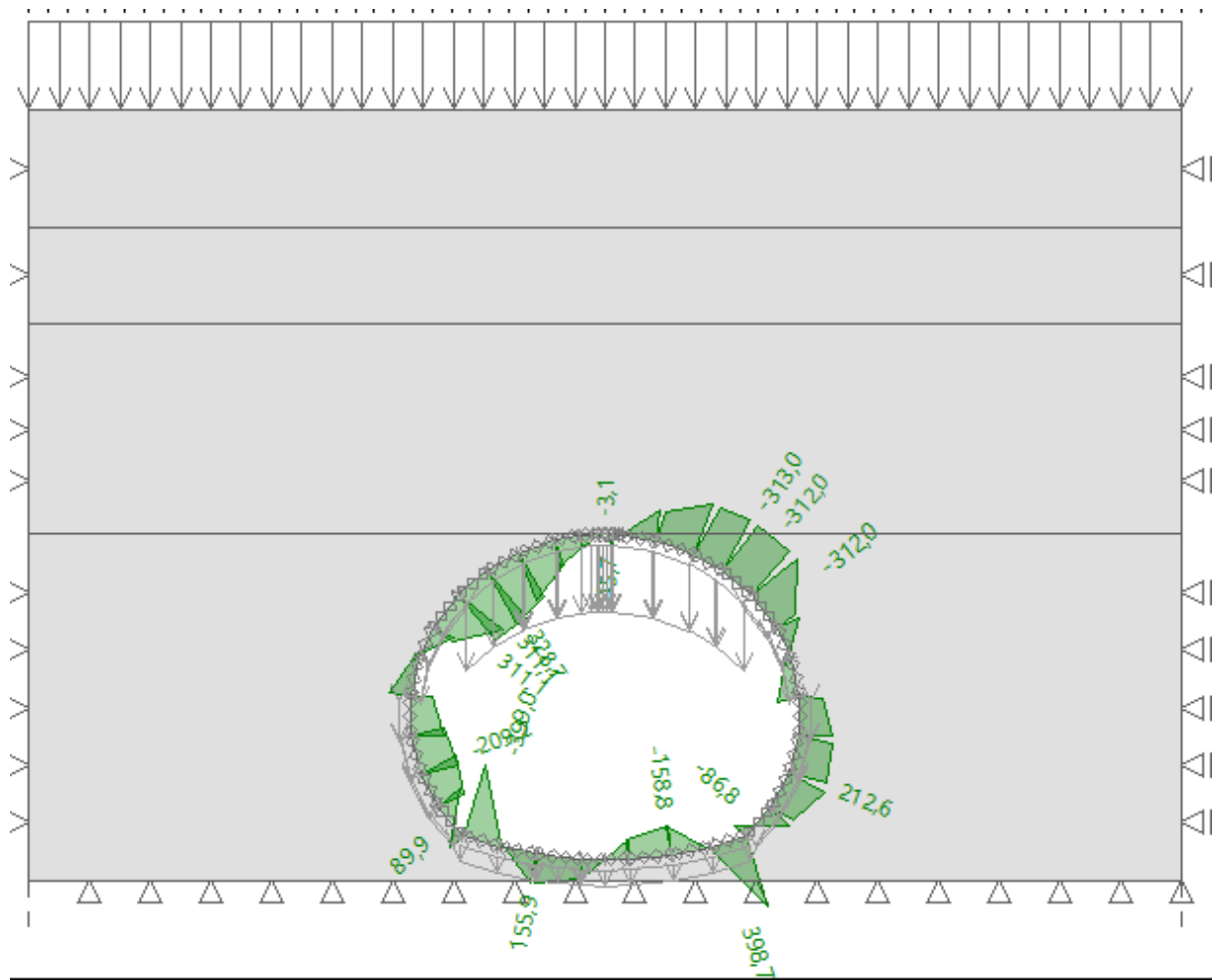


Figure VIII 8: Diagramme des Efforts Tranchants

Les valeurs maximales sont relevées sur le tableau suivant :

Tableau VIII 3: Efforts Internes Maximaux sur la Voûte et le Radier

	N [kN]	M [kN.m]	T [kN]
<b>Voûte</b>	2519.4	618.8	328.7
<b>Radier</b>	1340.8	342	399

### 5 Ferrailage du revêtement définitif

A partir des résultats trouvés, le ferrailage du revêtement définitif qui convient est montré ci dessous :

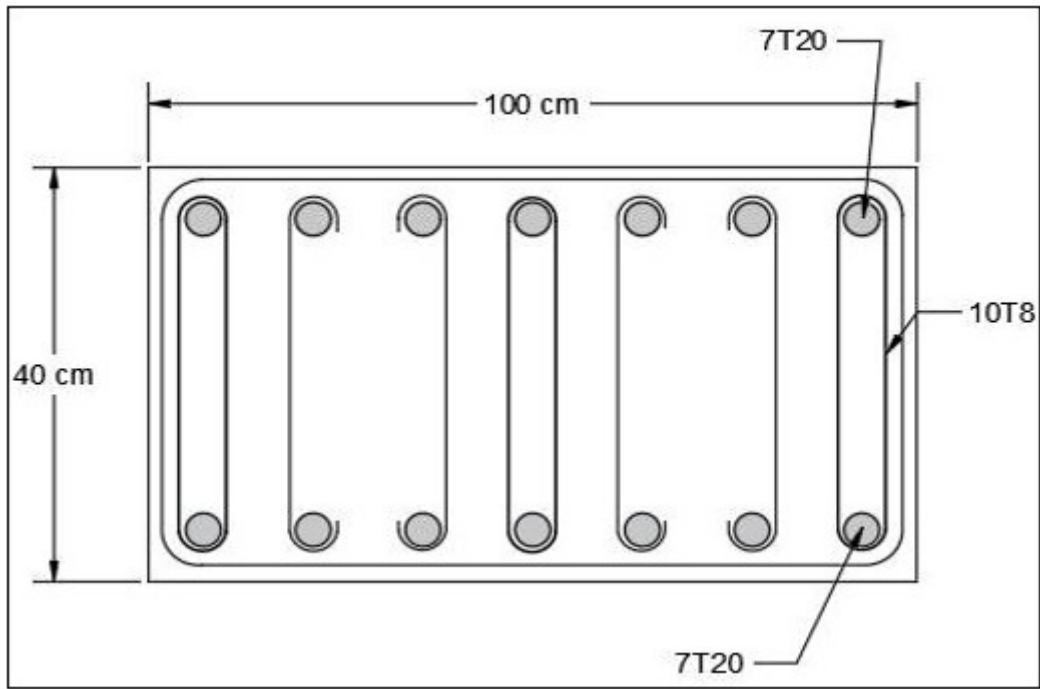


Figure VIII 9:Schéma de ferrailage de la voûte.

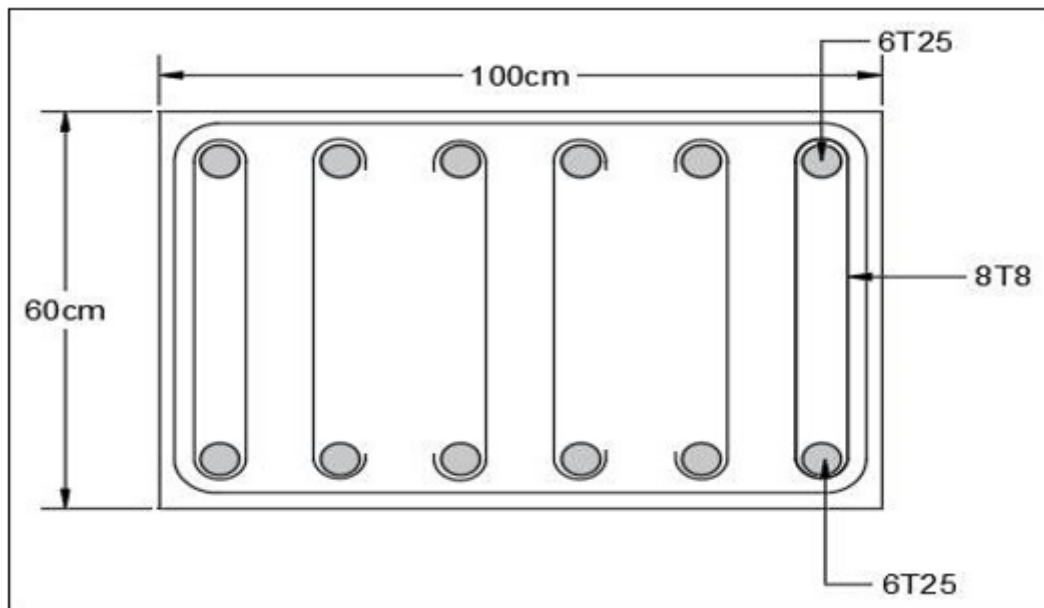


Figure VIII 10:Schéma de ferrailage du radier

## 6 Comparaison des efforts temporaires et définitifs

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

*Tableau VIII 4: Les efforts obtenus après l'analyse de soutènement provisoire et définitif*

Soutènements	M	N	T
Soutènement provisoire	851.8	1336	315.5
Soutènement définitif	618.8	2519.4	399

les soutènements provisoires sont conçus pour être utilisés pendant une période limitée durant la construction de tunnel, par conséquent, il sont dimensionnés pour résister aux charges temporaires, par contre les soutènements définitifs sont utilisés pour supporter les charges permanentes à long terme. Nous remarquons que les efforts de flexion et efforts normaux sont beaucoup plus grand dans le cas du soutènement définitif.

