

**MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
UNIVERSITÉ ABOU-BEKR BELKAID – TLEMCEM**



Faculté de Technologie
Département de Génie Civil

Mémoire pour l'Obtention du Diplôme de
Master en Génie Civil

Option : Géotechnique

Thème :

ETUDE DES INFILTRATIONS D'EAU DANS LES OUVRAGES SOUTERRAINS

Présenté par :

Mr.BELKACEM Mohamed Tamer & Mr. ABDELHADI Moustafa

Soutenu en juin 2021 devant le Jury composé de

Présidente	M ^{me} SMAIL N.	Maitre de conférences A	Université Tlemcen
Encadrant	M ^{me} EL HOUARI N.	Maitre de conférences B	Université Tlemcen
Co-Encadrant	Mr ALLAL M.A.	Professeur	Université Tlemcen
Examineur	Mr. MELOUKA I.	Maitre-assistant	Université Tlemcen

Année universitaire : 2020-2021

Dedicaces

Je dédie ce modeste travail

À mes chers parents que j'aime par-dessus tous, pour l'éducation qu'ils ont su me donner et qui m'a permis avec l'aide du BON DIEU d'arriver là où je suis.

Aussi, à ma famille et mes amis pour leurs soutiens et leur disponibilité, je n'aurai pas à les nommer, ils se reconnaîtront d'eux même.

Je tiens aussi à dédier ce travail à tous mes camarades de la promotion M2 géotechnique (2020,2021).

BELKACEM Mohammed Tamer

ABDELHADI Moustafa

Remerciements

Je tiens à remercier Dieu le tout puissant qui nous a donné la force et la patience d'accomplir ce modeste travail.

Je tiens à remercier vivement nos encadrants : Mr ALLAL M.A, Professeur à l'université de Tlemcen et Mme El HOUARI N. Maitre de conférences à l'université de Tlemcen pour leurs conseils précieux et pour leur patience, leur disponibilité et surtout toutes les commodités et aisances qu'ils nous ont apportées durant ce mémoire.

Nous tenons à remercier vivement et respectueusement M^{me} SMAIL N. Maitre de conférences classe A à l'université de Tlemcen, qui nous a fait l'honneur de présider le jury. Nous remercions aussi Mr MELOUKA I. Maitre-Assistant classe A à l'université de Tlemcen d'avoir bien voulu examiner ce mémoire.

Enfin nous remercions toutes les personnes qui ont contribué de près ou de loin à l'élaboration de ce mémoire.

Merci à tous

RÉSUMÉ

Ce mémoire présente une étude des écoulements hydrauliques au voisinage des ouvrages souterrains creusés en terrains meubles et aquifères et analyse les tassements en surface du massif environnant induits par le creusement de tunnel. Il a été réalisé sur un modèle de référence (Atwa, 1996) en vue d'étudier, par une série d'analyses numériques 2D utilisant le code de calcul Plaxis basé sur la méthode des éléments finis, le flux d'eau entrant dans les tunnels, les pressions interstitielles et les charges hydrauliques régnants dans le massif ainsi que l'évolution des tassements en surface. Accompagnées d'études paramétriques, l'étude a mis l'accent sur l'effet de quelques paramètres sur les différents résultats : il s'agit du diamètre et de la profondeur du tunnel ainsi que de la saturation (niveau de la nappe) et la perméabilité du sol environnant. Cette étude est très importante dans la réalisation des tunnels (faisabilité) et l'exploitation des ouvrages souterrains. Les résultats ont mis en évidence l'influence importante des infiltrations des eaux souterraines dans ce type d'ouvrages sur le régime hydraulique et mécanique du massif encaissant surtout aux alentours de l'excavation. L'étude paramétrique a prouvé l'influence des différents paramètres sur le comportement du massif environnant à différents niveaux.

Mots clés : Tunnels, Réponse hydraulique, infiltrations, Etude paramétrique, tassement, Plaxis 2D.

ملخص

تقدم هذه الأطروحة دراسة للتدفقات الهيدروليكية في محيط الهياكل الجوفية المحفورة في الأرض الغير صخرية والمملوءة بالمياه الجوفية وتحلل الإنخفاضات السطحية للأرض المحيطة الناتجة عن حفر الأنفاق. تم إجراؤه على نموذج مرجعي (Atwa، 1996) من أجل دراسة ، من خلال سلسلة من التحليلات الرقمية ثنائية الأبعاد باستخدام كود حساب Plaxis بناءً على طريقة العناصر المحدودة ، كمية تدفق المياه الداخلة إلى الأنفاق ، وضغط المسام ، والأحمال الهيدروليكية السائدة في الكتلة الأرضية وكذلك تطور الإنخفاضات السطحية. مصحوبة بدراسات بارامترية ، ركزت الدراسة على تأثير بعض المعايير على النتائج المختلفة: منها قطر وعمق النفق وكذلك التشبع (مستوى منسوب المياه الجوفية) ونفاذية التربة المحيطة. تعتبر هذه الدراسة مهمة جدا في إنشاء الأنفاق وإستغلال الهياكل تحت الأرض. سلطت النتائج الضوء على التأثير الكبير لتسلل المياه الجوفية في هذا النوع من الهياكل على النظام الهيدروليكي والميكانيكي للكتلة الأرضية المحيطة ، خاصة حول التنقيب. أثبتت الدراسة البارامترية تأثير العوامل المختلفة على سلوك الكتلة الأرضية المحيطة على مستويات مختلفة

الكلمات المفتاحية : الأنفاق ، تنقب ، تسرب المياه ، دراسة بارامترية، استجابة هيدروليكية انخضات ، PLAXIS.

ABSTRACT

This thesis presents a study of hydraulic flows in the vicinity of underground structures dug in soft ground and aquifers and analyzes the surface settlements of the surrounding massif induced by the tunneling. It was carried out on a reference model (Atwa, 1996) in order to study, by a series of 2D numerical analyzes using the Plaxis calculation code based on the finite element method, the flow of water entering the tunnels, pore pressures and hydraulic loads prevailing in the massif as well as the development of surface settlements. Accompanied by parametric studies, the study focused on the effect of a few parameters on the various results: these are the diameter and depth of the tunnel as well as the saturation (level of the water table) and the permeability of the surrounding soil. This study is very important in the construction of tunnels (feasibility) and the operation of underground structures. The results highlighted the significant influence of groundwater infiltration in this type of structure on the hydraulic and mechanical regime of the surrounding massif, especially around the excavation. The parametric study proved the influence of different parameters on the behavior of the surrounding massif at different levels.

Keywords: Tunnels, hydraulic response, infiltrations, Parametric study, settlement, Plaxis 2D.

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1.1 Relation entre la classe des désordres et l'extension critique Boscardin et Cording (1989)	17
Tableau 2.1. Formules analytiques pour le calcul du débit (Cas du régime permanent).	35
Tableau 2.2. Conditions aux limites à la périphérie du tunnel.	39
Tableau 3.1. Caractéristique du sol pour le modèle de référence (manuel PLAXIS, 2002)	47
Tableau 3.2. Résultats du calcul analytique du débit Q	51
Tableau 3.3. Tassement maximum, Débit, Pression en fonction du diamètre	54
Tableau 3.4. Tassement maximum, Débit, Pression en fonction de la profondeur	56
Tableau 3.5. Tassement maximum, Débit, Pression en fonction du degré de saturation	58
Tableau 3.6. Tassement maximum, Débit, Pression en fonction de la perméabilité	60

TABLE DS MATIERES

Figure 1.1 Différentes catégories des machines de creusement El Houari (2008)	7
Figure 1.2 Machine d'attaque ponctuelle (Anderson Strathclyde RH25)	8
Figure 1.3 Coupe de la machine tunnelier	8
Figure 1.4 Exemple de tunneliers (Hambourg F14.2 m, Berlin F 8.9 m) (Taon, 2007) cité par El Houari (2008)	10
Figure 1.5 Forme de cuvette de tassement en surface (Dolzhenko 2002)	11
Figure 1.6 Forme de la cuvette de tassement (Mair et al,1996)	12
Figure 1.7 Déplacements horizontaux (Dolkhenzo, 2002)	13
Figure 1.8 Tunnel de Patra avant et après l'effondrement (Grèce, août 1998), (Patra, 2004) cité par J.Idris (2007)	16
Figure 1.9 Tunnel de A38 Saltash (R.U, 1997), fissurations sur les parois (Sauer, 2004)	17
Figure 1.10 Déformation d'un bâtiment provoqué par le creusement d'un tunnel (Mair et al.,1996)	18
Figure 1.11 Inondation du tunnel de Wushantou, Japon 1992, (Wanget et al., 2002)	19
Figure 2.1 Réseau d'écoulement vers un tunnel (Atwa et al., 2000)	23
Figure2.2 Erosion d'une couche de sable fin rencontrée en radier d'un tunnel (Critchfield et McDonald, 1990).	25
Figure 2.3 Rupture en radier provoquée par les pressions hydrauliques (Colombo et al, 1988).	26
Figure 2.4 Conséquences mécaniques des écoulements vers un tunnel creusé par un bouclier à front ouvert.(Atwa. M.1996).	25
Figure 2.5 Profil hydraulique dans différents massifs naturels (Bear, 1979)	31
Figure 2.6 Distribution des pressions interstitielles dans un massif naturel (Wesley, 1994)	32

Figure 2.7 Débit d'eau dans le Métro (Ankara) (Vedat, 2005)	33
Figure 2.8 Modèle de sol reconstitué pour l'étude des écoulements vers un drain (Zeller, 1954)	37
Figure 2.9 Modèle de Hele-Shaw appliqué à l'étude des écoulements vers un tunnel	38
Figure 2.10 a Montre le modèle utilisé par Park et al. (2008) pour la modélisation du débit en imposant des conditions aux limites	39
Figure 2.10 b Modèle de CAL de Park et al. (2008)	40
Figure 2.11 Exemple de CAL hydrauliques (Anagnostou, 2002).	40
Figure 2.12 Modèle d'éléments finis et conditions aux limites	42
Figure 3.1 Modèle de référence (Atwa.1996)	47
Figure. 3.2 Modèle élément fini retenu pour l'exemple de calcul	48
Figure 3.3 La déformée du maillage (modèle de référence)	49
Figure.3.4 Cuvette de tassement en surface	49
Figure.3.5 Lignes de courant (Modèle de référence)	50
Figure 3.6 Débit en fonction de la profondeur	51
Figure 3.7 Comparaison des débits obtenus par les différentes méthodes analytiques	45
Figure 3.8 Charge hydraulique. Modèle de référence	52
Figure3.9 Pressions interstitielles autour du tunnel (Modèle de réf.)	53
Figure3.10 Pression interstitielle en fonction de la profondeur	53
Figure 3.11 Tassement en surface (Pour différents diamètres)	55
Figure 3.12 Débit de fuite en fonction de la profondeur (pour différents diamètres)	55
Figure3.13 Pression interstitielle en fonction de la profondeur (pour différents diamètres)	56
Figure 3.14 Tassement en surface en fonction de la profondeur (pour différentes profondeurs)	57

Figure 3.15 Débit en fonction de la profondeur (pour différentes profondeurs)	57
Figure 3.16 Pression en fonction de la profondeur (pour différentes profondeurs)	58
Figure 3.17 Tassement en fonction de la profondeur (pour différents S_r)	59
Figure 3.18 Débit de fuite en fonction de la profondeur (pour différents S_r)	59
Figure 3.19 Pression en fonction de la profondeur (pour différents S_r)	60
Figure 3.20 Tassement en fonction de la perméabilité (pour différents k)	61
Figure 3.21 Débit de fuite en fonction de la perméabilité (pour différents k)	61
Figure 3.22 Pression en fonction de la perméabilité (pour différents k)	62

TABLE DS MATIERES

RESUME	IV
ملخص	V
ABSTRACT	VI
Liste des tableaux	VII
Liste des figures	VIII
Table Des Matières	XI
INTRODUCTION GENERALE	1
CHAPITRE 1 : Généralités sur les ouvrages souterrains	
1.1INTRODUCTION	3
1.2METHODES DE CONSTRUCTION DES TUNNELS	3
1.2.1Construction à l'air libre (appelée tranchée)	4
1.2.2Construction en souterrain	5
1.3MOUVEMENTS DE SOL LORS DU CREUSEMENT DES TUNNELS	10
1.4RISQUES LIÉS AUX TUNNELS URBAINS ET OUVRAGES SOUTERRAINS	14
1.5PHÉNOMÈNES PRINCIPAUX D'INSTABILITÉ LIÉS AUX TUNNELS	15
1.5.1Effondrements	15
1.5.2Désordres	16
1.5.3Tassement en surface	18
1.5.4Inondations	18
1.6CONCLUSION	19
CHAPITRE 2 : Comportement hydraulique des ouvrages souterrains-Cas des tunnels	
2.1INTRODUCTION	28
2.2CARACTERISTIQUES MAJEURES DES ECOULEMENT DES EAUX SOUTERRAINES VERS L'OUVRAGE-PROBLEMES ET SOLUTIONS	28

2.3	INTERACTION HYDRAULIQUE ENTRE LES TUNNELS ET LES EAUX SOUTERRAINES	34
2.4	IMPACTS DU CREUSEMENT DES OUVRAGES SOUTERRAINS SUR LES EAUX SOUTERRAINES	35
2.5	MODELISATION NUMERIQUE DE LA REPONSE HYDRAULIQUE DANS LES TUNNEL	36
2.6	PREDICTION DES VENUES D'EAU DANS LES TUNNELS EN TERRAIN MEUBLE	38
2.7	CONCLUSION	48
CHAPITRE 3 : Analyse de la réponse des sols vis-à-vis le creusement des tunnels en présence d'eaux souterraines		
3.1	INTRODUCTION	45
3.2	APERÇU SUR L'OUTIL DE CALCUL : PLAXIS V 8.2	45
3.3	PRÉSENTATION DU MODÈLE DE CALCUL RÉALISÉ	46
3.3.1	Caractéristiques des matériaux	47
3.3.2	Modélisation par éléments finis- Maillage retenu	48
3.4	RÉSULTATS DE LA MODELISATION DU MODÈLE DE RÉFÉRENCE	48
3.4.1	Tassements en surface (modèle de référence)	48
3.4.2	Débit de fuite causé par les infiltrations	50
3.4.3	Charge hydraulique	52
3.4.4	Pression interstitielle	53
3.5	ETUDES PARAMETRIQUES	54
3.5.1	influence du diamètre du tunnel	54
3.5.2	Influence de la profondeur du tunnel	56
3.5.3	Influence de la saturation du sol	58
3.5.4	Influence de la perméabilité	60
3.6	CONCLUSION	61
CONCLUSION GENERALE		64
BIBLIOGRAPHIE		66

INTRODUCTION GENERALE

S'il est un domaine du Génie Civil qui demeure encore mystérieux, c'est bien celui des travaux souterrains. Le creusement d'ouvrages souterrains constitue de nos jours une des solutions les mieux adaptées pour la construction des infrastructures de transports routiers et ferroviaires, et des réseaux d'alimentation en eau potable et d'assainissement dont les grandes villes du monde ont un besoin croissant.

L'un des problèmes majeurs lié à ces ouvrages est constitué par les mouvements du sol induits par les travaux. Ces ouvrages étant, pour des raisons tant économiques que fonctionnelles, généralement construits à faible profondeur et le plus souvent, creusés dans des terrains situés sous le niveau de la nappe phréatique. Le creusement a donc pour conséquence de perturber les régimes hydraulique et mécanique initiaux et de provoquer des écoulements d'eaux souterraines vers l'ouvrage. Ces écoulements peuvent entraîner diverses conséquences (débit, pression, charge), l'ingénieur doit pouvoir estimer leurs amplitudes et mesurer leurs impacts sur l'ouvrage lui-même et le massif encaissant.

De même, la présence d'une nappe phréatique peut induire d'autres problèmes liés à l'écoulement de l'eau vers l'ouvrage et le drainage consécutif du massif qui peut entraîner des rabattements de nappe ainsi que des tassements en surface.

Ce travail de mémoire, intitulé « Etude des infiltrations d'eau dans les ouvrages souterrains » s'inscrit dans le cadre de l'étude de l'influence du creusement des ouvrages souterrain sur la réponse hydraulique des sols au voisinage de ces excavations en présence d'eaux souterraines. Il est donc impératif que des études soient faites afin de comprendre autant que possible les complexités de cette interaction.

L'objectif de ce travail de mémoire est donc d'évaluer la réponse hydraulique et mécanique provoquée par les travaux d'excavation dans des sols aquifères. Ainsi la structuration de ce mémoire en deux parties est en adéquation avec ces objectifs : après deux chapitres bibliographiques, les modélisations numériques d'un modèle de référence (celui de Atwa, 1996) sont présentées suivies d'une série d'études paramétriques.

Plus précisément, le premier chapitre de ce mémoire expose des généralités sur les ouvrages souterrains et les méthodes de construction ainsi que les mouvements causés par le creusement suivi d'un aperçu sur les risques et les instabilités liés aux tunnels urbains.

Le second chapitre s'est focalisé sur le comportement hydraulique des ouvrages souterrains : nous avons présenté les caractéristiques majeures des écoulements vers les excavations, l'interaction entre les tunnels et les eaux souterraines a été exposée en parallèle ainsi que l'impact du creusement de ces ouvrages sur les eaux souterraines. Et à la fin, nous avons présenté quelques cas de modélisations ainsi que les différentes approches pour calculer la réponse hydraulique des sols meubles au creusement des tunnels.

Quant au troisième chapitre, nous l'avons commencé par un bref aperçu sur le logiciel PLAXIS 2D. Ensuite, des analyses numériques à l'aide du code de calcul Plaxis 2D se sont focalisées sur la réponse des sols meubles au voisinage d'un tunnel circulaire. L'étude a porté sur l'analyse des tassements en surface, des débits de fuite et des pressions interstitielles ainsi que de la charge hydraulique autour du tunnel causés par le creusement. Des analyses complémentaires ont été exécutées en supplément au modèle de référence à travers une étude paramétrique afin d'étudier l'impact de la l'excavation du tunnel sur les comportements hydraulique et mécanique du sol.

Enfin, ce travail sera clôturé par une conclusion générale et des perspectives de recherche dans cette thématique.

Chapitre 01

Généralités sur les Ouvrages souterrains- Cas de tunnel

Sommaire

1.1	INTRODUCTION.....	3
1.2	METHODES DE CONSTRUCTION DES TUNNELS.....	3
1.2.1	Construction à l'air libre (appelée tranchée)	4
1.2.2	Construction en souterrain	5
1.3	MOUVEMENTS DE SOL LORS DU CREUSEMENT DES TUNNELS	10
1.4	RISQUES LIÉS AUX TUNNELS URBAINS ET OUVRAGES SOUTERRAINS	14
1.5	PHÉNOMÈNES PRINCIPAUX D'INSTABILITÉ LIÉS AUX TUNNELS.....	15
1.5.1	Effondrements.....	15
1.5.2	Désordres	16
1.5.3	Tassements en surface	18
1.5.4	Inondations.....	18
1.6	CONCLUSION	19

1.1 INTRODUCTION

L'essor des travaux souterrains au cours des dernières années est dû, bien naturellement, à l'importance croissante des considérations d'environnement et à l'encombrement de la surface qui en ont généralisé le besoin ; il est dû aussi aux progrès réalisés dans la technologie de construction de ces ouvrages et, notamment, à l'apparition des tunneliers qui ont permis à la fois de réduire considérablement les risques de ces travaux et d'en améliorer de façon spectaculaire la productivité.

