

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



Faculté de Technologie
Département de Génie Civil

Thèse Présentée par

M^{me} EL HOUARI Nesrine (Ep. BOUCIF)

Pour obtenir le grade de

Docteur

Spécialité

Mécanique des Sols et Géotechnique

Sujet de thèse

**CONTRIBUTION À L'ÉTUDE MÉCANIQUE ET HYDRAULIQUE
DES TUNNELS EN CONFIGURATION TRIDIMENSIONNELLE**

Soutenue en Juin 2015 devant la Commission d'examen :

Jury

Président	ABOUBEKR. N.	Professeur (Université Tlemcen)
Directeur de thèse	ALLAL. M. A.	Professeur (Université Tlemcen)
Examineurs	MEGHACHOU. M.	Professeur (Université Belabbes)
	MEKERTA. B.	Professeur (Université Adrar)
Invité	ZADJAOUI. A.	Maitre de Conférence A (Université Tlemcen)

Laboratoire de recherche EOLE (Eau et Ouvrages dans Leur Environnement)

« Nous désirons tous ouvrir le cercle de la pensée pour arrêter sa ronde stérile. »

Théodore Monod



Photo 6 : Transformation du tunnelier au tunnel de Weinberg / Umbau Hydroschild beim Weinbergtunnel

(...) «Il reste à aborder la question de la condition et du statut des étudiants. Et d'abord quels sont les clés ou règles principales que l'on doit respecter pour se forger une image de la vérité, principalement en science. On en compte généralement six ou sept : un esprit humble, le désir d'apprendre, une vie tranquille, une recherche silencieuse, la pauvreté, un pays étranger.» (...) « A ces six clés, s'en ajoute une autre : **l'amour de ceux qui enseignent**. En effet, il faut aimer et respecter ses récepteurs comme ses parents. De même que ceci sont les géniteurs du corps, cela sont les géniteurs de l'esprit, non pas parce qu'ils propagent la substance de leur esprit, mais parce qu'ils engendrent la sagesse dans l'esprit de leur auditoire, en améliorant leur nature.» (...)

Simone da Borsano, humaniste italien du XIV^{ème}, prologue à la *lectura Clementinarum*

***Cette thèse est dédiée à toute ma famille pour
leur soutien et leur amour***

Remerciements

Je tiens à remercier vivement tous ceux qui m'ont permis de réaliser ce travail de thèse. Ma profonde gratitude s'adresse tout particulièrement à mon directeur de thèse, Monsieur Allal Mohammed Amine, Professeur à l'Université de Tlemcen pour la confiance qu'il m'a accordée et l'appui qu'il a témoigné à mon travail, je tiens à le remercier profondément pour sa rigueur scientifique, son souci du détail, sa disponibilité et ses grandes qualités humaines qui m'ont apporté un grand soutien scientifique et moral tout au long de ces années.

Je voudrais également remercier les différentes personnes qui ont accepté de participer à mon jury de thèse :

Monsieur Aboubekr Nabil, Professeur à l'Université de Tlemcen, qui m'a fait l'honneur de présider le jury de ma thèse.

Mes remerciements vont ensuite aux trois Examineurs qui ont aimablement accepté d'assurer cette tâche : Monsieur Mekerta Belkacem, Professeur à l'Université d'Adrar, Monsieur Meghachou Mourad, Professeur à l'Université de Sidi Belabbes et Monsieur Zadjajou Abdeldjalil Maître de Conférence A à l'Université de Tlemcen dont les observations furent très pertinentes.

Ces remerciements ne sauraient être complets si je n'inclusais pas les enseignants, les collègues et le personnel du département du Génie Civil ainsi que tous mes amis à l'intérieur et à l'extérieur de l'Université, pour leur sympathie durant tout mon parcours.

Merci à tous.

Nesrine E L Houari, Juillet 2015.

Cette thèse aborde les aspects théoriques et numériques du creusement des tunnels. Elle rentre dans la vaste gamme de contribution à l'étude des comportements mécanique et hydraulique des tunnels en terrain meuble et aquifère et analyse les déformations du front de taille dans des sols homogène et hétérogène en employant à la fois plusieurs procédures de calcul visant à faire des confrontations. Elle traite de l'ensemble des problèmes posés par le creusement au tunnelier pressurisé (TBM) ainsi que la Méthode Autrichienne (NATM) en utilisant des modèles de comportement élastoplastique avec et sans écrouissage. Elle conçoit plusieurs synthèses bibliographiques sur la phénoménologie du creusement en deux configurations bidimensionnelle et tridimensionnelle, sur les mécanismes de stabilité au front et les méthodes de calcul pour l'évaluation de la pression frontale, sur les méthodes utilisées pour l'estimation des tassements ainsi que sur la problématique du creusement en terrain aquifère et sur les différentes méthodes de calcul des débits entrants vers l'excavation. Plusieurs études numériques ont été réalisées à l'aide des logiciels Eléments Finis Plaxis 2D et Plaxis 3D Tunnel, présentant ainsi des simulations d'un ensemble de modèles de tunnels visant à estimer l'ampleur des tassements, des déplacements horizontaux ainsi que la réponse hydraulique des sols environnants. Des approches analytiques et empiriques ont été, par ailleurs, utilisées en vue de faire des comparaisons. Ce travail s'est consacré, pareillement, à la modélisation hydromécanique ; les résultats de calcul sont confrontés à ceux obtenus par des analyses non couplées.

MOTS CLÉS

Tunnel, Modélisation 3D, Tassement, Réponses hydrauliques, TBM, NTAM.

This thesis approaches the theoretical and numerical aspects of tunnelling. It returns in the vast range of contribution to the study of the mechanical and hydraulic behaviors of the tunnels in bearing soils and analyzes the deformations of the face in homogeneous and heterogeneous soils by employing at the same time several procedures of calculation. It deals with the whole of the problems arising from the tunnelling with the pressurized machine (TBM) as well as the Austrian Method (NATM) by using models of elastoplastic behavior with and without hardening. It conceives several bibliographical syntheses on the phenomenology of the tunnelling in two-dimensional and three-dimensional configurations, on the mechanisms of stability to the face and the methods of calculation for the evaluation of the face pressure, on the methods used for the estimate of settlements like on the problems of the tunnelling in bearing ground and on the various methods of calculation of the flows entering towards the excavation. Several numerical studies were carried out using the software Plaxis 2D and Plaxis 3DTunnel, thus presenting simulations of a whole of models of tunnels aiming at estimating the extent of settlements, of horizontal displacements as well as the hydraulic response of the surrounding grounds. Analytical and empirical approaches, in addition, were used in seen to make comparisons. This work was devoted, also, with hydro-mechanical modeling ; the computation results are confronted with those obtained by not coupled analyses.

KEY WORDS

Tunnel, 3D Modeling, Settlement, Hydraulically Responses, TBM, NTAM.

تتناول هذا لأطروحة الجوانب النظرية والرقمية للنفق. إنها تدخل في مجموعة واسعة من المساهمات في دراسة السلوك الميكانيكي والهيدروليكي للأنفاق في أرض لينة و مملوءة بطبقات المياه الجوفية وتحلل تشوه مدخل النفق في التربة المتجانسة وغير المتجانسة باستخدام في نفس الوقت عدة إجراءات حسابية لتكوين مواجهات. إنها تتعامل مع المشاكل التي تطرحها عملية الحفر بآلة حفر الأنفاق (TBM) والطريقة النمساوية (NATM) باستخدام نماذج **Élastoplastique** مع وبدون تصلب. إنها تقدم عدة ملخصات الببليوغرافية على ظواهر الحفر في تكوينات ثنائية الأبعاد وثلاثية الأبعاد، على آليات استقرار مدخل النفق وطرق الحساب لتقييم قوة الضغط، على الأساليب المستخدمة لتقدير التسوية و بشأن مسألة حفر الأرض في طبقات المياه الجوفية و على الطرق مختلفة لحساب التدفقات إلى الحفريات. أجريت العديد من الدراسات الرقمية باستخدام البرمجيات **Plaxis 2D** و **Plaxis 3D** نفق، على مجموعة من نماذج الأنفاق لتقدير حجم التسوية، والحركات الأفقية والاستجابة الهيدروليكية للتربة المحيطة. أساليب تحليلية وتجريبية قد استخدمت أيضا في ضوء المقارنات. ويكرس هذا العمل، بالمثل، للنمذجة الهيدروميكانيكية؛ تتم مقارنة نتائج الحساب مع تلك التي تم الحصول عليها باستخدام تحاليل غير مقترنة.

الكلمات المفتاحية :

نفق، 3D النمذجة، الضغط، أجوبة الهيدروليكية، TBM، NTAM.

Liste des tableaux

Chapitre 1

Tableau 1.1 pourcentage de tassement.....	25
--	----

Chapitre 2

Tableau 2.1 Degré de Déformation par rapport au facteur de stabilité.....	70
--	----

Chapitre 3

Tableau 3.1 Formules analytiques pour le calcul du débit (cas du régime permanent)	102
---	-----

Tableau 3.2 Conditions aux limites à la périphérie du tunnel (Butscher, 2012)	104
--	-----

Chapitre 4

Tableau 4.1 Caractéristiques du sol du modèle de référence	144
---	-----

Tableau 4.2 Evaluation analytique de la pression frontale	145
--	-----

Tableau 4.3 Influence du volume perdu sur les tassements maximums en surface	148
---	-----

Tableau 4.4 Pourcentages des tassements par rapport au Tassement maximum	163
---	-----

Tableau 4.5 Comparaison des tassements maximum de surface pour le premier modèle	175
---	-----

Tableau 4.6 Résultats analytiques du débit (Cas du régime permanent).....	177
--	-----

Tableau 4.7 Paramètres des modèle MC et HS (Moller, 2006)	186
--	-----

Tableau 4.8 Influence du volume perdu sur les tassements maximums en surface	186
---	-----

Tableau 4.9 Comparaison entre les tassements Maximums (MC).....	208
--	-----

Tableau 4.10 Comparaison entre les tassements Maximums (HSM).....	208
--	-----

Tableau 4.11 Résultats analytiques du débit	210
--	-----

Chapitre 1

Figure 1.1 Modélisation de tunnels en 2D (Dias, 1999).....	7
Figure 1.2 Champ de déplacement autour d'un tunnel.....	9
Figure 1.3 Déformation autour d'un tunnel vue 3D.....	11
Figure 1.4 Zones en rupture : a. En arrière du front, b Dès l'avant du front (AFTES, 1995 ; Leca 2007).....	11
Figure 1.5 Formation de trois zones caractéristiques lors du creusement d'un tunnel(Lunardi, 1993).....	12
Figure 1.6 Comportement de l'excavation en fonction de l'état de contrainte (Lunardi, 1993) .	13
Figure 1.7 Mouvements de sol lors du creusement d'un tunnel par la méthode au bouclier(Mestat, 1999. Cité par Dolzhenko, 2002).....	15
Figure 1.8 Principales composantes de la déformation du sol: (a) Tunnelier pressurisé,	18
Figure 1.9 Cuvette de tassement tridimensionnelle (Magnan & Serratrice, 2002).....	19
Figure 1.10 Forme de cuvette de tassement transversal et longitudinal en surface en 3D	(Schlosser, 1989 cité par Dolzhenko, 2002).....22
Figure 1.11 Profil Gaussien de la cuvette de tassement	22
Figure 1.12 Cuvette de tassement longitudinal basée sur le modèle Gaussien. (Bloodworth, 2002)	24
Figure 1.13 Cuvettes de tassement longitudinal pour la NATM et TBM	25
Figure 1.14 Evolution du tassement le long du bouclier (AFTES, 1995).....	25
Figure 1.15 Répartition des déplacements horizontaux au sein du massif (Ollier , 1997. Cité par Dolzhenko, 2002)	26
Figure 1.16 Modes de chargement considérés pour simuler l'excavation (d'après Kasali, 1982 cité par Athan, 1995)	27
Figure 1.17 Zones de sol en tassement et celles en soulèvement.....	28
Figure 1.18 Modèle élément finis (Balla et al., 1998)	29
Figure 1.19 Maillage tridimensionnelle (Grant& Taylor, 1999)	30
Figure 1.20 Profils transversaux (a) et longitudinaux	31
Figure 1.21 Maillage adopté pour le calcul 3D (Dias, 1999)	32

Figure 1.22 Comparaison des cuvettes transverses de tassements obtenus par différentes méthodes de prise en compte des effets 3D dans des calculs numériques 2D avec des résultats expérimentaux (Karakus, 2007)	33
Figure 1.23 Forme globale du mécanisme de rupture observé dans les sables et dans les argiles (Broere ,2001).....	34
Figure 1.24 Effet de la pression d'injection sur la surpression interstitielle autour du tunnel	35
Figure 1.25 Tassements ($K = 0.30$, $V_L = 0.5\%$) (a)Transversaux. (b) Longitudinaux	36
Figure 1.26 Maillage tridimensionnelle. Tunnel de Heinenoord	36
Figure 1.27 (a) Déformée du maillage en 3D.....	37
Figure 1.28 Déplacement vertical du au creusement en 3D (Broere et al., 2002).....	38
Figure 1.29 Dissipation de la pression interstitielle : (a) en clé de tunnel, (b) au niveau de l'axe horizontal, (c) au radier de tunnel, Kasper et Meschke (2004).....	39
Figure 1.30 (a) Modèle choisi en élément finis	39
Figure 1.31 Surpressions interstitielles calculées dans le sol autour du tunnel et à côté de la jupe du bouclier pour différentes valeurs de la pression d'injection,	41
Figure 1.32 Maillage éléments finis (Kaçar, 2007)	41
Figure 1.33 a. Tassement transversal en Surface b. tassement longitudinal en Surface.....	42
Figure 1.34 (a) Modèle numérique 3D simplifié, (b) Extension des zones de plastification selon le paramètre de déconfinement (Mroueh et Shahrour, 2008).....	43
Figure 1.35 Comparaison de tassements mesurés et calculés (Migliazza et al.2009)	43
Figure 1.36 Profils longitudinaux et transversaux des cuvettes de tassement observés (Berthoz, 2012).....	44
Figure 1.37 (a) Coupe plane du tunnel avec la colonne au centre (CBC) (b) Déplacement Vertical, (Valizadeh Kivi et al. 2012)	45
 Chapitre 2	
Figure 2.1. Schématisation du problème : (a) Coupe longitudinale (Dias, 1999) et Leca& Dormieux (1992),.....	51
Figure 2.2 Paramètres de stabilité pour le cas des tunnels creusés en terrain purementcohérent à faible profondeur (Kimura et Mair, 1981, cité par Armando 1997.....	53
Figure 2.3 Rupture au front : schéma de principe en terrain argileux (AFTES, 1995).....	54
Figure 2.4 Rupture au front : schéma de principe en terrain pulvérulents secs (AFTES, 1995)..	55
Figure 2.5 Rupture au front qui a causée dégâts (Torres, 2013).....	56
Figure 2.6 Mécanismes de rupture pour différent de rapport C/D de Chambon et Corté (1994).	57

Figure 2.7 Courbe expérimentale pression/extrusion (issu de Chambon et Corté , 1994)	57
Figure 2.8 Diagramme de l'évaluation de la pression au front.....	59
Figure 2.9 Allure générale des méthodes de type équilibre (Dias, 1999)	59
Figure 2.10 Model de stabilité au front de Broms and Bennemark (1967).....	60
Figure 2.11 Mécanismes de rupture de Krause (1987).....	61
Figure 2.12 Méthode de Horn (1961) utilisée par Anagnostou and Kovari (1996).....	62
Figure 2.13 Abaques des coefficients F_0 , F_1 , F_2 , F_3 (Javadi, 2011).....	62
Figure 2.14 Principale conception de Caquot-Kerisel	63
Figure 2.15 Méthode de Atkinson and Potts (1977).....	64
Figure 2.16 (a) tunnel circulaire non soutenu (b) front du tunnel (Davis et al.1980) cité par Javd, 2011	65
Figure 2.17 Facteur de charge (Atkinson & Mair, 1981)	66
Figure 2.18 le cône de rupture de Leca & Dormieux (Berthoz, 2012).....	67
Figure 2.19 Mécanismes de rupture proposés par Leca & Dormieux (1990).....	68
Figure 2.20 Abaque pour de détermination de la pression frontale Mollon et al. (2010).....	69
Figure 2.21 Mécanismes de rupture a. Leca et Dormieux (1990) b. Mollon et al. (2009). c. Mollon et al. (2010)	69
Figure 2.22 Comparaison de pression frontale (Yeo, 2011).....	70
Figure 2.23 Modèle en équilibre Limite de Horn, 1961	71
Figure 2.24 Essais d'extrusion de Broms et Bennermark (1967) (Cité par Berthoz, 2012)	71
Figure 2.25 Théorie de l'équilibre limite – Mécanisme de Broere (2001) : amélioration du mécanisme de Horn (1961) par prise en compte des pressions hydrostatiques et d'une stratification du sol. (Broere, 2001).....	72
Figure 2.26 Mécanisme d'extrusion de Mair rapportés par Schofield, 1980	73
Figure 2.27 Influence de la longueur non soutenue d'après Casarin & Mair (1981).(Cité par Dias, 1999)	73
Figure 2.28 Expériences de Chambon et Corté (1991) au tube pressurisé : (a) relation entre déplacement frontal et pression interne σ_t ; (b) Pression interne à l'apparition des premiers déplacements (σ_{td}) et à la rupture du front de taille (σ_{tr}) ; mécanisme de rupture pour une couverture de 0.5D (c) et 2D (d).....	74
Figure 2.29 Mécanismes tridimensionnels (Leca et Dormieux, 1992).....	75
Figure 2.30 Mécanisme de rupture au front de Broere,2001.....	75
Figure 2.31 Mécanisme d'effondrement observé par tomographie rayon X, et forme proposée pour le bloc en rupture de Takano et al. (2006) (cité par Mollon, 2010)	76

Figure 2.32 Expérience de Messerli et al (2010) dans un sol purement frottant.....	76
Figure 2.33 Pression frontale (Repetto et al., 2006).....	77
Figure 2.34 Calcul probabiliste de la pression frontale (FS) (Repetto et al., 2006).....	77
Figure 2.35 (a) Déplacement au front de taille (b) cuvette tridimensionnelle (Vermeer, 2001).	78
Figure 2.36 (a) Profil du sol du creusement NATM (Allemagne) (b) Tassement 3D (c) Tassement longitudinal (d) Tassement transversal (Vermeer&Moller&Ruse., 2005).....	79
Figure 2.37 Pression interstitielle (Bezuijen et Talmon, 2010).....	80
Figure 2.38 (a) Allure de mécanismes d'analyse limite d'effondrement existants dans la littérature pour un sol frottant et cohérent ($\phi=17^\circ$, $c=7\text{kPa}$) ; (b) Projection du mécanisme proposé sur le plan (o, y, z) (Molon et al., 2010).....	81
Figure 2.39 Détails de la Technique de discrétisation du mécanisme de rupture de Molon et al. (2010).....	81
Figure 2.40 Mécanisme de rupture (Vermeer, Ruse, Marsher, 2002).....	82
Figure 2.41 Déplacements à la rupture pour différents distances non soutenu (P) (appelée ici d) (Vermeer, Ruse Marsher, 2002).....	83
Figure 2.42 Déformations plastiques pour : $\sigma_T= 70\text{ kPa}$, $\sigma_T = 75.66\text{ kPa}$ et pour $\sigma_T= 55.26\text{ kPa}$.	84
Figure 2.43 Déplacement Vertical (Maranha et al., 2000).....	84
Figure 2.44 (a) Phasage complet du creusement au bouclier (Demagh et al., 2009).....	85
Chapitre 3	
Figure 3.1 (a) Débit d'eau dans l'excavation (b) Un déversoir pour enregistrer la quantité dans l' entrée Est du tunnel (Yang et al., 2009).....	91
Figure 3.2 L'écoulement souterrain des les tunnels (Lee, I.M, 2008).....	92
Figure 3.3 Conséquences mécaniques des écoulements dans les tunnels à revêtement imperméable (a)Tassement, Conséquences mécaniques. (b) Conséquences hydrauliques (réseau d'écoulement) (c) Stabilité du front de taille (Atwa, 1994).....	93
Figure 3.4 Inondation du tunnel de Wushantou, Japon 1992, (Wanget et al., 2002).....	94
Figure 3.5 Conséquences mécaniques et hydrauliques du creusement dans les sols saturés. ..	96
Figure 3.6 (a), (b) Ecoulement souterrain dans les tunnels (c) contraintes autour du tunnel (Lee, I. M., 2007).....	97
Figure 3.7 Erosion d'une couche de sable fin rencontrée en radier d'un tunnel (Critchfield & McDonald, 1990 .Cité par Atwa, 1996).....	98
Figure 3.8 Débit d'eau dans le métro (Ankara) (Vedat, 2005).....	100
Figure 3.9 (a) Conditions des calculs de Lei (1999) (b) de Bear, 1979.....	102
Figure 3.10 Modèle de CAL de Park et al., 2008.....	104

Figure 3.11 Exemple de CAL hydrauliques Anagnostou (2002).....	105
Figure 3.12 Mécanismes typiques de rupture au front de (Anagnostou et Kovari, 1994).....	107
Figure 3.13 Mécanisme de rupture du front avec deux bocs	107
Figure 3.14 Valeurs approximatives et Mesurée de pression interstitielle au front d'un tunnelier pressurisé par (a) la bentonite (b) pression de terre (Bezuijen & Talmon, 2010)	108
Figure 3.15 Effet stabilisateur de la suspension: (a) sans (b) avec pénétration dans le sol Anagnostou& Kovari, 1994	109
Figure 3.16 La surpression interstitielle Δp_{en} clé en fonction de c et ϕ . (Facteur de sécurité $F_s=1$) (Anagnostou&Kovari, 1994)	110
Figure 3.17 Surpressions interstitielles mesurées lors du creusement d'un tunnel dans les limons de San Francisco par un bouclier à pression de terre (Clough et al., 1985).	111
Figure 3.18 a. Méthode de Chishaki (1984), b. Méthode de Fitzpatrick et al. (1981)	112
Figure 3.19 Travaux de Descoedres et Ry bisar (1987).....	112
Figure 3.20 Mécanisme de Glissement de Horn (1961)	114
Figure 3.21 (a) Evolution du niveau piézométrique au-dessus d'un tunnel (revêtu ou non revêtu). (b) Evolution du débit entrant dans un tunnel. (Atwa et al., 1994)	115
Figure 3.22 Réseau d'écoulement en régime permanent. (a) cas d'une nappe en charge. (b) cas de nappe libre (Atwa, 1996)	116
Figure 3.23 Calcul des gradients hydrauliques provoqués par l'excavation (Anagnostou et Kovari, 1996).....	116
Figure 3.24 (a) Mécanisme de rupture en front (Horn, 1961); (b) Modèle Numérique; (c) Charges hydrauliques autour du front; (d) Résultats de l'analyse de stabilité au front (Anagnostou & Kovári 1996)	124
Figure 3.25 (a) Modèle numérique. (b) Cuvettes de tassement, Distribution de la charge hydraulique pour un niveau de nappe constant (c). ourabattu. (Anagnostou, 2002)	118
Figure 3.26 Débits trouvés par les différents auteurs (El Tani, 2003)	118
Figure 3.27 Analogie entre le puits artésien (a) et le tunnel horizontal (b). (c) Débits simulés dans le tunnel. Comparaison avec la formule de Jacob et Lohman Maréchal et Perrochet (2003)	119
Figure 3.28 Moyenne de pression d'infiltration en fonction de H/D . (Lee & Nam, 2004).....	120
Figure 3.29 Tassement longitudinal pour différentes pressions au front (appelée ici P_s) (Kasper & Meschke, 2006)	121
Figure 3.30 Changement de la pression du soutènement avec la variation H_w/D (J. K. Park, 2007)	121

Figure 3.31 Surpression interstitielle (Carranza-torres, 2007)	122
Figure 3.32 (a) Modèle de calcul. (b) Moyenne de pression d'infiltration en fonction. (c) Variation de la pression au front en fonction du rapport H/D (Lee I.M, 2007).....	123
Figure 3.33 Maillage et conditions aux limites (Arjoui et al., 2009).....	124
Figure 3.34 Système de collecte d'eau installé en site (Li et al., 2009).....	124
Figure 3.35 Contour de pression interstitielle (Modèle numérique, FLAC3D) (Li et al.2012).....	125
Figure 3.36 Comparaison entre solution analytique et FLAC3D (à gauche et à droite) pour la distribution de la pression interstitielle autour du tunnel. (M. Huangfu et al., 2010)	125
Figure 3.37 Modèle numérique (a) Tassement transversal (b) Tassement longitudinal (Yoo et al., 2012).	126