## 7 Conclusion

Le revêtement définitif est une couche de finition appliquée sur la paroi intérieure d'un tunnel pour protéger l'élément de soutènement et pour améliorer l'apparence et la fonctionnalité du tunnel. Les revêtements définitifs peuvent être fabriqués à partir de différents matériaux, notamment le béton, l'acier, le verre et les matériaux composites.

Les revêtements définitifs doivent être conçus pour résister aux charges de la roche environnante, aux forces de compression, de traction et de cisaillement, ainsi qu'aux charges du trafic et des services publics. En fin de compte, un revêtement définitif bien conçu et bien installé est essentiel pour assurer la sécurité et la durabilité du tunnel.

Dans ce chapitre nous avons présenté les calculs pour le dimensionnement du revêtement définitif. Ces calculs ont permis de déterminer le type de soutènement adéquat .

# **Chapitre IX : Etude sismique**

## **13 Chapitre IX : Etude sismique**

### **1. Introduction**

Le calcul des ouvrages souterrains sous chargement sismique pose de nombreuses difficultés, notamment quand ces ouvrages sont construits en site urbain.

Ces difficultés sont liées aux non-linéarités du comportement des géo-matériaux, les conditions d'interface, l'aspect tridimensionnel, le couplage fluide - squelette, les fortes hétérogénéités, la modélisation des domaines semi-infinis, et la description du chargement sismique. Pour ces raisons, on procède généralement à des simplifications. Aussi, le comportement de tunnels est étudié dans les sections longitudinale et transversale. Dans la section longitudinale, la sollicitation est induite par la propagation d'ondes dans la direction parallèle ou oblique à l'axe longitudinal du tunnel qui induit des déformations axiales et des déformations de flexion. Dans la section transversale, le chargement provient de la propagation d'ondes dans la direction normale à l'axe longitudinal du tunnel qui induit des déplacements dans cette section qui se traduisent par une distorsion et des efforts dans le revêtement du tunnel. Dans ce chapitre nous étudierons les efforts appliqués au tunnel en cas sismique, ainsi que les déplacements, les déformations et les efforts en 2 cas, cas non prise en compte de l'interaction terrain structure et le cas de prise en compte de l'interaction terrain- structure

### **1 2. Classification de l'ouvrage**

Pour la prise en compte du risque sismique, et en particulier de la valeur du coefficient d'accélération de zone A, les tunnels sont classés en deux groupes.

Groupe 1 : Tunnels stratégiques

Ce groupe recouvre les tunnels stratégiques devant rester circulables après avoir subi l'action sismique ultime réglementaire, soit :

Les tunnels autoroutiers

Les tunnels sur routes nationales

Les tunnels ferroviaires et de métro

Groupe 2 : Tunnels importants

Dans ce groupe sont classés les tunnels qui se trouvent sur les chemins de wilaya, chemins communaux ou autres voies.

Les tunnels classés dans le groupe 2 pourraient être surclassés d'un rang si leur endommagement provoquerait des dommages à un bâtiment, équipement ou installation d'importance moyenne à vitale.



Cette classification préconise des seuils minima de protection qu'un maître d'ouvrage peut modifier uniquement en surclassant l'ouvrage pour une protection accrue, compte tenu de la nature et de la destination de l'ouvrage.

### **3. Action sismique le long de l'axe du tunnel**

#### **3.1. Compression et flexion**

L'action sismique le long de l'axe du tunnel est déterminée à partir des déplacements en champ libre de la ligne matérialisant l'axe du tunnel. Ceux-ci induisent, selon les modalités d'interaction terrain- structure, des

efforts de compression-traction et de flexion longitudinale, le tunnel étant considéré comme un élément linéique de type poutre.

Les déplacements en champ libre sont déterminés comme indique ci-après :

#### **3.2. Déplacements et déformations en champ libre de la ligne matérialisant l'axe du tunnel**

##### *3.2.1. Déplacement axial*

Les déplacements du terrain en champ libre le long de l'axe du tunnel générés par une onde de cisaillement sinusoïdale caractérisée par sa longueur d'onde, son amplitude de déplacement  $D_0$  et son angle d'incidence par rapport au tunnel sont donnés par les formules suivantes :

$$U_x(X) = D_0 \cdot \sin(\theta) \cdot \sin\left(\frac{2\pi x}{L} \cdot \cos(\theta)\right)$$

Avec :  $D_0 = a \cdot g \cdot D$

Tel que :

a: Coefficient d'accélération de zone est donné par le tableau (1)

D : Donné par le tableau (2) ;

g : Accélération de la pesanteur.

Tableau IX .1: Valeurs du coefficient d'accélération de zone « a».

Groupe	Zone sismique			
	I	II a	II b	III
1	0.15	0.25	0.30	0.40
2	0.12	0.20	0.25	0.30
3	0.10	0.15	0.20	0.25

Tableau IX.2 : Valeurs de la vitesse et du déplacement, pour  $a=100 \text{ cm/s}^2$ , en fonction du type de site.

Type de site	A [ $\text{m/s}^2$ ]	Vs [ $\text{m/s}$ ]	D [m]	R= (A D)/ ( $\text{v}^2$ )
S1	1.000	0.060	0.030	8.333
S2	1.000	0.080	0.050	7.813
S3	1.000	0.100	0.070	7.000
S4	1.000	0.120	0.090	6.250

D'où, après dérivation, la déformation axiale de la ligne matérialisant le tunnel :

$$\varepsilon(X) = \frac{V_0}{c} \cdot \sin(\theta) \cdot \cos(\theta) \cdot \sin\left(\frac{2\pi x}{L} \cdot \cos(\theta)\right)$$

Avec :

$V_0$  : La vitesse particulière au niveau de l'axe du tunnel (la vitesse du mouvement du terrain) :

$$V_0 = 2\pi f D_0$$

$L$  : La longueur d'onde qui est donnée par :

$$L = \frac{c}{f}$$

Tel que :

$f$  : Fréquence fondamentale du mouvement.

$C$  : Vitesse apparente de propagation d'onde qui exprimée par

$$c = \min\{100 \text{ m/s}; V_s\}$$

Où  $V_s$  : La vitesse de propagation des ondes de cisaillement dans les terrains traversés.

### 3.2.2. Déplacement transversal

Le déplacement est donné par la formule suivante :

$$U_y(X) = D_0 \cdot \cos(\theta) \cdot \sin\left(\frac{2\pi x}{L} \cdot \cos(\theta)\right)$$

La courbure de la ligne matérialisant le tunnel est donnée par :

$$\frac{1}{r}(X) = \frac{A_0}{c^2} \cdot \cos^3(\theta) \cdot \sin\left(\frac{2\pi x}{L} \cdot \cos(\theta)\right)$$

$A_0$ : étant l'accélération particulière au niveau de l'axe du tunnel qui est exprimée par :

$$A_0 = 4 \cdot \pi \cdot f \cdot D_0$$

Dans le cas où l'on connaît les mouvements en surface, il conviendra de tenir compte de la profondeur de l'axe du tunnel.

L'amplitude  $D_0$  ainsi que la vitesse  $V_0$  et l'accélération  $A_0$  au niveau de l'axe du tunnel, peuvent être déterminées à partir d'un calcul de réponse en champ libre en fonction de la sollicitation sismique et des caractéristiques géodynamiques des formations géologiques hôtes: masses volumiques, vitesses de propagation des ondes ou modules de rigidité au cisaillement, coefficients de Poisson.