Alors que, à la fin du 19^e siècle, l'emploi de l'explosif dans les travaux souterrains a marqué vraiment une étape décisive pour le développement de ces travaux, il est vrai que l'une des préoccupations majeures des ingénieurs était de s'affranchir des inconvénients liés à l'explosif c'est pourquoi d'autres techniques ont apparues pour résoudre ce type de problèmes comme la fameuse technique du tunnelier pressurisé, dont on expliquera son utilisation dans les paragraphes qui suivent vu qu'elle sera la méthode utilisée dans les différentes modélisations de ce mémoire.

Ainsi, ce chapitre commencera par exposer des généralités sur les ouvrages souterrains (méthodes de construction, mouvements liés au creusement), par la suite, nous présenterons quelques risques liés au creusement des tunnels dans les milieux urbains et nous terminerons par citer les principaux phénomènes d'instabilité liés aux tunnels.

1.2 METHODES DE CONSTRUCTION DES TUNNELS

Après l'étape d'investigation et de caractérisation des paramètres in situ, vient celle du choix d'une méthode d'excavation.

La méthode d'excavation choisie doit essentiellement garantir la stabilité du terrain aussi que l'équilibre et la pérennité de la structure pendant et après son exécution, ainsi qu'elle doit

répondre à des critères rigoureux d'économie de temps et de ressources financières sans oublier la sécurité.

Le développement technologique a donné la possibilité d'augmenter les dimensions de l'excavation et d'automatiser le travail en utilisant des machines multifonctionnelles (les tunneliers) qui permettent aussi de réaliser des ouvrages en site urbain, dans des terrains meubles et aquifères sans causer de dégâts importants en surface du sol.

Une bonne connaissance des différentes techniques de creusement constitue une base importante pour pouvoir comprendre la réponse du terrain lors de son creusement, elle est également importante pour arriver à des phases de modélisation satisfaisantes.

On peut distinguer deux familles de techniques :

- À l'air libre (tranchée) : construite avec déblaiement des surfaces de sol supérieures.
- En souterrain : construite sans déblaiement des surfaces de sol supérieures.

En général, il n'y a pas de méthode unique qui convient à tous les types de projets, c'est le bon sens de l'ingénieur expérimenté qui fera la différence...

Nous nous intéressons dans ce mémoire, surtout, à la deuxième technique.

1.2.1 Construction à l'air libre (appelée tranchée)

Les tranchées sont creusées soit avec talus dont la pente dépend du terrain, soit avec soutènement par parois verticales. Les mauvais terrains, schistes et argiles (en particulier argiles consistantes fissurées et argiles contenant des couches de sable aquifère) nécessitent de prendre des dispositions spéciales qui s'adaptent à chaque site. Si les pentes de talus sont trop faibles, il faut tenir compte de l'emprise disponible.

Les talus peuvent être remplacés par des parois verticales en fournissant un soutènement, ce qui autorise des surcharges. Lorsque cette méthode est appliquée, toute la structure est construite (préfabriquée ou non) puis la tranchée est recouverte. Cependant, cette méthode

reste la moins chère et la plus simple à mettre en place. D'autre part, elle est souvent utilisée en dehors des zones urbaines, là où la géologie le permet.

Lors de ce type de constructions, deux possibilités se présentent : on peut soit envisager de construire l'ouvrage en utilisant :

1. La méthode des tranchées ouvertes : toute la structure est en plein air jusqu'à la construction de la superstructure, la dalle de toiture est alors en un seul tenant.
2. La méthode des tranchées couvertes : c'est une transition entre « le ciel ouvert » et « le tout souterrain ». C'est en effet à l'aide d'un judicieux artifice que l'on arrive à adapter une méthode à ciel ouvert pour travailler en sous-sol, pour des aspects organisationnels surtout, la construction directement en sous-sol est la seule réellement souhaitable en ville.

Lorsque le profil en long d'un projet de tunnel révèle une couverture basse au-dessus du toit (généralement inférieure à un diamètre), il est probablement plus économique de creuser en tranchée couverte, si le site de surface n'est pas occupé par n'importe quel type de structure ou d'autres contraintes environnementales. La couverture de la tranchée pendant les travaux permet de réduire la gêne pour l'environnement et de rétablir les possibilités de circulation en surface (Cetu, 1998).

La tranchée couverte est souvent le seul possible surtout dans les villes à forte densité d'immeubles ou à fort trafic. (De Coster et al, 2012)

Par contre si, en raison de la topographie ou de l'existence d'ouvrages souterrains, ou bien le profil en long du tunnel ne peut suivre la pente du terrain et que le volume des déblais et des remblais dépasse notablement celui de l'ouvrage, la construction à l'air libre n'est pas économique.

1.2.2 Construction en souterrain

Les méthodes existantes actuellement pour le creusement des ouvrages souterrains dépendent de la nature du terrain, des conditions hydrologiques, et du type de projet considéré. La méthode d'excavation retenue doit principalement garantir l'équilibre et la pérennité de

l'ouvrage pendant et après son exécution, de même qu'elle doit satisfaire de rigoureux critères d'économie de temps et de moyens financiers. Kaiser (1981) résume la philosophie des méthodes d'excavation modernes en trois principes :

- Dans certains cas, renforcement du massif par ancrage, congélation ou injection afin d'augmenter la cohésion du massif.
- Optimiser la forme géométrique de la section du tunnel afin de réduire les contraintes agissant sur le soutènement.

Il existe plusieurs méthodes pour creuser un tunnel, on distingue deux grandes familles :

1. Creusement traditionnel (ou conventionnel) : C'est en 1679 que la première application de l'explosif a été faite en France pour le creusement du tunnel de navigation du canal de Languedoc.

Le creusement s'effectue en trois phases successives : Perforation, Abattage, Marinage.

- La perforation se fait aux marteaux perforateurs à l'air comprimé, la longueur des trous de mines est généralement comprise entre 2 et 5 m.
- L'abattage a lieu après chargement des trous de mines avec des explosifs par mise à feu suivant un plan de tir défini.
- Le marinage (l'évacuation des déblais) s'effectue après purge du toit et du front et éventuellement ancrage ou soutènement des blocs instables.

En site urbain cette méthode ne peut être utilisée que dans les cas où son emploi s'avère strictement nécessaire.

2. Creusement mécanisé : Le souci de réduire certains inconvénients du travail à l'explosif tels que : les risques d'accidents, l'ébranlement de la roche autour de la cavité, les hors profils, les coûts supplémentaires qui en résultent en matière de soutènement a amené les exploitants des mines ainsi que les entrepreneurs à chercher d'autres moyens d'excavation sans l'emploi des explosifs. Ainsi le creusement mécanisé est apparu (figure 1.1).

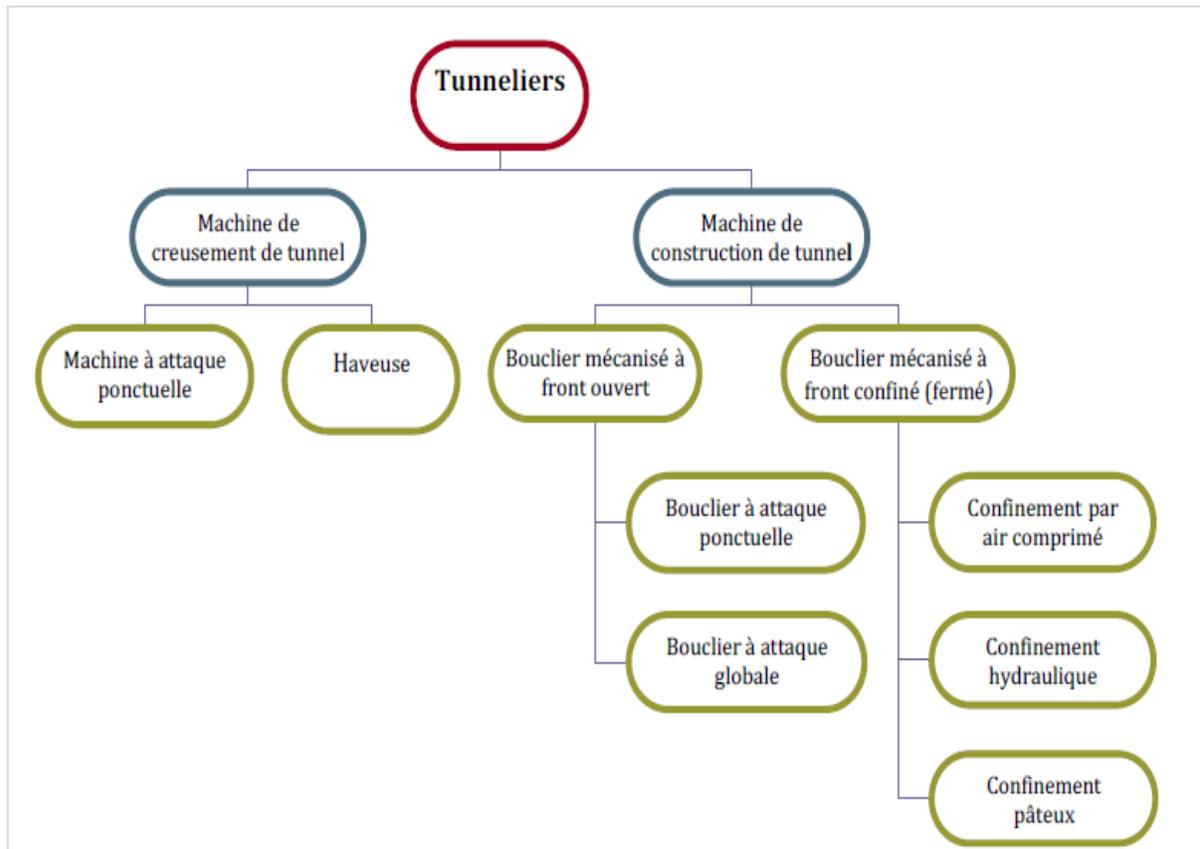


Figure 1.1 Différentes catégories des machines de creusement El Houari (2008)

On peut distinguer deux classes de tunneliers selon qu'il s'agit de :

1. **Simple machines de creusement** : C'est une technique utilisée très fréquemment pour l'excavation de tunnels en roches molles et moyennes ; elle a l'avantage de la possibilité d'adaptation de la section du tunnel à n'importe quelle forme.

Les machines à attaque ponctuelle (figure 1.2) sont équipées d'un bras excavateur à extrémité duquel est monté un outil (ou tête) d'abattage. Ainsi, les géométries de front peuvent être variables, elles excavent le front de taille par balayage successif du bras excavateur.



Figure 1.2 Machine d'attaque ponctuelle (Anderson Strathclyde RH25)

2. Ou de **véritables machines de construction de tunnels** (tunnelier) intégrant toutes les fonctions correspondant à la réalisation d'un ouvrage finalisé de point de vue génie civil :

Les tunneliers constituent un outil aujourd'hui irremplaçable pour le creusement d'ouvrages dans des situations géologiques extrêmement diverses. Ils ont complètement transformé l'organisation même de ces chantiers parce qu'ils ont obligé à une analyse plus rigoureuse des tâches de chacun des membres de l'équipe. Ces tâches se sont trouvées à la fois allégées physiquement, mais aussi responsabilisées.

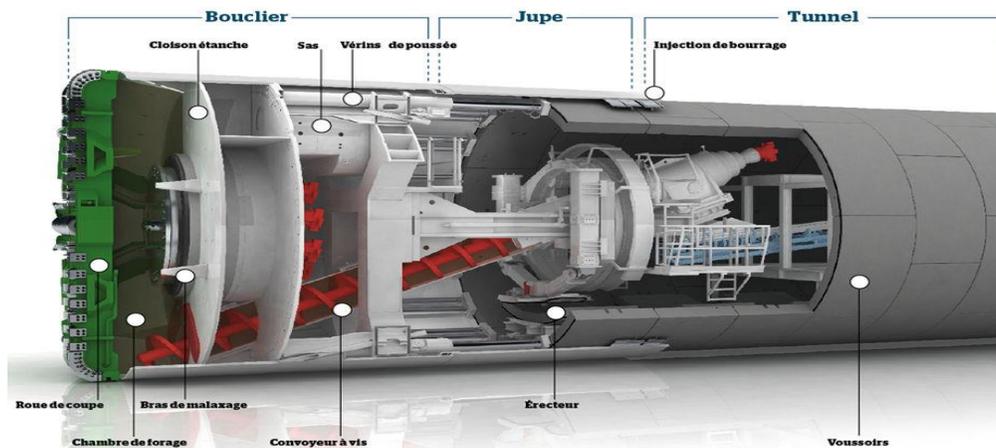


Figure 1.3 Coupe de la machine tunnelier

Le tunnelier assure plusieurs fonctions :

- Abattage du terrain.
- Evacuation des déblais (marinage).
- Mise en place du soutènement.

Les tunneliers les plus spectaculaires sont souvent médiatisés à l'occasion des grands projets de génie civil, principalement dans le domaine des transports. Leur diamètre peut dépasser 10 mètres, mais ce type d'engin est également mis en œuvre pour la réalisation des réseaux d'adduction d'eau, d'égouts, d'enfouissement des lignes électriques à très haute tension, etc. Ces types de réalisation ont des diamètres plus modestes. Pour les percements d'un diamètre inférieur à 1,5 ou 2 m on parle de micro tunneliers.

Les machines de construction de tunnels se distinguent de celles de creusement par le fait qu'elles comportent obligatoirement un bouclier.

La technique du bouclier n'est pas récente, l'idée de cette méthode est apparue au XIX^{ème} siècle, mais elle a fait l'objet d'importants développements au cours de ces dernières années. Cette progression a d'abord eu lieu en Grande Bretagne et en Allemagne et puis surtout au Japon.

C'est Marc Brunel ; ingénieur français qui construit à l'aide d'un bouclier manuel une galerie piétonne à Londres sous la Tamise (1825-1843). La stabilité du front de taille était assurée par un soutènement en bois, l'avancement est obtenu par des vérins à vis prenant appui sur le revêtement en briques. Cet ouvrage a été nommé « La Tonnelle » qui plus tard en français sera nommé « Tunnel » (Dolzhenko, 2002).

Les critères essentiels à considérer pour le choix d'un bouclier sont :

- Le comportement mécanique du terrain.
- La géométrie du tunnel.
- Les conditions hydrogéologiques.



Figure 1.4 Exemple de tunneliers (Hambourg F14.2 m, Berlin F 8.9 m) (Taon, 2007)

1.3 MOUVEMENTS DE SOL LORS DU CREUSEMENT DES TUNNELS

La construction des tunnels est un procédé complexe générant de nombreux incidents dans lesol. Les mouvements engendrés peuvent être très importants si le front de taille n'est pas suffisamment stable ou si le tunnel a une forte interaction avec des ouvrages existants. Tous ces procédés demandent une analyse très profonde.

Trois méthodes de prévision du champ de contraintes et de déformations sont proposées (Dolzhenko, 2002):

- Les Méthodes empiriques : nécessitent de nombreuses caractéristiques et des mesures détaillées sur le site urbain : type de sol, localisation des niveaux aquifères, méthode de creusement du tunnelier.

Ces techniques peuvent s'avérer très intéressantes si les paramètres observés s'unissent aux hypothèses émises pour le développement de ces approches théoriques simplifiées.

- Les Méthodes analytiques et numériques basées sur trois approches :
 - a. Approche élastique,
 - b. Approche basée sur des éléments finis.
 - c. Approche stochastique (basée sur une distribution des tassements en surface par la méthode de Gauss).

- Méthodes expérimentales : elles permettent de réaliser des essais en vraie grandeur ou bien sur modèle réduit de tunnel.

1.3.1 Tassement des sols du au creusement des tunnels

Les recommandations de l'Association Française des Travaux En Souterrains (1999) proposent une répartition des tassements en surface à court terme (le tassement est donné en % du tassement total) :

- 10 à 20% dus au front.
- 40 à 50% dus à l'espace annulaire créé le long du bouclier.
- 30 à 40% dus à l'échappement de la jupe.

Le tassement en surface causé par le creusement des tunnels se présente sous la forme d'une cuvette tridimensionnelle (Figure 1.5) dont les dimensions dépendent du type du sol, de la proximité de la surface, du diamètre du tunnel.

Les tassements en surface sont symétriques par rapport à l'axe du tunnel, les tassements admissibles en surface pour le tunnel sont similaires à ceux admis pour les fondations :

- De 25 à 40 mm pour le sable
- Et 40 à 65 mm pour les argiles.

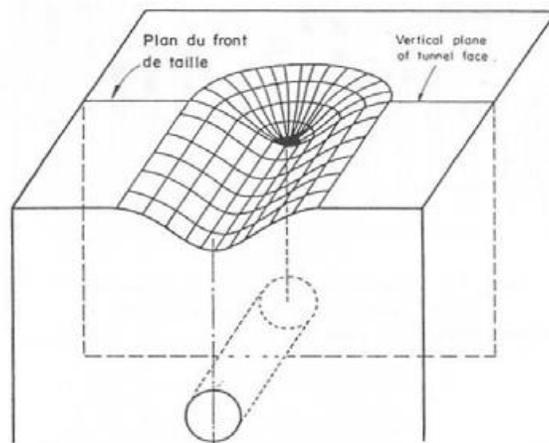


Figure 1.5 Forme de cuvette de tassement en surface (natalya)

En configuration bidimensionnelle l'AFTES (1999) présente les mouvements autour de l'excavation au cours du creusement (figure 1.6).

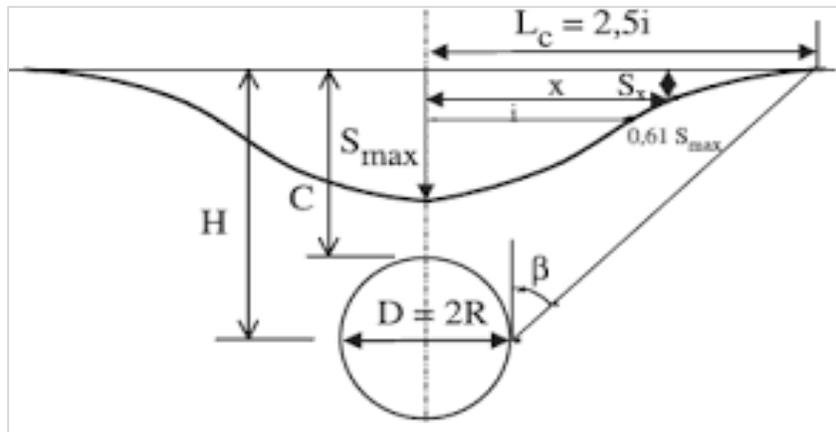


Figure 1.6 Forme de la cuvette de tassement (Mair et al.,1996)

Les par tassements qui résultent de différentes sollicitations subies le massif se présentent généralement sous la forme d'une cuvette dont l'allure, dans le plan transversal, suit une loi normale de Gauss.

L'étendue de la cuvette dépend principalement du type de sol, du diamètre du tunnel et de sa proximité de la surface. La cuvette de tassement en surface peut s'étendre latéralement jusqu'à 1,5 fois la couverture du terrain dans le cas des argiles molles. Dans le cas des sables, l'étendue du tassement est moins importante.

Cette cuvette en surface est définie par le tassement maximal (S_{max}) et la distance du point d'inflexion caractérisant l'extension latérale de la cuvette (figure 1.6).

Dans le cas des tunnels peu profonds, ces déplacements se propagent dans le massif pendant l'avancement du front et produisent des tassements et des déplacements horizontaux en surface.

Les déplacements horizontaux ont tendance à suivre le front, en changeant de direction à l'avancement. L'affaissement en surface dépend non seulement du terrain dans lequel le tunnel est creusé, mais aussi de l'état de comportement du terrain situé au-dessus.

1.3.2 Mouvements horizontaux causés par le creusement des tunnels

Les déplacements horizontaux se créent dans le sol durant le creusement des tunnels et peuvent être mesurés à l'aide d'un inclinomètre. Les inclinomètres permettent de mesurer les déplacements horizontaux du sol. Les points suivants ont été constatés :

Le terrain situé en dessous du radier n'est pratiquement pas perturbé. Le terrain situé en surface a tendance à converger vers le centre de la cuvette.