Chapitre 4

Figure 4.1 Géométrie du Problème dans la section plane (x-y)	131
Figure 4.2 Position des nœuds et les points de contraintes dans l'élément sol (Plaxis, 2001) ..	132
Figure 4.3 Exemples de maillage de a) 2D b) 3D.	133
Figure 4.4 Définition des plans z et tranches (slices) (PLAXIS, 2001)	133
Figure 4.5 Création du modèle 3D & Maillage EF (PLAXIS, 2001).....	134
Figure 4.6 Sous programme calcul (Plaxis 3D).....	134
Figure 4.7 Méthode de Contraction Vermeer et Brinkgreve, 1993 cité par Moller, 2006	138
Figure 4.8 a) Application de la NMA. b) Boulonnage du front (CETU, 2012)	139
Figure 4.9 Comportement réel du sol (Potts & Zdravkovic, 2001 cité par Kaçar, 2007)	140
Figure 4.10 Relation contrainte déformation	141
Figure 4.11 Modèle 1 choisi. a) schéma 2D. b) Schéma 3D (Brenkgreve, 2002, Plaxis 3D)	143
Figure 4.12 a) Déformée du maillage du calcul avec $V_L=0,5\%$. b) Déplacement vertical. c) Déplacement Horizontal.....	146
Figure 4.13 Tassements longitudinaux pour différents facteurs de charge (Greenwood, 2003).....	147
Figure 4.14 Évolution du tassement de surface avec différents calcul appliqués dans un modèle 2D et 3D	149
Figure 4.15 Comparaison des tassements pour différentes méthodes de calcul. (2D&3D).....	150
Figure 4.16 Influence de la nature du sol sur les Tassements en surface.....	152
Figure 4.17 Profil du tassement longitudinal en surface	153
Figure 4.18 Déplacement horizontal : Calcul 2D	153
Figure 4.19 Mouvements horizontaux pour différents diamètres. Méthode de contraction ...	154
Figure 4.20 Premier modèle d'analyse 3D	155
Figure 4.21 Déplacement Vertical à la fin du passage du bouclier.....	156

Figure 4.22 Cuvette de tassement de surface tridimensionnelle obtenue de l'analyse EF 3D. (a) coupe transversale en surface. (b) Coupe longitudinale à l'axe du tunnel. Les hachures ne présentent pas le maillage.....	157
Figure 4.23 Déplacements verticaux en fonction de l'avancement de la TBM: Calcul 3D.	158
Figure 4.24 Les trois zones d'extrusion du front décrit par Lunardi (1993) et d'autres.	159
Figure 4.25 Stabilité au front	159
Figure 4.26 Profils transversaux de cuvette de tassements en surface	160
Figure 4.27 Tassement longitudinal de surface Évolution des tassements dans le sens longitudinal. Calcul 3D.....	161
Figure 4.28 Influence de la pression frontale P_f sur les déplacements de surface dans l'axe, dans la direction longitudinale (Viggiani&Socodato, 2004).....	161
Figure 4.29 Tassement longitudinal de surface : étude paramétrique.	162
Figure 4.30 Tassement Longitudinal en surface. Comparaison	163
Figure 4.31 Cuvette de Tassement longitudinal basée sur le modèle de Gauss. (Bloodworth, 2002)	164
Figure 4.32 Mécanisme de rupture du modèle 1	165
Figure 4.33 Mécanisme de rupture du modèle 1 modifié (Sol complètement argileux).....	166
Figure 4.34 Extrusion en fonction de la pression frontale	167
Figure 4.35 Mécanismes théoriques et expérimentaux de rupture par refoulement du front de taille en massif (Berthoz, 2012).....	168
Figure 4.36 Extrusion du front en fonction de la pression frontale. Calcul 3D.....	169
Figure 4.37 Mécanisme de rupture pour différentes pressions frontales. Calcul 3D	169
Figure 4.38 Mécanisme de rupture d'après Mollon et al (2012).....	170
Figure 4.39 Déplacements horizontaux dans (a) la direction transversale $U_x= 8\text{mm}$. (b) la direction longitudinale $U_z= 6\text{mm}$	171
Figure 4.40 Déplacement au niveau du revêtement : Analyse 3D.	172
Figure 4.41 Déformée du maillage en présence d'eau et CAL hydrauliques: configuration 2D.	173
Figure 4.42 Tassement transversal de surface : calcul 2D. a) $V_L=0,5\%$. b) MCC. C) $P_f=90\%$	174
Figure 4.43 Débit de fuite (les lignes de courant)	175
Figure 4.44 Débit de fuite à l'axe vertical du tunnel (à $x=0$):	177
Figure 4.45 Débit maximum (Q_{\max}) en fonction de l'éloignement de l'axe du tunnel : Calcul 2D. Cas d'une nappe en recharge	178
Figure 4.46 Débit de fuite (les lignes de courant) : Nappe à surface libre.	178

Figure 4.47 Débit maximum (Q_{max}) en fonction de l'éloignement de l'axe du tunnel : Calcul 2D. Cas d'une nappe à surface libre.....	179
Figure 4.48 Géométrie de la NATM. a). Vue plane b). Vue longitudinale (Brenkgreve, 2002) ..	179
Figure 4.49 (a) Maillage du modèle. (b) Après phasage des travaux.	180
Figure 4.50 Déplacement vertical	181
Figure 4.51 Tassement longitudinal (You et al., 2012)	181
Figure 4.52 Profile longitudinale du creusement à la NATM	182
Figure 4.53 Comparaison mouvements du sol au cours du creusement atour des tunnels en sable et en argile (Bloodworth, 2002)	183
Figure 4.54 Vue tridimensionnelle des mouvements du sol au cours du creusement atour des tunnels en sable et en argile (Yamada et al., 1986).Atwa, 1996	184
Figure 4.55 Forme globale du mécanisme de rupture observé dans les sables et dans les argiles (Broere ,2001).....	184
Figure 4.56 Model choisi (Liu, 1997). Conditions aux limites (Anagnostoo, 2002).....	185
Figure 4.57 Comparaison de Tassement en surface : a) cohérent b) Frottant (cas1: Mohr-Coulomb)	187
Figure 4.58 Comparaison de Tassement en surface : a) cohérent b) Frottant (cas2: HSM).....	188
Figure 4.59 Comparaison de Tassement en surface : a) sol cohérent b) sol Frottant (cas2: M-C)	189
Figure 4.60 Comparaison de Tassement en surface : a) cohérent b) Frottant (cas2: HSM).....	190
Figure 4.61 Tassement de surface dans les argiles et les sables (Ran and al., 2003)	190
Figure 4.62 Tassement transversales en surface : a) Sol frottant. B) Sol cohérent	191
Figure 4.63 Profil du sol du creusement NATM (Allemagne)	192
Figure 4.64 Déplacements verticaux pour sol pulvérulent. a) Analyse MC. b) Analyse HSM ..	193
Figure 4.65 Profil EF 3D du tassement en surface du sable. a) longitudinal. b) Transversal : sol frottant	193
Figure 4.66 Tassement transversal en surface : calcul 3D	194
Figure 4.67 Évolution des tassements longitudinaux de surface en avant et derrière le front	194
Figure 4.68 Déplacements horizontaux (sol frottant) a) sens longitudinal ($U_z=18mm$) b) Sens transversal ($U_x=5mm$): Modèle M-C.....	195
Figure 4.69 Déplacements horizontaux a) sens longitudinal ($U_z=8mm$) b) Sens transversal ($U_x=5mm$) : HSM.....	195
Figure 4.70 Stabilité au front. Sol frottant. (MC)	196
Figure 4.71 Stabilité au front. Sol frottant. (HSM).....	196

Figure 4.72 a) Déplacement vertical ($U_y=17\text{mm}$).....	197
Figure 4.73 Déplacement vertical ($U_y=21\text{mm}$). B) Déplacement horizontal.	197
Figure 4.74 Profil 3D des : (a) tassements longitudinaux. (b) tassements transversaux : sol cohérent	198
Figure 4.75 Profil 3D des tassements longitudinaux en fonction de P_f	199
Figure 4.76 Profil 3D des tassements longitudinaux dans les argiles	199
Figure 4.77 Mécanisme de rupture au front. Sol cohérent frottant : a) MC. b) HSM.....	200
Figure 4.78 Tassement transversal en surface 2D dans le Sable : a) MC b) HSM	202
Figure 4.79 Tassement transversal en surface 2D dans l'Argile : a) MC b) HSM.....	203
Figure 4.80 Évolution du Tassement pour les deux natures du sol (Cohérent& Frottant). A) MC. b) HSM. cas2: Calcul hydraulique.....	204
Figure 4.81 Évolution du Tassement pour sol Cohérent: MC& HSM : Calcul hydraulique.....	205
Figure 4.82 Évolution du Tassement pour sol Frottant. MC& HSM	206
Figure 4.83 Débit de fuite (argile, sable)	208
Figure 4.84 Débit de fuite : MC	209
Figure 4.85 Comparaison du débit de fuite entre les deux natures de sol (MC).....	209

Principales Notations et Abréviations

<p>CCM : Méthode Convergence Confinement.</p> <p>TBM : Tunnel Boring Machine.</p> <p>NATM : New Australian Tunnelling Machine</p> <p>MC: Mohr Coulomb.</p> <p>HSM : Hardening Soil Model.</p> <p>ME F: Méthode des Élément Finis.</p> <p>φ: Angle de frottement.</p> <p>λ : Taux de déconfinement.</p> <p>S_{max}: Tassement maximal.</p> <p>P_f: Pression frontale</p> <p>$S_v(x)$: Tassement vertical suivant x.</p> <p>$S_H(x)$: Tassement Horizontal suivant x.</p> <p>H: Profondeur du tunnel.</p> <p>R, r : Rayon d'excavation.</p> <p>L_c: Largeur de cuvette de tassement.</p> <p>V_L: Volume perdu.</p> <p>D : diamètre du tunnel.</p> <p>I : Point d'inflexion.</p> <p>P_f : Pression critique</p> <p>P_r : Pression à la rupture</p> <p>q : Surcharge</p> <p>E_{50} : Module de déformation sécant à 50% du déviateur à la rupture</p> <p>C : Cohésion du sol.</p>	<p>Ψ : Angle de dilatance</p> <p>σ_s: Surcharge qui peut représenter la charge transmise par une fondation ou encore le poids d'une couche de sol située au-dessus de la côte H), et</p> <p>σ_T: Pression appliquée au front de taille, appelée aussi P_f.</p> <p>σ_s: Surcharge</p> <p>P : Distance non soutenu</p> <p>F_s : désigne un coefficient de sécurité</p> <p>N : Facteur de charge</p> <p>Δh : Perte de charge</p> <p>Q : Débit</p> <p>H_o : Profondeur de la nappe au centre du tunnel.</p> <p>K : Coefficient de perméabilité.</p> <p>Φ : Charge hydraulique.</p> <p>ϕ_o : est la charge hydraulique au front.</p> <p>p : Pression interstitielle.</p> <p>FLAC 3D : Fast Lagrangian Analysis of Continua en 3D.</p> <p>BC : Boundaries Conditions.</p> <p>CAL : conditions aux limites.</p> <p>C_u : cohésion non drainée</p>
--	--

Table des matières

RÉSUMÉ	V
ABSTRACT	VI
.....	VII
LISTE DES TABLEAUX.....	VIII
LISTE DES FIGURES	IX
PRINCIPALES NOTATIONS ET ABREVIATIONS.....	XVIII
TABLE DES MATIERES.....	XIX
INTRODUCTION GÉNÉRALE	1
CHAPITRE 1. COMPORTEMENT MECANIQUE DES TUNNELS EN CONFIGURATION TRIDIMENSIONNELLE	
1.1 INTRODUCTION	4
1.2 INTÉRÊT D'UNE ANALYSE TRIDIMENSIONNELLE.....	4
1.2.1 Position du problème.....	5
1.2.2 Limitations de la configuration bidimensionnelle	6
1.3 COMPRÉHENSION DU PHÉNOMÈNE TRIDIMENSIONNEL AUTOUR DES TUNNELS	8
1.3.1 Déformation du front de taille	10
1.3.2 Phénomène de décompression du massif autour du front de taille	12
1.4 COMPORTEMENT DES SOLS DU AU CREUSEMENT DES TUNNELS DANS LES SOLS MEUBLES.....	14
1.4.1 Creusement des tunnels dans les sols meubles	16
1.4.2 Analyse des mouvements engendrés par le creusement	17
1.4.3 Estimation des tassements.....	21
1.4.4 Déplacements horizontaux	26
1.5 PRÉSENTATION DE CAS D'ÉTUDES (au lieu de travaux antérieurs)	27
1.6 CONCLUSION	45

CHAPITRE 2. STABILITE DU FRONT DE TAILLE DES TUNNELS CREUSÉS EN TERRAIN MEUBLE- ÉVALUATION DE LA PRESSION AU FRONT

2.1 INTRODUCTION	48
2.2 STABILITÉ DU FRONT DE TAILLE ASSOCIÉE AUX SOLS MEUBLES.....	48
2.2.1 Cadre général de l'Etude	50
2.2.2 Sols cohérents.....	53
2.2.3 Sols pulvérulents	54
2.3 ÉVALUATION ANALYTIQUE DE LA PRESSION AU FRONT DANS LES SOLS MEUBLES	57
2.3.1 Méthode basée sur l'équilibre limite (LEM).....	59
2.3.2 Méthode basée sur l'Analyse limite (LAM)- Calcul à la rupture	63
2.4 PRÉSENTATION D'ÉTUDES CONSACRÉES A LA STABILITÉ DU FRONT (1961-2013).....	70
2.5 CONCLUSION.....	86

CHAPITRE 3. COMPORTEMENT HYDRAULIQUE DES SOLS MEUBLES AUTOUR DES TUNNELS - ÉTAT DE L'ART

3.1 INTRODUCTION	88
3.2 INTERACTION HYDRAULIQUE ENTRE LES TUNNELS ET LES EAUX SOUTERRAINES- POSITION DU PROBLÈME	89
3.2.1 Effet du creusement des ouvrages souterrains sur les eaux souterraines.....	89
3.2.2 Influence de l'eau souterraine sur le creusement des tunnels.....	91
3.3 PRÉDICTION ET MODÉLISATION DES VENUES D'EAU DANS LES TUNNELS EN TERRAIN MEUBLE.....	99
3.3.1 Approches analytiques pour l'évaluation du débit en régime permanent	101
3.3.2 Approche numérique.....	103
3.4 STABILITÉ AU FRONT DES TUNNELS EN PRESENCE D'EAUX SOUTERRAINES	106
3.4.1 Influence de la pression appliquée au front (σ_T) sur la stabilité	106
3.4.2 Influence de la pression interstitielle sur le front	108
3.5 SYNTHÈSE DES TRAVAUX ANTÉRIEURS (1981-2012)	111

3.6 CONCLUSION	126
-----------------------------	------------

CHAPITRE 4. ANALYSE DU COMPORTEMENT MECANIQUE ET HYDRAULIQUE DES SOLS MEUBLES AUTOUR DES TUNNELS EN 2D ET 3D

4.1 INTRODUCTION	129
-------------------------------	------------

4.2 PRÉSENTATION DE L'OUTIL DE CALCUL : PLAXIS 3D TUNNEL.....	130
--	------------

4.2.1 Modélisation Élément Finis.....	130
---------------------------------------	-----

4.2.2 Présentation de PLAXIS 3D Tunnel.....	131
---	-----

4.3 CADRE GÉNÉRAL DES ANALYSES.....	134
--	------------

4.3.1 Méthodes de calcul adoptées dans le cadre de l'étude 2D pour tenir compte de la tridimensionnalité dans les tunnels.....	136
--	-----

4.3.2 Techniques de creusement adoptées dans le cadre de l'étude	139
--	-----

4.3.3 Modèles de comportement adoptés.....	140
--	-----

4.3.4 Modélisation des différentes phases du creusement	142
---	-----

4.4 ANALYSE DU PREMIER CAS D'ÉTUDE- CREUSEMENT À LA TBM DANS UN SOL HÉTÉROGÈNE.....	142
--	------------

4.4.1 Résultats du Calcul empirique et Numérique 2D- Analyse sans écoulement.....	144
---	-----

4.4.2 Analyses Numériques en 3D (Conditions sèches).....	154
--	-----

4.4.3 Analyses Numériques en 2D : Cas avec écoulement.....	172
--	-----

4.5 ANALYSE DES TASSEMENTS DU 2ÈME CAS D'ÉTUDE - CREUSEMENT À LA NATM.....	179
---	------------

4.6 ANALYSE DU 3ÈME CAS D'ÉTUDE - CREUSEMENT À LA TBM DANS UN SOL HOMOGENÈ 183	
---	--

4.6.1 Définition du problème	185
------------------------------------	-----

4.6.2 Analyses empirique et numérique en 2D (sans écoulement)	186
---	-----

4.6.3 Analyses Numériques en 3D (Conditions sèches)	192
---	-----

4.6.4 Comparaison entre les analyses 2D et 3D pour le 3 ^{ème} Cas d'étude (Cas sec)	201
--	-----

4.6.5 Analyses 2D des deux cas de figure pour le modèle 3- Cas avec écoulement	204
--	-----

4.7 CONCLUSION	210
-----------------------------	------------

CONCLUSION GÉNÉRALE	213
----------------------------------	------------

BIBLIOGRAPHIE	217
ANNEXES A Techniques de Creusement.....	226
ANNEXES B Méthode Convergence Confinement	237

Introduction Générale

S'il est un domaine du Génie Civil qui demeure encore mystérieux, c'est bien celui des travaux souterrains. Par voie de conséquence, et depuis maintenant des années, on ne cesse d'améliorer le processus de creusement moyennant des études plus approfondies et des techniques plus développées pour rendre compte du comportement complexe des terrains autour de l'excavation répondant à un besoin croissant de compréhension des différents mécanismes observés et de limitation des mouvements causés par de tels ouvrages.

En effet, l'exaltation pour l'espace souterrain s'est renforcée depuis la fin du siècle dernier dans la mesure où il répond bien à l'évolution sociétale actuelle : croissance démographique, mobilité croissance des biens et des personnes, réflexe écologique. Par conséquence, les tunnels permettent un important gain de place et une diminution des pollutions atmosphériques, sonores et visuelles ; critères de première importance en zone urbaine où la maîtrise des déformations et la limitation des tassements s'y ajoute et devient la problématique prépondérante.

Dans l'ingénierie des tunnels plusieurs méthodes de calcul ont été investies en vue d'évaluer ces mouvements causés par le creusement des tunnels dont le design requiert une estimation propre des tassements en surface et l'analyse de stabilité au front, variant de simples formules empiriques et analytiques jusqu'aux analyses avancées utilisant la Méthode des Elément Finis.

Dépendant de la méthode de creusement (eg. Creusement séquentiel ou au bouclier) des procédures ont été conçues pour la modélisation de l'excavation ; de telles procédures ont des effets significatifs sur l'estimation des déformations car la méthode d'analyse doit tenir en compte l'interaction entre le tunnel et le massif ; celle-ci s'avère un processus purement tridimensionnel et qui présente une complexité et des difficultés de compréhension colossales, raisons pour lesquelles s'est créé le besoin d'investir dans des procédures 2D qui se sont avérées utiles pour une première approximation en vue de se rapprocher de la réalité évoquée dans le 3D.

Toutefois, le domaine de recherche en adoptant la configuration tridimensionnelle reste à nos jours un domaine assez complexe vu les difficultés attribuées à ce type de recherche de point de vue coût, temps de calcul, restriction du nombre de modèles de comportement, géométrie de l'ouvrage ainsi que l'exploitation des résultats qui reste le point le plus lourd. Ceci dit la modélisation correcte du tunnel est évidemment une étape préliminaire indispensable.

Le travail de thèse présenté par la suite s'inscrit dans ce contexte de recherche et constitue une contribution à l'étude théorique et numérique de l'influence du creusement sur le comportement d'un massif de terrain meuble. Il traite de l'ensemble des problèmes posés par

le creusement au tunnelier pressurisé (TBM) ainsi que la Méthode Autrichienne (NATM) utilisant à la fois plusieurs procédures de calcul en vue de faire des comparaisons. Il relève du cadre général de la modélisation des tunnels. Pour cela, diverses approches ont été envisagées et confrontées: une approche tridimensionnelle prenant en compte la modélisation complète du terrain, des approches bidimensionnelles simplifiées ainsi que des mécanismes de rupture ont été mis en évidence.

L'objectif était de s'approcher d'une modélisation tridimensionnelle par une série de calcul 2D moyennant trois procédures de calcul (Méthode du volume perdu, méthode Convergence Confinement, et la méthode de pression frontale) ; nous avons tenté d'évaluer la pertinence de ces procédures sur différents cas de creusement. Pour cela, différents exemples de creusement dans différentes natures de sol ont été étudiés et analysés, les modèles retenus concernaient : un sol purement frottant, un sol cohérent et un autre hétérogène à tricolches (couche imperméable entre deux couches perméables de rigidité différente) en adoptant deux lois de comportement ; une avec écoulement (Hardening Soil Model) et l'autre sans (Mohr Coulomb). Deux techniques de creusement ont été adoptées : la technique au tunnelier pressurisé et la Nouvelle Méthode Autrichienne.

Le développement de ce modeste travail en 4 chapitres est en adéquation avec ces objectifs. Aussi une première partie présente une revue bibliographique des connaissances utiles à la compréhension du fond de ce travail et comporte trois chapitres distincts :

- Le premier chapitre s'intéresse aux déformations induites par le creusement d'un tunnel et les méthodes dont on dispose afin de prévoir les déplacements dans le massif environnant. Ce chapitre bibliographique se terminera par un large aperçu des travaux antérieurs.
- Le second chapitre est consacré à la présentation du phénomène de rupture au front des tunnels creusés en terrain meuble en passant en revue les différents travaux effectués par voie expérimentale, analytique ou encore numérique en distinguant deux natures de sol : cohérents et pulvérulents. Quelques méthodes analytiques pour la détermination de la pression exigée au front du tunnel pour assurer sa stabilité sont passées en revue.
- Quant au troisième chapitre, dans un premier temps, nous expliquerons l'interaction eau-ouvrage en présentant les différents problèmes liés aux écoulements induits par le creusement des tunnels dans des terrains aquifères. Par la suite, quelques approches analytiques seront présentées. La stabilité au front en présence d'eau souterraine sera brièvement étalée. Ce chapitre bibliographique se terminera par un large aperçu des études consacrées à la modélisation de ce type de travaux.

La partie originale de cette thèse est composée d'un chapitre assez volumineux qui présente les outils et les bases de la suite de l'étude, ainsi que les résultats obtenus.

- Le chapitre 4 comporte deux parties ; la première est consacrée à la présentation des codes de calcul éléments finis utilisés au cours de nos simulations, à décrire les méthodologies de calcul adoptées, à la description des modèles de comportement de sol et à présenter le phasage des travaux au Bouclier Pressurisé (TBM) de part et de la Nouvelle Méthode Autrichienne (NTMA) d'autre part. À la suite, la deuxième partie, plus à l'usage des ingénieurs, est consacrée à des applications sur des exemples concrets de tunnels creusés dans des sols de natures différentes ; les modèles choisis sont ceux de Mohr Coulomb et celui de Hardenig Soil pour rendre compte de l'importance du comportement réel des sols. Une analyse comparative entre les résultats 2D et ceux 3D sera exposée en parallèle, des informations sur les mécanismes de rupture par effondrement du front de taille ont également pu être obtenues au cours de cette thèse. Un calcul hydromécanique a aussi fait partie de cette contribution vue l'influence des eaux souterraines sur le comportement des sols.

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

1. Comportement Mécanique Des Tunnels En Configuration Tridimensionnelle

1.1 INTRODUCTION

Le creusement d'un tunnel provoque une modification de l'état de contrainte dans le massif encaissant. L'influence des travaux se manifeste en avant du front de taille¹, ce qui signifie que la section à excaver a déjà subi des modifications par rapport à son état initial au moment où elle est atteinte par le front de taille, la nature du problème est donc tridimensionnelle. Le besoin d'analyses qui permettent d'estimer l'étendue de la nature de cette modification est une nécessité absolue, estimations sans lesquelles on ne dispose pas de base rationnelle de décision. En effet, la conception de tels projets exige d'être capable de juger de la faisabilité et d'estimer les réels mouvements provoqués dans le massif encaissant et de doter la structure finale d'une résistance suffisante et d'une rigidité ou une flexibilité appropriée.

Ce chapitre est consacré à un état de l'art du comportement mécanique causé par le creusement des tunnels en terrain meuble ; nous expliquerons le besoin primordial d'aller vers une analyse 3D. Il se terminera par un large aperçu des travaux réalisés pour la modélisation de ce type de travaux.

1.2 INTÉRÊT D'UNE ANALYSE TRIDIMENSIONNELLE

L'intérêt pour l'analyse tridimensionnelle ne s'est manifesté que tardivement, avec la réalisation de tunnels dans des sols meubles, et ceci en raison des difficultés attribuées à cette configuration. En effet, la réponse du massif au creusement d'un tunnel est sensiblement affecté par la présence du front de taille et les déformations et redistributions des contraintes induites par les travaux dans le terrain encaissant ne peuvent, en toute rigueur, être déterminées qu'à partir d'une véritable analyse tridimensionnelle. Néanmoins en raison de la complexité de ce type de calcul, des solutions simplifiées sont souvent recherchées en géométrie bidimensionnelle qui conduit généralement à une surestimation des résultats (Leca, 2000).