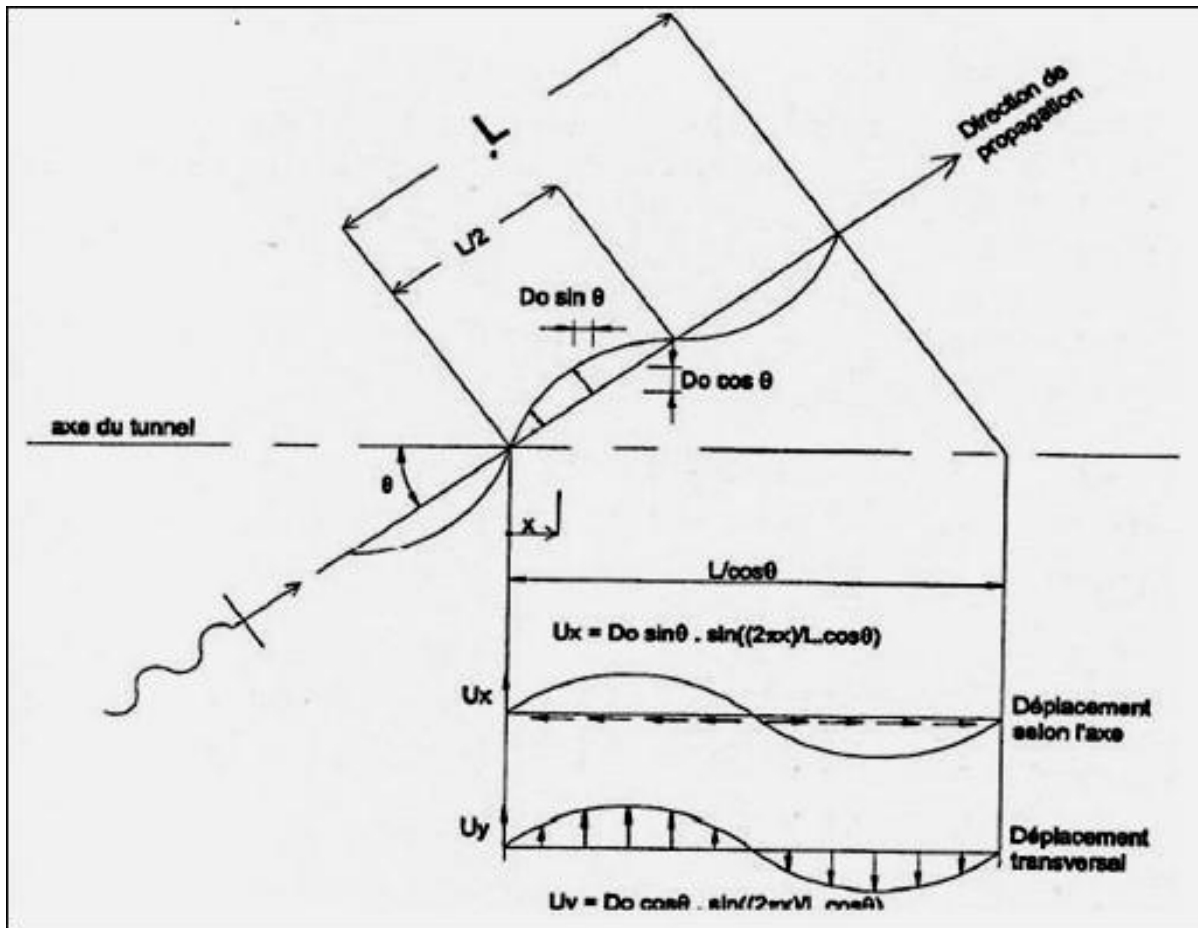


Figure IX.1 :Déplacement du terrain en champs libre.

La figure, représente les déplacements du terrain en champ libre et en milieu infini, selon l'axe du tunnel, générés par une onde de cisaillement sinusoïdale caractérisée par sa longueur d'onde  $L$ , son amplitude  $D_0$  et son angle d'incidence par rapport au tunnel.

### 3.3. Sollicitations induites sur le tunnel

#### 3.3.1. Cas de non prise en compte de l'interaction terrain structure

On admet dans ce cas que la déformation de l'ouvrage est identique à celle du terrain encaissant et, par conséquent, peut être estimée directement à partir des formules de la déformation en champ libre.

Pour une section courante (éventuellement fissurée), caractérisée par son aire  $S$ , son inertie  $I$  et un module  $E$  caractérisant le matériau constitutif de l'ouvrage :

- a) Effort axial (compression- traction)

$$N = \frac{2\pi}{L} \cdot E \cdot S \cdot D_0 \cdot \sin(\theta) \cos(\theta)$$

Cet effort est maximum pour  $\theta = 45^\circ$  :

$$N = \frac{\pi}{L} \cdot E \cdot S \cdot D_0$$

b) Flexion longitudinale

Pour  $X = L$  :

$$M = \frac{4\pi^2}{L^2} \cdot E \cdot I \cdot D_0 \cdot \cos^3(\theta)$$

Ce moment est maximal pour  $\theta = 0^\circ$  :

$$M = \frac{4\pi^2}{L^2} \cdot E \cdot I \cdot D_0$$

c) Effort tranchant

$$V = \frac{2\pi \cdot \cos(\theta)}{L} \cdot M$$

La non prise en compte de l'interaction terrain-structure correspond au cas d'un tunnel dont la structure peut être considérée comme très souple par rapport au terrain encaissant. Cette méthode fournira par ailleurs un majorant des efforts pouvant apparaître quand la raideur du tunnel n'est plus négligeable par rapport à celle du terrain encaissant.

### 3.3.2. Cas de prise en compte de l'interaction terrain- structure

#### 3.3.2.1 Caractérisation de l'interaction

L'interaction Terrain-Structure est caractérisée par un coefficient de raideur longitudinale du terrain  $K_l$  et un coefficient de raideur transversale  $K_t$  exprimés en force par unité de déplacement longitudinal ou transversal du terrain et par mètre linéaire de l'ouvrage.

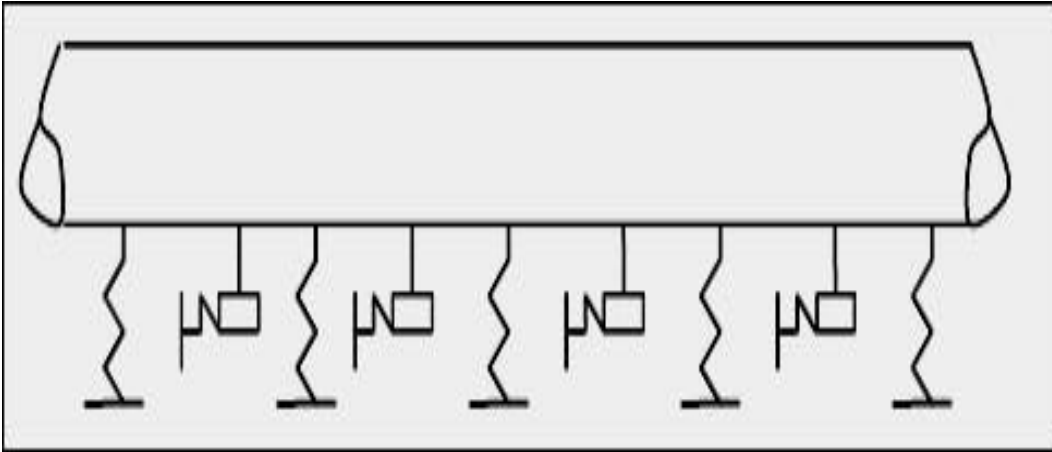


Figure IX.2. Interaction Terrain-Structure.

En première approximation, on peut admettre que

$$K_l = K_t = G$$

$G$  : Module de cisaillement du terrain encaissant).

### 3.3.2.2. Tunnels de structure continue sur une longueur supérieure à la longueur d'onde sismique

La détermination des sollicitations le long de l'axe du tunnel en fonction des caractéristiques de l'onde sismique revient à l'étude d'une poutre continue sur appuis élastiques dont la raideur est fournie par les coefficients  $K_l$  et  $K_t$ , ces appuis étant soumis aux déplacements imposés déterminés dans l'analyse en champ libre.