La figure 1.7 montre un refoulement du sol au niveau des flancs du tunnel. Ollier (1997) a lié ce phénomène aux différentes phases de creusement du tunnelier et à la déformation du revêtement. Il a noté aussi que le terrain en surface bascule généralement vers le centre de la cuvette (Dolzhenko, 2002).

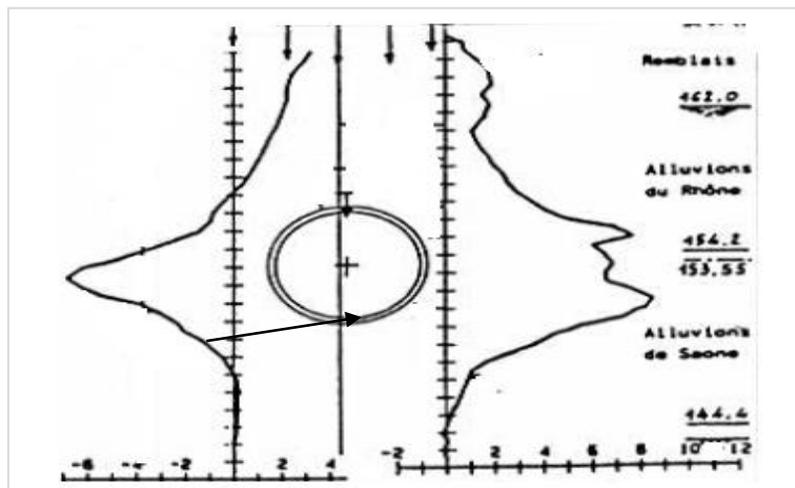


Figure 1.7 Déplacements horizontaux (Dolzhenko, 2002)

1.4 RISQUES LIÉS AUX TUNNELS URBAINS ET OUVRAGES SOUTERRAINS

La construction en souterrain, particulièrement dans le cas des tunnels urbains engendre des risques spécifiques pendant tous les stades du projet et en particulier durant sa construction, son exploitation et après son abandon.

En raison des incertitudes inévitables, sur la réponse à l'impact des fouilles, sur les conditions hydrologiques liées à la présence potentielle d'eaux souterraines, sur l'efficacité du soutènement et autres incertitudes géologiques, géotechniques ou géomécaniques. Les ingénieurs, les travailleurs et les utilisateurs des ouvrages sont exposés à une grande variété de risques dont les impacts sont importants sur la sécurité des personnes et des biens.

En fait, l'histoire des tunnels a mentionné des effondrements spectaculaires et d'autres catastrophiques qui prouvent l'existence de la possibilité d'accidents de grande ampleur lors de l'excavation et de l'exploitation du tunnel.

Du fait que les tunnels se situent souvent dans des secteurs urbains, les conséquences des accidents peuvent être graves et toucher à la fois l'ouvrage, les personnes, l'environnement et l'économie (impacts socio-économiques).

Les ouvrages souterrains en milieu urbain, les tunnels en particulier, ont des caractéristiques spécifiques liées à leur fonction et à la nature des milieux traversés. Ils sont en effet, habituellement situés à faible profondeur dans des zones saturées d'infrastructures multiples et souterraines.

En plus des conditions environnementales, la complexité des milieux traversés sur le plan géotechnique et topographique participe à accroître la probabilité et d'erreurs durant l'étape préliminaire de la conception et d'incidents ou d'accidents durant les travaux d'exécution et l'exploitation de l'ouvrage.

Les risques principaux rencontrés dans la construction et l'exploitation de tels ouvrages ont plusieurs origines (Grasso et al., 2004) :

- Risques géotechniques et géologiques : Ils sont liés à l'insuffisance des informations obtenues à travers la campagne de reconnaissance et à la capacité de prévoir la réponse du terrain à l'action de creusement.
- Risques hydrologiques : Ils sont associés à l'insuffisance des informations recueillies en ce qui concerne l'hydrologie souterraine dans la zone du projet.
- Risques d'étude : liés surtout à la difficulté du projet à s'adapter aux conditions géomécaniques rencontrées réellement, aux défauts de construction et à l'expérience des ingénieurs ainsi qu'aux contraintes contractuelles.
- Risques de construction ou de creusement : liés au choix de la méthode de construction non appropriée ou bien mal maîtrisée, aux phénomènes d'instabilité.
- Risques opérationnels : liés aux défauts de fonctionnement et aux accidents.

1.5 PHÉNOMÈNES PRINCIPAUX D'INSTABILITÉ LIÉS AUX TUNNELS

Plusieurs phénomènes liés aux instabilités dans les ouvrages souterrains sont distingués et sont classés selon une échelle de gravité des impacts correspondants, (Vlassov et al., 2001), (Oggeri et al., 2004) :

1.5.1 Effondrements

Les effondrements représentent une menace concrète sur la stabilité des ouvrages souterrains, notamment pendant la phase de construction. Ils peuvent être liés directement à une évolution du comportement du terrain encaissant ou à une défaillance mécanique du système de soutènement.

Dans les ouvrages situés à faible profondeur, un effondrement se produisant dans le tunnel peut remonter jusqu'à la surface et engendrer des dégâts conséquents sur les structures subjacentes.

Un effondrement correspond à une rupture structurale, partielle ou totale, du tunnel. La rupture du recouvrement se propage parfois jusqu'en surface du sol formant une cuvette d'effondrement ou un cratère appelée « fontis ».

On parle d'un effondrement localisé lorsque cette rupture ne concerne qu'une zone d'extension limitée (les effondrements localisés peuvent être le résultat de la rupture du toit du tunnel) et d'un effondrement en masse ou généralisé lorsqu'il concerne, au contraire, une zone étendue en surface.

L'effondrement condamne l'utilisation du tunnel, il nécessite des moyens considérables pour reprendre le projet ou l'exploitation de l'ouvrage.



Figure 1.8 Tunnel de Patra avant et après l'effondrement (Grèce, août 1998), (Patra, 2004) cité par J.Idris (2007)

1.5.2 Désordres

Les désordres ont des conséquences moins graves que les effondrements, la chute et le glissement de blocs, les éboulements, les fissurations (figure 1.9), l'infiltration de l'eau souterraine, le soulèvement de radier, les ruptures et les déformations localisées du soutènement sont les exemples les plus fréquents de désordres rencontrés dans les ouvrages souterrains.

Afin d'évaluer les risques de désordres, Burland et Worth (1974), Burland (1995) et Boscardin et Cording (1989) cité par J.idriss (2007) proposent une relation qui classe les dommages selon plusieurs catégories en fonction du degré de sévérité des dégâts et l'extension des dommages (Voir Tableau 1.1).

Tableau1.1 Relation entre la classe des désordres et l'extension critique Boscardin et Cording (1989)

Catégorie de dommages	Degré de sévérité	Déformationlimiteen extension
0	Négligeable	0-0.05
1	Trèsfaible	0.05- 0.075
2	Faible	0.075-0.15
3	Modéré	0.15-0.3
4-5	Sévère à trèsévère	>0.3

Les désordres ne remettent pas toujours en cause l'utilisation du tunnel, mais imposent une réparation importante.



Figure 1.9 Tunnel de A38 Saltash (R.U, 1997), fissurations sur les parois(Sauer, 2004)

1.5.3 Tassements en surface

Le tassement en surface se présente, lui aussi, comme l'un des principaux phénomènes d'instabilité,

Comme c'est précisé plus haut, les tunnels urbains sont des ouvrages souterrains situés à une profondeur généralement faible et souvent creusés dans des terrains meubles ou de sols. Le creusement de ces ouvrages engendre, souvent, un tassement, pouvant endommager les structures en surface.

Afin d'évaluer les déformations provoquées par le tassement, la construction est assimilée à une poutre fléchiée qui subit intégralement les tassements et les déformations du sol de fondation. Comme le montre la figure 1.10

On distingue plusieurs zones suivant la concavité de la déformation :

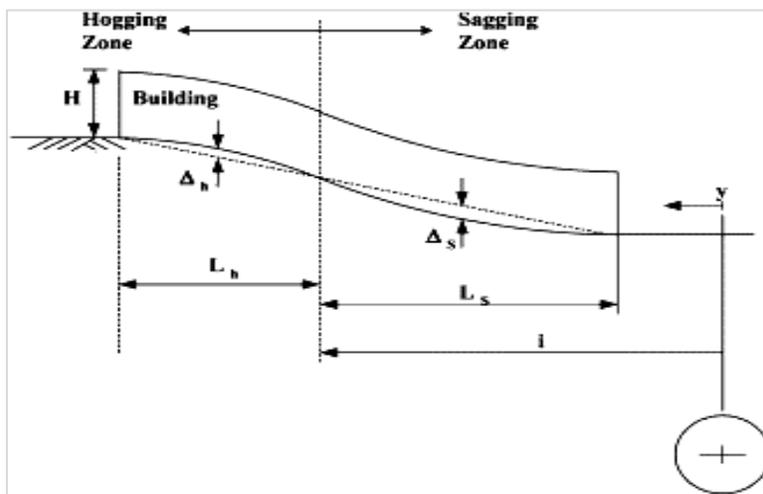


Figure 1.10 Déformation d'un bâtiment provoquée par le creusement d'un tunnel (Mair et al.,1996)

1.5.4 Inondations

C'est une conséquence de l'incursion d'un ouvrage souterrain par un important débit d'eau souterrain ou d'eaux pluviales, elles entraînent des dégâts matériels importants et parfois même des arrêts de travaux.

La figure (1.11) montre une partie des dégâts observés après l'inondation du tunnel routier de (Japon, 1992).

La catastrophe est causée par l'infiltration de quantités considérables d'eau de pluie dans l'ouvrage en construction.



Figure 1.11 Inondation du tunnel de Wushantou, Japon 1992, (Wanget et al., 2002)

1.6 CONCLUSION

Dans ce chapitre nous avons présenté des généralités sur les ouvrages souterrains, nous avons décrit les méthodes de construction de ces ouvrages, plus spécialement l'accent a été mis sur le cas des tunnels. Les mouvements de sol créés par le creusement des tunnels ont, aussi, été présentés, ainsi que les risques qui peuvent se présenter par ce type de constructions. De même, nous avons exposé les principaux phénomènes d'instabilité liés aux tunnels.

Le chapitre suivant mettra en exergue l'influence des infiltrations des eaux souterraine sur les tunnels.

Chapitre 2

**Comportement hydraulique des ouvrages
souterrains - Cas des tunnels**

Sommaire

2.1	INTRODUCTION	22
2.2	CARACTERISTIQUES MAJEURES DES ECOULEMENT DES EAUX SOUTERRAINES VERS L'OUVRAGE-PROBLEMES ET SOLUTIONS	22
2.3	INTERACTION HYDRAULIQUE ENTRE LES TUNNELS ET LES EAUX SOUTERRAINES.....	28
2.4	IMPACTS DU CREUSEMENT DES OUVRAGES SOUTERRAINS SUR LES EAUX SOUTERRAINES	29
2.5	MODELISATION NUMERIQUE DE LA REPOSE HYDRAULIQUE DANS LES TUNNELS.....	30
2.6	PREDICTION DES VENUES D'EAU DANS LES TUNNELS EN TERRAIN MEUBLE	32
2.7	CONCLUSION	42

2.1 INTRODUCTION

En milieu urbain, les ouvrages souterrains sont souvent creusés dans le sol en présence d'eaux souterraines. Le creusement entraîne une modification du régime hydraulique initial et provoque des écoulements des eaux souterraines vers l'ouvrage. Ces écoulements ont notamment pour conséquences l'apparition de gradients hydrauliques importants au niveau du front de taille.

Les écoulements résultants peuvent causer des problèmes généraux de stabilité et des tassements ainsi que la modification du niveau de la nappe phréatique.

De nombreux travaux numériques et expérimentaux ainsi qu'analytiques ont été consacrés à ce type de problèmes.

Des formules ont également été établies pour estimer les débits entrant dans la galerie et les incidences des écoulements sur la nappe phréatique. Toutefois, ces solutions simplifiées ne permettent pas de donner une description complète de ces phénomènes. Ce chapitre vise à décrire les écoulements vers les tunnels ainsi que les conséquences.

2.2 CARACTERISTIQUES MAJEURES DES ECOULEMENT DES EAUX SOUTERRAINES VERS L'OUVRAGE-PROBLEMES ET SOLUTIONS

Le creusement d'un tunnel sous la nappe entraîne l'écoulement des eaux souterraines vers l'excavation et l'intrusion d'un certain débit d'eau dans la partie excavée.

La figure (2.1) montre les conséquences de ce creusement dans le cas d'un revêtement imperméable : un certain rabattement de nappe se manifeste, ainsi qu'un réseau d'écoulement : lignes de courant et équipotentiels où on voit la forte concentration de ces derniers autour de l'excavation.

Le débit d'eau entrant est apparemment le paramètre le plus étudié dans les différentes études, il dépend de plusieurs facteurs, dont les plus importants sont :

1. La perméabilité du terrain,
2. La profondeur du tunnel sous le niveau piézométrique
3. Le taux de réalimentation de l'aquifère (Nappe libre ou en charge)

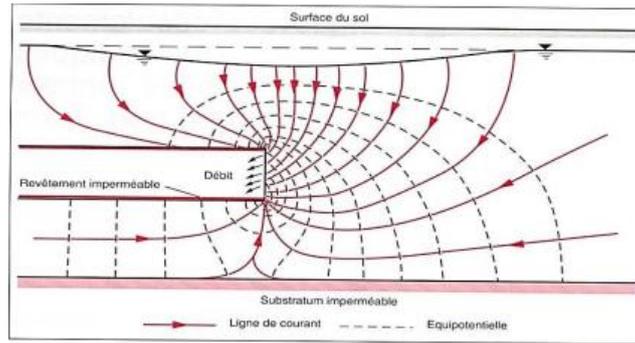


Figure 2.1 Réseau d'écoulement vers un tunnel (Atwa et al., 2000)

De nombreux auteurs ont rapporté et analysé les problèmes créés par la présence de l'eau sur les chantiers de tunnels ; certains ont, par ailleurs, effectué des mesures sur site comme celles de Sato (1983) qui a certifié que pour différents tunnels exécutés au Japon, le débit d'entrée vers une excavation se caractérise notamment par une diminution dans le temps et par ailleurs, l'écoulement des eaux vers un tunnel peut entraîner des conséquences de natures diverses. (Kechida, 2018)

L'analyse des travaux consacrés à la construction de tunnels sous la nappe a permis de mettre en évidence les différents problèmes liés à l'écoulement des eaux souterraines vers un tunnel, ainsi que les principales solutions qui peuvent être mises en œuvre sur les chantiers pour réduire, voire éviter, les conséquences de ces écoulements. Parmi les problèmes, on peut citer :

- Venue d'eau avec érosion du front, rabattement progressif de la nappe.
- Débits excessifs à la rencontre des zones plus perméables.
- Venues d'eau à la rencontre des zones de calcaire.
- Débits sous pression.
- Rupture du front à la rencontre de zones moins perméables avec débits excessifs.
- Pour de fortes venues d'eau, il peut y avoir inondation du site, ce qui constitue un danger pour le matériel de construction et la sécurité du personnel. Dans de telles conditions, des dispositions préventives doivent être envisagées.

Parmi les solutions, on peut citer :

- Drainage.

- Galerie de reconnaissance.
- Système d'évacuation prévu en tête du bouclier et pompage.
- Congélation de la couche de limons argileux.

De faibles venues d'eau peuvent suffire à perturber les différentes étapes de la construction. Des moyens de pompage adaptés doivent être prévus pour évacuer en permanence les débits entrants et assurer le bon déroulement des travaux.

Dans les terrains rocheux, généralement peu perméables, les débits d'écoulement augmentent à la rencontre des zones fissurées. Ces débits sont souvent accompagnés de chutes de blocs solides et peuvent parfois provoquer la rupture totale du front de taille.

Cependant, l'écoulement peut provoquer des instabilités en radier. Un accident de ce type survenu lors du creusement d'un tunnel dans les calcaires du Jura (Laporte, 1988), le creusement du tunnel était effectué à l'explosif avec pose de voussoirs en acier. Un tunnel pilote précédait la galerie principale dans le but de reconnaître les terrains et d'injecter les fissures rencontrées. Toutefois, alors que la galerie progressait dans une zone compacte, une venue d'eau importante s'est brusquement déclarée au niveau du radier à 14 m en arrière du front de taille. L'écoulement a été accompagné d'importants débousses de sables fins très argileux. Le débit s'est rapidement élevé de 36 m³/h en moyenne à 360 m³/h. La couverture d'eau dans cette zone étant de 150 m, les débits étaient sous une pression de 1,5MPa.

En parallèle, il faut savoir qu'en présence de terrains meubles, les phénomènes hydrauliques sont notamment influencés par l'hétérogénéité des sols présents au front de taille. La rencontre des zones perméables peut provoquer des phénomènes de renard (érosion interne) si les vitesses d'écoulement deviennent supérieures à celles aux quelles peuvent résister les particules les plus fines du sol.

Ce phénomène a été observé lors du creusement de deux tunnels routiers à Seattle (Critchfield et McDonald, 1990), ces tunnels étaient creusés à l'aide de boucliers dans un sol argileux, avec drainage à l'avancement, ce dernier étant assuré par un groupe de puis profond situés le long du tracé de l'ouvrage. Par mesure de sécurité vis-à-vis des bâtiments avoisinants en surface, des injections de silicate de sodium ont été exécutées sous les

fondations ainsi qu'à l'intérieur du tunnel en voûte. Toutefois, un problème s'est déclaré à la rencontre d'une couche de sable à la base du bouclier. Une forte venue d'eau derrière la jupe a été observée emportant du sable fin et provoquant le tassement de l'arrière de la jupe et la détérioration de la queue du bouclier (figure.2.2).

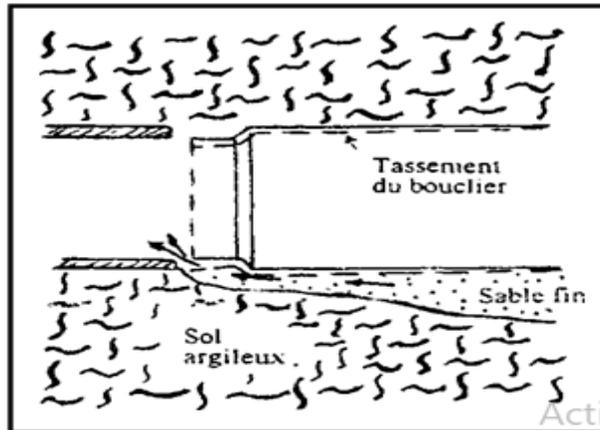


Figure2.2 Erosion d'une couche de sable fin rencontrée en radier d'un tunnel (Critchfield et McDonald, 1990).

Par ailleurs, les écoulements peuvent provoquer des ruptures locales, similaires au phénomène de rupture de fond de fouille.

D'après Atwa (1996), Colombo et al. (1988) décrivent un accident de ce type survenu lors du creusement d'un tunnel à Milan. L'ouvrage, creusé à 26 m de profondeur, se situe dans un terrain alluvionnaire à 6 m sous le niveau piézométrique. Une méthode de creusement mécanisé était utilisée après consolidation et imperméabilisation du terrain par injection de ciment et d'additifs chimiques pour assurer des conditions de creusement relativement sèches.

Toute fois, une rupture en radier s'est produite, suivie d'un flux excessif d'eau accompagné de matières fines (sables et limons). Des sondages complémentaires ont été effectués. Ils ont révélé une couche de limon argileux d'un mètre d'épaisseur située à quelques mètres en dessous du radier figure (2.3). La présence de cette couche peu perméable a réduit l'épaisseur de la zone injectée (le coulis d'injection n'étant pas adapté aux sols fins) ; cette couche a cédé, sous l'effet des surpressions interstitielles sous-jacentes.