¹Front de taille : c'est une surface plane dont le contour forme le profil du tunnel. Dans la plupart des cas, on considère que les convergences sont stabilisées après 2 diamètres en arrière du front.

1.2.1 Position du problème

Lors de la réalisation d'un tunnel, le problème principal réside dans la stabilité du front de taille. L'effondrement de celui-ci induit des conséquences lourdes du point de vue humain et financier ; il convient donc d'en quantifier les déformations à leurs justes valeurs et de les limiter afin de réduire les tassements en surface nuisibles, surtout lors de la traversée d'une zone urbaine. Plusieurs auteurs comme, Panet & Guénot (1982), Atahan (1995) ainsi que Leca (2000), Repetto et al., (2006), Mroueh & Shahrour (2008), Berthoz (2012), venant consolider cette théorie, ont confirmé que les déplacements du terrain causés par le creusement des tunnels commencent à se produire à une distance de l'ordre d'un rayon devant le front de taille et que des conditions de déformations planes ne sont atteintes qu'environ 2 à 3 rayons derrière le front. Ce qui mène à se rendre compte que les calculs plans ne tiennent pas compte du processus tridimensionnel de déformation au front et négligent complètement la décompression du terrain qui précède la mise en place du soutènement.

Il faut noter aussi que les progrès réalisés au cours de ces dernières années en matière de capacités de calcul rendent abordables des analyses du type tridimensionnel. Toutefois, la mise en œuvre de ce type de modèles reste délicate, en raison à la fois du temps de calcul nécessaire, de la complexité des opérations annexes de traitement des données et des résultats. Malgré cela, il faut se mettre à l'évidence que l'approche 3D est la seule configuration permettant de traiter le problème rencontré dans toute sa complexité en prenant en compte : la géométrie tridimensionnelle du projet, l'état de contraintes initial, le phasage souvent complexe de la technologie d'exécution ainsi que l'ensemble des phénomènes mis en jeu (effet de voûte au front de taille, mise en charge du soutènement, etc.).

En dépit de ces constatations, plusieurs des analyses utilisées à cette date sont principalement des analyses bidimensionnelles et ceci dans l'intérêt d'amplifier les calculs ; de plus celles-ci permettent d'intégrer différents modèles de comportement et ne nécessitant pas un temps de calcul considérable. Afin d'éclaircir ce point primordial, nous allons tenter d'expliquer le besoin d'aller vers une étude 3D.

Les observations des ouvrages en place et des modèles physiques en laboratoire ont conduit pour la description des mouvements de sol induits par le creusement d'un tunnel à deux approches :

1. La description bidimensionnelle dans un plan perpendiculaire à l'axe du tunnel loin en arrière du front.
2. La description tridimensionnelle à proximité du front de taille.

1.2.2 Limitations de la configuration bidimensionnelle

Comme il a été déjà indiqué dans le paragraphe précédent, le véritable processus de creusement d'un tunnel est très complexe et les déformations du front de taille constituent un phénomène tridimensionnel. Néanmoins en première approche, l'ingénieur est le plus souvent conduit à ramener son problème tridimensionnel à un modèle bidimensionnel et adopte souvent des modèles simplifiés en conditions planes ; Il s'agit évidemment d'une simplification du problème réel.

Dans cette thématique, plusieurs auteurs ont développé des techniques pour rendre compte des aspects tridimensionnels dans les modèles plans. Une fois obtenu les bons paramètres, ces modèles bidimensionnels conduisent fréquemment à des valeurs de déplacements satisfaisantes par rapport aux mesures et à une estimation de la redistribution des contraintes (Nguyen, 2003).

Nous rappelons ici qu'afin de simuler le creusement d'un tunnel trois types de modèles bidimensionnels peuvent être adoptés (Figure 1.1) :

1. Le modèle axisymétrique : l'axe du tunnel est considéré comme un axe de symétrie de révolution du modèle.
2. Le modèle longitudinal : le tunnel est considéré comme une excavation de longueur infinie.
3. Le modèle transversal : le tunnel est supposé infiniment long dans la direction de son axe.

La modélisation axisymétrique dans l'axe du tunnel permet l'analyse tridimensionnelle de la stabilité du front de taille et du phasage des travaux. Malheureusement cette méthode induit des hypothèses très restrictives : tunnel circulaire, milieu homogène et isotrope, surface non modélisée. Elle s'applique donc à des tunnels à grande profondeur pour lesquels l'état de contrainte initial est sensiblement isotrope (Dias, 1999 ; Athan, 1995).

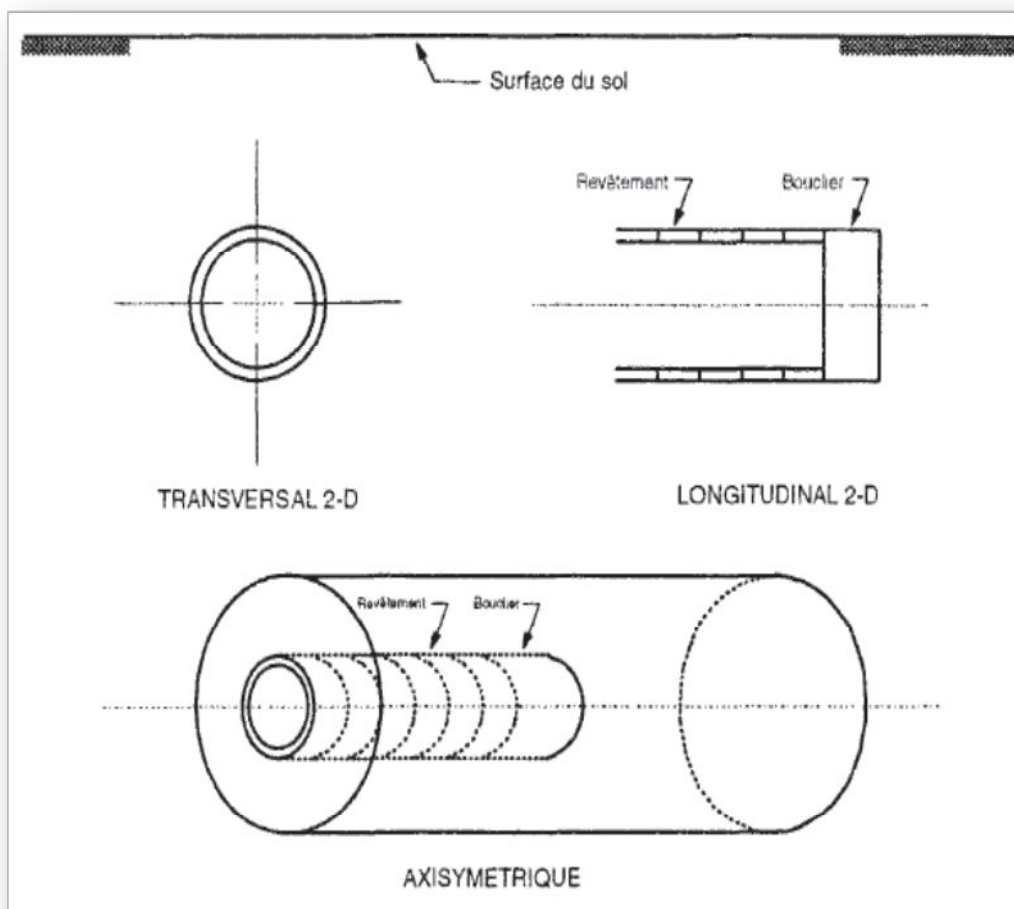


Figure 1.1 Modélisation de tunnels en bidimensionnel (Dias, 1999)

Concernant le deuxième modèle, il s'agit d'une configuration plane en section longitudinale ne présentant pas les mêmes inconvénients, elle autorise une représentation du front de taille. Toutefois, des comparaisons avec des calculs tridimensionnels montrent que, d'une manière générale, ce type de calcul surestime par un facteur 3 les déplacements engendrés par le creusement du tunnel (Athar, 1995).

Ce type d'analyse peut permettre d'estimer le taux de déformation des terrains en avant du front de taille, et à l'introduire dans un calcul plan en coupe transversale.

Le dernier modèle est le plus courant : il permet une représentation fidèle des conditions géologiques rencontrées au niveau de la section calculée ; en revanche, il ne permet pas de

tenir compte du caractère tridimensionnel lié à la présence du front de taille. Pour effectuer cette étude, on peut envisager une modélisation longitudinale parallèlement à l'axe du tunnel, mais les résultats obtenus sont, en général, pessimistes. En effet l'excavation est considérée comme une bande de longueur infinie alors que le tunnel est circulaire, ce qui conduit à négliger l'effet de voûte se produisant autour du tunnel (Dias, 1999).

Dans la pratique, on utilise le plus souvent une analyse bidimensionnelle en coupe transversale et en déformations planes. Néanmoins, pour pouvoir simuler les effets tridimensionnels dus à l'avancement du front de taille, il est nécessaire d'introduire ces effets dans le calcul.

Les différentes techniques qui ont été proposées dans ce but et qui permettent, dans une certaine mesure, de tenir compte de la présence du front de taille, mais qui présentent des limites d'application consistent généralement à provoquer un état de pré déformation des terrains, correspondant à la redistribution des contraintes, qui se produit dans le massif à mesure que le front de taille se déplace.

Parmi ces multiples méthodes, nous citons la technique de Convergence Confinement (voir Annexe B), la méthode du remplissage du vide annulaire et la méthode de la pression appliquée au front.

L'introduction de ces techniques a permis de rendre compte, de manière plus satisfaisante, du processus d'interaction sol-structure qui se produit pendant la construction d'un tunnel. Toutefois des difficultés persistent, en particulier ces méthodes ne permettent pas d'étudier des tunnels de géométrie quelconques, ni de tenir compte de l'augmentation des contraintes avec la profondeur.

Pour toutes ces restrictions, et s'il y'a possibilité; le recours à la configuration tridimensionnelle s'avère en général nécessaire, si ce n'est obligatoire.

1.3 COMPRÉHENSION DU PHÉNOMÈNE TRIDIMENSIONNEL AUTOUR DES TUNNELS

Le creusement d'un tunnel change le champ de contrainte initiale au front de taille. Plus loin du front, le champ de contrainte reviendra à un système essentiellement bidimensionnel (Vermeer et al., 2007).

Dans la réalité, l'arrivée du front de taille au niveau d'une section provoque une décompression progressive et une déformation du terrain, accompagnée d'une redistribution des contraintes dans le massif encaissant. Ce processus est illustré sur la figure (1.2), qui

représente les déplacements obtenus à partir d'un calcul par éléments finis : il apparaît clairement à travers cette représentation trois zones (notées 1, 2, 3).

1. Dans la réponse du terrain encaissant (Zone 1) : loin devant le front de taille le massif n'est pas affecté par le creusement.
2. À une certaine distance derrière le front (Zone 3) : les déplacements sont presque entièrement dirigés perpendiculairement à l'axe de l'ouvrage, du moins près de l'axe du tunnel (configuration 2D).
3. Dans la partie intermédiaire du massif (**Zone 2**) : le mouvement est purement tridimensionnel, la forte composante horizontale des déplacements à proximité du front de taille est nettement claire (Athán, 1995 ; Leca, 2000).

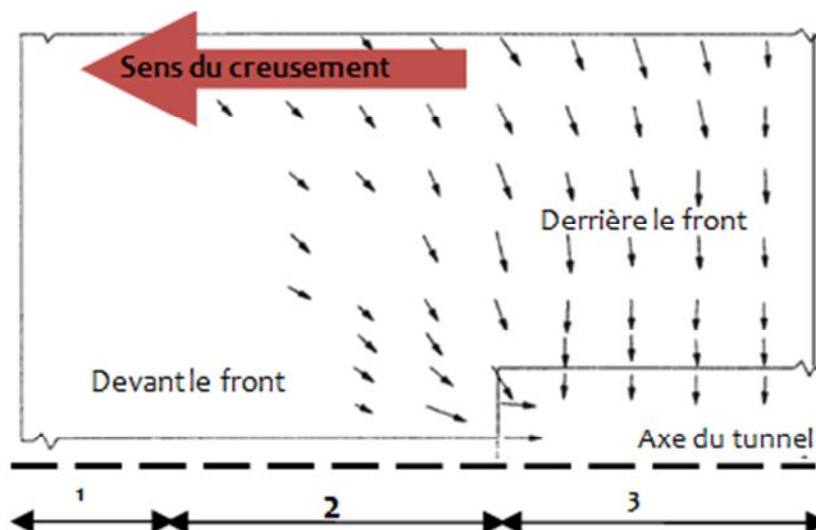


Figure 1.2 Champ de déplacement autour d'un tunnel (Ranken & Ghaboussi, 1975 cité par Leca, 2000)

Selon Athán (1995), Il apparaît clairement sur cette figure que des conditions de déformations planes sont effectivement remplies à une certaine distance derrière le front de taille (i.e. hors zone d'influence du creusement). Par contre, le processus de déformation est relativement complexe autour du front de taille, avec notamment des déplacements non nuls dans la direction parallèle à l'axe de la galerie ; dans ces conditions l'hypothèse de déformations planes n'est pas satisfaite.

Il convient néanmoins de considérer une analyse longitudinale avec celle transversale en vue de s'approcher le plus possible des états du front.

1.3.1 Déformation du front de taille

Lors du creusement d'un tunnel, la stabilité du front est menacée par les travaux. Le front de taille devient alors le siège principal des déformations. L'état d'équilibre du massif à l'avant du front est alors fondamental : il doit assurer la stabilité du front pendant le creusement et limiter son extrusion afin de maîtriser les tassements. Une rupture pouvant mettre simultanément en danger le personnel travaillant dans le tunnel ainsi que les personnes et les biens situés en surface. Il est donc primordial d'assurer un état du front temporairement stable, tout en conservant des conditions et un coût d'exécution acceptable.

Les venues de sol au front de taille résultent de la décompression du massif consécutive au creusement et peuvent se traduire par des ruptures en terrains peu résistants si le front n'est pas soutenu. La maîtrise des convergences peut suffire à assurer la stabilité du front de taille et la sécurité du personnel y travaillant.

Une simple couche de béton projeté suffit habituellement à maintenir les blocs qui pourraient se décrocher accidentellement du front en présence de sol résistant. Dans les mauvais terrains cependant, une extrusion trop importante peut entraîner un effondrement localisé. Il convient dans ce cas de prévoir, selon l'état du terrain un soutènement du front de taille, le plus souvent assuré par un boulonnage longitudinal, ces boulons sont en fibre, généralement, de verre car ils résistent très bien en traction.

Les techniques aux boucliers pressurisés (Cf. Annexe A) qui feront l'objet d'étude dans cette thèse permettent de limiter ces déplacements par l'application d'une pression sur toute la surface du front, ce procédé permet généralement d'éviter des phénomènes de rupture, mais le niveau de pression nécessaire est difficile à ajuster (Voir chapitre2); des pressions trop fortes pouvant se traduire par un refoulement du terrain.

La modification du champ initial de contraintes et des conditions hydrogéologiques dans le terrain dû au creusement d'un tunnel s'accompagne, en général, d'un déplacement instantané du front vers l'excavation ainsi que d'une convergence des parois du tunnel, ainsi Magnan & Serratrice (2002) rassemblent ces différents ingrédients dans la figure (1.3) :

1. Convergences et extrusions du front.
2. Déplacement dans le massif.
3. Cuvettes de tassement en surface.

Ceci dit, nous pouvons conclure que le traitement de ces trois mouvements dans une étude nous mène à cerner le comportement tridimensionnel qui gouverne le creusement souterrain (Figure 1.3).

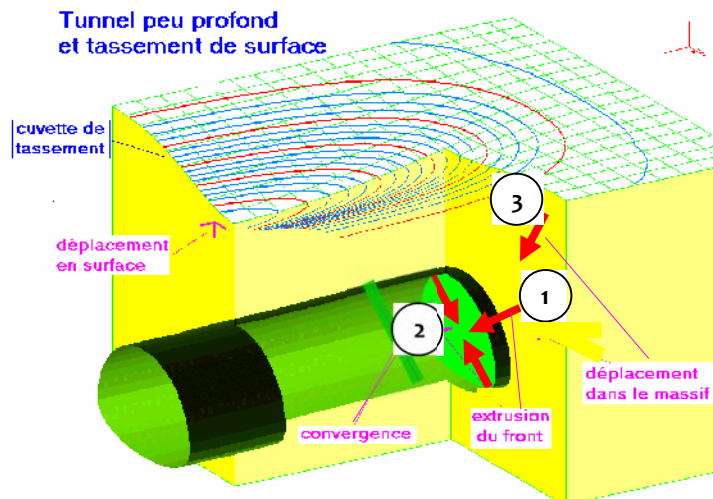


Figure 1.3 Déformation autour d'un tunnel vue 3D (Magnan & Serratrice, 2002)

De même, la connaissance des risques de rupture au front de taille apporte également des informations utiles à l'évaluation du potentiel de tassement, dans la mesure où les venues de sol au front constituent une des sources principales de tassement et qu'elles se produiront d'autant plus facilement que les conditions de stabilité seront mauvaises (Moller, 2006).

La figure (1.4) illustre les zones de rupture susceptibles de se produire en arrière et en avant du front de taille. On trouvera plus de détails sur la stabilité du front de taille dans le chapitre suivant.

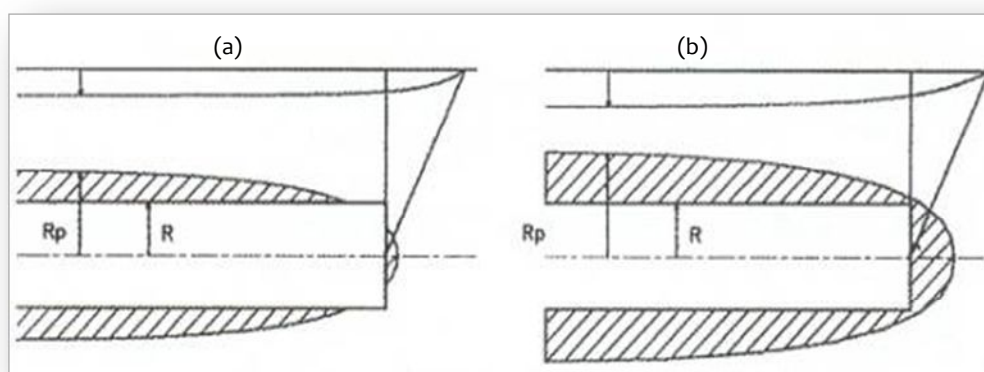


Figure 1.4 Zones en rupture : a. En arrière du front, b. l'avant du front (AFTES, 1995 ; Leca 2007)

Dans certains cas, l'objectif de la maîtrise de la stabilité du front de taille est doublé d'un objectif plus contraignant de limitation de la déformation du terrain se produisant en avant du front, de façon à maintenir à un niveau admissible les déplacements autour de l'excavation - et notamment les tassements en surface. En tout état de cause, il est souhaitable d'éviter les déformations excessives du terrain qui pourraient conduire à des d'instabilité considérables.

1.3.2 Phénomène de décompression du massif autour du front de taille

Au fur et à mesure que l'on creuse dans le terrain initialement stable, l'état de contrainte préexistant est modifié. En effet, la contrainte sur le contour de l'excavation s'annule : c'est le phénomène de décompression. Cette modification de l'état de contrainte n'intervient que dans une zone entourant le front de taille : C'est la zone d'influence du front, elle s'étend sur une longueur à l'avant du front qui est du même ordre de grandeur que le diamètre du tunnel (Lunardi, 1993).

Au cours de l'avancement du tunnel, trois zones caractéristiques distinctes se forment dans le massif, elles diffèrent par leur état de contrainte (figure 1.5) :

- Une zone non perturbée par l'excavation, loin devant le front, où le massif est soumis au champ de contrainte initial.
- Une zone perturbée (ou zone du front de taille), en avant du front et à proximité de celui-ci, limitée par le rayon d'influence du front, où le champ de contrainte est tridimensionnel.
- Une zone de stabilisation, loin derrière le front, où celui-ci n'a plus d'influence et où le champ de contrainte devient plan.

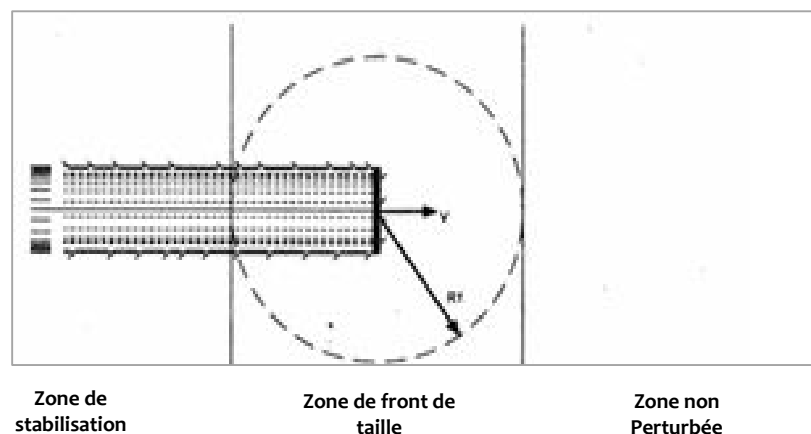


Figure 1.5 Formation de trois zones caractéristiques lors du creusement d'un tunnel (Lunardi, 1993)

Les perturbations dues à la zone d'influence du front se manifestent par des déformations horizontales (extrusion) à l'avant du front et verticales (convergence) à l'arrière du front.

On définit le noyau d'avancement comme le prisme de terrain en amont du front de taille. Il s'étend sur une longueur correspondant au rayon d'influence du front soit environ le diamètre du tunnel. L'arrivée du front de taille modifie le champ de contrainte autour de ce noyau d'avancement en supprimant la contrainte sur le front même (figure 1.6).

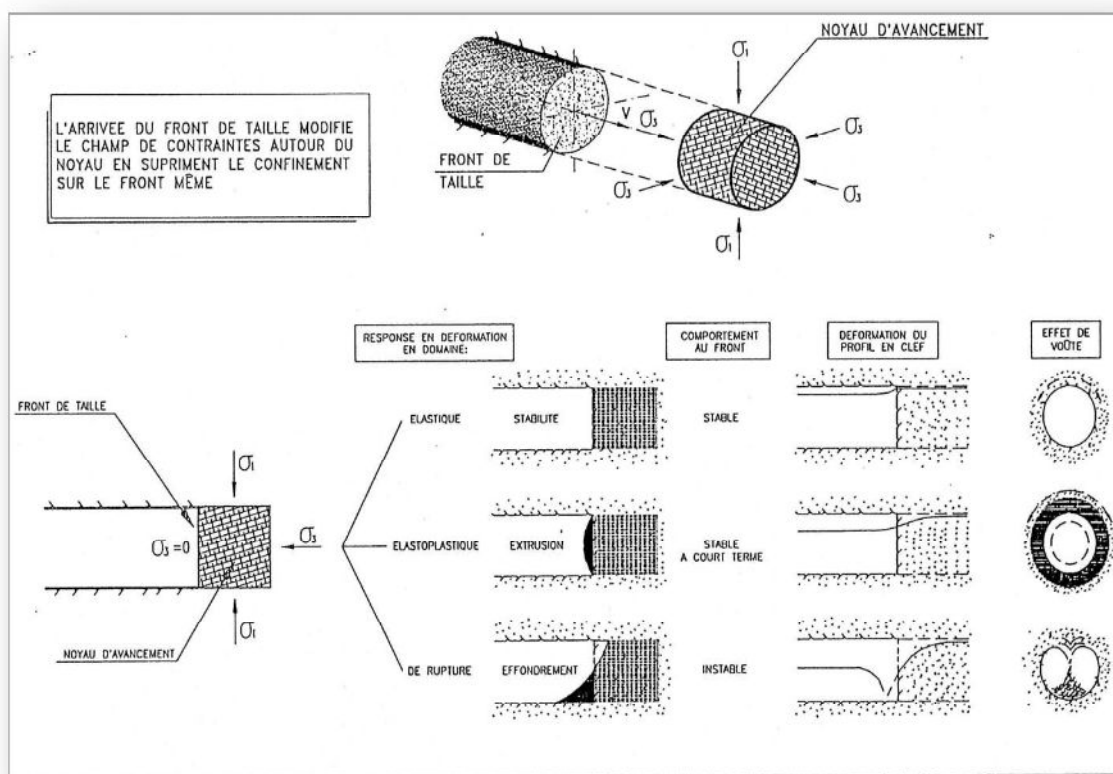


Figure 1.6 Comportement de l'excavation en fonction de l'état de contrainte (Lunardi, 1993)

Les déformations créées par l'annulation des contraintes au front peuvent être de différents ordres :

- En domaine élastique, le front se maintient stable avec des déformations limitées et quasiment négligeables.

- En domaine élastoplastique, l'extrusion du front devient importante et ceci donne lieu à une situation de stabilité à court terme. En l'absence d'interventions, il s'amorce alors un phénomène de plastification qui se propage longitudinalement et radialement sur le contour d'excavation.
- En domaine proche de la rupture, le noyau devant le front devient instable et c'est une situation évidemment inacceptable.