Les valeurs maximales des sollicitations ont pour expression :

a) Effort axial

$$N_{max} = \frac{\pi}{L} \cdot E \cdot S \cdot D_0 \cdot \frac{K_l}{\frac{ES}{2} \left(\frac{2\pi}{L}\right)^2 + K_l}$$

b) Effort longitudinale

$$M_{max} = \frac{4\pi^2}{L^2} \cdot E \cdot I \cdot D_0 \cdot \frac{K_t}{EI \left(\frac{2\pi}{L}\right)^4 + K_t}$$

c) Effort tranchant

$$V_{max} = \frac{2\pi}{L} \cdot M_{max}$$

Dans cette approche, les déplacements imposés ont été remplacés par l'application directe, sur la poutre élastiquement appuyée, de force par unité de longueur :

- Longitudinale :  $P_l(X) = K_l \cdot U_x(X)$
- Transversale :  $P_t(X) = K_t \cdot U_y(X)$

#### 4. Résultats de calcul

Avant d'entamer les calculs, on doit préciser que :

- Les tunnels ferroviaires et métro sont classés en **Groupe 1** {Annexe}.
- Le lieu d'implantation du projet est à Alger où la sismicité est très élevée : **Zone sismique III** (Figure : X1)
- Les propriétés mécaniques du terrain encaissant conduit à classer le site, qui est très meuble, en Catégorie **S3** {Annexe}.
- Le site est caractérisé par une vitesse de propagation des ondes de cisaillement supérieure ou égale à **200 m/s** {Annexe}.
- L'accélération de la pesanteur : **g = 9.81 m/s**
- L'angle d'incidence : **θ = 25°**
- vitesse de propagation des ondes de cisaillement : **V<sub>s</sub> = 400 m/s**
- Vitesse apparente de propagation d'onde :

a.  $C = \min \{ 1000 \text{ m/s} ; V_s \}$  alors :  $C = V_s = 400 \text{ m/s}$

Tableau IX.3.récapitulatif des paramètres de calculs.

Type	γ	C	φ	E	v	V <sub>s</sub>
<b>R</b>	19	5	28	6	0.3	150
<b>Q<sub>s</sub></b>	21	10	30	35	0.3	300
<b>Q<sub>m</sub></b>	20	35	22	30	0.3	300
<b>T<sub>s</sub></b>	21	15	33	80	0.3	400

**b. Déplacements et déformations en champ libre de la ligne matérialisant l'axe du tunnel**

**i. Déplacement axial**

Le déplacement axial est exprimé par la relation comme suit :

$$U_x(X) = D_0 \cdot \cos(\theta) \cdot \sin\left(\frac{2\pi x}{L} \cdot \cos(\theta)\right)$$

Avec :  $D_0 = a \cdot g \cdot D$

$a = 0.4$  (tableau IX.1) ;  $D = 0.07\text{m}$  (tableau IX.2 )

Alors :

$$D_0 = 0.4 \times 9.81 \times 0.7 = 0.275 \text{ m}$$

La longueur d'onde :

$$L = \frac{C}{f}$$

La fréquence fondamentale est exprimée par la relation comme suit :

$$f = \frac{1 \cdot V}{4\pi D} = \frac{1 \times 0.1}{4\pi \times 7} = 0.114 \text{ Hz}$$

D'où :

$$L = \frac{400}{0.114} = 3508.77 \text{ m}$$



Tableau IX.4. Récapitulatifs des calculs.

Vs	Fréquence f	Longueur L (m)
400	0.114	3508.77

Enfin :

$$U_x(X) = D_0 \cdot \cos(\theta) \cdot \sin\left(\frac{2\pi x}{L} \cdot \cos(\theta)\right)$$

$$U_x(X) = 0.275 \times \sin(25) \cdot \sin\left(\frac{2\pi \times 1}{3508.77} \cdot \cos(25)\right) = 3.29 \times 10^{-6} \text{ m}$$

La déformation est donnée par l'équation comme suit :

$$\varepsilon(X) = \frac{V_0}{c} \cdot \sin(\theta) \cdot \cos(\theta) \cdot \sin\left(\frac{2\pi x}{L} \cdot \cos(\theta)\right)$$

$$V_0 = 2 \times \pi \times f \times D_0 = 2 \times \pi \times 0.114 \times 0.275$$

$$V_0 = 0.196 \text{ m/s}$$

On obtient donc

$$\varepsilon(X) = \frac{0.196}{400} \cdot \sin(25) \cdot \cos(25) \cdot \sin\left(\frac{2\pi \cdot 1}{3508.77} \cdot \cos(25)\right)$$

$$\varepsilon(X) = 1.87 \cdot 10^{-4}$$

ii. Déplacement transversal

Le déplacement est donné par l'équation comme suit :

$$U_y(X) = D_0 \cdot \cos(\theta) \cdot \sin\left(\frac{2\pi x}{L} \cdot \cos(\theta)\right)$$

$$U_y(X) = 0.27 \cdot \cos(25) \cdot \sin\left(\frac{2\pi \cdot 1}{3508.77} \cdot \cos(25)\right)$$

$$U_y(X) = 6.93 \cdot 10^{-6} \text{ m}$$

### c. Sollicitations induites sur le tunnel

Déterminons d'abord : montrer sur un schéma c'est quoi R et r ??

Rayon de la grande section :  $R = 4.34 \text{ m}$

Rayon de la petite section :  $r = 3.5 \text{ m}$

Aire de la section :

$$S = \pi \cdot (R^2 - r^2) = \pi \cdot (4.34^2 - 3.5^2) = 20.68 \text{ m}^2$$

Inertie de la section :

$$I = \frac{\pi}{4} \cdot (R^4 - r^4) = \frac{\pi}{4} \cdot (4.34^4 - 3.5^4) = 160.78 \text{ m}^4$$

Et précisons aussi que :

Module de rigidité du béton :  $E_b = 31000 \text{ MPa}$

### i. Cas de non prise en compte de l'Interaction Sol-Structure (ISS)

Dites c'est quoi la différence dans les hypothèses du cal avec et sans ISS

#### a) Effort axial (Compression-Traction)

$$N = \frac{2\pi}{L} \cdot E \cdot S \cdot D_0 \cdot \sin(\theta) \cos(\theta)$$

Cet effort est maximum pour  $\theta = 45^\circ$  :

$$N = \frac{2\pi}{3508.77} \times 31000 \times 20.68 \times 0.27 \times \sin(25) \cos(25)$$

$$N = 118.72 \text{ MN}$$

#### b) Flexion longitudinale :

$$M = \frac{4\pi^2}{L^2} \cdot E \cdot I \cdot D_0 \cdot \cos^3(\theta)$$

$$M = \frac{4\pi^2}{3508.77^2} \cdot 31000 \cdot 160.78 \cdot 0.27 \cdot \cos^3(25)$$

$$M = 3.21 \text{ MN.m}$$

c) Effort tranchant

$$V = \frac{2\pi \cdot \cos(\theta)}{L^2} \times M = \frac{2\pi \cdot \cos(25)}{3508.77} \times 3.21$$

$$V = 5.20 \times 10^{-3} MN$$

Tableau IX.5. Récapitulatif des efforts en cas de non prise en compte d'interaction sol-structure.

N (MN)	M (MN.m)	V (MN)
118.72	3.21	$5.20 \times 10^{-3}$

## ii. Sol-Structure (ISS)

Précisons premièrement que :

Module de rigidité du sol encaissant :  $E_s = 80000 \text{ MN/m}^2$

Coefficient de Poisson du sol :  $\nu = 0.3$

Poids volumique du sol encaissant :  $\gamma_s = 0.0205 \text{ MN/m}^3$

Module de cisaillement statique du terrain encaissant :

$$G_{statique} = \frac{E_s}{2 \cdot (1 + \nu)} = \frac{80000}{2 \cdot (1 + 0.3)}$$

$$G_{statique} = 30769.23 \text{ MN/m}^2$$

Module de cisaillement dynamique du terrain encaissant :

$$G_{dynamique} = \gamma_s \times V_s^2 = 0.0205 \times 400^2$$

$$G_{dynamique} = 3280 \text{ MN/m}^2$$

Hypothèse :  $K_l = K_t = G_{statique}$

Les valeurs maximales des sollicitations sont comme suit :

a) Effort axial

$$N_{max} = \frac{\pi}{L} \cdot E \cdot S \cdot D_0 \cdot \frac{1}{\frac{E \cdot S}{2 \cdot G_{statique}} \left(\frac{2\pi}{L}\right) + 1}$$

$$N_{max} = \frac{\pi}{3508.77} \cdot 31000 \times 20.69 \times 0.27 \cdot \frac{1}{\frac{31000 \times 20.69}{2 \times 30769.23} \left(\frac{2\pi}{3508.77}\right) + 1}$$

$$N_{max} = 152.21 \text{ MN}$$

b) Effort longitudinale

$$M_{max} = \frac{4\pi^2}{L^2} \cdot E \cdot I \cdot D_0 \cdot \frac{1}{\frac{E \cdot I}{2 \cdot G_{statique}} \left(\frac{2\pi}{L}\right)^4 + 1}$$

$$M_{max} = \frac{4\pi^2}{3508.77^2} \cdot 31000 \times 160.78 \times 0.27 \cdot \frac{1}{\frac{31000 \times 160.78}{2 \times 30769.23} \left(\frac{2\pi}{3508.77}\right)^4 + 1}$$

$$M_{max} = 4.31 \text{ MN/m}^2$$

c) Effort tranchant

$$V_{max} = \frac{2\pi}{L} \times M_{max} = \frac{2\pi}{3508.77} \times 4.31$$

$$V_{max} = 7.71 \times 10^{-3} \text{ MN}$$

Tableau X.6.Récapitulatif des efforts en cas de prise en compte d'interaction sol-structure.