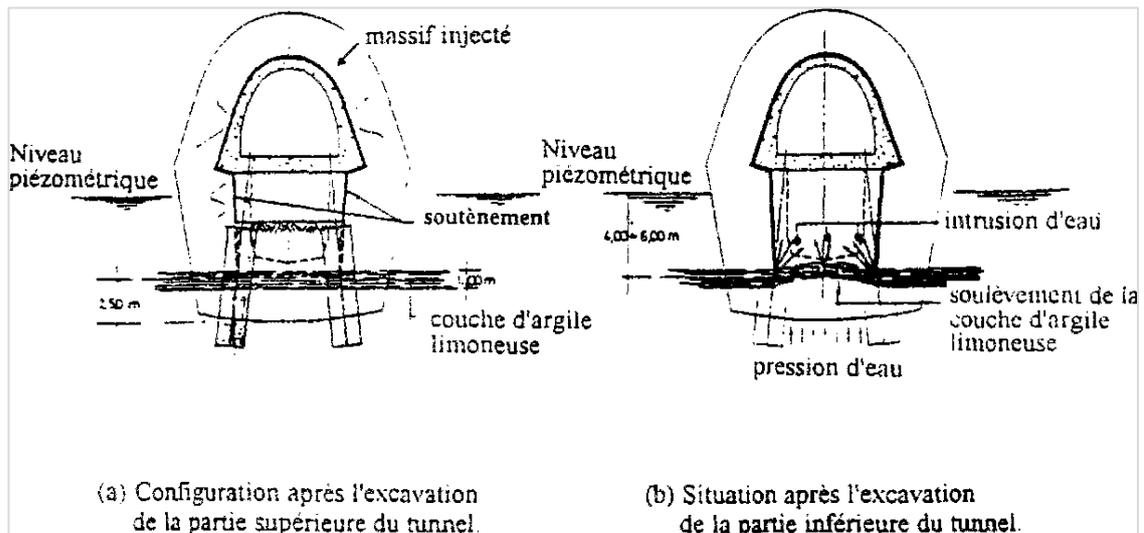


Figure 2.3. Rupture en radier provoquée par les pressions hydrauliques (Colombo et al., 1988).

Les écoulements hydrauliques peuvent aussi provoquer des ruptures en voûte (Oteo et al., 1988) ou des ruptures complètes du front de taille (Saotome, 1988; Skempton et Chrimes, 1993).

Dans de cas des tunnels creusés en terrain meuble en site urbain, les conséquences d'une rupture sont encore plus graves. Les observations effectuées lors du creusement du tunnel d'Atocha-Laguna à Madrid sont très instructives (Oteo et al., 1988) : la rupture s'est produite en voûte en cours de creusement du fait de l'écoulement des eaux vers l'ouvrage. La masse en déplacement a atteint 17m de hauteur ; elle a provoqué des fissurations dans les bâtiments situés en surface. Cette rupture a été accompagnée de fortes venues d'eau et les travaux ont été totalement interrompus jusqu'à ce que des injections sous pression aient été effectuées de puis la surface du sol.

Les écoulements peuvent également affecter l'efficacité de certaines dispositions de la construction comme par exemple la qualité du béton projeté et son adhérence avec le sol qui peuvent être influencées par la présence de l'eau. Ceci a été observé sur le tunnel de Higo au Japon où l'écoulement vers l'ouvrage a provoqué le lessivage du mortier de scellement des boulons (Fujita et al., 1988).

Les observations faites sur des chantiers de tunnels construits sous la nappe montrent que la nature et l'ampleur des conséquences liées aux écoulements hydrauliques dépendent de facteurs qui peuvent être regroupés en quatre catégories principales :

- La méthode d'exécution,
- La nature des terrains rencontrés,
- La position du tunnel et ses dimensions,
- Les conditions hydrogéologiques du site.

Le débit hydraulique augmente avec la perméabilité du terrain et la profondeur du tunnel par rapport au niveau piézométrique de la nappe. Ce débit peut fortement varier selon les différentes conditions hydrogéologiques rencontrées le long du tracé de l'ouvrage.

Dans les roches fissurées, l'écoulement peut provoquer le lessivage des joints, induisant des ruptures de blocs, voire la rupture complète du front sous l'effet des forces hydrodynamiques.

Dans les terrains meubles, l'écoulement des eaux entraîne une redistribution de la charge hydraulique dans le terrain et la variation des pressions interstitielles figure (2.4). La modification de l'état des contraintes effectives qui en résulte peut induire des tassements quasi-instantanés ou à plus long terme figure (2.4). L'estimation de ces tassements et de leurs extensions dans le massif est nécessaire pour prévoir les précautions à prendre afin de préserver la sécurité des ouvrages situés en surface dans la zone d'influence du tunnel.

D'autre part, la redistribution de la charge hydraulique conduit à l'apparition de gradients d'autant plus importants qu'on se trouve près de la zone excavée figure (2.4). Les forces hydrodynamiques induites par ces gradients peuvent être préjudiciables à la stabilité du front de taille en terrains meubles ou rocheux.

Par ailleurs, la rencontre des couches de perméabilités différentes peut provoquer d'autres types d'instabilité : la rencontre d'une couche moins perméable peut entraîner des ruptures similaires à celles observées classiquement en fond de fouille ; une couche plus perméable augmente les débits entrants, qui peuvent y produire des phénomènes d'érosion interne et des tassements locaux autour de la galerie.

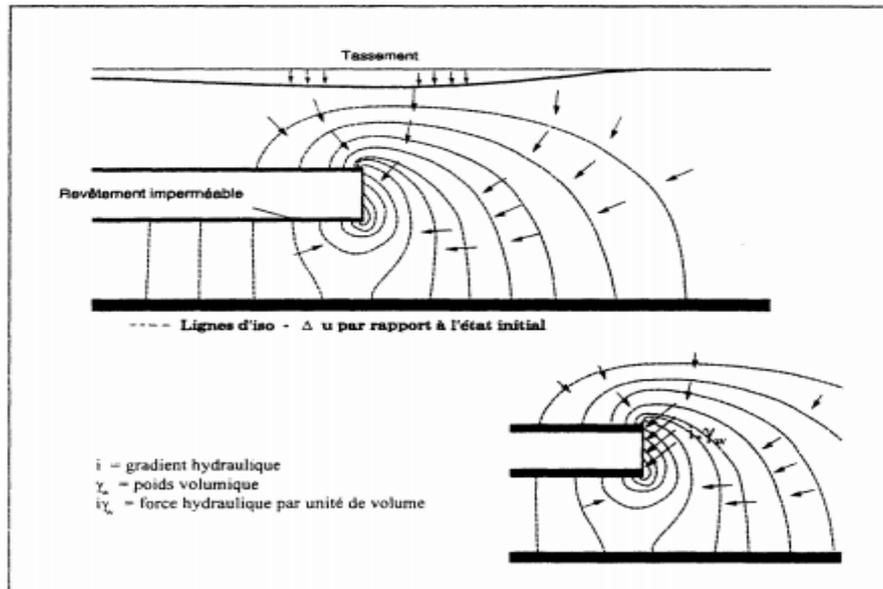


Figure 2.4 Conséquences mécaniques des écoulements vers un tunnel creusé par un bouclier à front ouvert. (Atwa. M.1996)

Dans le cas d'un tunnel creusé avec une pression au front, les problèmes sont beaucoup moins importants. Toutefois, la pression appliquée peut créer des surpressions interstitielles autour du front de taille. La dissipation de cette pression peut induire à posteriori des tassements de consolidation qui, dans le cas de sols compressibles, peuvent affecter la stabilité des structures avoisinantes en surface.

Enfin, une des caractéristiques prédominantes des écoulements vers les tunnels est liée à l'évolution dans le temps du régime hydraulique. Cette évolution peut être observée dans la diminution progressive de la quantité d'eau recueillie dans le tunnel : le débit diminue avec le temps jusqu'à atteindre un régime permanent. Il en est de même pour les différentes caractéristiques de l'écoulement : charges hydrauliques, gradients, pressions interstitielles et niveau piézométrique.

2.3 INTERACTION HYDRAULIQUE ENTRE LES TUNNELS ET LES EAUX SOUTERRAINES

Comme exemple d'interaction, nous présentons dans cette partie le percement des grands tunnels alpins, cette interaction de l'ouvrage avec les eaux souterraines s'est manifestée de diverses manières.

Certaines étaient préjudiciables à l'ouvrage et à sa réalisation comme par exemple : l'altération du revêtement par les eaux agressives, venues d'eau avec de gros débit, arrivées d'eau chaude entravant l'avancement des travaux. D'autres le sont pour l'environnement : vidange des nappes aquifères, baisse de leur niveau suivi d'assèchement des sources

environnantes. D'un point de vue spécifiquement hydraulique, la prévision du volume des venues d'eau et l'étude de l'impact du tunnel sur les sources lors de son percement constituent deux paramètres essentiels pour, respectivement, la détermination du coût de l'ouvrage et l'estimation de son impact sur le milieu naturel. Ils résultent tous deux de l'interaction hydraulique entre l'ouvrage et la nappe aquifère. (Jean-Christophe .M. et al.2003)

2.4 IMPACTS DU CREUSEMENT DES OUVRAGES SOUTERRAINS SUR LES EAUX SOUTERRAINES

Les impacts sur les eaux souterraines de l'urbanisation et du développement économique et industriel se situent rarement au niveau du projet et sont donc souvent négligés.

Si le facteur « eau » est pris en compte, c'est parce qu'il a un effet direct sur la faisabilité de l'ouvrage et que, il est important de trouver une solution contre cette intrusion d'eau nocive. La nouvelle loi relative à la protection de la nature promulguée en juillet 1976 précise que l'eau avec le sous-sol auquel elle est liée fait partie des ressources qu'il convient de protéger contre toutes les causes de dégradation.

Les perturbations de l'urbanisation se traduisent dans les eaux par des variations des niveaux d'approvisionnement, des débits et de qualités physiques et chimiques.

Ces effets peuvent être évalués quantitativement à l'aide de simulations de ruissellement existantes qui permettent de prédire le développement des eaux souterraines et d'analyser les résultats.

La loi n°o.76-629 du 10 juillet 1976 relative à la protection de la nature (Journal Officiel du 13 juillet 1976) apporte enfin des prescriptions concrètes pour une protection de la nature et de l'environnement pour que toutes les causes de dégradation soient bien analysées et les moyens de réparation soient définis préalablement à tout projet et tous travaux d'aménagement.

La prévision des impacts de cette urbanisation sur les eaux souterraines peut être correctement évaluée à partir des modèles de simulation d'écoulement, ces études préliminaires sont souvent demandées par le maître d'œuvre lui-même qui a le souci de la

sécurité et a intérêt à ce que ses travaux n'entraînent pas de difficultés dans la suite des réalisations.

Il est désormais indispensable d'effectuer, dans le cas d'aménagements entrepris par une collectivité publique ou qui nécessitent une autorisation ou une décision d'approbation et qu'il faut faire figurer dans les documents d'urbanisme une étude d'impact impliquant :

1. Une analyse de l'état initial du site et de son environnement.
2. Une étude des modifications que le projet va apporter.
3. Des mesures à envisager pour supprimer, réduire et si possible compenser les éventuelles conséquences dommageables pour l'environnement.

Il est important de connaître la forme géométrique du milieu, ses conditions aux limites, ses caractéristiques physiques, qui peuvent être obtenus après des études bien menées ou bien le mécanisme physique de circulation de l'eau est déduit.

L'exécution des ouvrages souterrains (Métros, parkings, etc.) a pour effet immédiat de constituer des axes de drainage. Mais la réalisation de revêtements bétonnés a pour conséquence de créer des 'barrages' pour les eaux souterraines, aussi, très souvent, un système de drainage complémentaire doit être mis en place, il importe alors de déterminer les débits drainés d'une part et les tassements éventuels qui peuvent en résulter d'autre part, pouvant affecter des immeubles de construction ancienne (Yang et al. 2009).

2.5 MODELISATION NUMERIQUE DE LA REPOSE HYDRAULIQUE DANS LES TUNNELS

Les méthodes numériques présentent l'avantage de prendre en compte directement la réponse du terrain et du soutènement, ainsi que d'une grande partie des spécificités du projet sur le plan géométrique que géotechnique.

Ses utilisations ont pris une ampleur considérable au cours des dernières années, aussi bien pour des fins de recherche que pour des applications à des projets. Toutefois, des progrès restent nécessaires pour améliorer les moyens de représenter, dans le calcul, les particularités de comportement des terrains et les modes de chargements induits par des méthodes de réalisation particulières.

Les méthodes numériques permettent d'obtenir le champ des déplacements, des contraintes et des déformations en tout point du massif autour de l'excavation ou au soutènement et de traiter une large gamme de problèmes qui sont difficiles voire impossibles à résoudre avec d'autres méthodes.

L'avantage incontestable des méthodes numériques est d'aborder des problèmes théoriques analytiquement insolubles en les remplaçant par une solution numérique approchée.

La distribution de l'eau dans les sols dépend des conditions hydrogéologiques du site considéré. La figure (2.5) représente les principales particularités hydrauliques d'un massif où évolue une nappe phréatique. L'aquifère comprend d'une part une zone saturée, où les pores sont entièrement remplis d'eau et d'autre part une zone non saturée.

La partie saturée de l'aquifère, qui s'étend jusqu'au substratum imperméable, est limitée vers le haut par la surface libre, définie comme le lieu des points où la pression de l'eau est égale à la pression atmosphérique : c'est le niveau piézométrique.

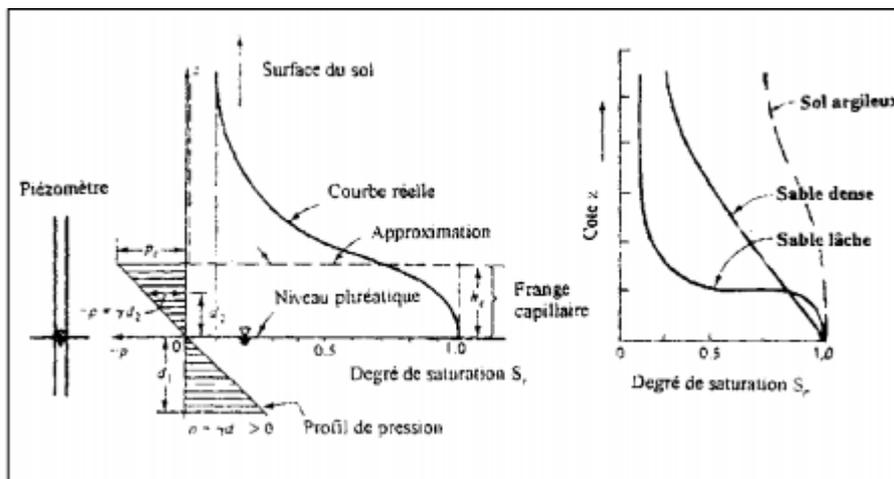


Figure 2.5 Profil hydraulique dans différents massifs naturels (Bear, 1979).

Par ailleurs, des teneurs en eau plus importantes peuvent exister dans la couche superficielle du terrain. Dans cette partie, le degré de saturation est fortement influencé par les conditions hydrologiques en surface (pluie, écoulement de surface, évapotranspiration, ...) ; l'eau y est en mouvement continu entre l'aquifère et la surface du sol.

En fait, toute l'eau souterraine est en mouvement continu. La figure (2.6) montre la distribution verticale des pressions interstitielles. La différence de pressions par rapport aux

conditions hydrostatiques dirige les mouvements des eaux : en période d'alimentation faible, l'eau a tendance de remonter dans le massif, provoquant l'abaissement de la surface libre, lors de la période de réalimentation suffisante, l'eau se déplace vers l'intérieur du massif et le niveau piézométrique augmente.

L'écoulement dans la partie saturée peut être en général décrit par la loi de Darcy et l'équation de conservation de la masse du fluide.

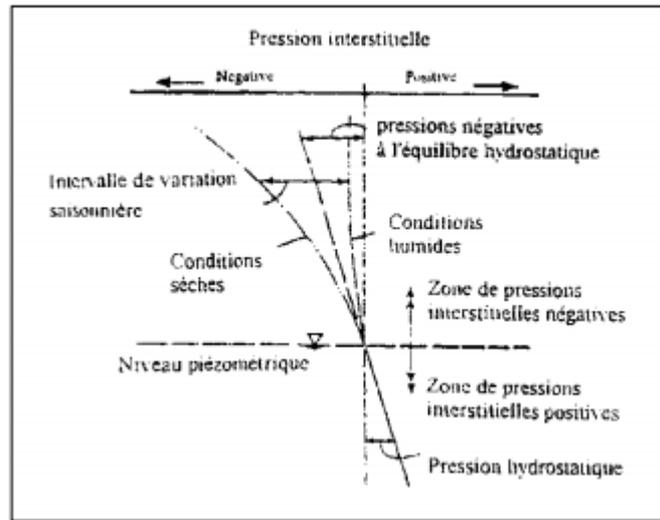


Figure 2.6 Distribution des pressions interstitielles dans un massif naturel (Wesley, 1994).

2.6 PREDICTION DES VENUES D'EAU DANS LES TUNNELS EN TERRAIN MEUBLE

La prédiction de la réponse hydraulique, pendant et après le creusement, est une tâche difficile visant à assurer le bon dimensionnement et la sécurité de l'ouvrage. De telles prédictions sont généralement effectuées, de plus en plus, soit par modélisation numérique détaillée (Anagnostou, 1995; Molinero et al., 2002 ; Butscher, 2012), seule apte à prendre en compte la géométrie particulière autour du front de l'ouvrage, ou, plus rapidement, par des modélisations analytiques basées sur des configurations d'écoulement idéalisées comme celles de Goodman et al. (1965), Lee (1999), Karlsrud (2001), El Tani (1998, 2003, 2010), Butscher (2012) en états permanent et/ou transitoire qui sont citées dans la littérature (Perrochet & Demattes, 2007). De même, la prévision du débit souterrain dans un tunnel avant et pendant le creusement est important pour concevoir les systèmes de canalisation permettant un drainage régulier et une prévention correcte des effets du creusement (Figure 2.7).

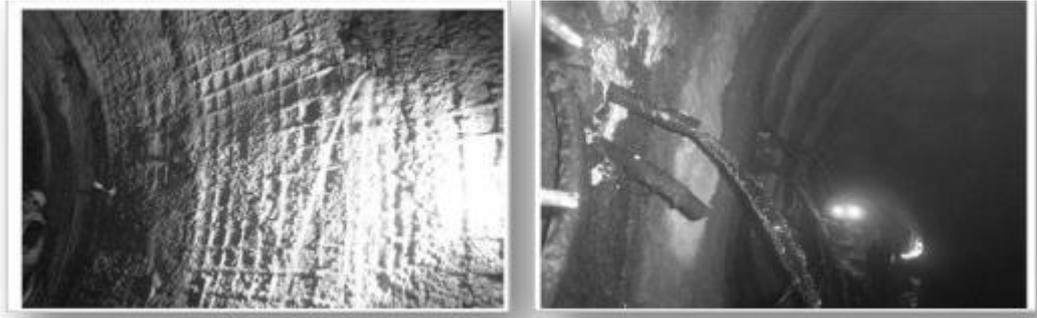


Figure 2.7 Débit d'eau dans le Métro (Ankara) (Vedat, 2005)

2.6.1 APPROCHES ANALYTIQUES

Pour évaluer l'amplitude des écoulements souterrains vers les tunnels, l'ingénieur dispose d'un certain nombre de méthodes analytiques qui peuvent être directement mises en œuvre, ces méthodes permettent d'évaluer le débit convergeant vers l'excavation ; certaines étudient le problème en régime permanent, d'autres, rarement d'ailleurs, en régime transitoire.