1.4 COMPORTEMENT DES SOLS DU AU CREUSEMENT DES TUNNELS DANS LES SOLS MEUBLES

Les problèmes de comportement des massifs meubles au creusement de tunnels ont été principalement abordés dans un premier temps sur la base de l'analyse d'observations in situ. La première synthèse de ces observations a été présentée par Peck (1969) dans un rapport général portant sur le comportement observé de 14 tunnels. Des travaux tels que ceux de Cording & Hansmire (1975), Attewell (1978) et plus récemment Mestat (1999) sont venus consolider les connaissances acquises depuis ce rapport. Ils ont constitué les premières bases pour une compréhension plus claire des phénomènes qui entourent les tunnels. Ces observations ont montré que la réponse d'un massif dépend essentiellement de la nature du terrain et de la méthode d'exécution. Nous présentons à travers la figure (1.7) les mouvements généralement constatés lors de l'utilisation d'une méthode de creusement au bouclier :

Dans le cas d'un bouclier à front ouvert où une pressurisation du front ne dépassant pas le niveau des contraintes du sol en place, le sol tend à se déplacer vers le front de taille (figure 1.7a) ; ce cas de figure est le plus fréquemment observé sur les chantiers de tunnels.

Par contre, dans le cas où la pression appliquée au front excède les contraintes en place, un refoulement du sol est observé à l'avancement (figure 1.7b). Ce phénomène a été mis en évidence sur des chantiers de tunnels construits à faible profondeur, dans des sols mous à San Francisco par Clough et al. (1985) et au Japon par Ohta et al. (1985). Après le passage du bouclier, le sol a tendance à se déplacer radialement vers le vide annulaire (Atwa, 1996).

Les venues de sol au front de taille qu'on voit sur la figure (1.7a) résultent de la décompression du massif consécutive au creusement et peuvent se traduire par des ruptures en terrains peu résistants, si le front n'est pas soutenu.

Des pertes de sols peuvent aussi se produire en queue du bouclier, du fait de l'espace créé par la différence entre le diamètre excavé et le diamètre revêtu : cet espace annulaire tend à être comblé par le terrain au moment de la progression de la machine (Dolzhenko, 2002).

Des techniques d'injection sous pression ont été mises au point pour permettre un remplissage rapide du vide annulaire à l'arrière de la machine, mais cette opération constitue toujours une phase délicate du creusement au bouclier en terrain peu résistant.

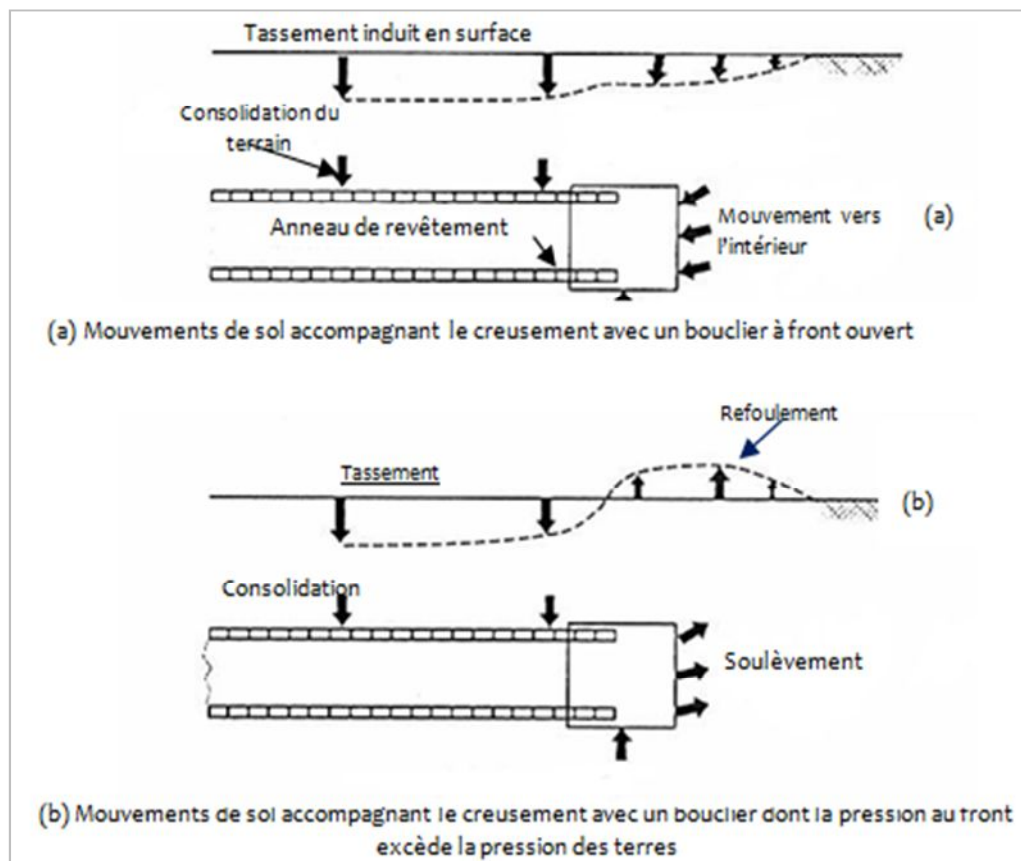


Figure 1.7 Mouvements de sol lors du creusement d'un tunnel par la méthode au bouclier (Mestat, 1999. Cité par Dolzhenko, 2002)

Dans le cas des tunnels creusés à faible profondeur, ces différentes venues de sol tendent à se propager vers la surface, où elles se traduisent par des tassements susceptibles d'affecter la tenue d'ouvrages existants. Les tassements en surface, les venues de sol au front de taille et au niveau de l'espace annulaire constituent généralement les trois sources principales de tassement (Leca, 2000 ; Magnan & Serratrice, 2002).

En ajoutant des déplacements horizontaux ; le phénomène d'interaction entre le massif et le bâti se traduit et soumet la structure à des sollicitations (distorsions, compression, extensions) dépassant un certain niveau pouvant provoquer leur fissuration voire leur ruine.

De même, en profondeur, les déformations du sol peuvent d'autre part perturber l'équilibre des ouvrages avoisinants (fondations profondes, ouvrages souterrains, etc.).

Les phénomènes s'initiant autour du tunnel se propagent vers la surface en fonction du temps de réponse et de la hauteur de couverture.

1.4.1 Creusement des tunnels dans les sols meubles

Depuis une quarantaine d'années, on assiste à un essor important dans le creusement des tunnels à faibles profondeurs dans les sols meubles (lignes de métro, lignes TGV, passages souterrains, canalisations de grandes dimensions). Un essor qui a été accompagné par une utilisation croissante de la technique de creusement par tunneliers pressurisés qui assurent simultanément la stabilité provisoire du front et de l'excavation, puis la mise en place du revêtement définitif, tout en maintenant les mouvements du sol dans des limites acceptables.

En effet, cette technique permet de réaliser des travaux de creusement dans des conditions de sécurité optimales et à des coûts très compétitifs.

Dans ce procédé de construction, on applique une pression au front de taille pour assurer la stabilité des terrains et limiter les tassements en surface, la détermination de cette pression pose certaines difficultés car elle nécessite la résolution d'un problème tridimensionnel faisant intervenir plusieurs facteurs, le comportement non linéaire et irréversible de sols, l'interaction sol-vousoir et sol-jupe, le couplage fluide-squelette... (Clough et al 1989, Bouvard et al 1988 cité par Verdier, 1991). Vu la complexité de ce problème, des méthodes basées sur les théorèmes d'analyse limite et l'équilibre limite ont été proposées pour aborder les aspects relatifs aux conditions de stabilité (Ces méthodes seront présentées dans le chapitre 2).

Les techniques de creusement au tunnelier pressurisé se révèlent souvent inadaptées ou coûteuses dans les sols présentant une certaine résistance satisfaisante, alors l'utilisation des techniques de creusement traditionnelles (la NTMA, par exemple) doit alors être complétée par des mesures visant à confiner le front et mettre en place le plus rapidement possible le soutènement. Ceci peut être réalisé, au moins partiellement, par la technique du présoutènement qui consiste à mettre en place en avant du front, un soutènement périphérique, soit à l'aide de renforcements formant une voûte parapluie, soit par une

prévoûte obtenue en sciant une saignée périphérique remplie au fur et à mesure de béton projeté. L'utilisation du béton projeté en tant que soutènement primaire dans la construction d'un tunnel dans les sols meubles est un concept relativement nouveau en comparaison avec le creusement dans la roche.

-Le présoutènement peut être associé à des techniques de renforcement du massif en avant du front par clouage, créant un noyau de sol renforcé ayant des caractéristiques de résistance et de raideur supérieures au terrain en place, on peut ainsi assurer la stabilité mais également limiter les pertes de sol liées à l'extrusion du front (Dias, 1999).

1.4.2 Analyse des mouvements engendré par le creusement

L'origine des tassements est complexe et, comme le précise Leblais (1995) dans une recommandation du groupe de travail n°16 de l'AFTES (Association Française des Travaux En Souterrain) ; la relation entre les tassements générés en surface et la profondeur de l'ouvrage n'est pas simple à déterminer.

En effet, les tassements de surface résultent d'un double mécanisme d'interaction sol structure : l'interaction entre le tunnel et le massif, d'une part, et l'interaction entre le massif et le bâti environnant d'autre part (Magnan & Serratrice, 2002), ces tassements peuvent constituer des risques pour la construction et mêmes aux personnels y travaillant.

Mair & Taylor (1997) regroupent les composants des déformations du sol associées à la technique du bouclier en ce qui suit (figure 1.8a) :

1. Mouvement vers le front.
2. Mouvement radial vers le bouclier.
3. Mouvement radial dans le vide de queue, dû à un espace entre le bouclier et le revêtement.
4. Mouvement radial vers le revêtement, dû à la déformation du revêtement.

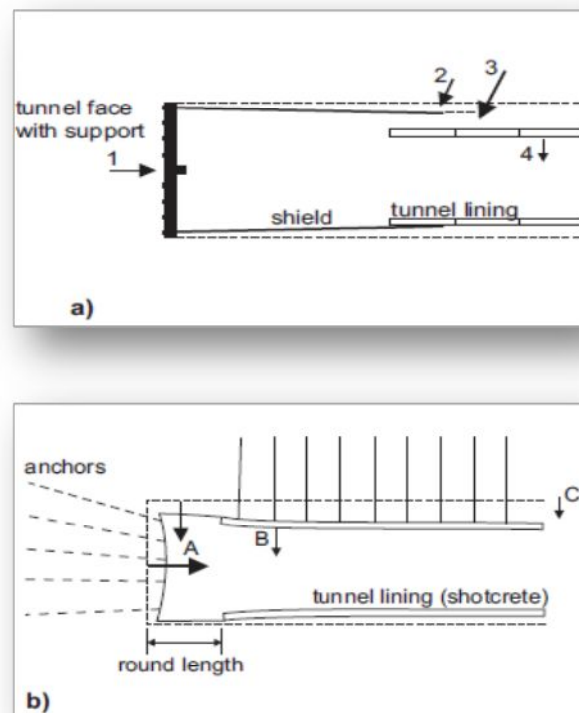


Figure 1.8 Principales composantes de la déformation du sol :
 (a) Tunnelier pressurisé. b) Méthode Autrichienne (NATM).
 (Mair & Taylor, 1997. Cité par Vermeer & Moller, 2008)

Kaçar (2007) confirme que les applications de NATM dans les sols meubles diffèrent de celles en milieu rocheux en ce qui concerne les phases de creusement ainsi que la pose du soutènement primaire, cette méthode en milieu urbain peut être définie comme étant l'application du béton projeté comme soutènement provisoire et par la suite la pose du revêtement définitif. Les phases de creusement, les dimensions de l'excavation peuvent varier selon les résultats de surveillance (Voir Annexe A).

Les causes principales des tassements dans le cas d'une construction moyennant la Méthode Autrichienne sont (Cf. Figure 1.8b) :

- A. Mouvement vers le front non-soutenu du tunnel.
- B. Mouvement radial du revêtement.
- C. Mouvement radial causé par tassement.

Selon Moller (2006), le mouvement au sol (A) vers la partie non-soutenu du tunnel est évident, aucun doute ce composant de tassements peut être réduit par, par exemple, la réduction de

la longueur non soutenue (appelée P), ou par l'utilisation des ancrages au front, mais des déformations de la clé restent significatives. Le mouvement radial du sol vers le revêtement (B) est relativement large, ainsi et comme le béton projeté est utilisé comme soutènement provisoire ; souvent divers additifs sont employés afin d'accélérer le durcissement du béton.

La figure (1.9) montre le champ des déplacements engendré par le creusement en configuration tridimensionnel : à la convergence du terrain dans le plan orthogonal à l'axe du tunnel s'ajoutent des déplacements d'extrusion du terrain vers le front de taille dans la direction de l'axe du tunnel. Globalement, Les vecteurs de déplacement sont dirigés vers la région active de l'excavation, ce qui, compte tenu de la progression quasi continue du creusement, confère au champ des déplacements un caractère évolutif : en un point situé dans une section donnée du massif, la direction et l'amplitude du vecteur de déplacement du sol changent à l'approche du front lors de son passage, puis pendant son éloignement de la section considérée.

L'interaction le tunnel et le massif se traduit donc par des convergences en paroi, de l'extrusion du front et par des efforts dans le soutènement. La convergence totale et l'extrusion composent les pertes de volume (Magnan & Serratrice, 2002).

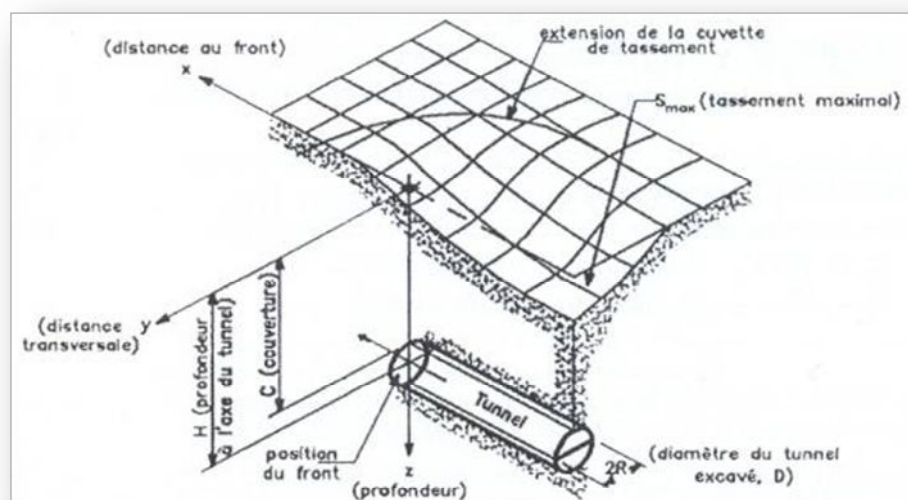


Figure 1.9 Cuvette de tassement tridimensionnelle (Magnan & Serratrice, 2002)

Ces différentes venues de sol tendent à se propager vers la surface, où elles se traduisent par des tassements susceptibles d'affecter la tenue d'ouvrages existants. Les venues de sol au front de taille et au niveau de l'espace annulaire constituent généralement les deux sources principales de tassement (Leca, 2000).

La description tridimensionnelle des cuvettes de tassement en surface fait intervenir les trois composantes suivantes :

- (1) Déplacement transversal.
- (2) Déplacement longitudinal.
- (3) Déplacement horizontal.

L'évolution des déplacements dans le sol à court et à long terme a été reliée aux caractéristiques du terrain creusé, aux paramètres du tunnelier et à son fonctionnement. On peut trouver dans la littérature de nombreuses études qui montrent la complexité des interactions entre les paramètres qui affectent le tassement maximum de surface (Peck, 1969 ; Cording & Hansmire, 1975 ; Attewell, 1977 et bien des autres). Les mouvements horizontaux engendrés par le creusement dans le sol ont été également étudiés et liés aux paramètres du creusement (Ollier, 1997, Hashimoto et al. 2000) (Boubou, 2010).

Dans le cas du tunnelier, l'avancement applique sur le front de taille une pressurisation qui affecte l'état de contrainte dans le terrain. La réponse de cette sollicitation se traduit par des mouvements dans les trois directions dans le massif du sol. Ces mouvements seront transmis vers la surface selon le type de sol, la profondeur de l'ouvrage et le mode de creusement.

Les déplacements de surface ont été largement étudiés en raison de leur effet important sur les constructions, particulièrement dans le cas des tunnels urbains. Cet affaissement dépend non seulement du terrain dans lequel le tunnel est creusé, mais aussi de l'état de comportement du terrain situé au-dessus.

Les déplacements en profondeur se propagent dans le massif pendant l'avancement du front et produisent des tassements transversaux et longitudinaux et des déplacements horizontaux en surface, les déplacements horizontaux ont tendance à suivre le front, en changeant de direction à l'avancement.

Ces déplacements étant représentatifs des risques potentiels que peuvent causer les travaux sur le bâti existant, ils peuvent donc être utilisés comme critère de choix entre plusieurs techniques de creusement.

Les mesures in situ montrent que les tassements observés en surface ne représentent qu'une partie des déplacements verticaux dans le massif en profondeur. Chapeau (1991) a remarqué un retard et un amortissement entre les tassements de surface et les mouvements en profondeur, ce phénomène est d'autant plus important que la hauteur de couverture augmente. Pour les tunnels peu profonds, l'amortissement est si faible qu'une erreur dans la procédure de construction peut entraîner une rupture de toute la couverture.

Par ailleurs, d'autres mouvements viennent en général se superposer aux déplacements induits par le creusement proprement dit. On peut citer, parmi les sources principales de déplacements : l'injection de coulis dans le vide annulaire en cas du creusement au bouclier, la déformabilité du soutènement, la variation des pressions interstitielles provoquée par le creusement de l'ouvrage ou par l'écoulement des eaux souterraines vers la galerie, le fluage du sol. La combinaison des déplacements induits par ces différents facteurs influence aussi bien la distribution des efforts repris par le soutènement que le niveau de déformation finale du massif encaissant, leur estimation fera l'objet des paragraphes qui suivent.

1.4.3 Estimation des tassements

Le calcul des tassements concerne principalement les tunnels réalisés à faible profondeur, en site urbain l'estimation de ces tassements engendrés en surface n'est pas une chose aisée. Ces déplacements sont non seulement liés à la configuration géométrique et mécanique, mais aussi au procédé de creusement.

L'amplitude, l'orientation (longitudinale et transversale) et la localisation des déplacements du massif causés par le creusement dépendent des caractéristiques mécaniques des terrains, des contraintes géostatistiques, des surcharges de surface, des conditions hydrauliques et des méthodes d'excavation et de soutènement ; l'environnement en surface va ressentir la modification sous son emprise de manière différente selon sa géométrie, son mode de construction, l'état de sa structure et la proximité du creusement (Leca, 2007).

Par un examen de plusieurs rapports d'étude sur le terrain, Attewell & Woodman (1982), Schlosser (1989) remarquent à travers des études sur le terrain que le profil extérieur du tassement en configuration 3D est l'assemblage des deux mouvements transversal et longitudinal (le long de l'axe du tunnel).

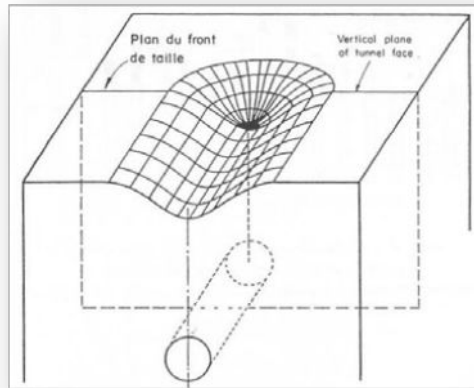


Figure 1.10 Forme de cuvette de tassement transversal et longitudinal en surface en 3D (Schlosser, 1989 cité par Dolkhenko, 2002)

1.4.3.1 Tassement transversal

Comme il a été exposé en haut, lors de la réalisation des tunnels peu profonds, une attention particulière est fixée sur le contrôle des mouvements du sol.

Selon plusieurs auteurs ; les tassements qui résultent de diverses phases de creusement se présentent généralement, dans le plan transversal, sous forme d'une cuvette dont l'allure suit une loi normale de Gauss décrite pour la première fois par Peck(1969) sous la forme suivante :

$$S_{max} = S_{max} \exp\left(\frac{-x^2}{2i^2}\right) \tag{1.1}$$

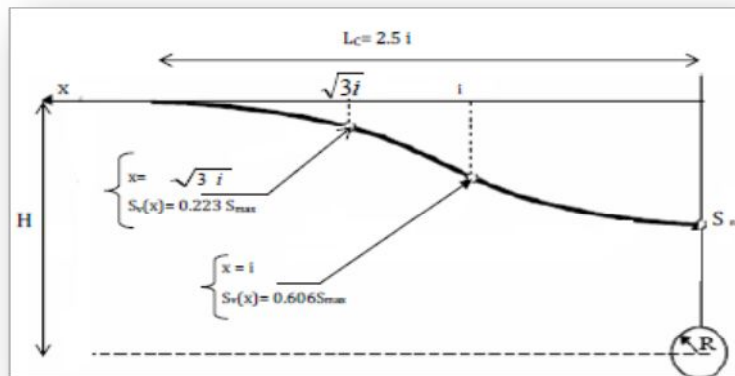


Figure1.11 Profil Gaussien de la cuvette de tassement

Avec : x représentant la distance horizontale au centre de la cuvette, $S_v(x)$: Le tassement vertical en coordonnées x , S_{max} : Le tassement maximum et i est le point d'inflexion de la cuvette. H est la profondeur du tunnel tandis que R est le rayon de celui-ci, L_c étant la moitié de la largeur de la cuvette.

Peck a noté que les sols de différentes natures ont donné des rapports distincts de paramètre de largeur de cuvette à la profondeur de tunnel (Bloodworth, 2002).

Pour le tassement en surface, un rapport approximatif simple est donné par Liu (1997) déterminant le point d'inflexion :

$$i=KH \quad (1.2)$$

Pour les sols cohérents le coefficient K est habituellement dans la gamme de 0.4 à 0.5 et pour les sols pulvérulents, ce coefficient est de l'ordre de 0.25 à 0.35 (Bloodworth, 2002).

En cas d'un tunnel circulaire, Greenwood (2003) donne la formule suivante :

$$S_{max} = \frac{\sqrt{2\pi}V_l}{8KH} D^2 \rightarrow S_{max} = \frac{0,313 V_l}{i} D^2 \quad (1.3)$$

Selon Liu (1997), dans l'argile; la perte du volume est susceptible d'être dans la gamme de 1-2% pour le creusement en bouclier (TBM) (O'Reilly et New, 1982) et de 1-5% pour le creusement séquentiel (NATM) (New & Bowers, 1982).

Pour le sable cette caractéristique n'est pas définie dans la littérature ; pour cela, nous avons adopté des valeurs moins et plus élevées afin de faire une étude paramétrique et comparer nos résultats en termes de déplacements avec ceux trouvés dans la littérature.

Dans les cas où l'information sur l'influence tridimensionnelle des tassements est exigée, des tassements longitudinaux doivent être analysés.

1.4.3.2 Tassement longitudinal

Pour suivre l'évolution de la cuvette de tassement en fonction de l'avancement du front de taille, Attewell & Woodman (1986) ont effectué une représentation tridimensionnelle des tassements de surface (Cf. Figure 1.12).

Malheureusement, Longitudinalement, la seule formule empirique permettant d'évaluer les tassements de surface dans la direction longitudinale existant à ce jour est celle d'Attewell & Woodman (1982), cité par Liu (1997), Bloodworth (2002), Greenwood (2003), Möller (2006).

En développant le modèle de Peck pour dériver la formule de la cuvette de tassement dans la direction longitudinale (fig. 1.12) et ceci en utilisant une distribution gaussienne cumulative ; Attewell & Woodman (1982) donnent l'équation suivante :

$$S_v(x) = S_{vmax} \left(\frac{1}{i\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^x e^{-\frac{x^2}{2i^2}} \right) \quad (1.4)$$

Où x : est la distance au front du tunnel dans la direction longitudinale du tassement et i est le point d'inflexion.

Attewell & Woodman (1986) cité par Betetti (2004) affirment que dans le cas d'un creusement à la NTAM, le tassement au front (à $x = 0$) coïncide avec 50% du tassement maximum S_{max} (W_{max} sur la figure 1.12).

Les auteurs indiquent que les valeurs des tassements minimums et maximums sont atteintes respectivement à $x = +\infty$ (en avant du front) et à $x = -\infty$ (derrière le front).