$N_{max}(MN)$	$M_{max}(MN.m)$	$V_{max}(MN)$
152.21	4.31	$7.71 \times 10^{-3}$

## 5. Comparaison :

### 1 Comparaison de résultat Cas de non prise en compte de l'Interaction (ISS) et cas de Cas de prise en compte de l'Interaction(ISS)

D'après les résultats obtenus dans les tableaux suivant, on remarque que les efforts en cas de prise en compte d'interaction sol-structure sont supérieures aux les efforts en cas de non prise en compte d'interaction sol-structure. En concluons que plus l'adhérence entre la structure et le sol est grande plus la valeur des efforts est grande.

### 2 Comparaison des résultats statique et dynamique

Après avoir étudié les efforts dans le cas statique nous avons obtenu des résultats plus petits que les efforts dans le cas dynamique, nous en concluons que le séisme a un grand effet sur la structure et pour cela nous utilisons des soutènements appropriés dans la résistance en les pires cas possibles.

Tableau récapitulatif des efforts internes de la section globale (cas statique)

$M_{max} [KN.m]$	$N_{max} [KN]$	$T_{max} [KN]$
618.8	2519.4	328.7

Tableau X.6.Récapitulatif des efforts en cas de prise en compte d'interaction sol-structure.

$N_{max}(KN)$	$M_{max}(KN.m)$	$V_{max}(KN)$
152210	4310	7.71

Tableau X.5.Récapitulatif des efforts en cas de non prise en compte d'interaction sol-structure.

N (KN)	M (KN.m)	V (KN)
118720	3210	5.20

## 6. Conclusion

Les données sismiques sont définies généralement au terme d'une synthèse Sismo Tectonique régional. Les valeurs des paramètres géodynamiques (le module de cisaillement  $G$  et le coefficient de Poisson  $\nu$ ) introduites dans les calculs sont généralement mesurées par essais sismiques de type faible déformations alors que le séisme se manifeste avec des déformations supérieures, alors il est important d'apprécier la représentativité des essais dans les terrains hétérogènes afin d'adopter des valeurs moyennes pour le calcul.

Dans ce chapitre nous avons présenté une étude global sur les efforts et les déplacement en cas dynamique, nous avons également calculé et comparé entre les efforts en cas de prise en compte d'interaction sol-structure et en cas de non de prise en compte d'interaction sol-structure . Nous avons aussi comparé les résultats dans les cas statique et dynamique.

# **Conclusion Générale**

### Conclusion Générale

Notre projet de fin d'étude consiste en l'étude d'un tunnel du métro d'Alger sous une zone urbaine, ce travail nous a permis de toucher plusieurs domaines du génie civil, comme par exemple la mécanique des sols, la mécanique des roches, la géologie, l'hydrogéologie, la topographie, le béton armé, la construction métallique, la résistance des matériaux, ect.... Ce qui a donné naissance à plusieurs méthodes et modèles de calcul définissant chaque situation.

Nous avons traité dans ce travail les généralités sur les tunnels Cette première étape consiste à comprendre les besoins et les objectifs du projet, les différentes méthodes de creusement et les contraintes géologiques et environnementales du site, ainsi que les exigences réglementaires et normatives en matière de conception et de sécurité.

Ensuite nous avons abordé les méthodes de soutènement, à la fois provisoire pendant la construction et aussi définitif pour la phase d'exploitation. Le choix du soutènement adéquat est crucial pour assurer la stabilité et la sécurité du tunnel. Différentes techniques de soutènement, telles que les parois clouées, les voussoirs préfabriqués, les écrans pare-sol, sont évaluées en fonction des caractéristiques géologiques du site.

Puis nous avons déterminées les charges statiques, induites par les pressions du sol et les surcharges appliquées. Ceci nous a permis de vérifier la stabilité de front du taille et aussi de déterminer le soutènement provisoire approprié afin de minimiser les mouvements autour du tunnel et en surface.

Les calculs ont été effectués en utilisant les méthodes analytiques et aussi numériques. En effet le logiciel Geo5 a été utilisé afin de faciliter l'analyse du comportement du tunnel sous différentes conditions, permettant ainsi d'optimiser la conception et d'évaluer les performances de l'ouvrage.

A la fin nous avons évaluer les efforts qui s'appliquent sur le revêtement définitif qui représente le comportement à long terme du tunnel. Les efforts appliqués sur le revêtement définitif dans le cas d'un séisme d'intensité ont été aussi évalués. Ceci va dans le but de s'assurer que le tunnel est conçu pour résister aux secousses sismiques potentielles, minimisant ainsi les risques pour les usagers et les infrastructures environnantes.

En résumé, notre mémoire a mis en évidence l'importance de vérifier la stabilité des parois du tunnel ainsi que le front de taille lors du creusement des tunnels et de construire un soutènement qui sera approprié à court et à long termes. Les études géotechniques approfondies, la modélisation numérique et l'auscultation des structures sont des outils essentiels pour évaluer les impacts potentiels et proposer des mesures d'atténuation adéquates



# ANNEXE 1 : Référence bibliographique

[1] NABTI.S ;SEGHILANIA.Z (2019) ;Etude d'un tunnel en mine du métro d'alger sous bâtiment R+6 ;USTHB.

[2] BELBOUAB.S ;MANSORI.T (2020) ; Etude d'un tunnel en mine sous charge routière du métro d'alger extention C1 Ain Naadja-Baraki PK 4+095 à PK 4+445 Boulevard Mohammed

[3] LATRACH.A ; KHALFI.A (2019) ; Etude de l'influence des lois de comportement et de la surcharge sur l'interaction sol-tunnel pour différents types de terrain encaissant ; Universite Badji Mokhtar – Annaba

[4] GHAZI.O ; BENMAHDI.S (2022) ; Modélisation numérique du creusement du tunnel du métro d'Alger avec PLAXIS 2D et 3D avec l'application de la méthode de convergence-confinement ; UMBB.

[5] Amara. I (2018) ; Etude de compartiment d'un tronçon du tunnel d'Ait Yahia moussa ;

[6] BERABEZ.A ; BOUBET.H (2015); Dimensionnement du soutènement d'un tunnel routier Cas du tunnel sis à SIDI AICH ; Université A. Mira –Bejaia

[7] HADIA.S (2018) ; Technique de creusement des tunnels et méthode des calculs de métro d'Alger AIN NAADJA- BARAKI ; Université Larbi ben M'hidi Oum-EL-Bouaghi

Site web

<https://www.infociments.fr/les-differents-methode-dexecution-des-tunnels>

**-Documents de l'entreprise Cosider TP :**

-Rapport de sondage

-Rapport d'essai

-Les coupes géologique

-Rapport de forage

-Tracé général

-Les tracé des profile en long et en travers

**Logiciels utilisés :**

-Bentley Geostuctural Finite Element Analysis Geo FEM 5 v2020.25 (5.0)

- Microsoft Word 2016

- Microsoft Excel 2016

**ANNEXE 2 :**  
**tableau Pressiométrique**

Tableau 1 : Section résumé des résultats des essais Pressiométrique réalisés dans plusieurs études

Unité	Sondage	Profondeur	Essais Pressiométrique	
		(m)	E (bar)	PL (bar)
RX	SA3+600	12	110,12	12,48
	S0+025	3	62,87	7,86
Q <sub>s</sub>	S0+025	3	88,10	9,10
	S0+025	6	681,88	42,77
Q <sub>v</sub>	S0+025	6	32,32	13,74
	S0+025	9	65,71	19,79
	S0+025	12	244,15	14,78
	S0+025	15	97,10	14,37
	S0+075	9	139,57	20,48
	S0+075	12	399,89	19,70
	S0+075	15	523,26	30,69
	S0+075	18	557,91	35,30
	S0+075	21	954,28	34,18
T <sub>s</sub>	SA3+600	18	71,26	13,89
		25	615,43	28,33
	S0+025	18	1114,03	44,57
		21	1047,32	34,53