Une grande variété de formules de calcul existe pour prédire les venues d'eau dans des tunnels pour diverses configurations d'écoulement typiques. Ces formules simples produisent soit des débits permanents (El Tani, 1999, 2003, 2010), soit des débits transitoires (Perrochet, 2005).

Goodman et al. (1965) furent parmi les premiers à développer une expression mathématique pour la prédiction du débit dans les tunnels. Ils ont montré que dans le cas d'un tunnel de longueur infinie creusé dans un sol homogène, isotrope avec un coefficient de perméabilité K , une profondeur H_0 atteignant le niveau de la nappe, le débit en régime permanent Q par unité de longueur du tunnel est donné par la formule dans le tableau 3.1.

Ces méthodes constituent un premier outil d'analyse et permettent de calculer le débit des venues d'eau en tunnel moyennant la connaissance des caractéristiques géométriques de l'ouvrage et hydrogéologiques du massif (perméabilité, charge hydraulique au sein de la nappe...). Malheureusement, ces solutions reposent sur des hypothèses très restrictives, (perméabilité homogène et isotrope ; régime permanent, coupe de tunnel circulaire, potentiel hydraulique constant), particulièrement la solution en mode transitoire qui assume notamment que la nappe possède une forme parabolique et que son rabattement a atteint le tunnel (Freeze & Cherry, 1979), hypothèse qui n'est vérifiée qu'après un temps donné.

Néanmoins, des solutions analytiques ont été également développées pour des formations hétérogènes, on cite Perrochet&Dematteis (2007), Yang & Yeh (2007). La quantité d'eau entrant dans le tunnel est la caractéristique la plus fréquemment analysée dans les publications antérieures pour mesurer l'impact des écoulements vers un ouvrage en construction.

Pour l'évaluation de ces débits, plusieurs auteurs tels que Goodman (1965), Lee (1999), Karlsrud (2001) et El Tani (2003) ont imposé des hypothèses simplificatrices dans des approches analytiques pour formuler des équations (Tableau 2.1).

Tableau 2.1. Formules analytiques pour le calcul du débit (Cas du régime permanent) (El Houari, 2015)

Auteur	Année	Equation du Débit (Q)
Goodman et al.	1965	$2\pi k H_0 / \ln((2H_0/r))$
Lee	1999	$(2 \pi k h) / \ln\{(h/r) + \sqrt{(h/r)^2 - 1}\}$
Karlsruud	2001	$(2 \pi k h) / \ln\{2(h/r) - 1\}$
El Tani	1999 2003	$2 \pi k \frac{1 - 3\left(\frac{r}{2k}\right)^2}{\left[1 - \left(\frac{r}{2h}\right)^2\right] \ln\left(\frac{2k}{r} - \left(\frac{r}{2k}\right)^2\right)}$
Lombardi	2002	$2 \pi k \frac{k}{\ln\left(\frac{2k}{r} \left(1 + 0.4\left(\frac{r}{2h}\right)^2\right)\right)}$
Kolymbas & Wagner	2007	$\frac{2 \pi k a_q (-h_a + H)}{\ln\left(\frac{h}{r} + \sqrt{\frac{h^2}{r^2} - 1}\right)}$

Dans ces équations H_0 est la distance de l'axe du tunnel au niveau de la nappe, r : le rayon, k : la perméabilité, Q : le débit par unité de longueur.

Ceci dit, les limites des méthodes susmentionnées doivent être prises en compte dans l'interprétation des résultats. En effet, ces méthodes étudient, dans leur majorité, le problème en conditions bidimensionnelles en supposant un sol homogène, de perméabilité isotrope. Elles ne permettent pas de considérer ni l'hétérogénéité d'un massif ni l'aspect tridimensionnel que présente l'écoulement autour d'un tunnel en cours de creusement.

De plus, ces méthodes ne peuvent pas donner d'indications sur la distribution des pressions interstitielles autour de l'ouvrage ni sur l'ampleur des gradients à la sortie. L'application des approches numériques, comme la méthode des éléments finis, permet une étude plus fine.

2.6.2 LES APPROCHES EXPERIMENTALES

La résolution expérimentale des problèmes d'écoulement repose sur la reproduction des conditions d'écoulement propres au problème étudié, sur un modèle réalisé en laboratoire à échelle réduite. Ce modèle doit vérifier les principes de la similitude géométrique et physique par rapport au problème initial.

L'écoulement étant, dans le cas d'un milieu homogène isotrope saturé, régi en régime permanent par l'équation $\Delta\Phi = 0$, la similitude est obtenue à travers les échelles des longueurs uniquement (rapports géométriques).

Les modèles de sols reconstitués sont, généralement, constitués de trois réservoirs : un réservoir médian où l'on place le matériau, un réservoir latéral d'alimentation et un dernier qui reçoit le débit sortant figure (2.8). Le modèle est rempli usuellement de sable compacté à la porosité requise et alimenté en eau filtrée pour éviter autant que possible le colmatage du dispositif.

Le remplissage du modèle doit être effectué de façon à vérifier les conditions de validité de la loi de Darcy. Ceci peut inciter à utiliser un sable très fin pour limiter les vitesses et réduire le nombre de Reynolds. Mais la remontée capillaire dans ce type de sol est trop importante et risque de fausser les résultats. La tendance est à l'utilisation d'un gros sable avec, comme fluide, un liquide visqueux (un mélange d'eau et de glycérine). Ceci assure la validité de la loi de Darcy et réduit l'erreur due à la capillarité.

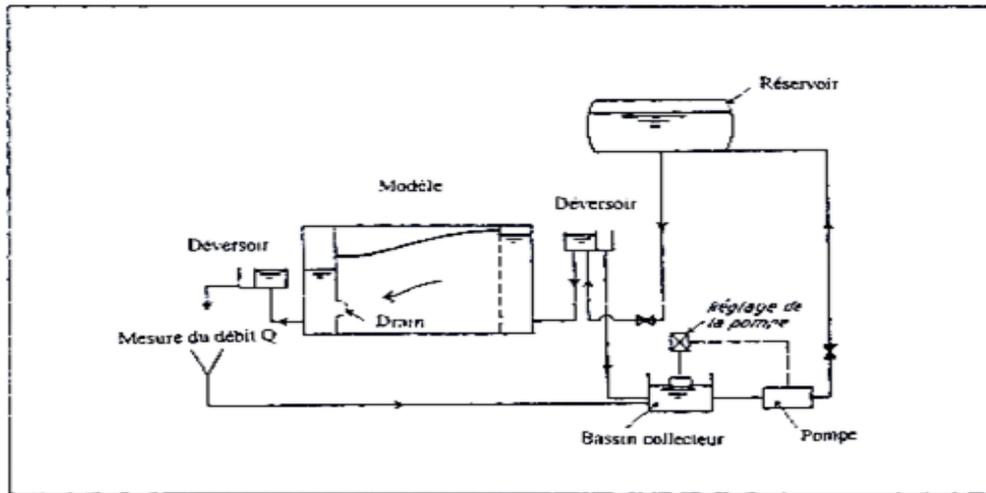


Figure 2.8 Modèle de sol reconstitué pour l'étude des écoulements vers un drain (Zeller, 1954).

Le modèle des plaques rapprochées est basé sur le fait que l'écoulement d'un liquide visqueux entre deux plaques de faible écartement suit une loi analogue à la loi de Darcy. Un dispositif modélisant l'écoulement vers un tunnel semi-circulaire est représenté sur la figure (2.9). Il est constitué de deux plaques parallèles dont l'une est en verre, ou en Plexiglas pour permettre la visualisation de l'écoulement. L'écartement entre les plaques est en général de l'ordre de 1,5 à 2,5 mm. Le liquide employé peut être de l'huile minérale ou un mélange d'eau et de glycérine. La charge hydraulique peut être mesurée par des prises de pression fixées à l'une des plaques et reliées à des tubes manométriques.

Les modèles visqueux sont plus rapides et plus maniables que les modèles de sable. Ils conviennent bien à l'étude des écoulements plans en présence de surface libre. L'ascension capillaire y est beaucoup moins marquée que dans les modèles de sable. Toutefois, ces modèles négligent l'écoulement dans la partie non saturée de l'aquifère. Vauclin et al, 1976 ont effectué une comparaison des résultats obtenus par des modèles de sable et des modèles visqueux, utilisés pour simuler le drainage d'une colonne de sol : le modèle visqueux surestime le volume d'eau drainée et sous-estime le rabattement de la nappe ainsi que la durée du régime transitoire. Ceci est dû au fait que le modèle ne permet pas de prendre en compte le volume d'eau qui évolue au-dessus de la surface libre.

Par ailleurs, les modèles de sol présentent l'avantage de suivre les mêmes lois physiques que les écoulements en terrain aquifère : les gradients peuvent provoquer des zones de rupture aussi bien sur le modèle qu'en vraie grandeur. Ces modèles permettent, en outre, de simuler

des conditions d'écoulements tridimensionnels. Les phénomènes liés aux écoulements peuvent notamment être étudiés sur modèles centrifugés.

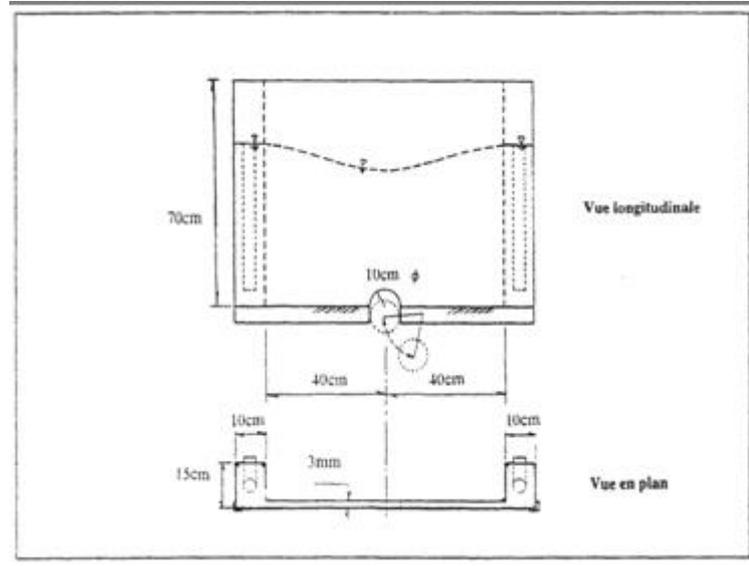


Figure 2.9 Modèle de Hele-Shaw appliqué à l'étude des écoulements vers un tunnel

2.6.3 LES APPROCHES NUMERIQUES

La performance des moyens informatiques a mené à un fort développement de l'utilisation des modèles numériques pour l'évaluation des réponses hydrauliques dans l'ingénierie des tunnels. Beaucoup de modèles numériques consacrés à ce type de modélisation emploient la méthode des éléments finis, ou la méthode des différences finis.

Un autre avantage des modèles numériques dédiés aux eaux souterraines ; c'est qu'ils peuvent tenir en compte du revêtement du tunnel qui peut avoir différentes propriétés ; l'inverse des méthodes analytiques qui sont incapables de modéliser cet élément indispensable pour la stabilité de l'ouvrage. En plus, les modèles numériques peuvent effectivement être appliqués aux calculs transitoires (Font-Capo et al. 2011).

A ses débuts, la méthode des différences finis a connu un grand intérêt, en effet, c'est à travers cette méthode que les plus grands développements ont été réalisés en matière de

résolution des problèmes d'écoulements. Toutefois, elle semble, à l'heure actuelle, moins utilisée par comparaison avec la méthode des éléments finis.

L'application de la méthode des éléments finis aux problèmes d'écoulement en présence de surface libre a été introduite par Finn (1967), par Newman & Witherspoon (1970) en régime permanent, et par Newman & Witherspoon (1971, 1971) en régime transitoire. Ces travaux ont donné naissance à une première école de résolution des problèmes d'écoulement à surface libre. Cette approche assimile la surface libre à un front de saturation, qui constitue une limite mobile du domaine de l'écoulement.

1. En ce qui concerne les conditions aux limites (CAL) imposées à la périphérie du tunnel, selon les travaux réalisés dans ce domaine, un tunnel peut se trouver sous trois conditions au niveau de sa périphérie (Voir tableau 2.2) :
2. Le tunnel peut être non revêtu non drainé.
3. Une couche de drainage entourant le revêtement du tunnel.
4. Le tunnel peut être revêtu et non drainé (Butscher, 2012 ; Lee, 2007 ; Lee & Nam, 2004).

Tableau 2.2. Conditions aux limites à la périphérie du tunnel (Butscher, 2012)

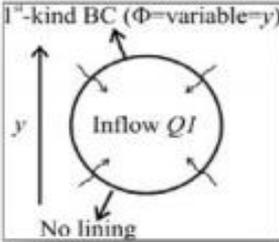
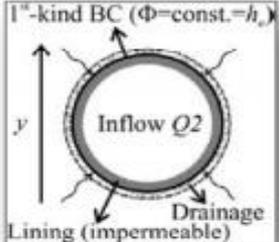
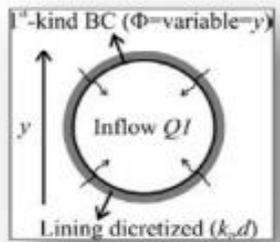
Type 1	Type 2	Type 3
Tunnel non revêtu et non drainé	Tunnel revêtu et drainé	Tunnel revêtu et non drainé
		

Figure 2.10 a montre le modèle utilisé par Park et al. (2008) pour la modélisation du débit en imposant des conditions aux limites

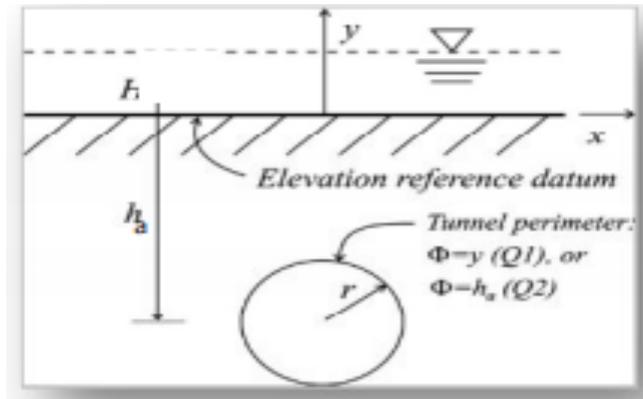


Figure 2.10 b Modèle de CAL de Park et al. (2008)

Anagnostou (2002) explique que pour une formulation complète du problème ; des conditions aux limites (CAL) mécaniques et hydrauliques doivent être indiquées. Habituellement, la charge hydraulique initiale est considérée comme homogène selon l'altitude H (H : étant distance du centre du tunnel à la nappe). En ce qui concerne les conditions mécaniques, une distinction soignée entre les limites effectives et totales est importante. Les déformations d'un revêtement de tunnel dépendent de toutes les contraintes totales agissant sur lui, alors que la réponse du sol est régie par les contraintes effectives.

Anagnostou (2002) montre un exemple de CAL hydrauliques (Figure 2.11).

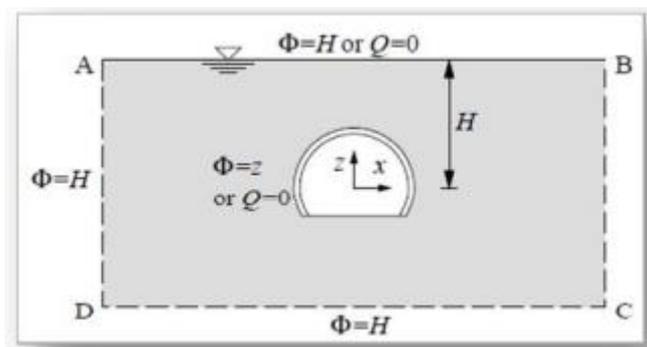


Figure 2.11 Exemple de CAL hydrauliques (Anagnostou, 2002)

Les CAL le long de la nappe initiale AB dépend des conditions hydrogéologiques. Le niveau de la nappe peut être constant due au réapprovisionnement naturel par eg. Les précipitations, une rivière, un lac ou puits, le long de AB, la charge hydraulique ϕ est

imposée égale à H (Voir Figure. 2.11). L'excavation causera dans ce cas une diminution dans la pression interstitielle dans les sols de couverture. Dans le cas extrême, s'il n'y a pas de recharge de la nappe, l'excavation mène à l'abaissement du niveau de l'eau. L'évolution du rabattement peut être calculée en considérant la surface libre comme limite de l'écoulement (Bear, 1972).

La surface libre est définie comme étant la surface où la pression p est atmosphérique ($p=0$, $\phi=z$) (Voir Figure. 2.11), Mathématiquement, ceci est pris en considération en supposant que, à $p=0$, la perméabilité diminue brusquement de k (Conductivité saturée) à zéro. C'est une simplification raisonnable en raison des difficultés d'obtenir des données fiables et du fait que les déformations sont petites dans le creusement d'un tunnel urbain. Puisqu'on assume qu'il n'y a pas de recharge, aucun écoulement ne s'applique à AB ($Q=0$) (Anagnostou, 2002).

En général, le tunnel représente un point d'infiltration sous la pression atmosphérique, par ailleurs, la perméabilité du revêtement doit également être prise en considération. La condition aux limites de $\phi = z$ assure que l'eau peut s'infiltrer dans l'ouverture. La condition de $Q=0$ est appliquée aux parois du tunnel seulement en présence d'une membrane d'imperméabilisation (Comme le cas de la construction avec un tunnelier pressurisé tel est notre cas). (Anagnostou & Kovári 1994, 1996). (EL houari, 2015).

Atwa (1996) présente dans son travail un exemple de condition aux limites, tel qu'illustré sur la figure (2.12). Les conditions imposées aux limites du modèle comprennent une condition de charge constante sur la limite extrême du modèle $h = h_0 = h_w$ et une condition sur la paroi du tunnel ($P = 0$). Le bord inférieur du modèle est supposé imperméable. La nappe est libre en surface ($Q=0$).

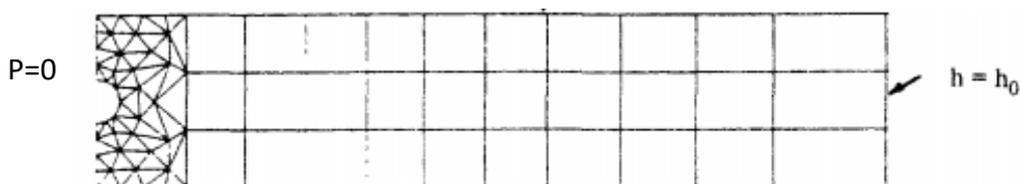


Figure 2.12 Modèle d'éléments finis et conditions aux limites (Atwa, 1996)

2.7 CONCLUSION

Dans ce chapitre, la phénoménologie de l'écoulement induit par le creusement d'un tunnel dans un terrain aquifère a été exposée ainsi que les méthodes de calcul existantes dans la littérature pour l'étude de ces écoulements, apparemment, le débit est la caractéristique la plus étudiée dans la littérature, c'est pour cette raison que dans ce chapitre le débit a pris une part importante.

L'analyse des observations de chantiers publiés dans la littérature a montré que les problèmes pouvant être engendrés par la présence de l'eau souterraine dépendent de la méthode d'exécution adoptée, de la profondeur du tunnel ainsi que des conditions hydrogéologiques rencontrées lors du creusement.

La modélisation numérique est une base très importante pour le développement des méthodes de calcul. Néanmoins, elle a également des limites liées à la représentativité du modèle d'éléments finis par rapport aux conditions réelles d'un site et à la représentativité des équations introduites par rapport à la physique du problème.