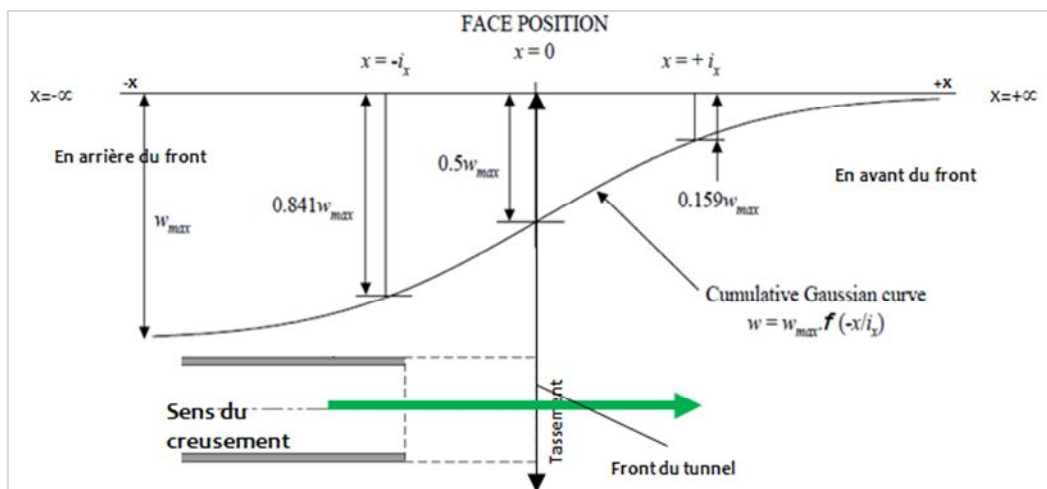


Figure 1.12 Cuvette de tassement longitudinal basée sur le modèle Gaussien. (Bloodworth, 2002)

En ce qui concerne le creusement à la TBM, (où le revêtement est mis en parallèle à l'avancement de l'excavation) ; Attewell & Woodman trouvent des tassements en avant du front se réduisent significativement.

Dans le même contexte, Mair & Taylor (1997) concluent que les tassements au front atteignent l'ordre de 25% à 30% du tassement maximum S_{max} (Cf. Figure 1.13).

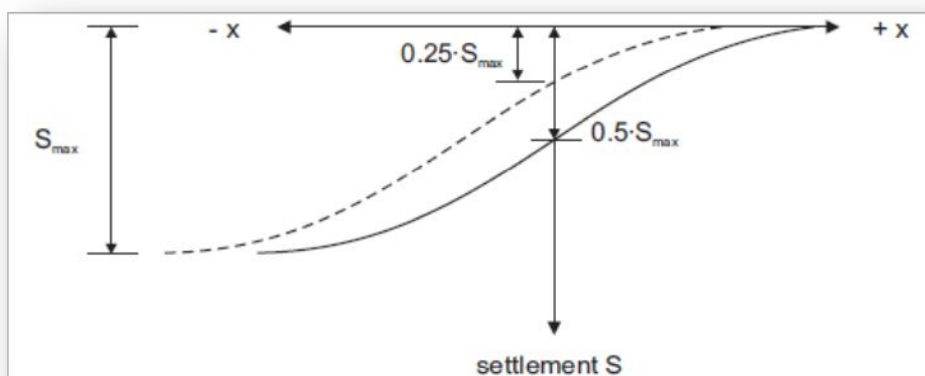


Figure 1.13 Cuvettes de tassement longitudinal pour la NATM et TBM (Mair & Taylor, 1997)

Selon AFTES (1999), les tassements peuvent atteindre les pourcentages suivants (figure 1.14) :

Tableau 1.1 Pourcentage de tassement

	Au front (W_a)	Le long du bouclier (W_b)	Après la pose du revêtement (W_c)
Pantet (1991)	15% -35%	20% -65%	9% -55%
Kanayasu (1994) d'après Dolzhenko (2002)	34%	38%	28%
AFTES (1995)	10% -20%	40% -50%	30% -40%
Mroueh (1998)	45%	30%	25%
Shahrour (1999)	15%	38%	28%

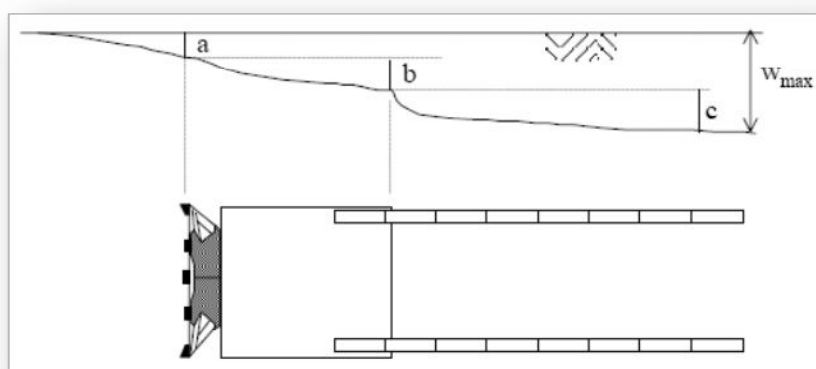


Figure 1.14 Évolution du tassement le long du bouclier (AFTES)

Il y'a une certaine réfutation qui peuvent être attribuées à la méthode d'excavation.

1.4.4 Déplacements horizontaux

Les inclinomètres permettent de mesurer les déplacements horizontaux du sol dans deux directions : transversale et longitudinale.

Sachant que les déplacements horizontaux ont tendance à suivre le front, en changeant de direction à l'avancement ; les points suivants ont été décelés (Cf. Figure 1.15):

- 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 1.15 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).

O'Reilly et New (1982) présente la formule suivante pour le calcul du déplacement horizontal.

$$S_H(x) = \frac{x \cdot S_v(x)}{H} \quad (1.5)$$

Avec : $S_H(x)$: Déplacement horizontal, H : Profondeur du tunnel, $S_v(x)$: Déplacement vertical, x : Distance horizontale de l'axe du tunnel.

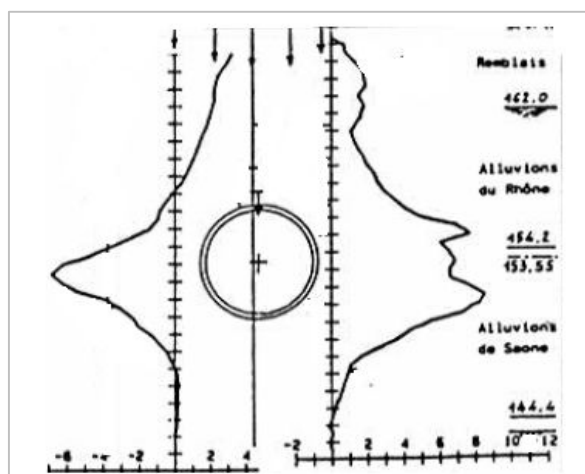


Figure 1.15 Répartition des déplacements horizontaux (Ollier, 1997. Cité par Dolzhenko, 2002)

1.5 PRÉSENTATION DE CAS D'ÉTUDES

Au début des années 60, les premiers modèles d'élément finis en 3D en utilisant la technique au bouclier ont été développés, comme exemples de travaux consacrés à ce problème ; on peut citer principalement les analyses de Chaffois (1985) et Kasali (1982).

La première de ces deux études concerne uniquement le comportement du terrain au front, le calcul est effectué en conditions statiques et consiste à analyser la réponse du terrain à une diminution de pression au front de taille. Bien que limités à un aspect bien particulier, ces calculs ont permis, par comparaison avec des calculs plans, de préciser l'influence de la tridimensionnalité du problème dans le processus de déformation du terrain au front de taille. Quant à l'étude de Kasali (1982), elle traite de l'ensemble des problèmes posés par le creusement d'un tunnel au bouclier ; les différents modes de chargement considérés pour simuler le creusement sont représentés sur la figure (1.16), on distingue : les mouvements au front de taille, les efforts sur la jupe et les mouvements dans le vide annulaire. L'étude permet également de tenir compte du poids du bouclier et du soutènement, ainsi que des efforts longitudinaux appliqués au terrain par la machine. Cette étude, qui reste limitée à un comportement purement élastique du terrain, a tout de même permis de donner des résultats satisfaisants sur une application à un ouvrage instrumenté : cette conclusion souligne l'importance d'une prise en compte satisfaisante des conditions tridimensionnelles et des particularités de la technique de construction dans la simulation du creusement d'un tunnel au bouclier.

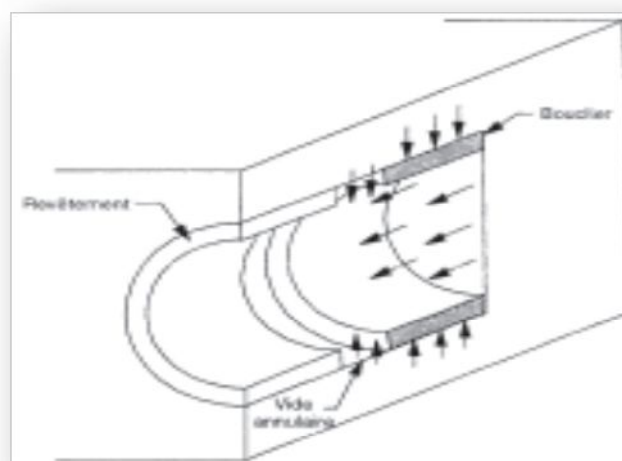


Figure 1.16 Modes de chargement considérés pour simuler l'excavation
(D'après Kasali, 1982 cité par Athan, 1995)

Une autre étude est celle de Katzenbach & Breth (1981) effectuée dans le cadre des études menées pour le tunnel de Francfort, construit dans de l'argile, à l'aide de la Nouvelle Méthode Autrichienne a donné des résultats qui ont permis de définir les zones de sol en tassement et celles en soulèvement (Cf. Figure 1.17) ; des mesures réalisées sur le chantier ont confirmé les résultats de calculs.

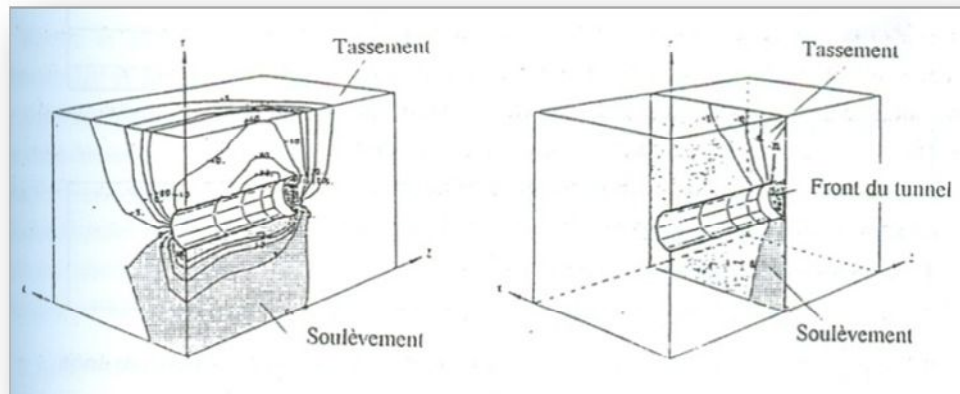


Figure 1.17 Zones de sol en tassement et celles en soulèvement
(Katzenbach & Breth, 1981)

Ce n'est qu'au début des années 90 que les modèles 3D du creusement par tunnelier ont pu être développés et accentués et ceci avec l'utilisation des lois de comportements simples comme Mohr-Coulomb (Boubou, 2010). Par la suite, des modèles plus compliqués sont apparus prenant en compte le revêtement du tunnel et le mortier injecté comme des composantes indépendantes, le frottement entre le tunnelier et le sol, la pression du mortier pendant et après son injection (Maghazi, 2001), ainsi que la conicité de la jupe du tunnelier (Demagh, 2008).

Aujourd'hui, les chercheurs essaient de construire des modèles 3D qui modélisent l'avancement du tunnelier dans le sol, prenant en compte toutes les composantes et les procédures qui peuvent intervenir.

Mansour (1996) a aussi étudié l'effet du creusement en 3D par la technique au bouclier utilisant des conditions drainées et le critère de Mohr Coulomb. Plus tard, son travail a été étendu par Abu-Krishna (1998) et Swoboda & Abu-Krishna (1999) au cas d'un tunnel creusé sous la nappe dans des sols argileux afin d'expliquer l'influence de l'écoulement souterrain sur le

creusement. Dans ce modèle, le bouclier, le revêtement et le coulis d'injection sont considérés en tant que composants séparés ; un concept semblable a été employé en 2002 par Melis.

En 1997, Nakai et al. ont étudié les tassements dus à l'excavation de tunnel en utilisant des analyses éléments finis en deux configurations 2D et 3D et un modèle de comportement élastoplastique. Ils ont également étudié les effets de dilatation sur des sables et des argiles. Ils ont conclu qu'afin de prévoir la déformation et la pression du massif encaissant, une analyse 3D est nécessaire ; analyse dans laquelle le procédé de construction et les propriétés mécaniques du sol sont correctement prises en considération. Ils ont réalisé ceci en employant les modèles constitutifs élastoplastiques pour l'argile et le sable, proposé par Nakai & Matsuoka (1986) et Nakai (1989) cité par Kaçar (2007).

L'article de Balla et al. (1998) concerne l'analyse des mouvements au sol dus au creusement d'un tunnel de la ligne 1 de Torino creusé dans du sable et de gravier sous la nappe, le tunnel est creusé à proximité d'un parking souterrain ; l'attention est concentrée sur l'analyse des mouvements transversal et longitudinal au-dessus et en avant du front et sur l'interaction entre le tunnel et ce parking. Le modèle de maillage utilisé figure sur le schémaci-dessous (figure 1.18), les auteursont effectué les calculs numériques en utilisant le code FLAC 3D.

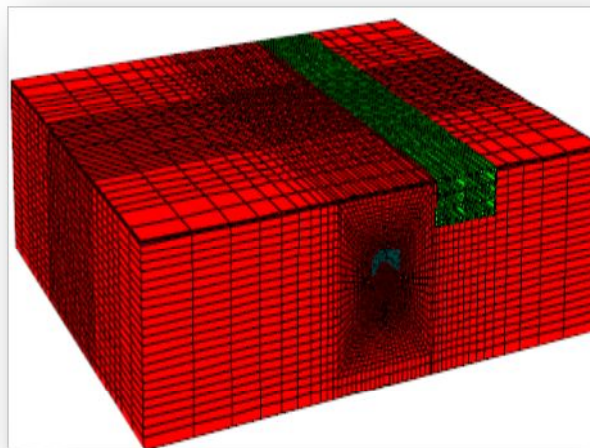


Figure 1.18 Modèle élément finis (Balla et al., 1998)

Parmi les modèles tridimensionnels qui ont été étudiés sont celles de: Mroueh (1998), Modaressi (1993), Soliman et al. (1993), Bloodworth (2002), Ezzeldine (1999), Shahrour & Mroueh (2008), Shahrour & Mroueh (2002). Ces travaux portent sur la conception du soutènement ou la stabilité du front de taille.

Grant & Taylor (1999) (Figure 1.19) cité par Dolzhenko (2002) ont réalisé des simulations tridimensionnelles à l'aide d'un code éléments finis validées par des résultats observés sur des essais sur modèle réduit. Le modèle de comportement du sol développé par Stallebrass & Taylor (1997) a été implanté dans un code de calcul CRISP (CRITICAL State Program), les auteurs ont observé un bon accord avec les résultats sur le modèle physique.

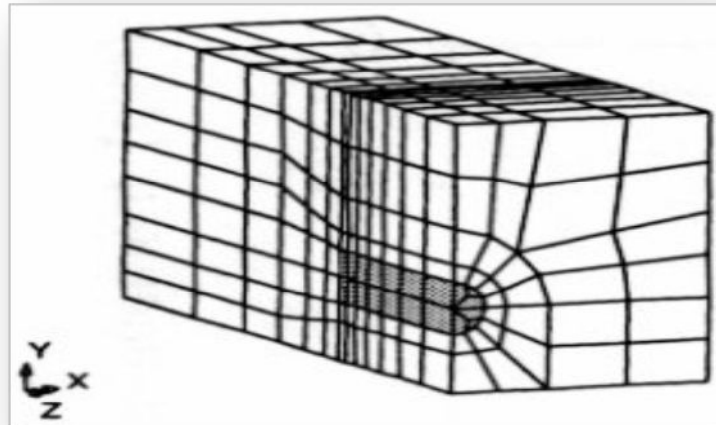


Figure 1.19 Maillage tridimensionnelle (Grant& Taylor, 1999)

Les essais réalisés par Nomoto et al (1999) sur modèle réduit de tunnelier cité par Berthoz (2012) paraissent des résultats très pertinents permettant ainsi d'arborer les cuvettes de tassements dans les directions transversales et longitudinales en massif purement frottant (sable sec); les auteurs ont montré que le creusement entraîne la formation d'une cuvette centrée sur l'axe dans la direction transversale, de forme gaussienne conformément aux formulations empiriques de Peck (1969) et que l'amplitude de celle-ci est fortement amplifiée (multipliée par 4) lors de la formation du vide annulaire (Figure 1.20a).

D'un point de vue quantitatif, les essais de Nomoto et al (1999) ont mis en évidence que la cuvette de tassement ne s'étend pas radialement à plus de $1,5D$ de l'axe en massif purement frottant. Les auteurs n'ont, cependant, pas quantifié l'influence de la pression frontale sur l'amplitude des tassements qui reste un paramètre très influençant. Ils ont, pareillement, mis en évidence le fait que la majeure partie du tassement longitudinal (Figure 1.20b) avait lieu après le passage de la roue de coupe contrairement aux observations d'Attewell & Woodman (1982) remarquées sur des chantiers de tunnels réalisés en mode ouvert, pour lesquels 50% du tassement final était déjà généré au passage de la roue de coupe.

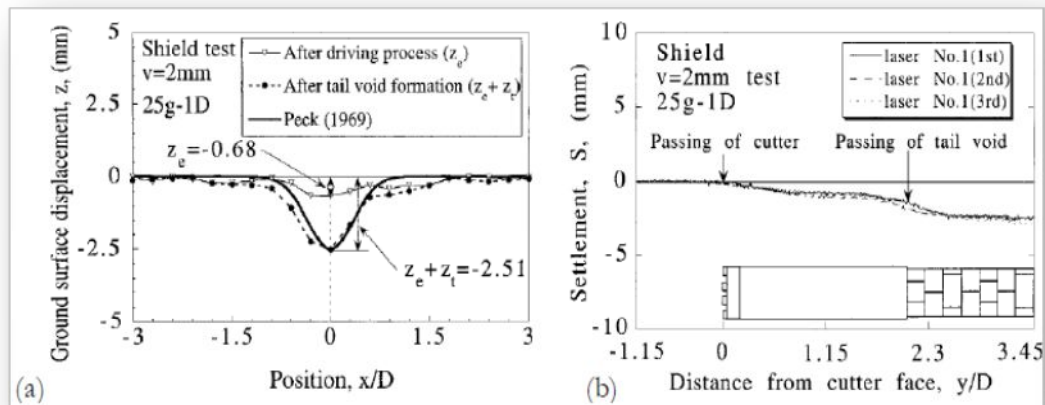


Figure 1.20 Profils transversaux (a) et longitudinaux. (b) de tassements issus des essais de Nomoto et al (1999).

Mroueh (1998) a implanté au sein d'un code éléments finis (PECLAS 3D) une technique de résolution destinée à raccourcir le temps de calcul en configuration tridimensionnelle d'une série d'exemples de tunnels en interaction avec d'autres ouvrages ; il a effectué une étude paramétrique afin de voir l'influence de quelques paramètres sur le comportement du massif, la simulation des phasages de travaux au bouclier pressurisé a été employée.

Augarde et al. (1999) ont développé un modèle élément finis en 3D à l'Université d'Oxford pour étudier les effets des tassements en surface sur les structures subjacentes en employant un calcul non linéaire ; leur étude a décrit le développement et la performance des procédures du creusement. Une description est aussi donnée de la méthode utilisée pour générer le maillage, leurs conclusions ont servi à démontrer que le problème de creusement ne peut être modélisé correctement qu'à travers une étude 3D.

Oreste et al. (1999) ont fait une étude comparative entre les deux analyses bidimensionnelle et tridimensionnelle en utilisant le code de calcul différence finis Flac2D ainsi que Flac3D, ils ont abouties à une conclusion évidente celle qu'une modélisation 3D est nécessaire pour évaluer les efforts et déplacements autour des tunnels (Cité par Kaçar, 2007).

Lee et Rowe (1999) ont supposé des conditions non drainées et ont employé un critère de Mohr-Coulomb dans un calcul éléments finis, ils ont, par ailleurs, amélioré leurs travaux plus tard en étudiant le tunnel de ThunderBay.

L'étude de Dias (1999) constitue une contribution à l'étude numérique de l'influence du boulonnage du front sur le comportement d'un massif de terrain meuble. Pour cela, diverses

approches ont été envisagées et confrontées : une approche tridimensionnelle prenant en compte la modélisation complète du terrain, des inclusions et de leur interaction, des approches bidimensionnelles simplifiées et une approche en homogénéisation. Les confrontations avec les simulations tridimensionnelles en champ de contrainte homogène et sur des configurations de tunnel axisymétriques ont permis de cerner les limites de la modélisation ainsi que l'incidence du maillage sur les modèles tridimensionnels. La figure (1.21) représente le modèle utilisé dans ce travail.

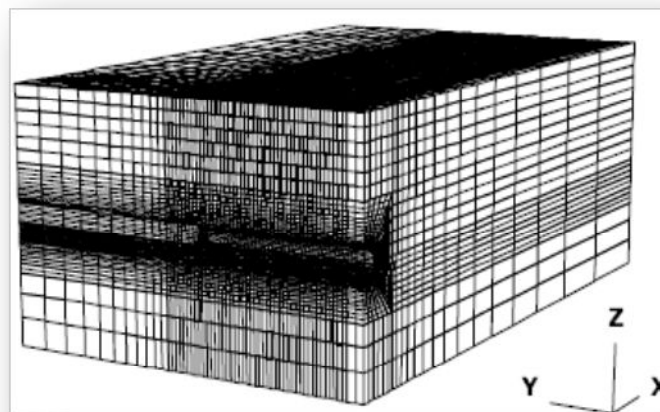


Figure 1.21 Maillage adopté pour le calcul 3D (Dias, 1999)

De même, Dias et al. (2000) ont présenté une analyse tridimensionnelle où le creusement à la TBM a été simulé par l'application d'une pression au front, dans cette analyse du métro de l'Égypte le sol a été considéré comme drainée. Leurs résultats 3D ont surestimé le tassement mesuré de presque 100%. Ils comparent également leurs résultats tridimensionnels à ceux bidimensionnels ; les analyses 3D montrent une cuvette plus étroite que celle obtenue à partir du 2D modèle.

Selon Leca (2000), la démarche à suivre consiste à utiliser les modèles tridimensionnels comme outil d'analyse de la phénoménologie en vue de développer des abaques de prédimensionnement ou des méthodologies de calculs bidimensionnels en section courante prenant en compte les effets tridimensionnels (méthode Convergence Confinement, méthode du volume perdu...).

On pourra aussi se référer à l'étude de Möller (2006) ou Karakus (2007) qui a comparé la pertinence de ces approches dans le cas du creusement séquentiel d'un tunnel ; il a montré que la méthode Convergence- Confinement, associée à l'utilisation d'éléments poutres pour

modéliser le béton projeté, permettait un meilleur accord avec les résultats expérimentaux (Figure 1.22).

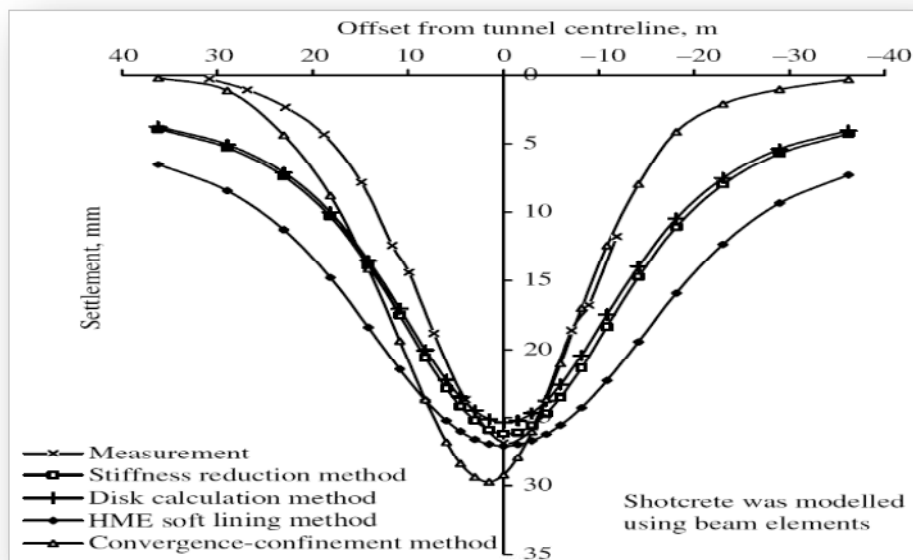


Figure 1.22 Comparaison des cuvettes de tassements transversaux obtenus par différentes méthodes en prenant en compte les effets 3D dans des calculs numériques 2D avec des résultats expérimentaux (Karakus, 2007)

Vermeer (2000) a employé une modélisation tridimensionnelle en explorant les déformations du sol durant la construction du tunnel. Ses résultats numériques ont surestimé le tassement mesuré de presque 100%. Il compare également les résultats 3D aux 2D. Les analyses 3D montrent une cuvette plus étroite que celle obtenue à partir du modèle bidimensionnel ; les mêmes résultats ont été obtenus par Dias (2000). La comparaison avec les mesures in situ des tassements extérieurs indique que l'analyse numérique fournit des résultats utiles. Néanmoins, les travaux de ces chercheurs portent sur la conception du soutènement ou la stabilité du front de taille, mais n'abordent pas directement le problème des déformations induites dans le massif. Ces aspects, en revanche, ont été étudiés en conditions tridimensionnelles dans des travaux de Katzenbach & Breth (1981), Chaffois et al. (1988) et Lee & Rowe (1990a, 1990b, 1991).