**ANNEXE 3 :**  
**Calcul numérique**

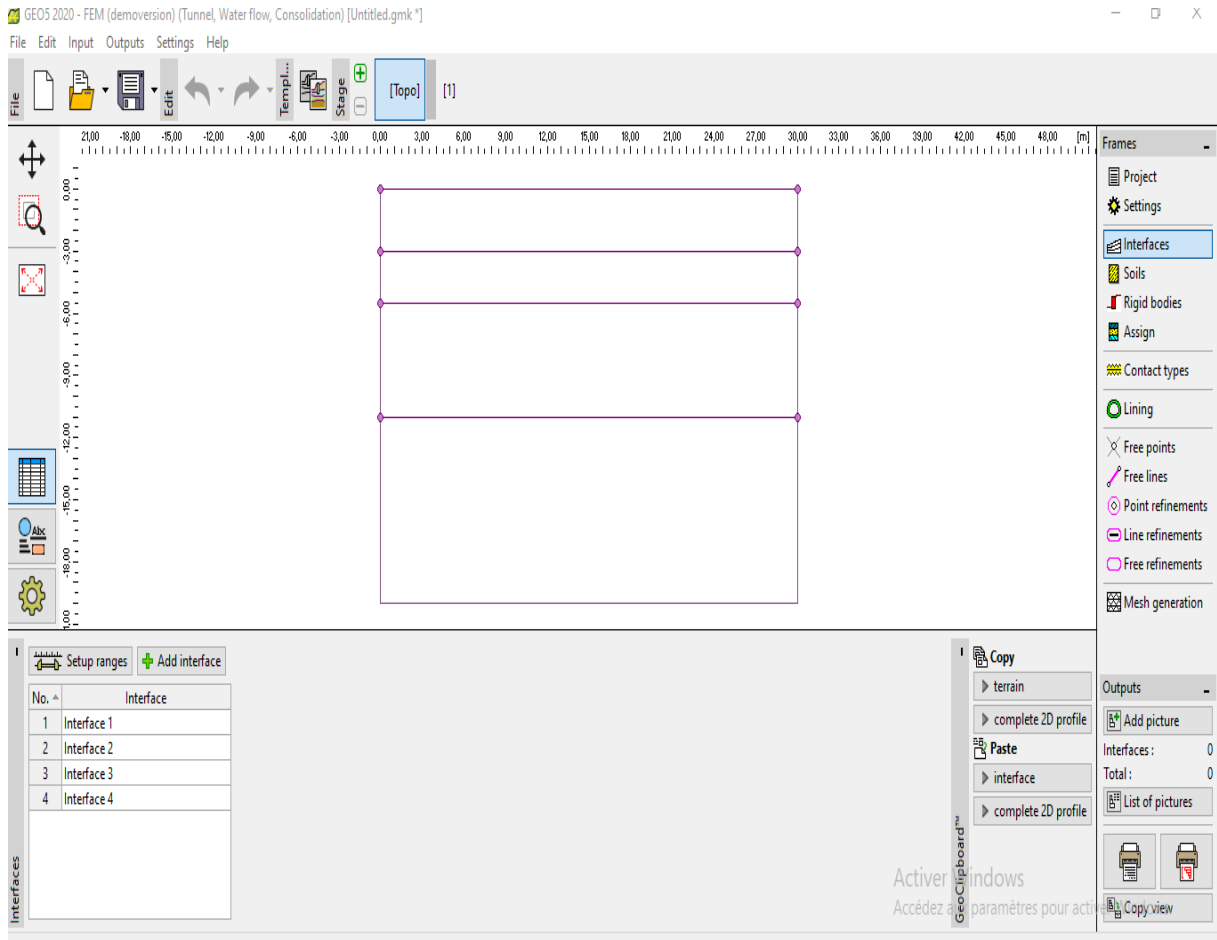


Figure 1 : Interface du logiciel Geo5

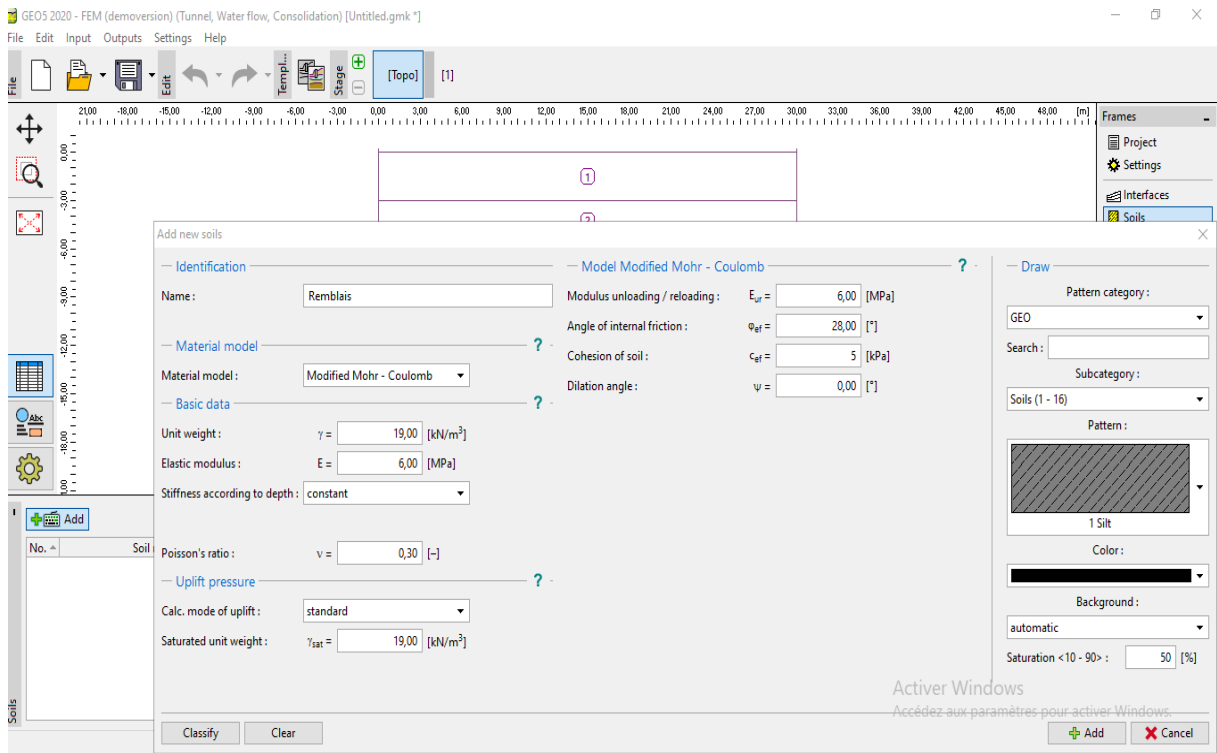


Figure 2 : insertion des paramètres du sol

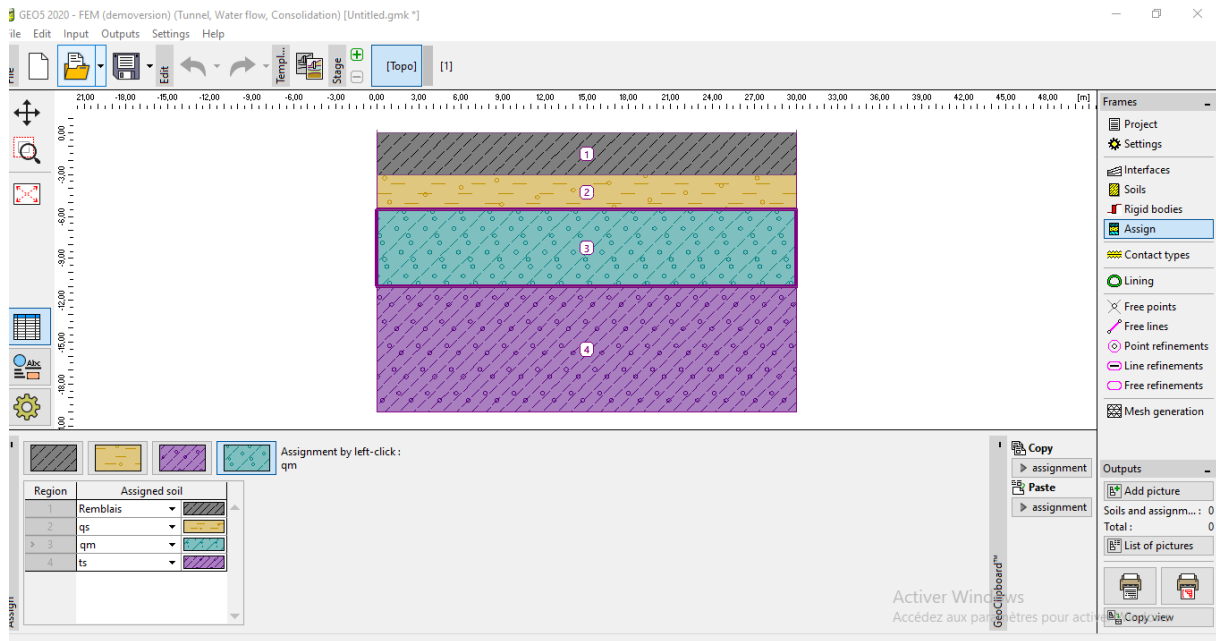