A cause de ces limites, l'ingénieur doit considérer aussi bien les bases et les hypothèses de chaque méthode de calcul que les conditions in situ de l'ouvrage pour pouvoir choisir la méthode adaptée à son problème.

Le chapitre suivant traitera ces cas de figures à travers des modélisations numériques ainsi que des calculs analytiques.

Chapitre 3

**Analyse de la réponse des sols
Vis-à-vis le creusement des tunnels en présence
d'eaux souterraines**

Sommaire

3.1	INTRODUCTION	45
3.2	APERÇU SUR L'OUTIL DE CALCUL : PLAXIS V 8.2	45
3.3	PRÉSENTATION DU MODÈLE DE CALCUL RÉALISÉ.....	46
3.3.1	Caractéristiques des matériaux.....	47
3.3.2	Modélisation par éléments finis- Maillage retenu	48
3.4	RÉSULTATS DE LA MODELISATION DU MODÈLE DE RÉFÉRENCE	48
3.4.1	Tassements en surface (modèle de référence).....	48
3.4.2	Débit de fuite causé par les infiltrations	50
3.4.3	Charge hydraulique	52
3.4.4	Pression interstitielle	53
3.5	ETUDES PARAMETRIQUES	54
3.5.1	influence du diamètre du tunnel.....	54
3.5.2	Influence de la profondeur du tunnel.....	56
3.5.3	Influence de la saturation du sol.....	58
3.5.4	Influence de la perméabilité.....	60
3.6	CONCLUSION	61

3.1 INTRODUCTION

Dans les chapitres précédents nous avons présenté des généralités sur les ouvrages souterrains ainsi que la réponse hydraulique des sols meubles au creusement des tunnels, en particulier, nous avons exposé le phénomène d'infiltration des eaux souterraines et leurs conséquences dans le cas des tunnels.

Comme continuité à cette étude bibliographique, nous proposons dans ce chapitre d'étudier la réponse des sols meubles au voisinage des excavations souterraines (plus précisément les tunnels).

L'étude a porté sur l'analyse numérique des tassements en surface, des débits de fuite et des pressions interstitielles ainsi que de la charge hydraulique autour du tunnel causés par le creusement.

Pour atteindre cet objectif, le travail présenté dans ce chapitre s'est porté sur les points suivants:

- Description brève du code de calcul utilisé dans ce mémoire : PLAXIS V 8.2.
- Étude d'un modèle de référence : il s'agit du modèle de Atwa (1996).
- Études paramétriques de l'effet du diamètre, de la profondeur, de la perméabilité ainsi que du degré de saturation du sol.

3.2 APERÇU SUR L'OUTIL DE CALCUL : PLAXIS V 8.2

L'analyse des projets géotechniques est possible aujourd'hui grâce à de nombreux codes éléments finis. L'ingénieur ayant de l'expérience en ce domaine sait que le poids des hypothèses permettant le passage de la réalité au modèle est difficile à évaluer. Il sait que le domaine élément fini est parfois rebutant, et il souhaiterait ne pas avoir à intervenir sur la numérotation des nœuds, des éléments, sur certains choix réservés au numéricien. Il voudrait disposer d'un code sur l'ordinateur gérant sa bureautique et sa technique quotidienne, afin de faire une étude paramétrique des problèmes délicats. À ce titre, nous présentons les principes du code de calcul PLAXIS :

Le code éléments finis PLAXIS est conçu par des géotechniciens numériques, il présente certainement un optimum actuel sur les plans scientifiques et pratiques dans le domaine de la géotechnique.

Scientifiquement, c'est un outil d'analyse aux éléments finis des projets géotechniques: déplacements, déformations, capacité portante, etc. Doté de procédures de choix automatique évitant des choix délicats à l'opérateur peu averti. Il contient les sous programmes suivants :

- Programme d'entrée de données (input)
- Programme de calculs
- Programme des résultats
- Programme courbe

3.3 PRÉSENTATION DU MODÈLE DE CALCUL RÉALISÉ

Le modèle traité comme référence est schématisé sur la figure (3.1). Il s'agit d'un modèle tiré de Atwa (1996) : c'est un tunnel circulaire de diamètre $D=6\text{m}$ construit dans un massif de sol sableux à une profondeur de 10m de la surface naturelle qui coïncide avec le niveau de la nappe. Le tunnel est construit à l'aide de la technique du tunnelier pressurisé (TBM : tunnel boring machine).

Le modèle comporte une seule couche de sable modélisée en utilisant le critère de Mohr-Coulomb.

Pour les conditions aux limites mécaniques imposées : Les déplacements horizontaux et verticaux sont supposés nuls au niveau du substratum rocheux. Les déplacements horizontaux sont bloqués sur les côtés latéraux.

Le revêtement du tunnel est composé de voussoirs en béton armé formant un anneau d'épaisseur 35cm avec un module d'élasticité de 40GPa , et le comportement du revêtement est supposé élastique-linéaire.

Concernant les conditions aux limites hydrauliques, nous avons adopté celles de Atwa (1996) (Voir chapitre 2) (figure 2.12), avec Q : le débit, h : la charge hydraulique et p : la pression interstitielle.

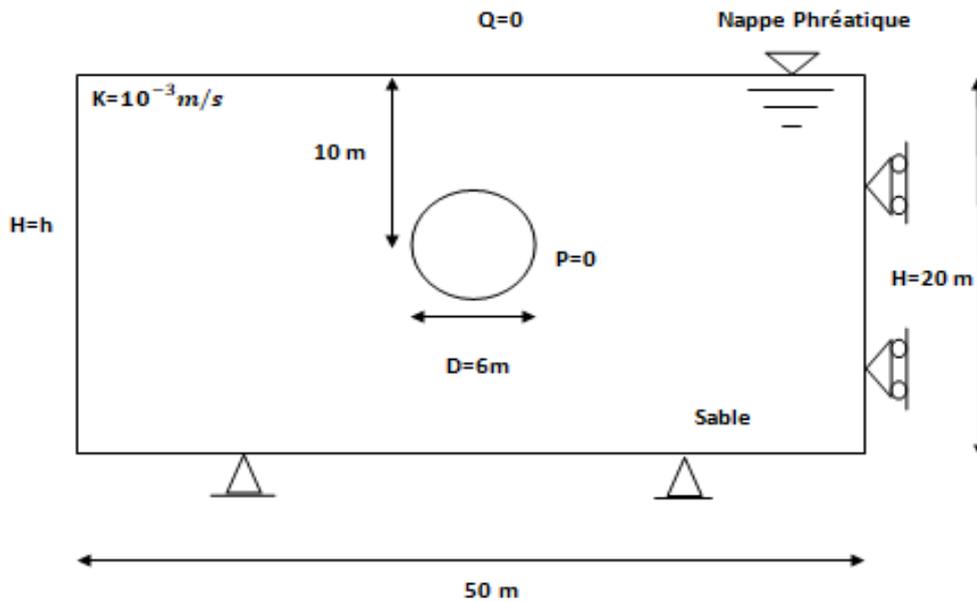


Figure 3.1 Modèle de référence (Atwa, 1996)

3.3.1 Caractéristiques des matériaux

Le tableau qui suit résume les caractéristiques du modèle choisi :

Tableau 3.1. Caractéristique du sol pour le modèle de référence (manuel PLAXIS, 2002)

Paramètres du modèle	Sable
Modèle type	Mohr- Coulomb
Type de comportement	Drainé
Poids volumique non saturé (KN/m ³)	17
Poids volumique saturé (KN/m ³)	20
Module de Young (KN/m ²)	80000
Coefficient de poisson	0.3
Cohésion (KN/m ²)	1.0
Angle de frottement (degrés)	35
Angle de dilatance (degrés)	0

3.3.2 Modélisation par éléments finis- Maillage retenu

Le maillage retenu est présenté sur la figure (3.2). Dans cet exemple l'élément à 15 nœuds est employé.

Le maillage sera plus raffiné au niveau du tunnel à cause de la concentration des contraintes à ces endroits. Il comprend :

- 120 éléments triangulaires de 15 nœuds.
- 1046 nœuds.

Le modèle est symétrique, ce qui permet de ne modéliser que la moitié de la géométrie.

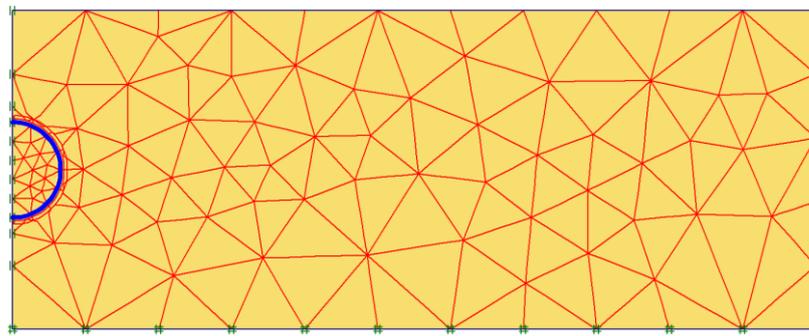


Figure. 3.2 Modèle élément fini retenu pour l'exemple de calcul

3.4 RÉSULTATS DE LA MODELISATION DU MODÈLE DE RÉFÉRENCE

Dans les paragraphes qui suivent, nous allons nous intéresser aux résultats liés à la réponse hydraulique et mécanique (charge, pression, débit, tassement en surface) du modèle de référence, par la suite, nous ferons des études paramétriques.

3.4.1 Tassements en surface (modèle de référence)

La déformée du maillage sur la figure (3.3) montre clairement l'existence d'une cuvette de tassement causée par le creusement du tunnel qui s'étale sur toute la longueur du modèle.

On note, aussi, une certaine contraction du revêtement au niveau du tunnel, cela est dû aux différentes phases de constructions telles que le creusement, le remplissage du vide annulaire.

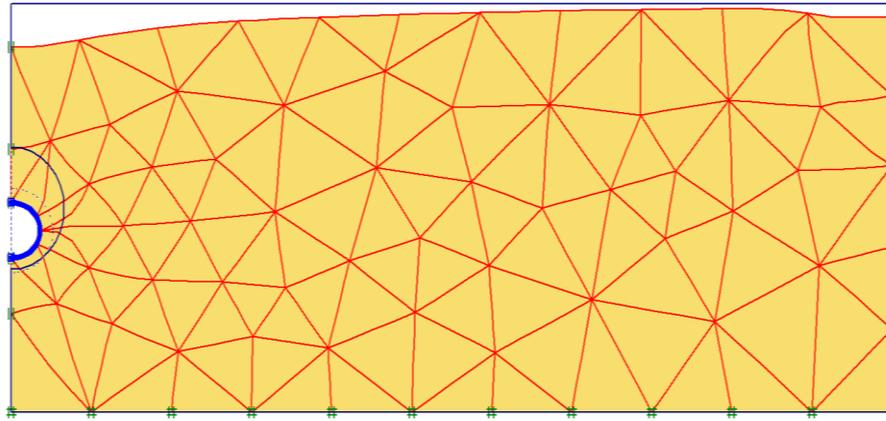


Figure 3.3 Déformée du maillage (modèle de référence)

En plus, nous présentons sur la figure (3.4) la courbe des tassements en surface en fonction de la distance au centre du tunnel(x).

L'allure de la courbe est définie par un tassement maximum à l'axe du tunnel de l'ordre d'environ 42mm, une valeur qui rentre dans la gamme des résultats trouvés dans la littérature.

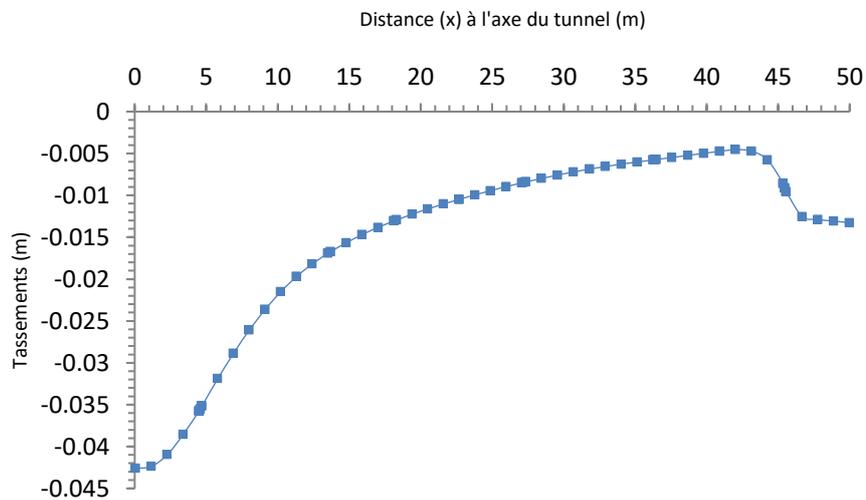


Figure.3.4 Cuvette de tassement en surface

3.4.2 Débit de fuite causé par les infiltrations

En ce qui suit, nous nous sommes intéressés au débit de percolation qui s'est infiltré dans l'excavation.

Les résultats de calcul par éléments finis fournissent une série d'informations utiles. La figure (3.5) présente les vecteurs de l'écoulement (débit de fuite du tunnel) pour le modèle de référence, nous avons trouvé un débit égal à environ $Q=40 \cdot 10^{-5} \text{m}^3/\text{s/ml}$.

On remarque aussi, un rabattement de la nappe bien lisible sur la figure (3.5).

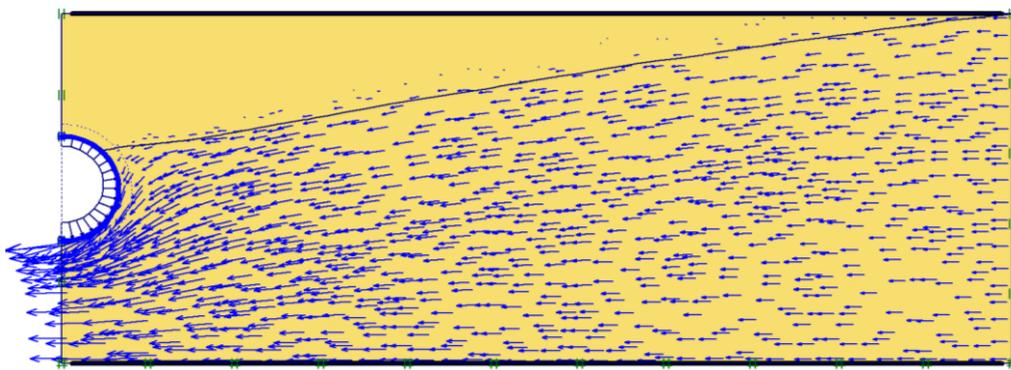


Figure.3.5 Lignes de courant (Modèle de référence)

On peut noter la forte concentration de ces lignes au proche voisinage du tunnel plus précisément au radier où les gradients hydrauliques sont les plus élevés, notamment dans la partie inférieure de l'excavation. Ce résultat est en cohérence avec les ruptures en radier observées sur différents chantiers (Cristchfield et Me Donald, 1990 ; Colombo et al., 1988 ; Laporte, 1988) (cité par Atwa, 1996).

En coupant au flanc de droite, la courbe des débits en fonction de la profondeur est donnée sur la figure (3.6). Ces résultats corroborent ceux trouvés dans la littérature (Atwa, 2000).

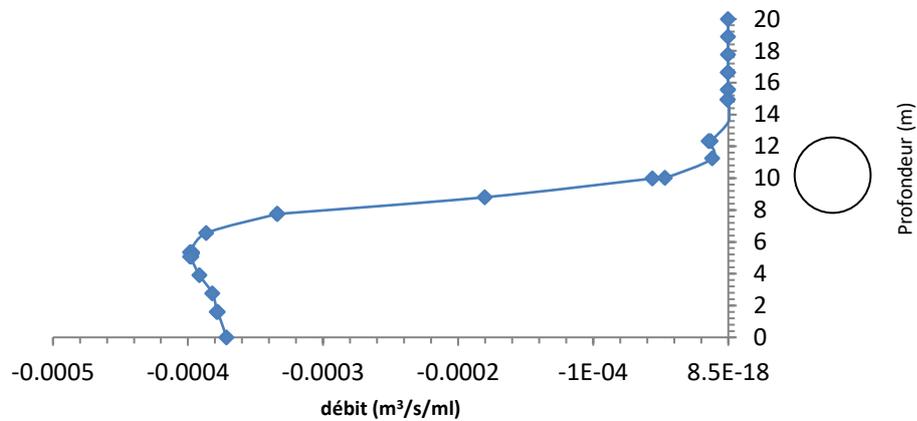


Figure 3.6 Débit en fonction de la profondeur

On perçoit un débit nul de la surface jusqu'à la clef du tunnel et qui augmente pour atteindre un débit maximal de l'ordre d'environ $40 \cdot 10^{-5} \text{m}^3/\text{s/ml}$. Ces infiltrations diminuent pour atteindre une valeur de $37 \cdot 10^{-5} \text{m}^3/\text{s/ml}$ au substratum.

Nous avons calculé analytiquement le débit de fuite en fonction des formules fournies par des auteurs citées dans le chapitre 2 (Voir tableau 2.1).

Ces valeurs ont été regroupées sous forme de diagramme (figure 3.7).

Tableau3.2. Résultats du calcul analytique du débit Q

Auteur	Débit Q ($\text{m}^3/\text{s/ml}$)
Goodman et al. (1965)	$33 \cdot 10^{-3}$
Lee (1999)	$42 \cdot 10^{-3}$
Karlsruud (2001)	$50 \cdot 10^{-3}$
El Tani (2003)	$30 \cdot 10^{-4}$
Lombardi (2002)	$48,47 \cdot 10^{-3}$
Kolymbas& Wagner (2007)	$24 \cdot 10^{-3}$

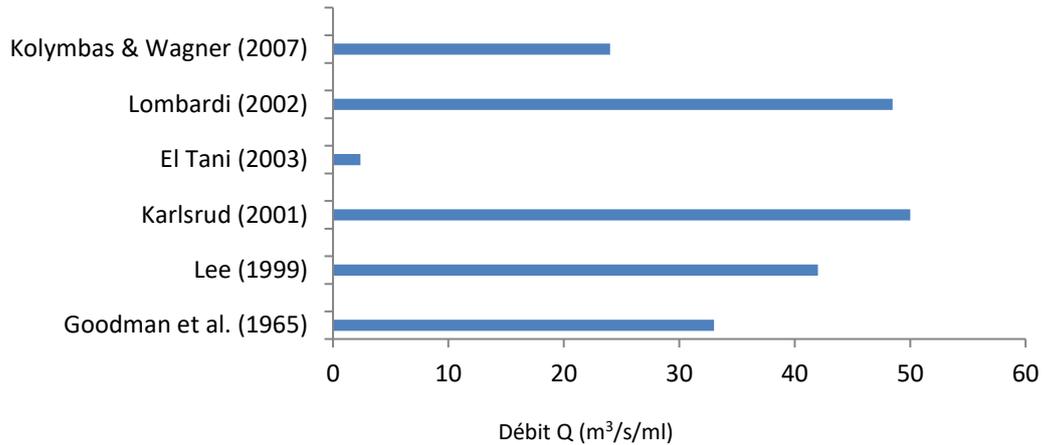


Figure 3.7 Comparaison des débits obtenus par les différentes méthodes analytiques

A travers la figure (3.7), on perçoit que :

- Les valeurs des débits maximums calculés par Goodman et al. (1965), Lee (1999), Karlsrud (2001), Lombardi (2002), Kolymbas & Wagner (2007), semble être proches.
- En revanche, pour El Tani (1999), la valeur diffère d'environ 1/10.

3.4.3 Charge hydraulique

Nous présentons sur la figure (3.8) la distribution des charges hydrauliques du modèle de référence. Elle montre les iso valeurs des charges hydrauliques (lignes équipotentiellles).

On remarque la réduction de la charge en atteignant la périphérie du tunnel ceci est causé par les CAL imposées.