Broere (2001), à travers des essais sur modèles réduits, a constaté que le mécanisme de rupture dans les argiles et les sables est pratiquement différent. Les tests dans les sables montrent une forme de cheminée, tandis que dans l'argile, le mécanisme est décrit par une

zone beaucoup plus large influencée par l'instabilité (fig.1.23); c'est généralement conforme aux résultats observés.

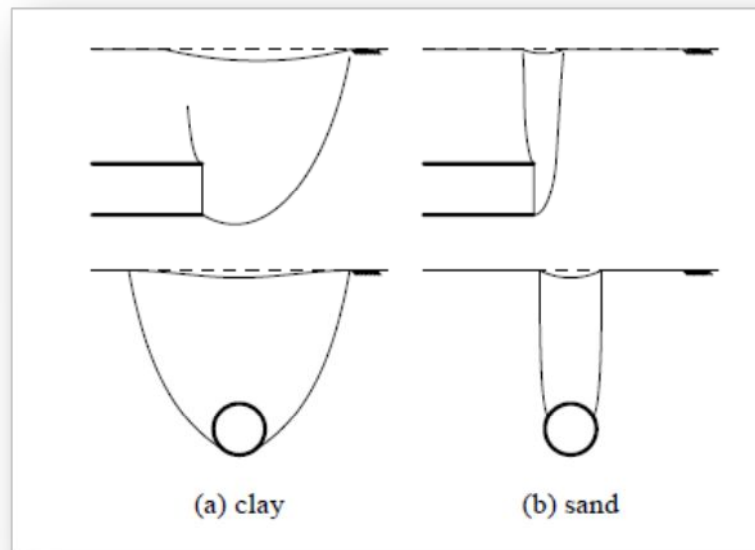


Figure 1.23 Forme globale du mécanisme de rupture observé dans les sables et dans les argiles (Broere ,2001)

L'effet de la pression d'injection sur la surpression interstitielle dans le sol pendant l'excavation a été étudié par Swoboda & Abu-Krishna (1999) et Swoboda et al. (2004). Une modélisation tridimensionnelle a montré que dans la première phase de l'excavation, la surpression interstitielle est en fonction de la pression de confinement appliquée par le tunnelier, pendant les phases suivantes, cette surpression atteindra sa valeur maximale à cause de l'injection du mortier.

La Figure (1.24) montre que l'augmentation de la pression d'injection augmente la surpression interstitielle dans le sol, ce qui prolonge la stabilisation des mouvements (car la surpression interstitielle contrôle les déplacements à long terme). D'après les auteurs, la perméabilité du mortier gouverne la valeur de cette pression interstitielle autour du tunnel (D'autres explications à ce sujet sont au chapitre3).

Potts & Zdravkovic (2001) affirment que les conditions de champ peuvent être simulées plus exactement si les modèles constitutifs utilisés peuvent représenter le comportement de sol exactement et si les conditions aux limites sont correctes.

L'étude de Mroueh & Shahrour (2002) concerne aussi l'étude de l'interaction entre le creusement d'un tunnel dans les sols meubles et les structures adjacentes. L'analyse est

effectuée en configuration 3D, la présence de la structure pendant la construction du tunnel est prise en compte, le sol est régi par une la loi élastique parfaitement plastique basée sur le critère de Mohr-Coulomb.

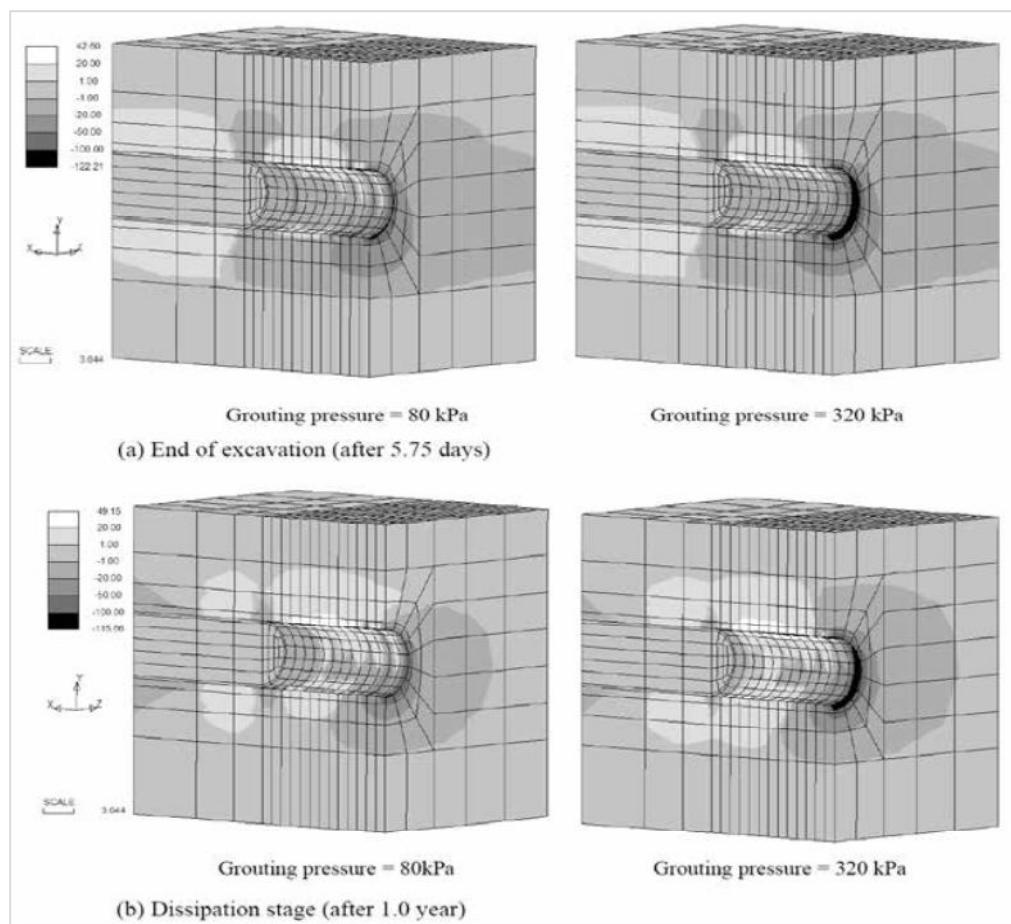


Figure 1.24 Effet de la pression d'injection sur la surpression interstitielle autour du tunnel Swoboda & Abu-Krishna (1999)

La figure (1.25) montre les résultats de l'étude de Bitteti (2002) traduisant les déplacements longitudinaux et transversaux d'un tunnel peu profond creusé dans un sol meuble, les déplacements sont en fonction de K_0 (coefficient des terres au repos) et V_L (volume perdu). Les résultats sont apparemment conformes à ceux cités dans la littérature vu qu'en profondeur les tassements se réduisent.

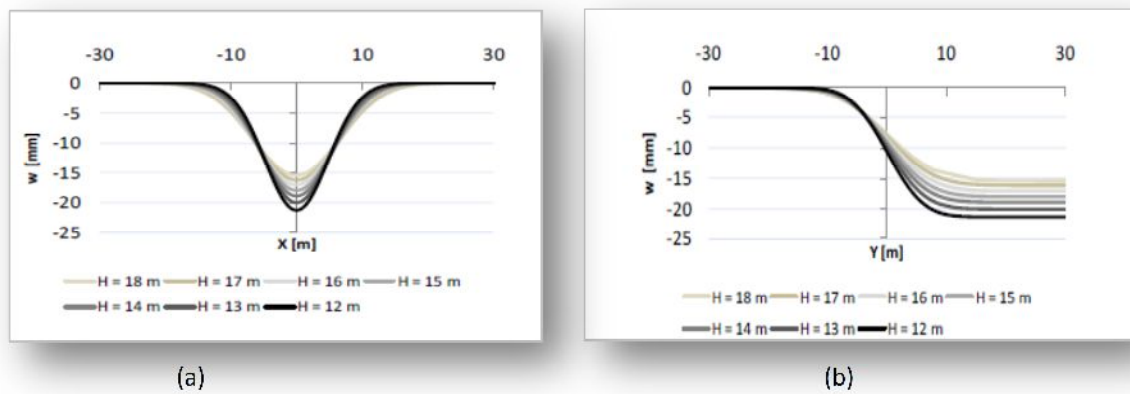


Figure 1.25 Tassements ($K = 0.30$, $V_L = 0.5\%$) (a) Transversaux. (b) Longitudinaux (Bitteti, 2002)

En 2002, Abdel-Meguid, Rowe & Lo ont effectué une étude sur les effets de l'excavation pour le centre de York-Moulins à Toronto. Ils ont employé des modèles éléments finis 3D et 2D et ont comparé les résultats à ceux in situ. Ils ont constaté que l'excavation produit des efforts de tension et de compression dans le revêtement. Ils ont également constaté que les résultats 3D sont semblables avec les mesures in situ à la différence du modèle 2D.

Le problème d'interaction sol-structure avec des fondations profondes a aussi été abordé en configuration tridimensionnelle grâce à la méthode des éléments finis (figure 1.26). Broere et al. (2002) ont effectué une étude sur le deuxième tunnel de Heinoord en utilisant le logiciel PLAXIS afin de modéliser les mouvements du sol lors du creusement du tunnel ; les résultats numériques sont comparés aux mesures in situ. D'autres calculs ont été menés pour l'évaluation de l'effet des tassements associés à la construction du tunnel.

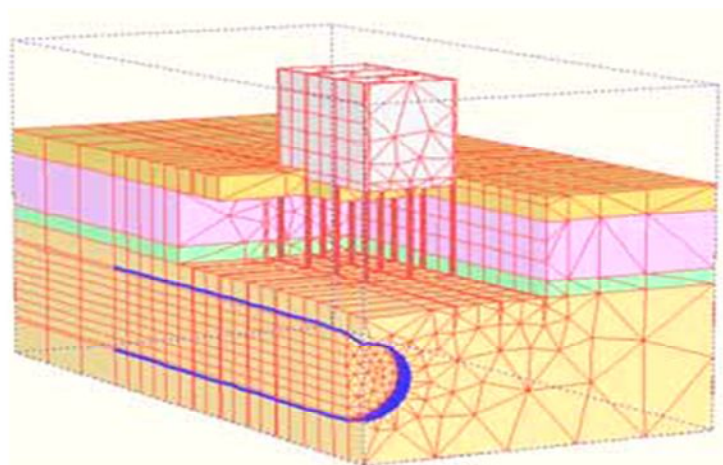
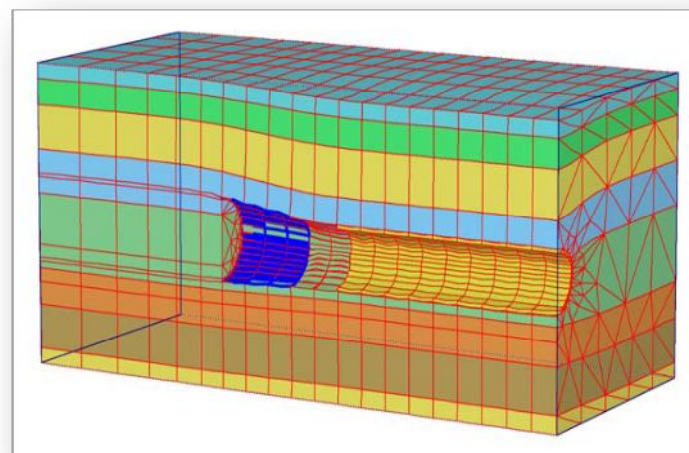
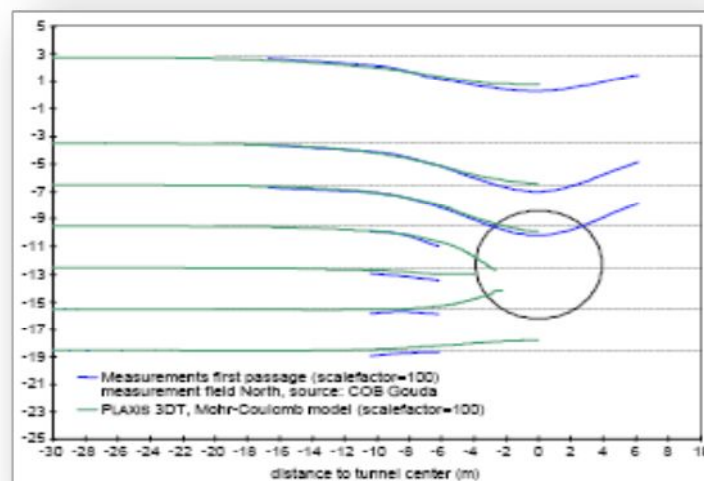


Figure 1.26 Maillage tridimensionnelle. Tunnel de Heinoord (Broere et al., 2002)

L'avancement d'un tunnelier dans un massif a été modélisé par Broere et al. (2002) en plusieurs étapes prenant en compte le soutènement du front par boue pressurisée, la conicité du bouclier et les injections. Les résultats numériques sont comparés aux mesures effectuées sur le deuxième tunnel de Heinenoord. D'autres calculs avec simulation d'une rangée de maisons sur pieux ont été menés pour évaluer l'effet des tassements associés à la construction du tunnel (effet d'interaction); ce calcul a été effectué par le code de calcul PLAXIS. La déformée du maillage est illustrée sur la figure (1.27a), tandis que la figure (1.27b) montre une comparaison effectuée par les auteurs entre les déplacements verticaux. Les résultats étaient en bonne concordance ce qui a mené les auteurs à certifier l'importance d'une configuration tridimensionnelle par rapport à celle en 2D surtout que ces auteurs ont effectué un calcul similaire en utilisant un code de calcul 2D.



(a)



(b)

Figure 1.27 (a) Déformée du maillage en 3D.

(b) Comparaison entre les tassements transversaux à une distance 4D derrière le front.
(Broere et al., 2002)

De même l'interaction avec un ouvrage en surface a été étudiée comme le montre la figure ci-dessous (Fig.1.28). Comme conclusion à cette étude ; Une fois que le TBM a passé la dernière rangée des piles de fondations, les maisons restantes tassent également avec la cuvette de tassement.

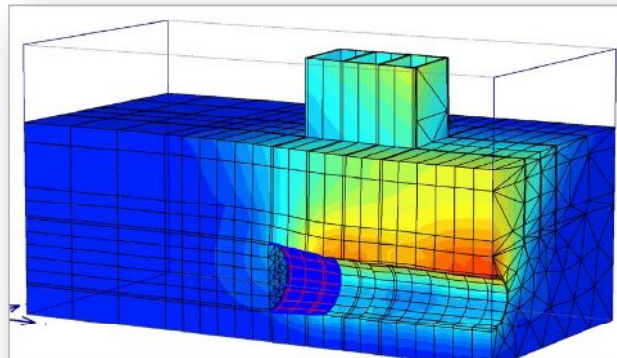


Figure 1.28 Déplacement vertical du au creusement en 3D
(Broere et al., 2002)

Une étude paramétrique a été réalisée pour évaluer les effets de différentes variables de construction sur les tassements de surface au-dessus des tunnels en sol meuble par Greenwood (2003). Le programme PLAXIS 3D Tunnel a été employé pour effectuer l'analyse numérique pour le creusement d'un tunnel au bouclier dans une argile saturée. Les deux paramètres de construction qui ont été changés étaient la pression frontale et la pression de coulis. Des profils longitudinaux de tassement ont été obtenus pour différentes pressions de front et différentes pressions de coulis. Les résultats prouvent que le sol de couverture est très sensible aux changements de la pression de coulis en termes de tassement et rupture du sol, alors qu'un éventail de pressions de front peut être adapté sans cause une rupture. En outre, le tassement de surface minimum est atteint pour une certaine pression au front et devient plus grand à mesure que la pression est augmentée ou diminuée comparant à cette valeur particulière. En plus, les résultats prouvent que le tassement de surface diminue avec l'augmentation de pression de coulis, comme prévu.

Ng et al. (2004) ont modélisé des tunnels jumeaux par la Méthode Autrichienne, le calcul a été effectué en 3D avec des analyses couplées ; les auteurs ont étudié les effets de la progression de la déformation et des charges dans le revêtement.

Kasper & Meschke (2004) ont présenté la dissipation de la pression interstitielle dans un sol homogène, cohérent surconsolidé d'un tunnel creusé sous la nappe phréatique avec un

modèle éléments finis 3D où le modèle élastoplastique de Cam Clay est utilisé pour décrire le comportement du sol. Les auteurs expliquent que l'avancement du tunnelier s'accompagne d'une augmentation de la pression interstitielle ; cette pression commence à se dissiper juste après le passage du tunnelier à cause de sa conicité qui crée des déformations dans le sol. Par la suite, dans la phase d'injection, la pression ré augmente de nouveau avec l'application de la pression d'injection. La stabilisation de la pression interstitielle a été trouvée 48 m après le passage du tunnelier, ce qui a été accompagné d'une consolidation du sol (Figure 1.29).

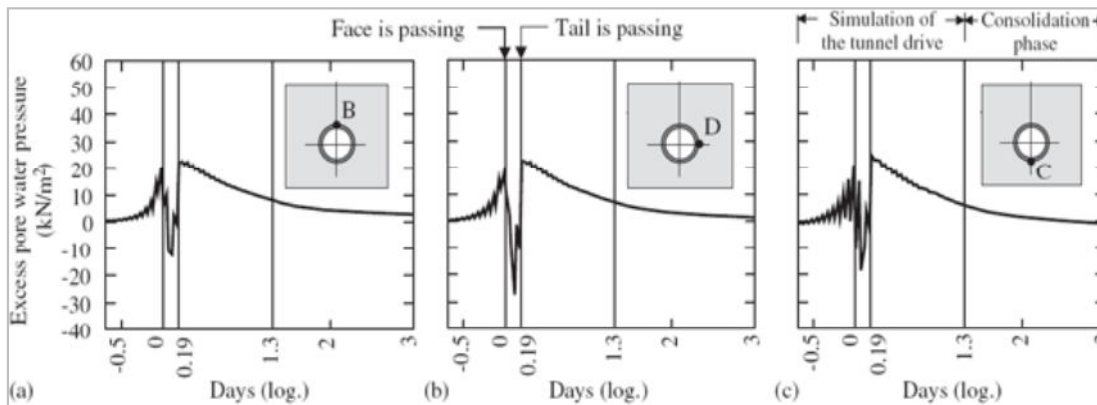


Figure 1.29 Dissipation de la pression interstitielle : (a) en clé de tunnel. (b) au niveau des flans. (c) au radier de tunnel (Kasper & Meschke, 2004).

Les résultats trouvés ont été comparés, en parallèle, à ceux tirés de la littérature ; ils semblaient qualitativement en bonne corrélation. On a noté aussi que leur modèle a été capable de reproduire tout le processus de la TBM en calculant les déformations et les contraintes dans le sol et dans le revêtement et aussi la distribution de la pression interstitielle. Nous présentons la figure (1.30c) qui correspond au maillage 3D de l'exemple de Kasper & Meschke(2004). Quant aux figures 1.30 (a, b) ; elles illustrent le tassement du sol prédit durant l'avancement de la TBM.

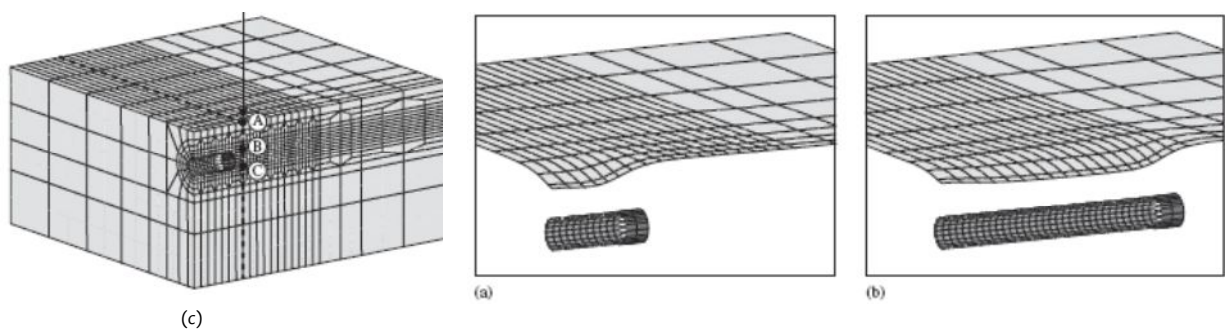


Figure 1.30 (c) Modèle choisi en élément finis
(b) Tassement en surface : (a) après 15m (b) après 48m de l'avancement du tunnel (Kasper & Meschke, 2004)

Dans le même contexte, on a noté que Galli et al. (2004) ont modélisé la réponse mécanique autour des tunnels au bouclier ; le modèle de comportement utilisé était celui de Mohr-Coulomb ; leur modélisation montre l'influence des propriétés des sols et les étapes de l'excavation sur la déformation du front et sur les tassements en surface. Le modèle est utilisé pour évaluer l'interaction revêtement-sol ainsi que la distribution des contraintes dans le revêtement. Une comparaison entre les deux modèles bidimensionnel et tridimensionnel a été effectuée pour rendre compte de l'importance d'une modélisation tridimensionnelle dans les études des tunnels ; ces auteurs affirment la nécessité d'effectuer une étude tridimensionnelle ; seule apte à reproduire, le plus correctement possible, le comportement au front et le tassement du sol ainsi que d'évaluer les contraintes dans le revêtement en chacune des étapes de construction.

L'étude numérique de Moller et al. (2005) concerne le comportement mécanique des tunnels dans les argiles, des modèles Cam Clay et HSM ont été présentés. L'attention a été focalisée sur la cohésion plutôt que sur le frottement, les tunnels modélisés, sont profonds et peu profonds creusés à la méthode Autrichienne ; les résultats montrent que les tassements d'un cas à l'autre diffèrent. Aussi les auteurs ont mis en évidence que la stabilité du front devrait être considérée dans les modélisations des tunnels. Ils concluent que dans le cas du creusement au bouclier, le front est normalement soutenu par une pression liée à la machine, contrairement à la méthode Autrichienne où il n'y a aucune pression de confinement et la stabilité du front dépend fortement de la cohésion. Comme dernière conclusion, les auteurs affirment qu'il semblerait intéressant de considérer la stabilité tridimensionnelle du front sur la base de la cohésion.

De même, dans leurs deux publications (2006a, 2006b), Kasper & Meschke ont conduit une large étude où ils ont étudié l'influence de divers paramètres de la TBM (longueur, poids et conicité du bouclier, pression frontale, pression d'injection, caractéristiques mécaniques du mortier d'injection ; angle de frottement, perméabilité du sol ; hauteur de couverture) sur l'amplitude des tassements en surface et sur les efforts axiaux et radiaux dans le revêtement. Leurs résultats ont abouti à ce que tous les paramètres étudiés ont une influence non négligeable sur les tassements de surface et que les efforts radiaux dans le revêtement sont fortement régis par la longueur du bouclier, la pression d'injection dans le vide annulaire et la hauteur de couverture et que les efforts axiaux sont fortement corrélés à la pression frontale et à la longueur du bouclier.

En outre, les résultats obtenus avec le modèle de Kasper & Meschke (2006) montraient que l'augmentation de la pression d'injection augmente la pression interstitielle autour du tunnel (Figure 1.31).

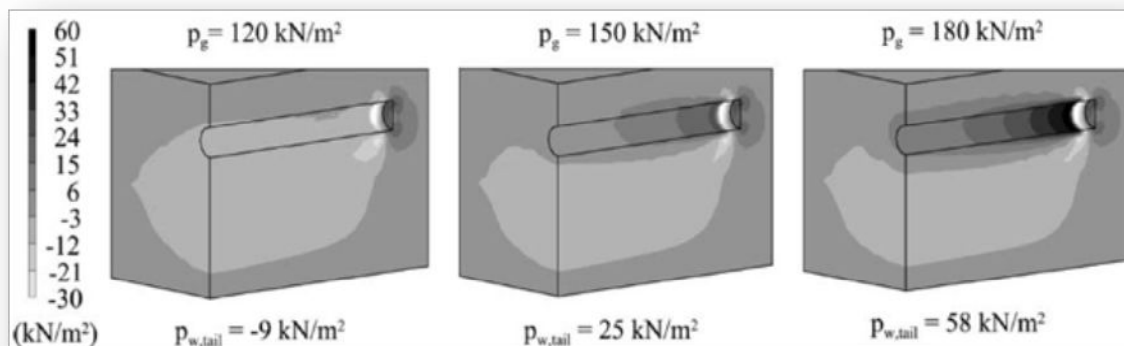


Figure 1.31 Surpressions interstitielles calculées dans le sol autour du tunnel et à côté de la jupe du bouclier pour différentes valeurs de la pression d'injection (Kasper & Meschke, 2006).