Figure 3 : différentes couches du sol étudié

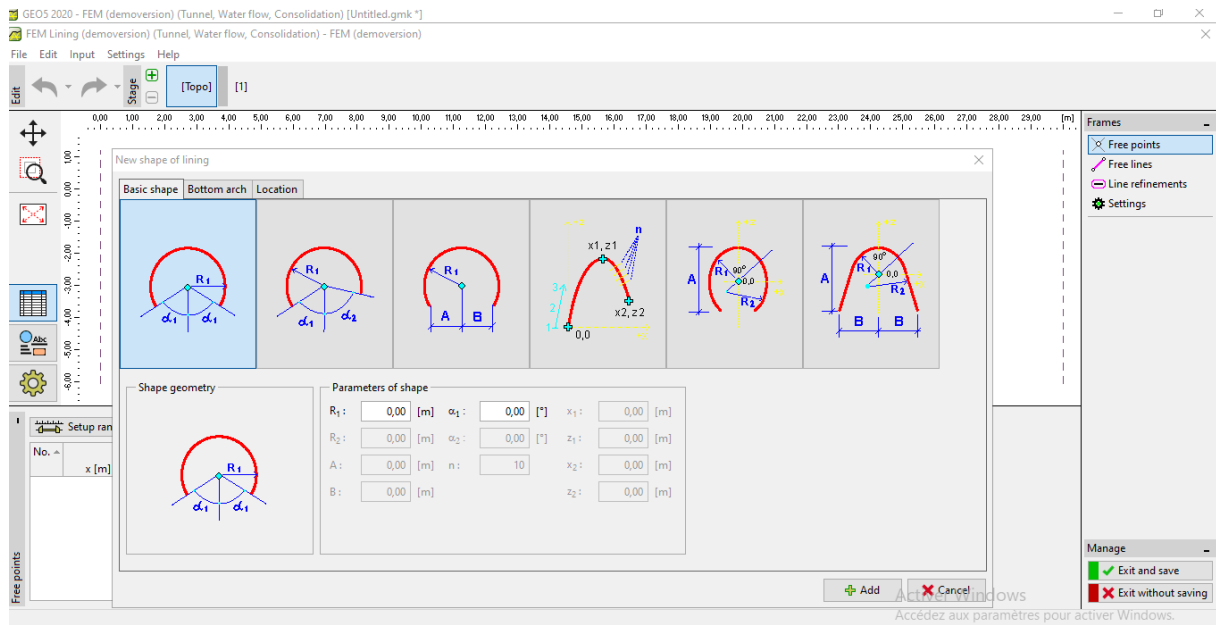


Figure 4 : Dimensionnement du tunnel

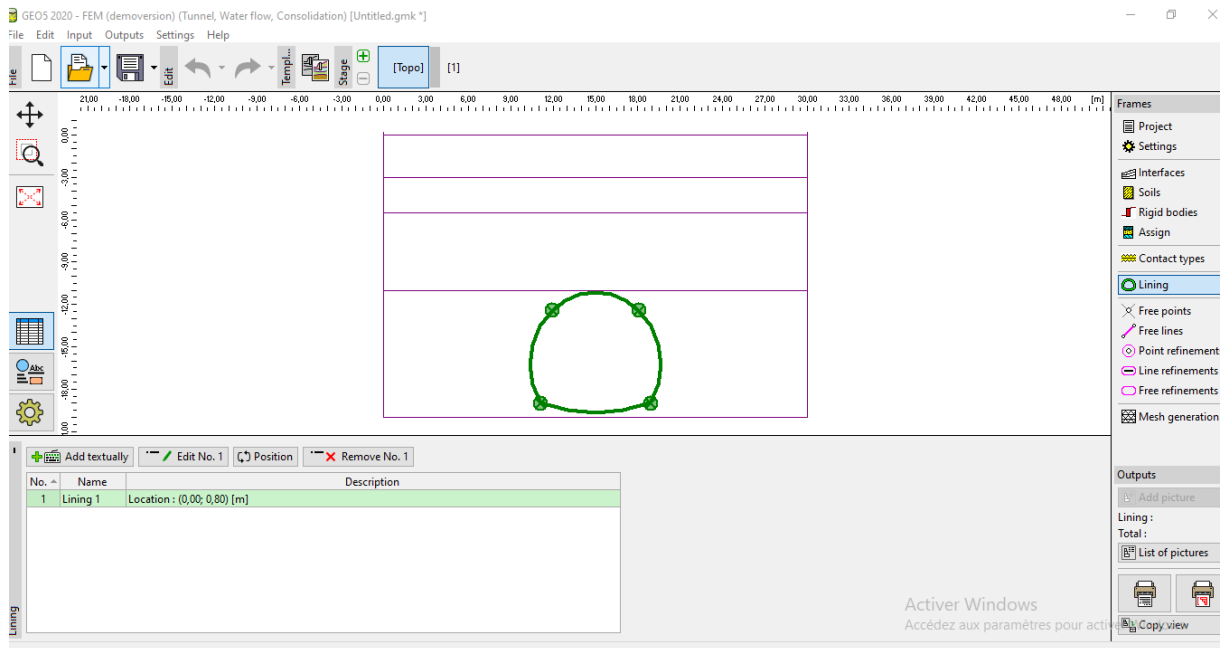


Figure 5: positionnement du tunnel dans le site

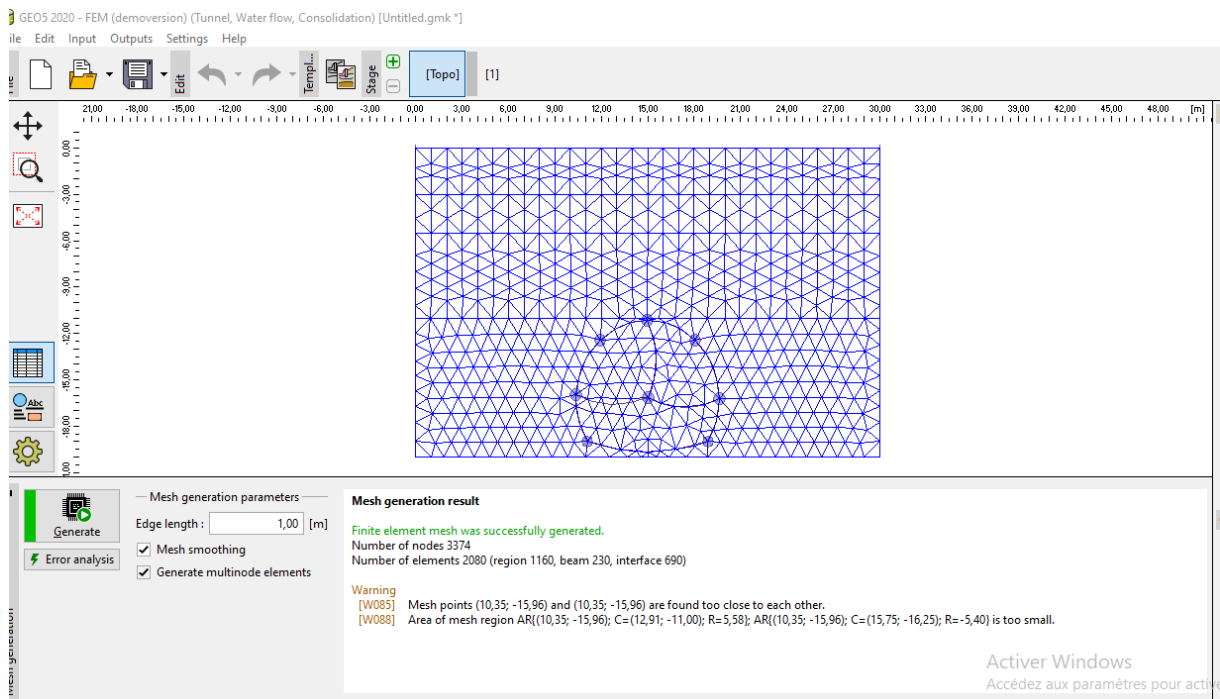