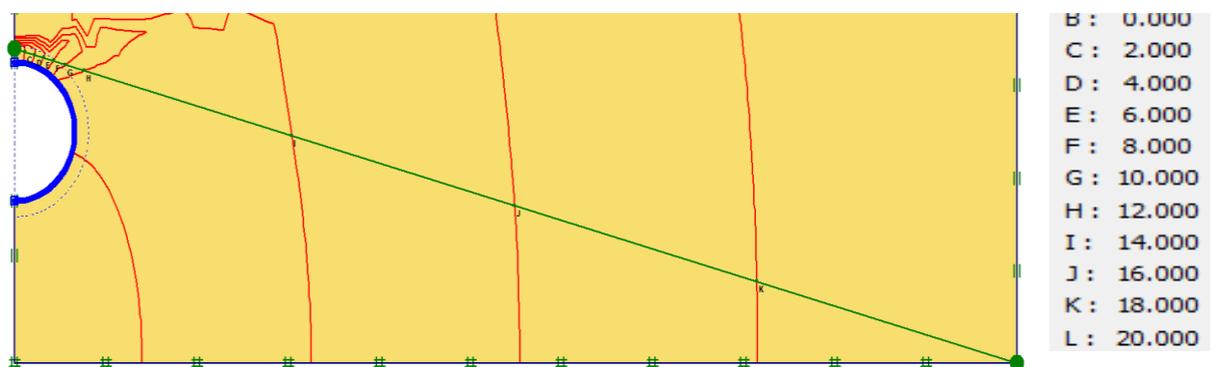


Figure 3.8 Charge hydraulique. Modèle de référence

3.4.4 Pression interstitielle

La figure (3.9) montre la distribution de la pression interstitielle autour du tunnel pour le modèle de référence.

On remarque une réduction des pressions consécutive au voisinage du tunnel accompagnée d'un rabattement de la nappe. Ce phénomène concorde bien avec les résultats trouvés par Atwa (1996) et les observations du chantier citées par Akama et al. (1988).

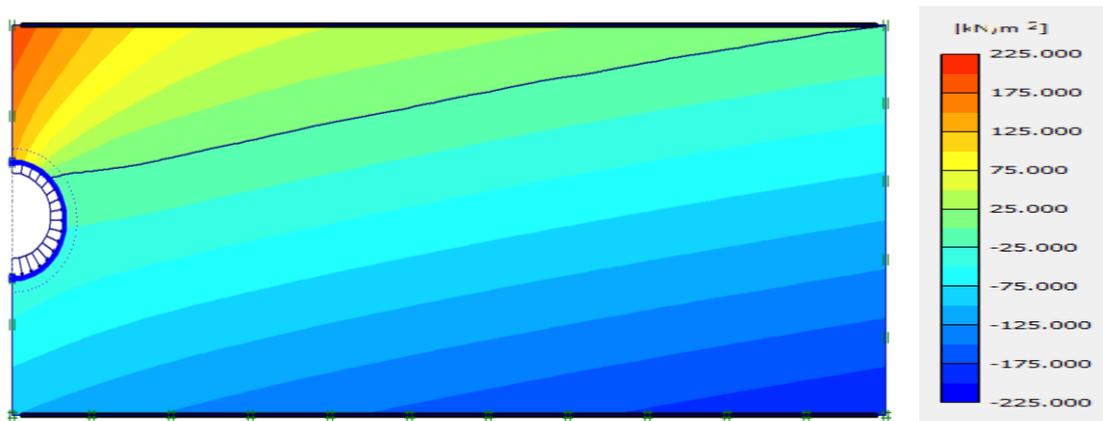


Figure3.9 Pressions interstitielles autour du tunnel (Modèle de réf.)

En ce qui suit, nous présentons la courbe de la pression interstitielle en fonction de la profondeur, pour cela nous avons coupé au flanc du tunnel. (fig.3.10)

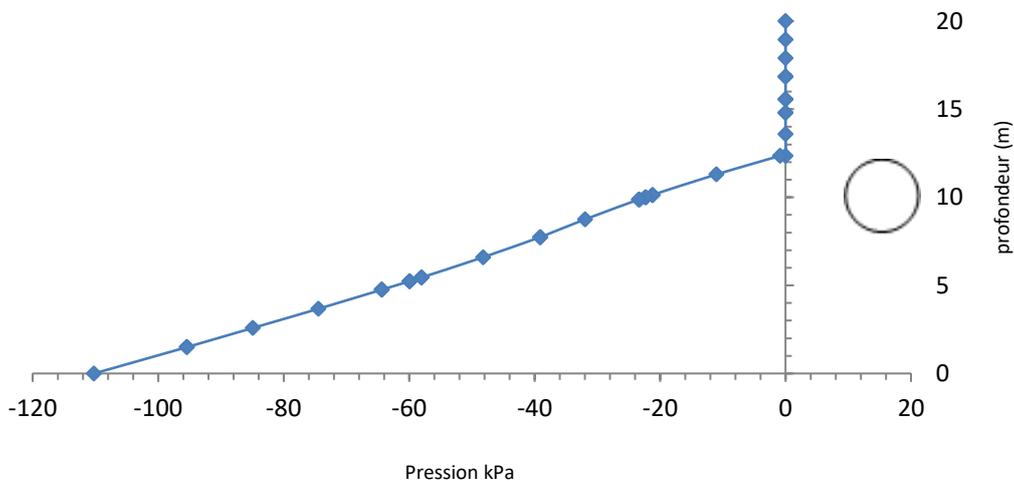


Figure3.10 Pression interstitielle en fonction de la profondeur

Les remarques suivantes ont été décelées (figure 3.10) :

1. La pression est nulle à partir de la surface libre jusqu'à la clef du tunnel où nous avons imposé une pression nulle comme condition aux limites $p=0$ à la périphérie du tunnel,
2. Ensuite, on observe une augmentation rapide de cette pression atteignant une valeur de 110 kPa arrivant au substratum.

3.5 ETUDES PARAMETRIQUES

Cette partie a pour objectif l'analyse de l'influence de quelques paramètres sur le comportement hydraulique et mécanique des sols, on cite : la profondeur du tunnel, le diamètre, la perméabilité du sol et le degré de saturation (niveau de la nappe phréatique).

Notre présente étude s'est portée principalement sur les déplacements verticaux, les débits et les pressions.

3.5.1 Influence du diamètre du tunnel

Dans cette partie nous avons modifié le diamètre en adoptant les valeurs suivantes : D= 6m (réf.), 7m, 8m.

Le tableau (3.3) montre les résultats des calculs en termes de tassement maximum, de débit et de pression en fonction du diamètre. Ces résultats ont été présentés sous forme de courbes (3.11), (3.12), (3.13).

Tableau 3.3. Tassement maximum, Débit, Pression en fonction du diamètre

Diamètre (m)	Tassement maximum $S_{max}(m)$	Débit $Q (m^3/s/ml)$	Pression $P(kPa)$
6 (réf.)	$42,38 \cdot 10^{-3}$	$30 \cdot 10^{-5}$	108,06
7	$53,71 \cdot 10^{-3}$	$38 \cdot 10^{-5}$	112,36
8	$66,14 \cdot 10^{-3}$	$30 \cdot 10^{-5}$	108,72

La courbe de la figure (3.11), regroupe les valeurs trouvées du tassement maximum pour différents diamètres. Nous remarquons que S_{max} augmente avec l'augmentation des diamètres.

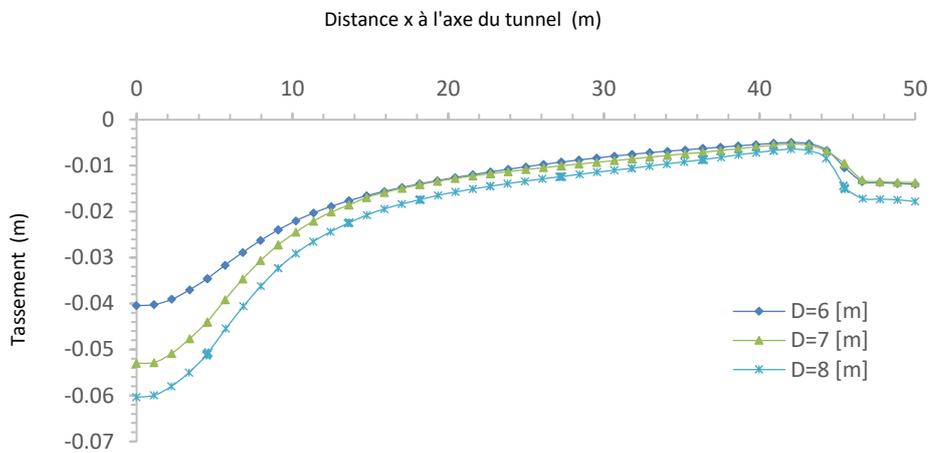


Figure 3.11 Tassement en surface (Pour différents diamètres)

La Figure (3.12) fait la synthèse des débits obtenus après la construction du tunnel. Nous remarquons que Les différents débits retrouvés ne sont pas apparemment affectés par la modification du diamètre de tunnel.

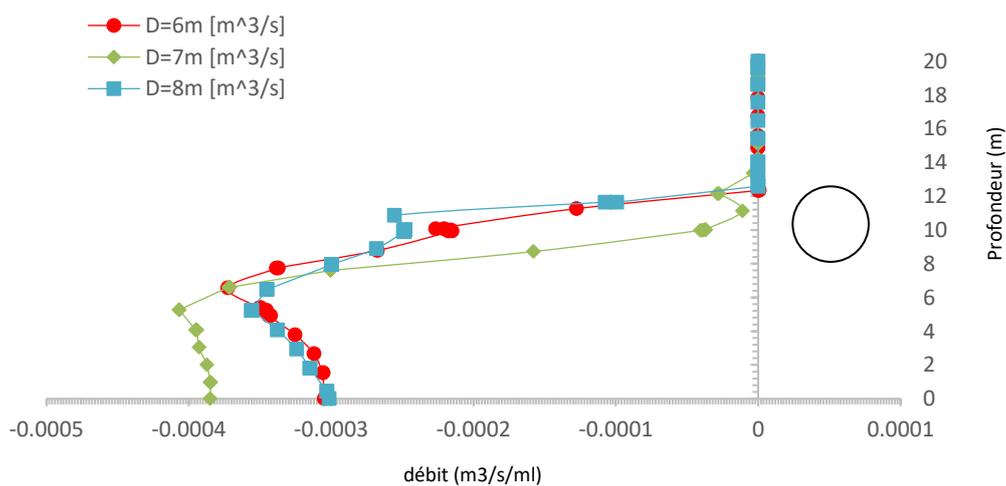


Figure 3.12 Débit de fuite en fonction de la profondeur (pour différents diamètres)

La figure (3.13) compare les résultats correspondant aux différents diamètres, nous remarquons qu'à partir de la surface libre la pression est nul (CAL) jusqu'à atteindre la clef du tunnel, ensuite nous remarquons une certaine augmentation de la pression (110 kPa) arrivant au substratum et ceci a été mis évidence pour les trois diamètres.

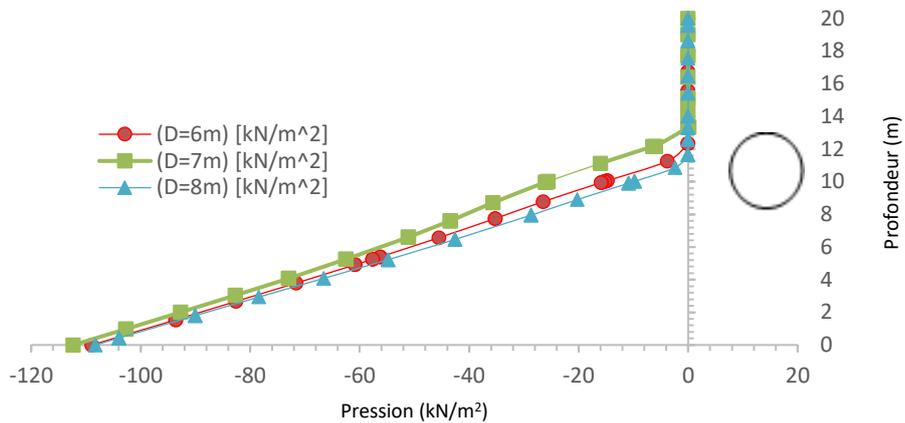


Figure3.13 Pression interstitielle en fonction de la profondeur (pour différents diamètres)

3.5.2 Influence de la profondeur du tunnel

En ce qui suit nous avons modifié la profondeur du tunnel (H) en utilisant les valeurs suivantes : H= 10m (réf.), 12m, 8m.

Les résultats suivants ont été résumés sous forme de tableau (3.4) et courbes (Voir figures 3.14, 3.15, 3.16).

Tableau 3.4. Tassement maximum, Débit, Pression, en fonction de la profondeur

La profondeur (m)	Tassement maximum $S_{max}(m)$	Débit $Q (m^3/s/ml)$	Pression $P (kPa)$
8	$51 \cdot 10^{-3}$	$25 \cdot 10^{-5}$	126,77
10(réf.)	$42,38 \cdot 10^{-3}$	$30 \cdot 10^{-5}$	108,06
12	$38,03 \cdot 10^{-3}$	$54 \cdot 10^{-5}$	95,19

La figure (3.14) montre que les tassements maximums au niveau de l'axe médian du tunnel diminuent.

En effet, l'augmentation de la profondeur réduit les tassements en surface.

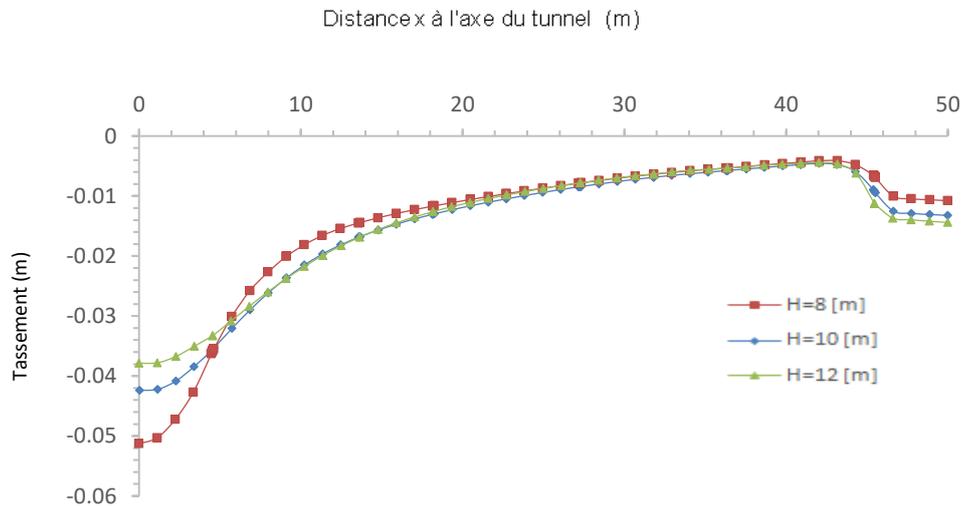


Figure 3.14 Tassement en surface en fonction de la profondeur (pour différentes profondeurs)

La courbe du débit en fonction de la profondeur sur la figure (3.15) montre un débit nul jusqu'à la clef du tunnel qui augmente avec la profondeur.

On constate ainsi que le débit augmente avec la profondeur.

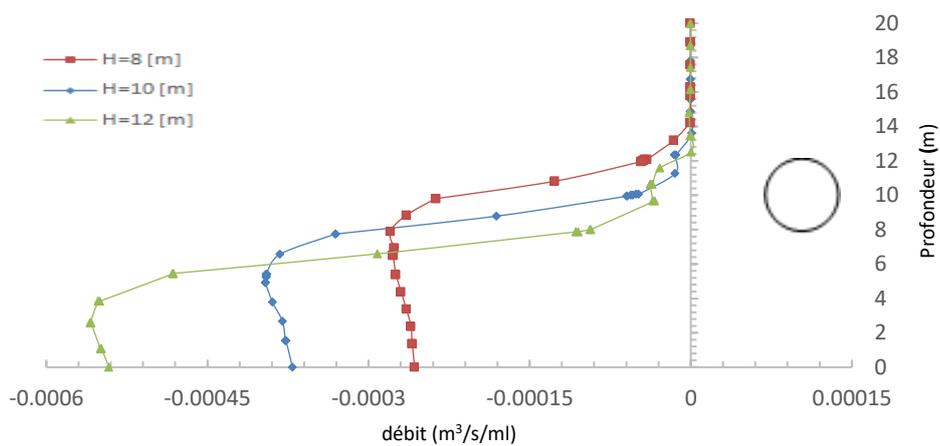


Figure 3.15 Débit en fonction de la profondeur (pour différentes profondeurs)

La figure montre (3.16) l'évolution de la pression interstitielle en fonction de la profondeur, elle diminue avec cette dernière pour atteindre le maximum au niveau du substratum.

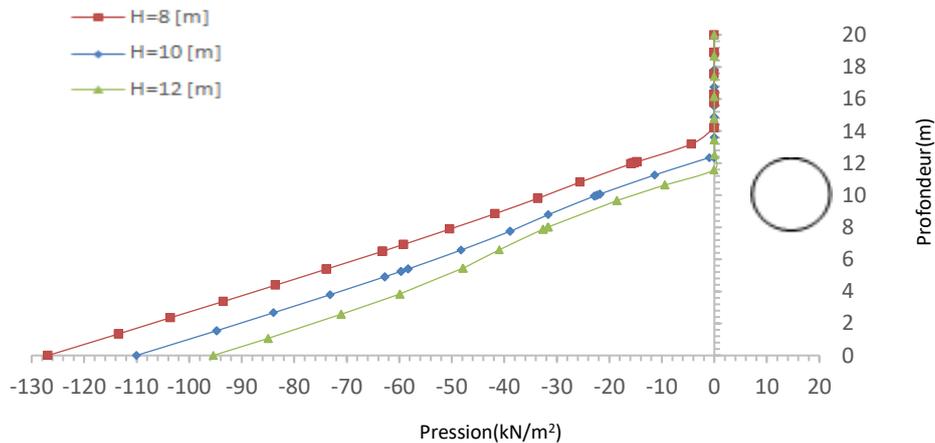


Figure 3.16 Pression en fonction de la profondeur (pour différentes profondeurs)

3.5.3 Influence de la saturation du sol

Pour cette partie, le niveau de la nappe a été modifié pour avoir un cas de sol saturé et un autre non saturé.

Le tableau résume les résultats trouvés.

Tableau 3.5. Tassement maximum, Débit, Pression en fonction du degré de saturation

Sol	Tassement maximum $S_{max}(m)$	Débit $Q (m^3/s/ml)$	Pression $P (kPa)$
Saturé (réf.)	$42,38 \cdot 10^{-3}$	$30 \cdot 10^{-5}$	108,06
Sec	$33,54 \cdot 10^{-3}$	-	-

Nous remarquons à travers les figures (3.17), (3.18) et (3.19) que le degré de saturation influe considérablement sur le comportement du sol en termes de tassement.