En utilisant le code de calcul Plaxis 3D Tunnel, Kaçar (2007) a étudié les déplacements verticaux en surface ainsi que la distribution des forces et des moments induits dans le revêtement lors du creusement d'un tunnel par la NATM, cet auteur a effectué une étude paramétrique sur deux paramètres, il s'agit du module d'élasticité du sol et la profondeur du tunnel. Il a aboutit au résultat qu'il faut tenir compte de la plupart des étapes de construction par la NATM car chaque étape diffère de l'autre en terme de déplacement et efforts sur le revêtement. Aussi, il a été décelé que les efforts et les déformations s'avèrent dépendants de la rigidité du sol (figure, 1.32).

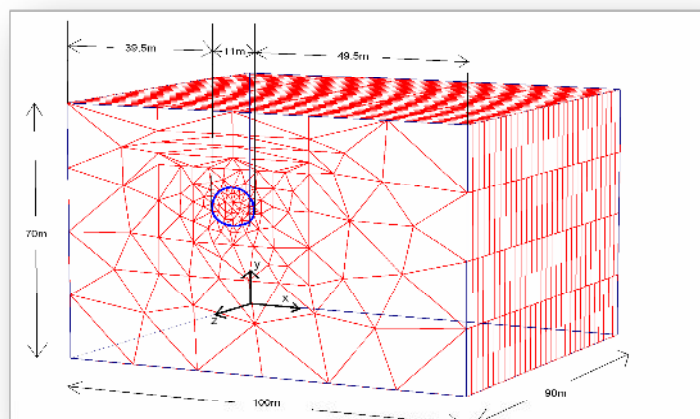


Figure 1.32 Maillage éléments finis (Kaçar, 2007)

De même, Mroueh & Shahrour (2008), proposent dans leur étude un modèle numérique tridimensionnel simplifié pour la prévision des mouvements de sol meuble induits pendant la construction d'un tunnel peu profond à l'aide de la technique TBM. Le modèle est basé sur la généralisation de la méthode Convergence-Confinement. Une étude paramétrique a été effectuée dans ce travail. La comparaison entre leurs résultats concernant les déplacements longitudinaux (figure 1.33) causés par l'avancement de la TBM semble confirmer en globalité les résultats trouvés dans la littérature (tableau 1.1).

Les auteurs utilisent deux paramètres (L_{dec} et α_{dec}) qui représentent la longueur de tunnel non-revêtu et le déconfinement partiel du sol sur cette longueur. Il est proposé de prendre une longueur L_{dec} égale au diamètre du tunnel, tandis que le paramètre α_{dec} est déterminé par calage sur des formules empiriques et ajusté par comparaison avec des tassements enregistrés en projet réel. En dépit de sa simplicité (figure 1.34a), le modèle fournit des résultats convaincants en termes de tassements de surface. L'influence des paramètres de déconfinement sur l'étendue des zones de plastification montre que cette étendue augmente avec L_{dec} et α_{dec} (figure 1.34b).

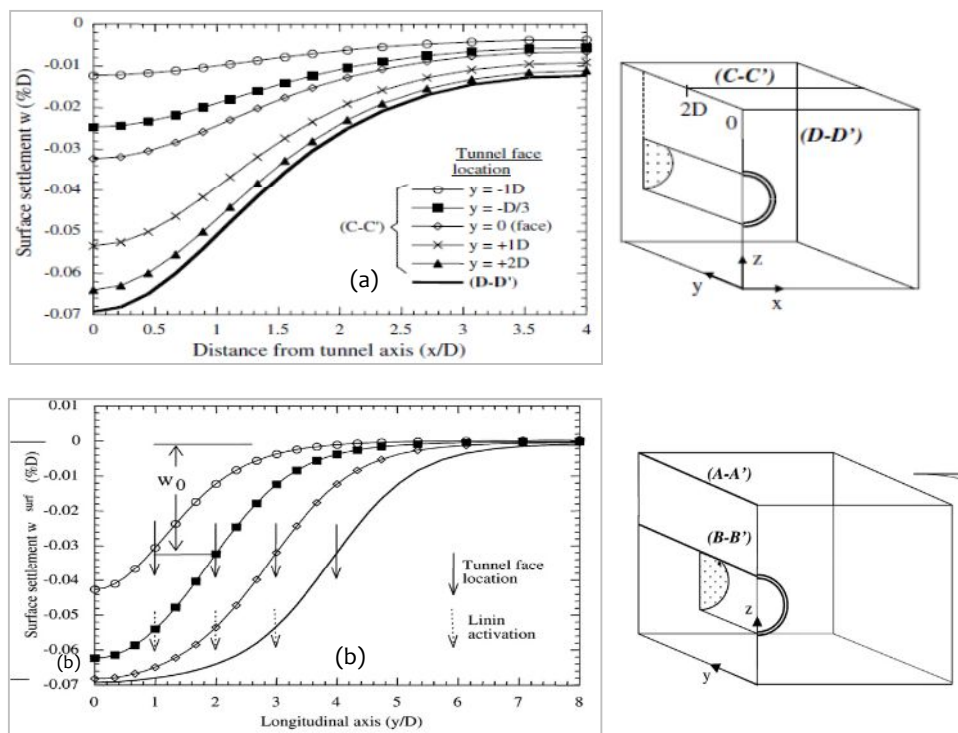


Figure 1.33 a) Tassement transversal en Surface. b) tassement longitudinal en Surface (Mroueh & Shahrour, 2008)

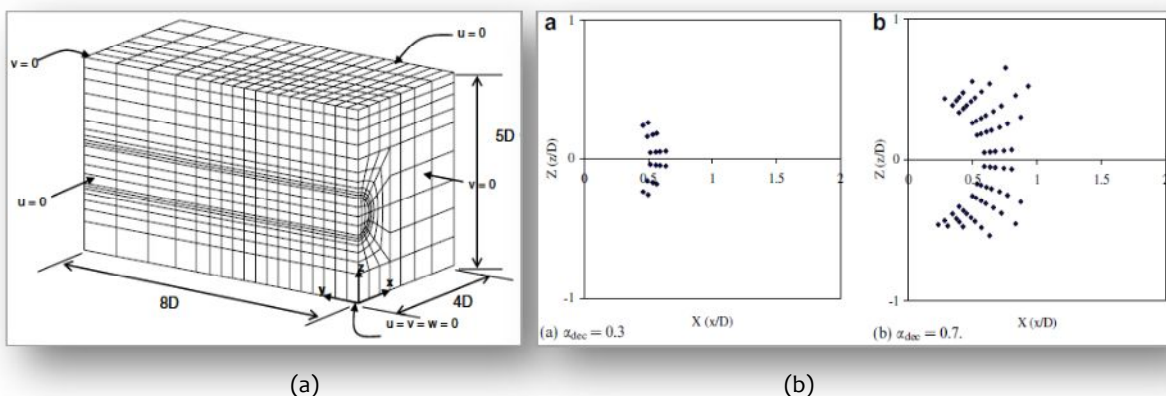


Figure 1.34 (a)Modèle numérique 3D simplifié, (b) Extension des zones de plastification selon le paramètre de déconfinement (Mroueh&Shahrour, 2008)

Une analyse des tassements induits par une excavation mécanisée dans un sol sableux est effectuée par Migliazza et al. (2009), en comparant des méthodes analytiques, empiriques et numériques en 3D. Les tassements obtenus par ces trois techniques sont comparés à des mesures réalisées in situ lors de l’excavation du Métro de Milan. Il apparaît une correspondance optimale entre les résultats numériques et expérimentaux (figure 1.35) conduisant les auteurs à affirmer que la simulation élastoplastique en 3D est l’outil idéal pour la prévisionde ces phénomènes.

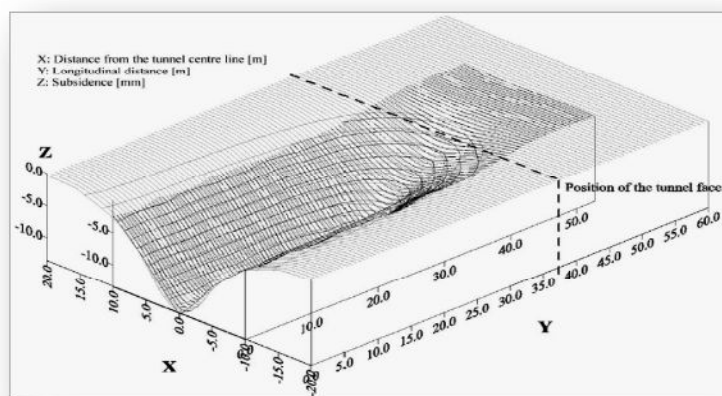


Figure 1.35 Comparaison de tassements mesurés et calculés (Migliazza et al.2009)

L’objectif de l’étude de Boubou (2010) est de proposer et d’évaluer une méthodologie basée sur les réseaux de neurones artificiels permettant de déterminer les paramètres de fonctionnement de tunnelier à front pressurisé les plus influents sur la forme et l’amplitude des déplacements en surface. En se basant sur ces paramètres et sur des conditions géologiques et géométriques, cette méthodologie a été employée par la suite par l’auteur

pour prédire les déplacements engendrés par le creusement du tunnel de la ligne B du Métro de Toulouse. Différents types de tunnelier à front pressurisé (pression de terre, de boue et d'air) ont été utilisés pour la réalisation des 12.6 km du tunnel creusés essentiellement dans la molasse toulousaine. Les analyses s'appuient sur un ensemble de mesures effectuées sur chantier. Apparemment Boubou a constaté que les déplacements sont toujours liés aux différentes phases de construction ; ces constatations ont été vérifiées par d'autres auteurs.

Berthoz (2012) a étudié l'évolution des champs de contraintes et déplacements internes autour des tunnels, leur lien avec les déplacements de surface, ainsi que les effets de voûte tridimensionnels qui apparaissent autour du bouclier sont analysés à partir d'essais sur modèle réduit de laboratoire. D'autre part, des modélisations numériques pour l'évaluation de la stabilité au front de taille et l'estimation des mouvements en surface ont été proposées par l'auteur. A la fin, une confrontation avec les résultats expérimentaux fut présentée (figure 1.36). Selon Berthoz (2012), les cuvettes longitudinales ne dépendent que de la distance du bouclier (figure 1.36a). En même temps, les déplacements transversaux exprimés en fonction de la distance au front de taille (figure 1.36b) sont en accord avec la répartition gaussienne proposée par Peck (1969). Enfin, l'ordre de grandeur des amplitudes de tassement observés sur maquette (de l'ordre du mm) correspondent, au facteur d'échelle près, à ceux pouvant être observés dans la pratique (de l'ordre du cm).

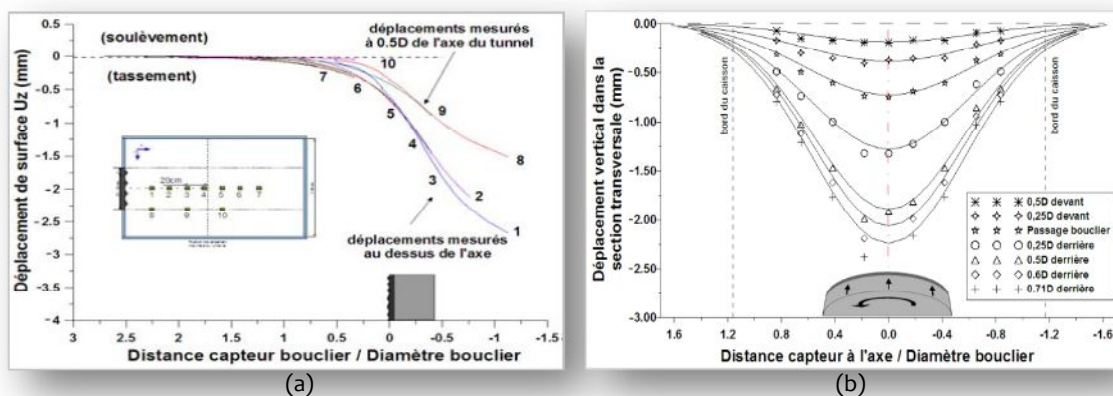


Figure 1.36 Profils longitudinaux et transversaux des cuvettes de tassement observés (Berthoz, 2012)

Comme dernier travail que nous présentons dans ce chapitre, c'est celui de Valizadeh Kivi et al (2012) où les auteurs ont analysé les tassements de la station de Metro de Tehran creusé par la NATM, ce travail s'est réalisé en 3D. Les auteurs ont augmenté la rigidité du soutènement par l'emploi d'une colonne centrale (figure 1.37 a) ; ils ont comparé l'effet de la présence de ce Poteau. Apparemment, l'existence de ce dernier (appelé ici CBC; Central Beam Column) augmente la rigidité du soutènement et réduit les contraintes et les déformations au niveau du

soutènement (figure 1.37b). En général, l'emploi de telle solution diminue les déformations dans le sol au dessus de l'excavation. Notons que le tunnel étudié est de diamètre de 22m et l'emploi d'une méthode pareille est probablement exigé.

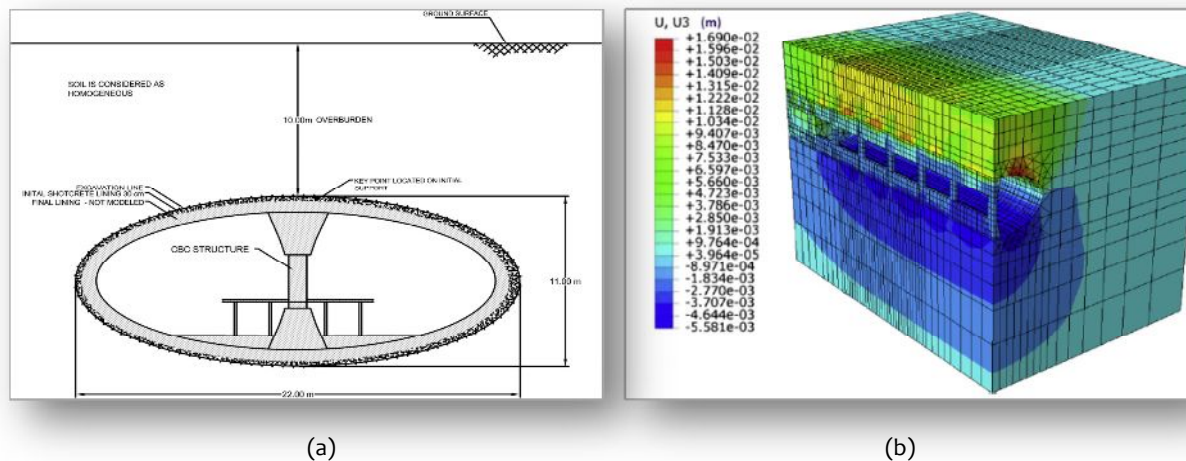


Figure 1.37 (a) Coupe plane du tunnel avec la colonne au centre (CBC). (b) Déplacement Vertical. (Valizadeh Kivi et al. 2012)

1.6 CONCLUSION

Les mouvements engendrés par le creusement d'un tunnel sont le résultat d'un processus complexe lié à la nature du sol et au processus de réalisation. La connaissance de ces mouvements permet de contrôler et limiter leurs dégâts, d'où le but de ce chapitre, était de présenter ce comportement dans les sols meubles.

Devenant de plus en plus courant, les méthodes numériques sont des outils se présentant en deux approches : bidimensionnelle et tridimensionnelle. L'approche bidimensionnelle est plus utilisée de part sa relative simplicité (possibilité d'implanter une loi de comportement assez complexe, facilité et la rapidité d'exploitation des résultats de calcul). Mais, finalement, la représentation de la modélisation des étapes de creusement en deux dimensions fait de cette approche une simplification par rapport à la réalité. Seule l'approche tridimensionnelle permet de représenter dans toute sa complexité un massif de sol et l'ouvrage souterrain, cependant, cette technique n'est pas assez développée aujourd'hui à cause de la complexité du maillage, le temps de calcul, et du manque de codes de calcul fiables pour pouvoir largement appliquer cette méthode de prédiction, le calcul tridimensionnel reste pour l'instant

un objet de recherche pour les bureaux d'étude et n'est employé que lors de situations bien spécifiques.

Le chapitre a aussi dégagé l'utilité des essais réalisés sur modèle réduit qui apparaissent comme un moyen pertinent pour la compréhension des mécanismes mis en jeu lors du creusement, principalement, les mécanismes de rupture agissant sur le front qui s'avère le siège principale des déformations d'où la nécessité d'une analyse correcte de cette stabilité, à ce titre, nous présentons le chapitre suivant consacré à ce type d'analyse.

*«Special designs and measures implemented to face one of
the most difficult events in the history of tunneling»*

Door Wouter Broere

2. Stabilité du front de taille des tunnels creusés en terrain meuble- Évaluation de la pression au front

2.1 INTRODUCTION

Comme il a été discerné dans le chapitre précédent, l'analyse du comportement de l'excavation se focalise sur trois principaux points ; l'analyse des tassements en surface (Élément déjà vu dans le premier chapitre), l'analyse de la stabilité du front de taille (qui fera l'objet du chapitre présent) et enfin, la dernière, concernant l'évaluation des chargements sur le revêtement (qui ne rentre pas dans le cadre de cette étude mais si l'auteur voudra se documenter ; le travail de Moller (2010) présente une bonne référence).

La stabilité au front de taille est considérée comme la caractéristique la plus importante dans le creusement d'un tunnel en configuration tridimensionnelle, les recherches consacrées à ce type d'études ne cessent d'évoluer jusqu'à nos jours. Le chapitre présent exposera les analyses développées depuis des décennies pour la compréhension de cette thématique.

Sachant qu'une analyse de stabilité au front d'un tunnel se relie directement à la pression frontale appliquée au front ; l'évaluation correcte de cette pression pour éviter l'instabilité du front fut l'obligation cruciale de divers chercheurs qui ont proposé des approches analytiques pour déterminer la pression requise pour stabiliser le front. La plupart de ces approches sont basées sur l'une ou l'autre méthode : celle de l'équilibre limite (appelée LEM) introduite par Broms & Bennermark (1967) ou celle de l'analyse limite (LAM).

Ce chapitre est consacré à la présentation du phénomène de rupture au front des tunnels creusés en terrain meuble ainsi qu'à des méthodes dont on dispose pour l'estimation de la pression au front. On clôtura le chapitre par un large aperçu des contributions menées dans ce cadre de travail.

2.2 STABILITÉ DU FRONT DE TAILLE ASSOCIÉE AUX SOLS MEUBLES

Un des aspects majeurs de la conception d'un tunnel est de connaître les conditions de sa stabilité, cette dernière est mise en état de cause lors du creusement en sol meuble entraînant la perturbation du champ initial des contraintes ainsi que les conditions hydrogéologiques. Cette modification des contraintes s'accompagne, en général, d'une convergence des parois

du tunnel (chapitre 1), ainsi que d'un déplacement instantané du front vers l'excavation. Dans le cas particulier des sols fins, la modification du champ des pressions interstitielles peut induire des déplacements différés (l'explication sera donnée dans le chapitre 3), cette connaissance joue un rôle capital pour le choix de la méthode de creusement utilisée et, bien sûr, pour la sécurité des travaux.

Parallèlement, l'étude de la stabilité au front fournit des indications sur les mécanismes de rupture les plus probables et les paramètres à prendre en compte dans l'étude de la réponse du massif. Il apparaît que la quantification de cette stabilité est abordable lorsque le milieu à excaver est purement cohérent, et devient relativement difficile à exprimer si le terrain a des propriétés de cohésion et de frottement, ce qui nous amène à dégager deux situations distinctes (Dias, 1999) :

(1) Les terrains purement cohérents.

(2) Les terrains pulvérulents.

Cette distinction, classique en mécanique des sols, est justifiée également par la mise en évidence de modes de rupture fondamentalement différents pour chaque situation (Leca, 2000 et Leca et al., 2007).

Différents travaux de recherches destinés à caractériser la stabilité des tunnels en milieu argileux ont été menés au cours de ces quarante dernières années. En revanche, le problème de la stabilité au front de taille en terrain pulvérulent n'a été abordé que récemment, avec des constructions de tunnels dans des sables sous la nappe à la l'aide des tunneliers pressurisés (Leca, 2007).

En terrain argileux, les mécanismes de rupture du front de taille intéressent habituellement des volumes de sols importants qui se traduisent en surface, par la formation de large cratère, résultat mis en évidence grâce à des essais sur modèles réduits établit par Shofield (1980), tandis que pour les terrain sableux ; il a été décelé par Chambon & Corté (1989) que la rupture reste généralement beaucoup plus localisée et se propage sous la forme d'étroite cheminée en direction de la surface.

De telles conclusions sont conformes aux résultats fournis par des études théoriques (Chambon & Corté, 1989, 1990 ; Dormieux & Leca, 1993 ; Leca & Dormieux, 1990, 1992 ; Leca & Panet, 1988) aussi bien que des observations in situ (Clough et Leca, 1993), elles sont cependant basées sur la considération des conditions simplificatrices et devraient, évidemment, être ajusté aux conditions réelles de chaque chantier.

En plus, la stabilité au front construit sous la nappe est un cas particulier car les forces d'infiltration dues à l'écoulement d'eaux souterraines peuvent sérieusement affecter la stabilité au front. Cependant, il y'a peu de recherches qui donnent de l'importance aux problèmes de stabilité au front de tunnel construit sous la nappe (Lee & Nam, 2004).

2.2.1 Cadre général de l'étude de stabilité

Apparemment ce sont les sols cohérents qui ont pris la plus grande part des études, selon Leca & Dormieux (1992), qui furent parmi les premiers qui ont traité le phénomène de rupture dans les sols meubles ; le problème de la stabilité du front d'un tunnel en milieu cohérent a été abordé pour la première fois par Broms et Bennermark (1967), plusieurs auteurs se sont intéressés à ce problème par la suite. Les travaux les plus récents portent sur l'utilisation de modèles réduits en centrifugeuse et l'application de la théorie du calcul à la rupture (Salençon, 1990) ; le problème posé étant caractérisé par un nombre fini de paramètres de chargements, l'analyse de la stabilité consiste à déterminer le domaine des sollicitations supportables dans l'espace de ces paramètres de chargements.

Comme nous l'avons déjà signalé dans le chapitre préalable ; l'intérêt pour les calculs tridimensionnels y compris, bien sûr, l'analyse de la stabilité au front ne s'est manifesté que tardivement, avec la réalisation de tunnels dans des sols meubles.

De même, de nombreux auteurs se sont penchés sur l'étude de cette stabilité dans le cas des tunnels à faible profondeur dans un terrain meuble tant du point de vue expérimental, analytique que numérique. Dans la plupart des cas, les études ont été réalisées en considérant un tunnel circulaire de rayon R (Figure 2.1), soutenu jusqu'au front de taille ce qui présentait des incohérences vu qu'il excite une partie non soutenue devant le front (appelée P , Voir fig.2.1c).

Le chargement de la structure peut être défini par trois paramètres : γ (poids volumique du terrain environnant), σ_s (surcharge qui peut représenter la charge transmise par une fondation ou encore le poids d'une couche de sol située au-dessus de la côte H), et σ_T (pression appliquée au front de taille, appelée aussi P_f).

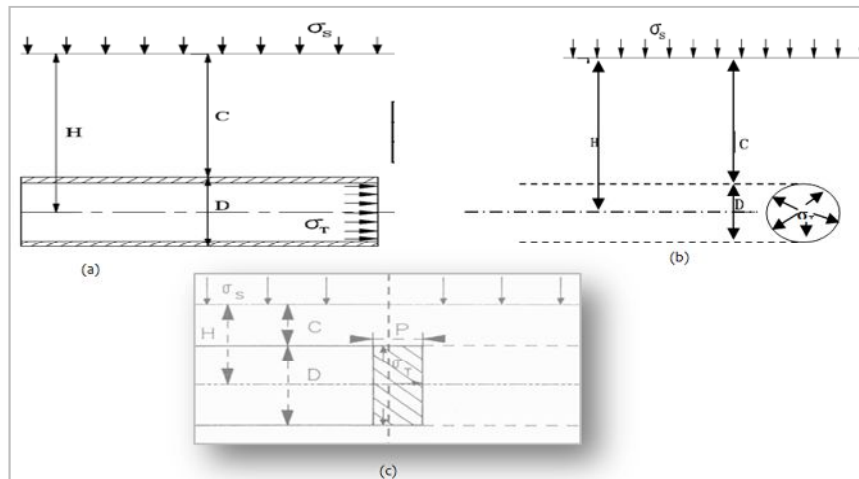


Figure 2.1. Schématisation du problème : (a, c) Coupe longitudinale, (b) Coupe transversale (Dias, 1999 ; Leca & Dormieux, 1992)

Les premières études systématiques sur l'instabilité du front de taille de tunnels creusés en terrain meuble ont été réalisées par Broms et Bennermark (1967) sur des sols cohérents et ont permis de caractériser les conditions de stabilité à partir d'un paramètre N appelée facteur de charge qui gouverne la stabilité du front de taille, il est défini comme suit :

$$N = \frac{\sigma_s + \gamma H - \sigma_t}{c_u} \quad (2.1)$$

Par développement de la formule (2.1), nous aurons la formule de la pression appliquée au front suivante :

$$\sigma_T = \sigma_s + \gamma H - N c_u \quad (2.2)$$

À partir des travaux effectués dans ce domaine et d'une analyse de problèmes survenus pendant la construction de plusieurs ouvrages, Broms et Bennermark (1967) ont proposé des estimations du paramètre N , situées entre 6 et 8, valeurs au-delà desquelles l'instabilité de l'ouvrage apparaîtrait.