Figure 6 : maillage du tunnel



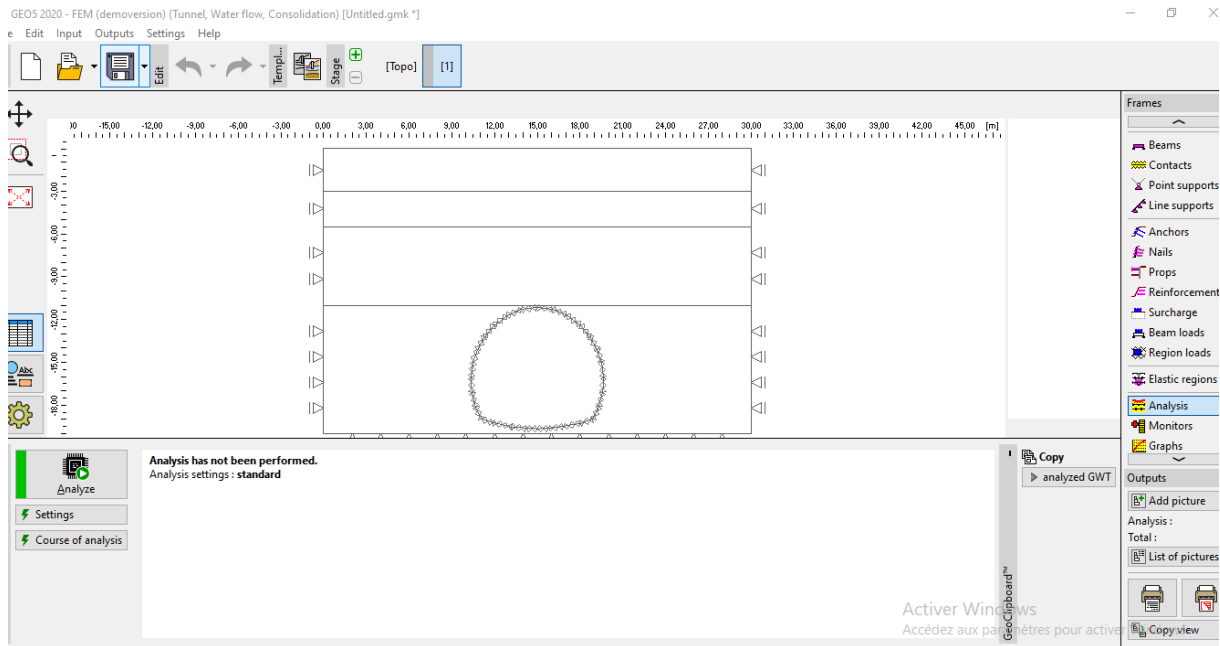


Figure 7 : caractéristiques du soutènement

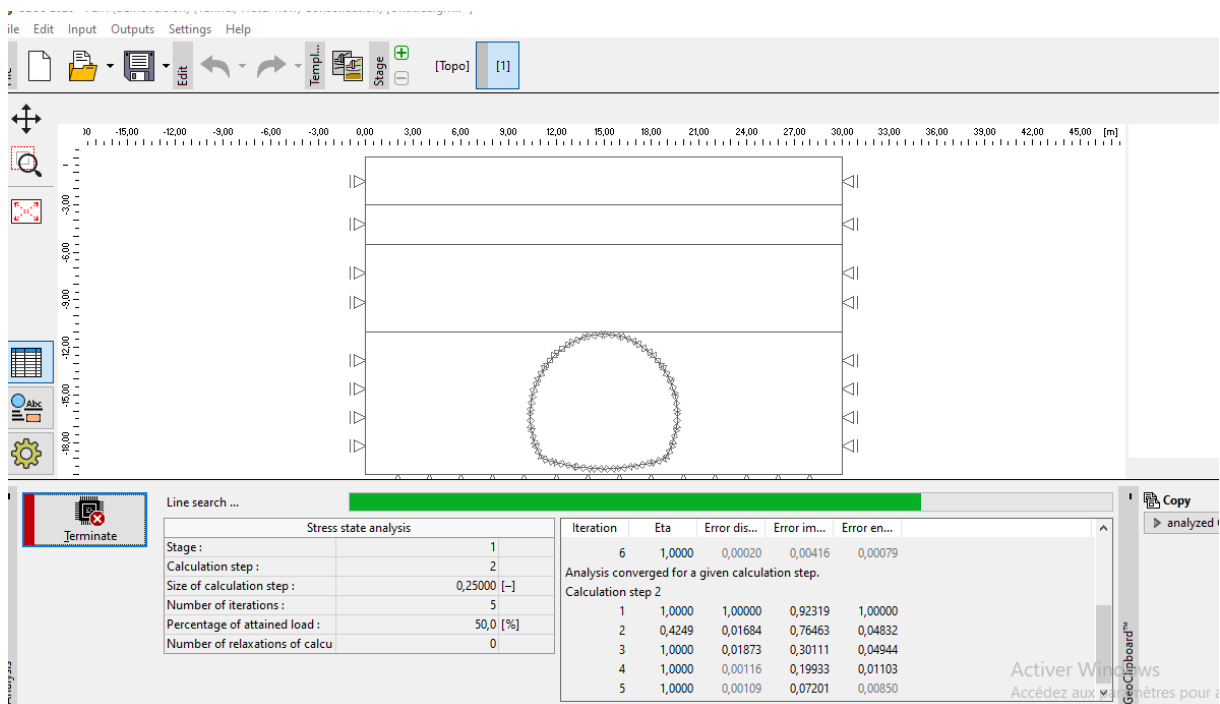


Figure 8 : modélisation des efforts

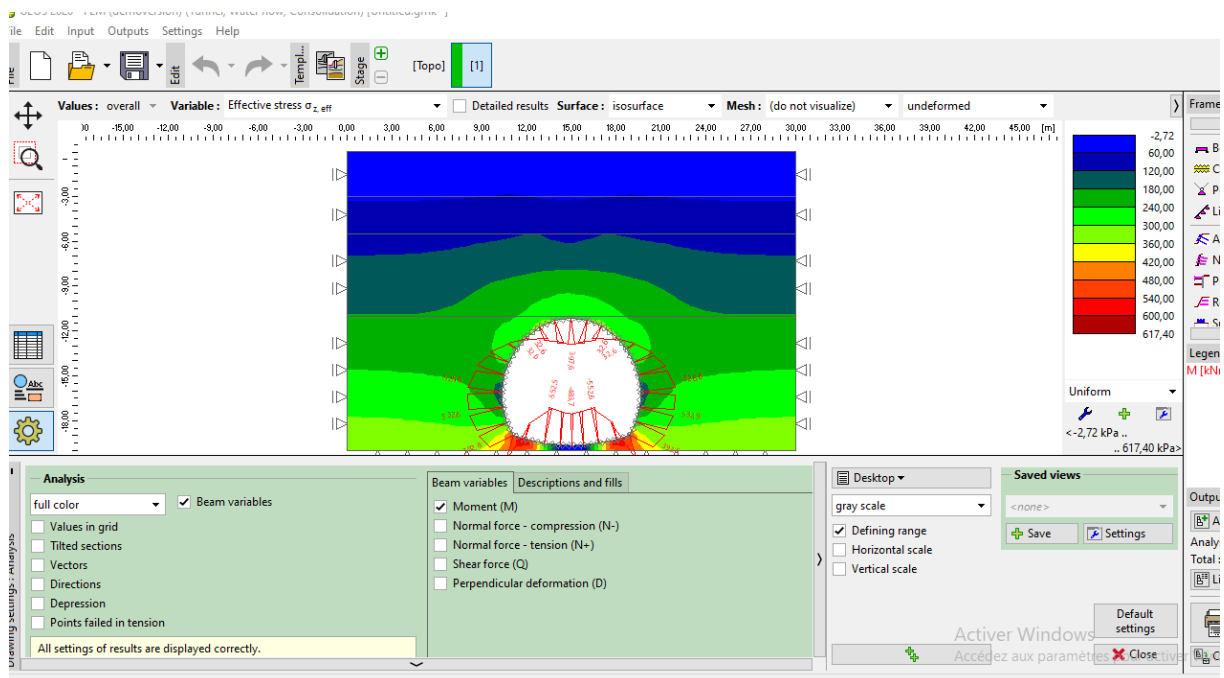


Figure 9 : résultat des efforts