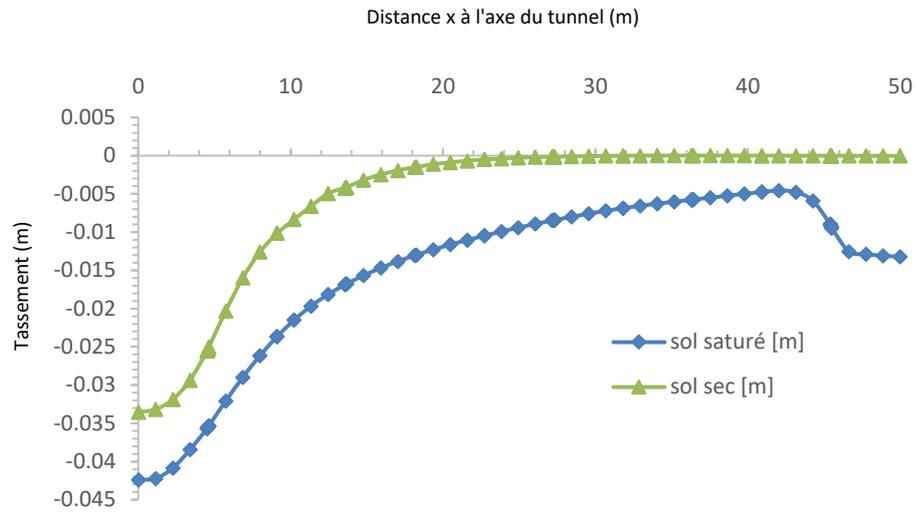


Figure 3.17 Tassement en fonction de la profondeur (pour différents S_r)

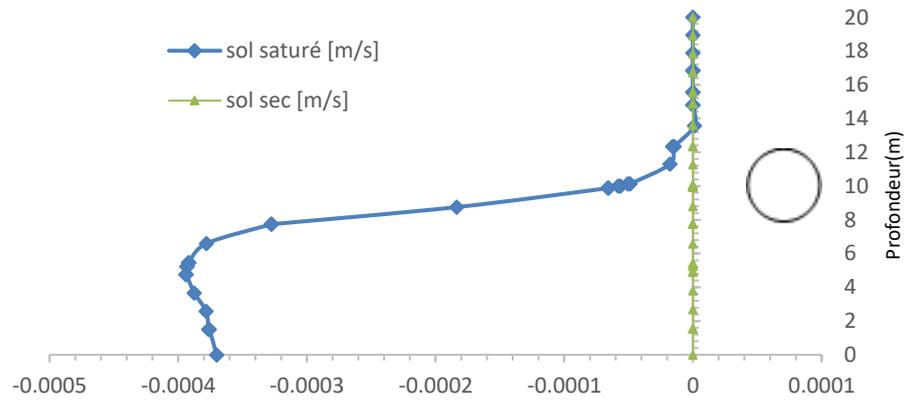


Figure 3.18 Débit de fuite en fonction de la profondeur (pour différents S_r)

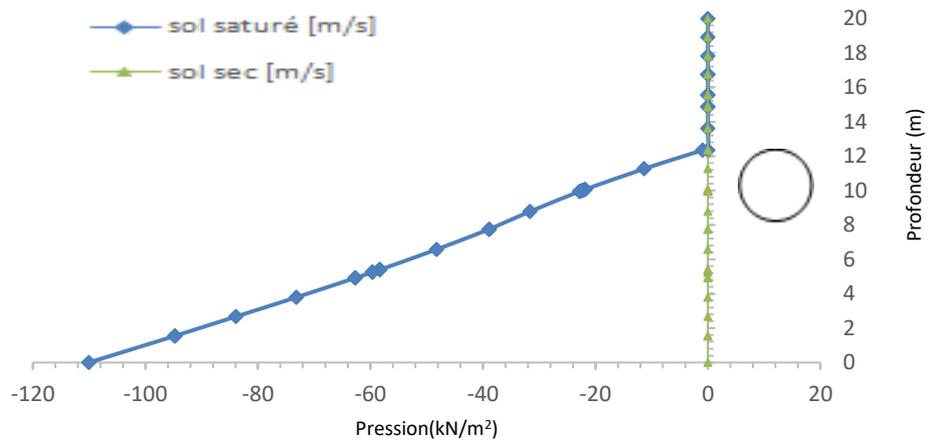


Figure 3.19 Pression en fonction de la profondeur (pour différents S_r)

3.5.4 Influence de la perméabilité

L'influence de la perméabilité sur les résultats a été étudiée dans ce paragraphe, le tableau (3.6) ainsi que les figures (3.20), (3.21) et (3.22) montrent que les tassements et les pressions ne varient pas en fonction de la perméabilité au contraire du débit qui augmente avec l'augmentation du coefficient de perméabilité.

Nous pouvons conclure alors que la perméabilité influe surtout sur les débits.

Tableau 3.6. Tassement maximum, Débit, Pression, en fonction de la perméabilité

Coefficient de Perméabilité	Tassement maximum $S_{max}(m)$	Débit $Q (m^3/s/ml)$	Pression $P (kPa)$
10^{-2}	$42,15 \cdot 10^{-3}$	$1,51 \cdot 10^{-11}$	110,06
10^{-3} (réf.)	$42,38 \cdot 10^{-3}$	$30 \cdot 10^{-5}$	108,06
10^{-5}	$42 \cdot 10^{-3}$	$32 \cdot 10^{-4}$	110,01

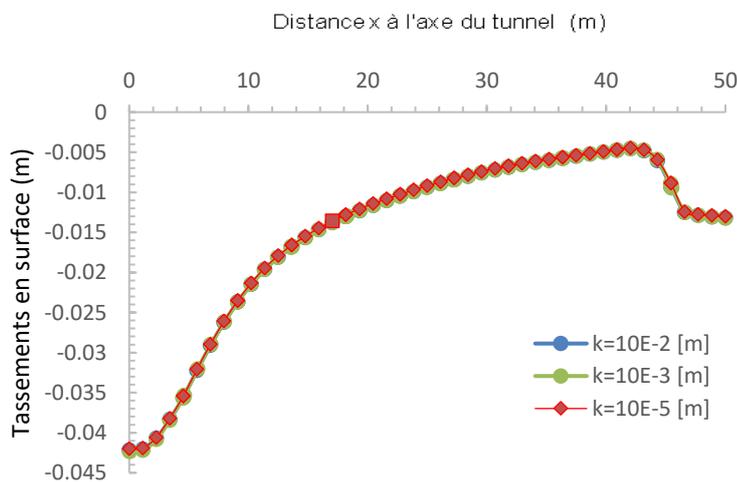


Figure 3.20 Tassement en fonction de la perméabilité (pour différents k)

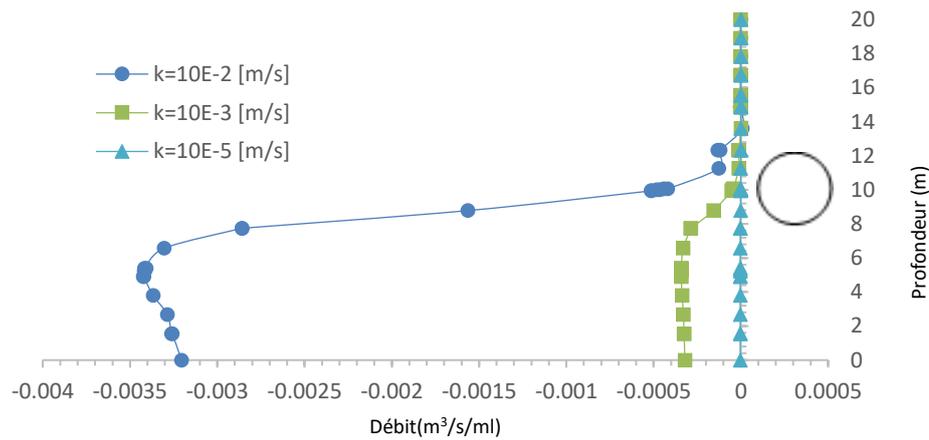


Figure 3.21 Débit de fuite en fonction de la perméabilité (pour différents k)

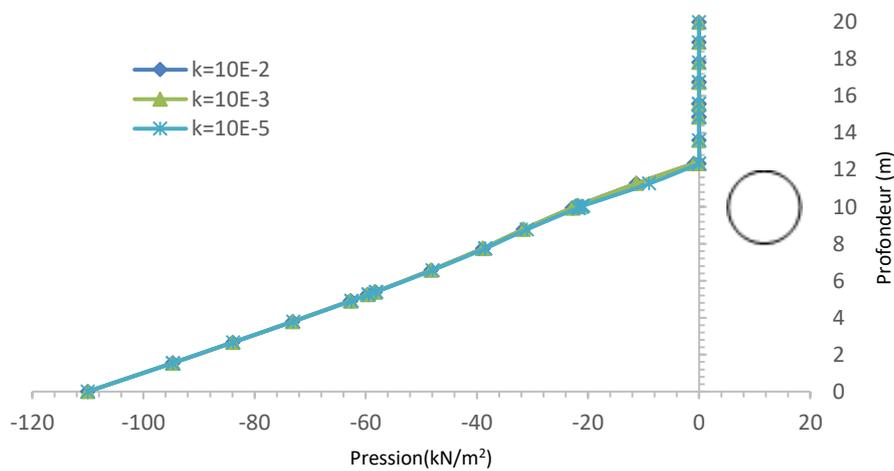


Figure 3.22 Pression en fonction de la perméabilité (pour différents k)

3.6 CONCLUSION

Nous avons traité à travers ce chapitre la réponse des sols causée par le creusement d'un tunnel en présence d'eaux souterraines.

En premier lieu, il s'agissait de traiter un cas de référence (modèle de Atwa, 1996) qui a fait l'objet par la suite d'une étude paramétrique et ceci afin d'étudier l'effet de quelques paramètres sur le comportement mécanique et hydraulique des sols meubles et aquifères

vis-à-vis la construction des tunnels. Les paramètres étudiés concernaient le diamètre du tunnel, sa profondeur ainsi que la perméabilité et la saturation du massif.

Il a été constaté à travers ces résultats que l'effet du creusement sous la nappe influe sur le comportement du sol sur les deux plans mécanique et hydraulique à différents niveaux, un effet qui se conçoit surtout au niveau de l'excavation.

Dans le modèle de référence, les résultats des modélisations numériques ont montré :

- Une forte concentration des lignes de courant au proche voisinage du tunnel plus précisément au radier où les gradients hydrauliques sont les plus élevés, notamment dans la partie inférieure de l'excavation. Ce résultat est en cohérence avec les ruptures en radier observées sur différents chantiers (Cristchfield et Me Donald, 1990 ; Colombo et al., 1988 ; Laporte, 1988) (cité par Atwa, 1996).
- Le débit hydraulique est trouvé égal à environ $Q=40 \cdot 10^{-5} \text{m}^3/\text{s}/\text{ml}$,
- L'existence d'une cuvette de tassement causée par le creusement du tunnel et qui s'étale sur toute la surface (50m) et c'est causé par l'extension du modèle qu'il faut élargir. On a noté, aussi, une certaine contraction du revêtement, cela est dû aux différentes phases de constructions telles que le creusement, le remplissage du vide annulaire.
- Une réduction de la charge en atteignant la périphérie du tunnel ceci est causé par les CAL imposées.
- Un rabattement de la nappe qui augment au voisinage de l'excavation ainsi qu'une concentration des gradients hydrauliques au niveau du radier.

Dans l'étude paramétrique, nous avons mis en évidence les points suivants :

- En modifiant le diamètre, le tassement a augmenté contrairement aux débits et pression qui n'ont subit aucune modification.
- En modifiant la profondeur : les tassements et les pressions diminuent par contre le débit augmente.
- En modifiant le degré de saturation, nous avons modifié pour cela le niveau de la nappe : un seul résultat a été obtenu, les tassements augmentent avec la saturation.

- En modifiant la perméabilité du sol : les tassements et les pressions ne varient pas en fonction au contraire du débit qui augmente avec l'augmentation du coefficient de perméabilité.

CONCLUSION GENERALE

Les résultats présentés dans ce mémoire mettent en lumière l'intérêt des études consacrées à l'analyse des infiltrations causés par le creusement des tunnels sous la nappe, l'étude a comporté une partie bibliographique et une autre numérique effectuée à l'aide du code de calcul Plaxis 2D.

En premier lieu, nous avons traité à travers ce mémoire un cas de référence s'agissant du modèle de Atwa (1996) qui a fait l'objet par la suite d'une étude paramétrique afin d'étudier l'effet de l'écoulement sur les excavations souterraines.

Dans l'étude paramétrique, nous avons analysé l'effet de quatre paramètres sur le comportement mécanique et hydraulique des sols meubles et aquifères vis-à-vis la construction des tunnels. Les paramètres étudiés concernaient le diamètre du tunnel, sa profondeur ainsi que la perméabilité et la saturation du massif.

Il a été constaté à travers ce travail que l'effet du creusement sous la nappe influe sur les régimes mécanique et hydraulique à différents niveaux, un effet qui se conçoit surtout au niveau de l'excavation. Des résultats ont été mis en évidence.

Pour le modèle de référence :

- Une forte concentration des lignes de courant au radier a été observée où les gradients hydrauliques sont les plus élevés,
- Une cuvette de tassement causée par le creusement du tunnel et qui s'étale sur toute la longueur du modèle ainsi qu'une certaine contraction du revêtement, cela est dû aux différentes phases de constructions.
- Une réduction de la charge en atteignant la périphérie du tunnel ceci est causé par les CAL imposées.
- Un rabattement de la nappe causé par le creusement.

Concernant l'étude paramétrique, nous avons mis en évidence les points suivants :

- En modifiant le diamètre, le tassement a augmenté contrairement aux débits et pression qui n'ont subi aucune modification.

- En modifiant la profondeur : les tassements et les pressions diminuent par contre le débit augmente.
- En modifiant le degré de saturation (nous avons modifié pour cela le niveau de la nappe): un seul résultat a été obtenu, les tassements augmentent avec la saturation.
- En modifiant la perméabilité du sol : les tassements et les pressions ne varient pas au contraire du débit qui augmente avec l'augmentation de ce paramètre.

Comme perspectives à ce travail on cite :

- Ajouter une charge en surface pour étudier l'effet des écoulements en présence des structures en surface.
- Modifier le sol homogène en sol hétérogène.
- Voir l'effet du creusement d'un autre tunnel à côté du premier.

Bibliographie

1. **Aftes (2002)**. La méthode Convergence- Confinement. Revue Tunnels et Ouvrages Souterrains, vol. 170, pp. 79-89.
2. **Anagnostou G. (2002)**. Urban tunneling in water bearing ground –Common problems and soilmechanical analysis methods. Proc. 2nd Int. Conference on Soil Structure Interaction in Urban Civil Engineering.
3. **Anagnostou G., Kovári K (1994)**. Stability Analysis for tunnelling with Slurry and EPB shieldS. Mir 94, Gallerie in condizioni difficilli. Torino, 29 Novembre-1 December, 1994.
4. **Atwa M., Leca E., Magnan J.m., (2000)**, Analyse des écoulements d'eau autour des tunnels en construction et à long terme. ERLPC, GT68.
5. **Atwa, M., (1996)**, Analyse numérique des écoulements d'eau et de la consolidation des sols autour des tunnels creusés dans l'argile. Hydrologie. Ecole Nationale des Ponts et Chaussées.
6. **Boscardin M.D.et Cording E.J.,1989**. Building response to excavation inducedsettlement Journal of geotechnical engineering. ASCE, Vol. 115, No 1, pp.1-21.
7. **Burland, J. B. et Wroth, C. P., 1974**. Settlement of buildings and associated damage. Proc. Conf. 'Settlement of Structures', Cambridge, PentechPress (published 1975, London), pp 611 - 651.
8. **Burland, J. B., 1995**. Assessment of risk of damage to buildings due to tunnelling and excavation, Proc. 1st Int. Conf. EarthquakeGeot. Eng., IS-Tokyo.
9. **Butscher, C. (2012)**. Steady-state groundwater inflow into a circular tunnel Tunnelling and Underground Space Technology 32 (2012) 158–167.
10. **Dolzhenko N**. Étude expérimentale et numérique de modèle réduit bidimensionnel du creusement d'un tunnel, développement d'une loi de comportement spécifique. These de doctorat, 2002, INSA Lyon, France,
11. **El houari N. (2008)**. Modélisation numérique de la réponse mécanique auvoisinage des tunnels dans les sols saturés par Plaxis. magister, Université Aboubekr Belkaid -

Tlemcen, Algérie.

12. **El houari N., Allal M. A. (2014)**. The Settlement of Soft Soil Caused by Tunneling in Presence of Flow. *Electronic Journal Geotechnical Engineering.(EJGE)*.Vol. 19.
13. **El houari, N. (2015)**. contribution à l'étude mécanique et hydraulique des tunnels en configuration tridimensionnelle. Thèse de doctorat. Université Abou Bekr Belkaid. Tlemcen, Algérie.
14. **El Tani M. (2001)**. Surface displacements due to pressure modifications induced by tunnels. *Modern tunnelling science and technology, IS-Kyoto 2001*, 83-88. Balkema/Swets and Zeitlinger.
15. **El Tani M. (2003)**. Circular tunnel in a semi-infinite aquifer. *Tunnelling Underground Space Technology*. 18 (1), 49–55.
16. **El Tani, (2010)**. Helmholtz evolution of a semi-infinite aquifer drained by a circular tunnel. *Tunn. Undergr. Space Technol*. 25, 54–62.
17. **Grasso P., Chiriotti E. et Xu S., 2004**. La maîtrise des risques, une approche indispensable dans le développement des études de tunnels en terrains difficiles. *Revue française de géotechniques*, No 109, pp. 3-21.
18. **Jamal I (2007)**-Accidents géotechniques des tunnels et des ouvrages souterrains – Méthodes analytiques pour le retour d'expérience et la modélisation numérique. Thèse de doctora université de Lorient. France
19. **Karlsrud k. (2001)**. Control of water leakage when tunneling under urban areas in the Oslo Region. *Norwegian Tunneling Society Publication 12*, 27-33.
20. **Kechida, S. (2018)**. Modalisation des désordres hydrauliques dus aux creusements d'excavations. Thèse de doctora. Université bordj baji mokhtar. Annaba, Algérie.
21. **Kolymbas D., Wagner P. (2007)**. Groundwater ingress to tunnels – the exact analytical solution. *Tunn. Undergr. Space Technol*. 22 (1), 23–27.
22. **Laporte, H. (1988)**, Problèmes rencontrés lors du percement du tunnel du LEP, *Cong. Int.,Tunnels and Water*, Madrid, Vol. I, pp. 501-509.
23. **Mair R.J., O'Reilly M.P.** Ground movement around shallow tunnels in soft clay. In : *Proceeding of the 10th international conference on soilmechanism and foundation engineering*, Stockholm, vol. 1, 1981, p. 323-328.

24. **Mair R.J., Taylor R.N., et Burland J.P., 1996** Prediction of groundmovements and assessment of risk of building damage due to bored tunnelling. Proc. Int. Symp. Geotechnical Aspects of Underground Constructions in Soft Ground , London .rotterdam, Malkema Sauer, 2004.
25. **Oggeri C., Ova G., 2004.** Quality in tunnelling: ITA-AITES Working Group 16 Final reports, Tunnelling and Underground SpaceTechnology, Vol 4, pp. 239–272.
26. **Ollier C.** Étude expérimentale de l’interaction sol–machine lors du creusement d’un tunnel peu profond par un tunnelier à pression de boue. Thèse de Doctorat. INSA deLyon,France, 1997, 323p.
27. **Oteo, C. S., Carrilero, R., Pastor, A. (1988),** Failure in a tunnel excavated under an old river in Madrid, Cong. Int., Tunnels and Water, Madrid, Vol I, pp. 565-571.
28. **Sato, K. (1983),** Hydraulic character of discharge Hydrograph for tunneling, Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol.23, n°4, pp. 27-33. 27-33.
29. **Yang F.R., Lee C.H., Kung W.J., Yeh H.F. (2009).** The impact of tunneling construction on the hydrogeological environment of “Tseng-Wen Reservoir Transbasin Diversion Project” in Taiwan. Eng. Geology 103 (1–2), 39–58.
30. **Zeller, J. (1954),** Comparaison de l'efficacité des drains et des tranchées à l'aide d'essais sur modèles, Publication de l'Ass. Int. d'hydrologie, n° 37, pp. 478-493.