Ces valeurs ont été modifiées par la suite, à partir des analyses de retours d'expériences d'ouvrages creusés à faibles profondeurs dans des argiles par Peck (1969) qui a proposé la valeur de $N \leq 5-7$,

Dans cet esprit, les travaux de Davis et al. (1980) ont permis de préciser les conditions d'utilisation du critère de stabilité établi par Broms & Bennermark (1967), en mettant

notamment en évidence l'effet de la profondeur relative du tunnel, c'est-à-dire le rapport entre la couverture du tunnel et son diamètre (C/D).

Néanmoins leurs résultats ne permettaient pas d'aboutir à une quantification précise du risque d'instabilité du fait de l'écart important existant entre les approches par l'intérieur et l'extérieur (que nous verrons plus loin). Cet écart constitue évidemment un obstacle à l'élaboration de méthodes de dimensionnement basées sur une analyse théorique de la stabilité. Selon ces auteurs, l'analyse d'essais d'effondrement en centrifugeuse semblait, par ailleurs, indiquer que les conditions de rupture observées expérimentalement (Schofield, 1980) étaient proches de celles déduites de l'approche par intérieur.

Leca & Dormieux (1992) ont trouvé naturel de tenter d'améliorer les approches par extérieur disponibles, ceci présentait le fond de leur étude qui s'inscrit dans le cadre de la théorie du calcul à la rupture et examine un ensemble de nouveaux mécanismes de rupture virtuels en géométrie tridimensionnelle.

L'université de Cambridge a prit sa part de calculs au début des années 80 en réalisant des essais sur modèles réduits effectués par Shofield (1980) et grâce à un développement théorique par analyse limite établi par Davis et al. (1980). Ces travaux ont permis de préciser le domaine de la validité du critère de Broms & Bennermark (1967) en introduisant deux paramètres supplémentaires susceptibles d'intervenir dans la stabilité du front de taille ; il s'agit là du rapport C/D et le rapport $\gamma D/C_u$; ceci a été mis en évidence par d'autres auteurs comme Leca (2000), Mollon (2010).

De même la longueur de galerie non soutenue (P) a également été étudiée et pouvait participer à la stabilité du front ; il a été observé une perte de stabilité très significative entre $0 \leq P/D \leq 1$, tandis que, pour les valeurs de $2 \leq P/D \leq 3$, la réponse du massif s'apparente à celle obtenue en conditions bidimensionnelles de section courante (Mair, 1979 ; Kimura & Mair, 1981). Ce qui nous semble logique vu que l'excavation présente des instabilités à environ un diamètre après le front ; ceci peut être causé par l'effet de cette partie non soutenue (Voir chapitre 1 figure 1.2).

L'ensemble de ces résultats est synthétisé sur la figure (2.2), où les valeurs de N à la rupture sont présentées (Armando, 1997).

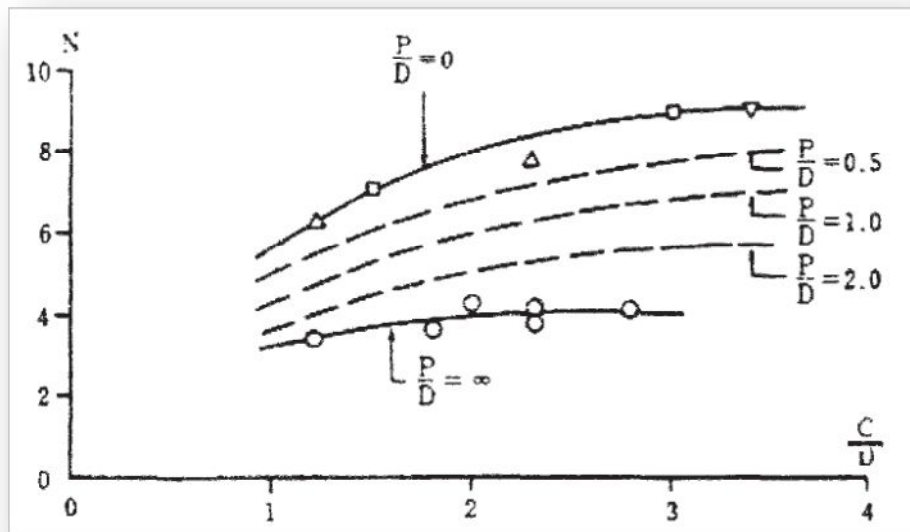


Figure 2.2 Paramètres de stabilité pour le cas des tunnels creusés en terrain cohérent à faible profondeur (Kimura et Mair, 1981, cité par Armando 1997)

Selon Atkinson & Mair (1981), la stabilité des tunnels peut être analysée à partir d'une approche analogue à celle des fondations. Dans le cas d'une analyse à court terme dans les matériaux argileux, la pression de soutènement à exercer sur le front de taille peut s'écrire sous la forme :

$$\sigma_T = \sigma_s - \frac{c_u}{F_s} \cdot N + \frac{1}{2} \gamma D \left(1 + \frac{2C}{D}\right) \quad (2.3)$$

Où F_s , C désignent respectivement le coefficient de sécurité et la hauteur de couverture.

En développant l'équation (2.3) ; nous arrivons à la même expression (2.2) sauf pour le terme NC_u qui sera divisé par un facteur de sécurité F_s :

$$\sigma_T = \sigma_s + \gamma H - (NC_u / F_s) \quad (2.3)$$

2.2.2 Sols cohérents

Dans le cas des sols cohérents, les études théoriques comme les observations expérimentales montrent que le niveau de stabilité à court terme du front de taille peut être apprécié essentiellement par le facteur de charge, les observations et calculs ont montré que le niveau de déformation au front est lié à la valeur de ce facteur.

Plusieurs auteurs affirment que dans le cas des terrains argileux, le schéma de rupture obtenu montre que les déplacements affectent une part importante du massif situé devant le front ; la rupture se traduit en surface par la formation d'un cratère de dimensions supérieures à celles

du diamètre du tunnel ; dans ce cas, l'expérience montre que les ruptures au front mettent en jeu des volumes de sol considérables (figure 2.3).

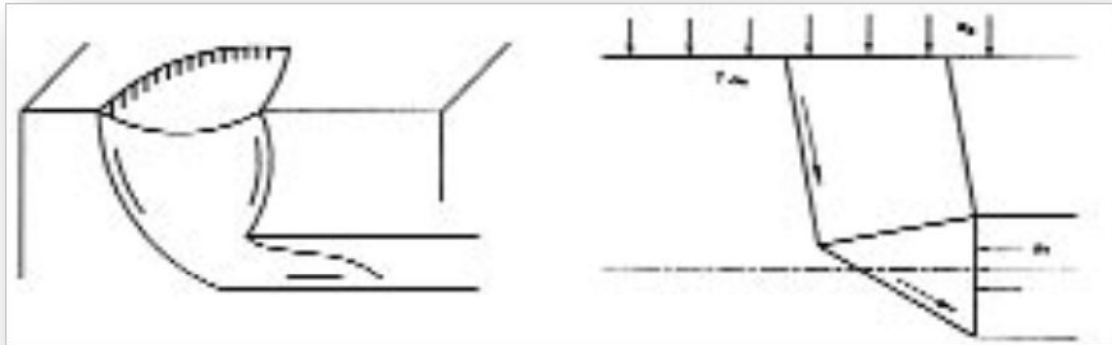


Figure 2.3 Rupture au front : schéma de principe en terrain argileux (AFTES, 1995)

Les travaux de Mair (1979) ont permis de préciser quelques idées sur la rupture dans les argiles, il a été constaté que la rupture est très rapide, mais progressive et se propage rapidement en surface. Après l'effondrement, il a été noté la présence d'une zone de rupture non déformée devant le front de taille à peu près un cylindrique (Leca, 2000).

D'autres travaux de recherches liés à ce cadre de résultats seront exposés plus loin dans le paragraphe dédié aux travaux antérieurs (Cf. Paragraphe 2.4).

2.2.3 Sols Pulvérulent

Le cas des sols pulvérulent est plus complexe : le paramétrage de la résistance du sol par deux facteurs ϕ et c ne permet plus de définir le niveau de stabilité par un seul facteur. Il faut avoir alors recours aux approches numériques ou aux calculs à la rupture de type analyse limite dont les résultats peuvent s'exprimer sous forme d'abaques.

Il apparaît, grâce aux recherches publiées à l'AFTES (1995) que la rupture du front de taille au niveau des sols pulvérulents s'accompagne de la formation d'une cheminée de largeur réduite au-dessus du tunnel (figure 2.4). Si le processus d'effondrement n'est pas arrêté, le mécanisme se développe en direction de la surface. Ce mécanisme a notamment été mis en évidence sur des essais en centrifugeuse réalisés sur du sable sec.

Ces constatations sont cohérentes avec les résultats obtenus par études théoriques (nous citons ; Dormieux & Leca, 1993, 1990, 1992, Leca & Pantet, 1988).

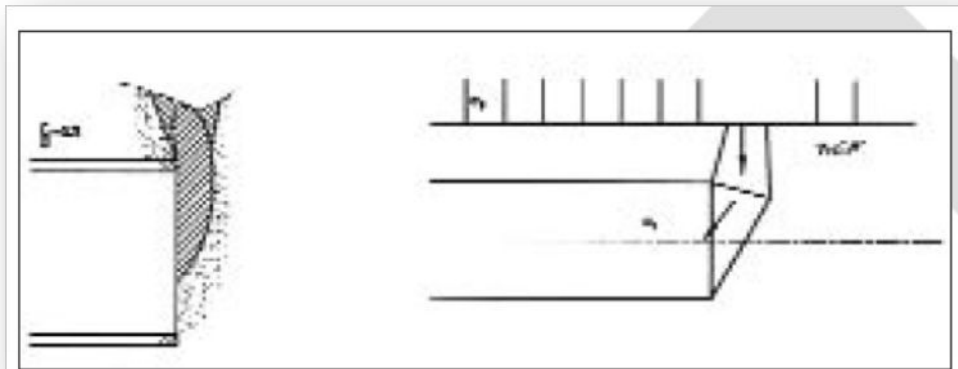


Figure 2.4 Rupture au front : schéma de principe en terrain pulvérulents secs (AFTES, 1995)

De même, la rupture des ouvrages construits dans des matériaux pulvérulents a été étudiée par Chambón (1990) en section courante et au front de taille, les résultats corroborent à ceux obtenus par Atkinson et al. (1974, 1977) et Atkinson & Potts (1977, 1977a).

Il ressort de ces travaux que l'on peut distinguer différentes phases dans le processus d'instabilité du front, pour une pression de soutènement suffisante, la stabilité du front est assurée. En revanche, La diminution de la pression se traduit par un début de mouvement du front, précédant l'instabilité. Lorsque la pression de rupture est atteinte, on observe un effondrement brutal mais localisé à proximité du front (Armando, 1997).

Il serait intéressant de signaler qu'en dépassant la pression au front nécessaire pour garantir la stabilité au front, cela peut, dans certain cas, mener à un refoulement en surface (Appelé le Blow out).

Il est également intéressant de mentionner que les mécanismes montrés dans les figures (2.3) et (2.4) se rapportent à des états de rupture générale et reflètent plus la tendance générale de déformations du massif plutôt que les déplacements à attendre lors du creusement d'un tunnel (Leca, 2007).

Nous présentons sur la figure (2.5a) un sol subissant un effondrement causé par la rupture au front pendant la construction du Métro de Munich en 1994. Quant à la figure (2.5b); elle illustre un autre effondrement produit en raison de la rupture du soutènement de tunnel se trouvant au-dessous du boulevard de Hollywood à Los Angeles pendant la construction du Métro en 1995. Un autre effondrement est montré sur la figure (2.5c) qui s'est produit pendant la construction du système rapide en souterrain à Singapour en 2005 (Carranza-Torres, 2013).

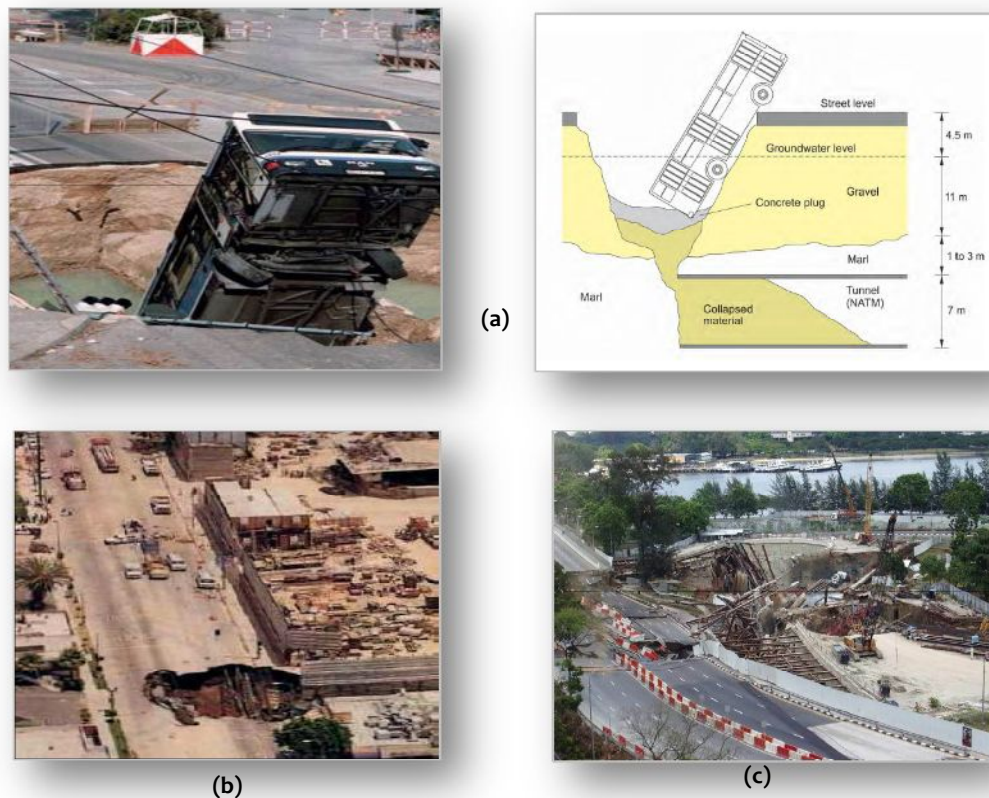


Figure 2.5 Rupture au front (Carranza-Torres, 2013)

Chambon & Corté (1994) ont conduit une série d'expérimentation en centrifugeuse sur des matériaux granulaires, les résultats ont permis de visualiser la zone de rupture (figure 2.6). Ils ont montré que la rupture s'effectue par mouvement rigide d'une masse de sol en forme de cheminée au-dessus du front de taille et que cette cheminée est susceptible d'atteindre la surface du sol si la hauteur de couverture du tunnel est faible (Voir Fig. 2.6a). Les auteurs ont montré, en parallèle, que la zone de rupture est susceptible d'atteindre la surface d'autant que la longueur non soutenue est plus grande (Voir Fig. 2.6b).

Ces résultats expérimentaux ont permis de tracer une courbe reliant la pression appliquée au front au déplacement du front de taille (figure 2.7) et de faire apparaître un comportement dépendant d'une pression critique P_c et d'une pression à la rupture P_r . Les essais montrent que ces pressions augmentent avec le diamètre du tunnel, mais ne dépendent pas de la profondeur relative de ce dernier si celle-ci est suffisamment importante.

Les auteurs en déduisent que le processus d'effondrement d'un front de taille en sol frottant peut être décomposé en quatre étapes :

Pour une pression supérieure à P_c : aucun mouvement n'est observé, puis de faibles mouvements accompagnés de déplacements en surface apparaissent lorsque la pression appliquée au front (P_c) diminue et qui s'accroissent en s'approchant de P_r .

Lorsque la pression appliquée est égale à P_r le front de taille connaît une rupture localisée, qui se généralise par un écoulement du front dans le tunnel.

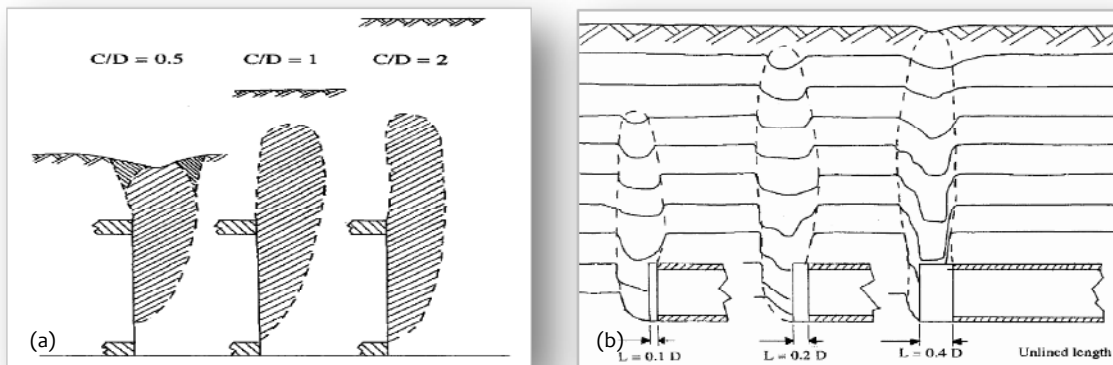


Figure 2.6 Mécanismes de rupture pour différents rapports C/D de Chambon & Corté (1994).
Vue en coupe longitudinale (Cité par Mollon, 2010)

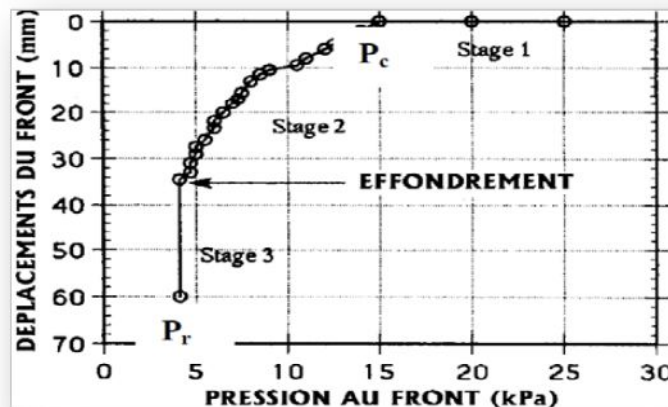


Figure 2.7 Courbe expérimentale pression/extrusion
(Issu de Chambon & Corté, 1994)

2.3 ÉVALUATION ANALYTIQUE DE LA PRESSION AU FRONT DANS LES SOLS MEUBLES

Le creusement d'un tunnel à l'aide d'un bouclier à front pressurisé provoque un remaniement du terrain à plusieurs niveaux : indépendamment de la tendance naturelle du terrain à converger vers la cavité, le massif peut être repoussé par la pression appliquée au front de taille ; il est cisailé par le fonçage de la jupe et repoussé par l'injection du vide annulaire. On peut distinguer deux phases essentielles dans la réponse du massif encaissant (Athanasopoulos, 1995) :

(1) Au niveau du front de taille, d'une part. (2) Au niveau du vide annulaire, d'autre part.

Dans le premier cas, le problème est en général complètement tridimensionnel.

Une analyse de stabilité au front se relie directement à la pression frontale appliquée au sol ; l'évaluation correcte de cette pression pour éviter l'instabilité du front fut l'obligation cruciale de divers chercheurs qui ont proposé des approches analytiques pour déterminer cette pression.

La plupart de ces approches sont basées sur l'une ou l'autre méthode ; celle de l'équilibre limite (appelée LEM) introduite par Broms & Bennermark (1967), Krause (1987), Jancsecz & Steiner (1994), Anagnostou & Kovári (1996), Broere (2001), Carranza-Torres (2004) ou celle de l'analyse limite (LAM) développée par des chercheurs comme Akinston & Potts (1977), Davis et al.(1980), Leca & Dormieux (1990) (Javad et al., 2011).

Il est à signaler aussi que l'évaluation correcte de cette pression pour éviter l'instabilité dépend de divers facteurs, tels que la cohésion, l'angle de frottement, la perméabilité, le type de la machine, la vitesse d'avancement, le diamètre et la profondeur du tunnel, la nappe phréatique.

Cette partie est consacrée à la présentation des méthodes analytiques dont on dispose pour l'estimation de cette pression, d'autres séries de travaux expérimentaux et numériques seront exposés dans le paragraphe 2.4.

Les différentes approches permettant d'estimer analytiquement cette pression sont maintenant couramment utilisées et leurs fondements théoriques ont été validés dans de nombreux problèmes de mécanique (Salençon, 1983 cité par Mollon, 2010). Elles reposent essentiellement sur deux approches analytiques qui sont (Le diagramme sur la figure 2.8) :

1. L'analyse de type équilibre limite (LEM).
2. L'analyse limite appelée le calcul à la rupture avec les approches statiques et cinématiques (LAM).

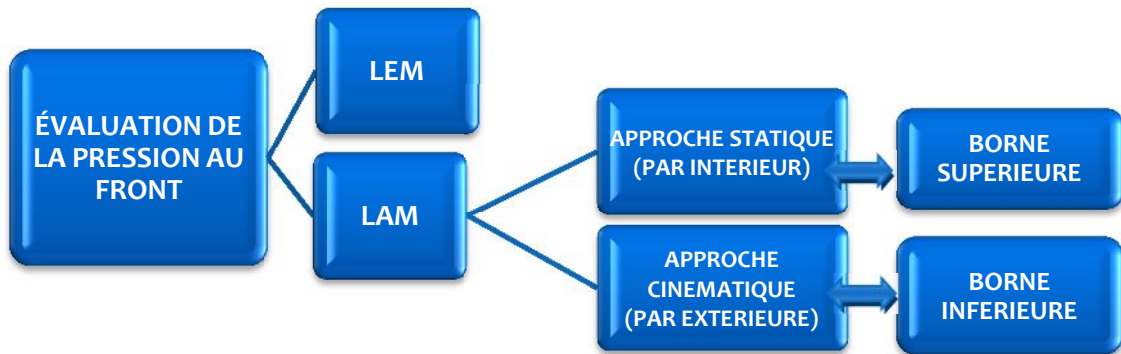


Figure 2.8 Diagramme de l'évaluation de la pression au front

2.3.1 Méthode basée sur l'équilibre limite (LEM)

Les méthodes dites de calcul à l'équilibre limite reposent sur une hypothèse de mécanisme de rupture, à priori suivant des surfaces de glissement et l'analyse de la stabilité de la partie du massif délimitée par ces surfaces de rupture (Armando, 1997 ; Dias, 1999 ; Mollon, 2010).

D'un point de vue conceptuel, l'inconvénient principal de ces méthodes est qu'elles peuvent conduire à des solutions qui sont supérieures aux charges limites réelles sur les ouvrages (Coussy & Salençon, 1979).

Le principe de cette méthode, illustré à la figure (2.9), consiste à faire l'équilibre du bloc à l'avant du front de taille.

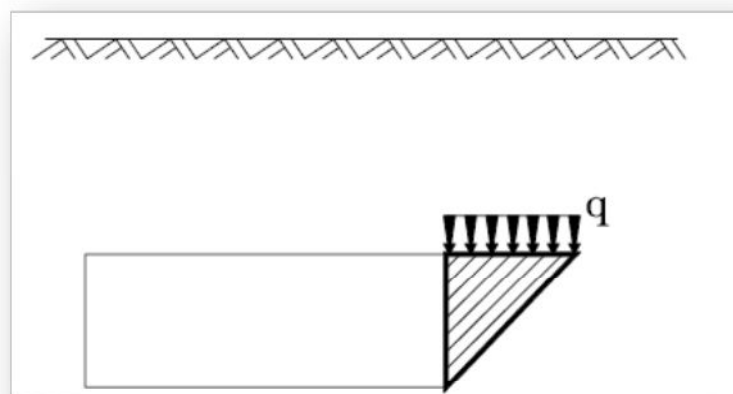


Figure 2.9 Allure générale des méthodes de type équilibre limite (Dias, 1999)

L'une des difficultés de l'utilisation des analyses en équilibre limite provient de la détermination de la surcharge q (contrainte verticale supérieure s'exerçant sur le bloc en glissement) à appliquer au bloc supérieur en glissement.

Les méthodes existantes sont amplement utilisées dans la pratique de la mécanique des sols. Cependant, leur fiabilité est parfois difficile à préciser et seule l'expérience permet d'en définir les conditions d'application (Javad et al., 2011).

2.3.1.1 Méthode de Broms & Bennermark (1967)

Une bonne solution basée sur le critère de Tresca est la solution de Broms et Bennermark (1967), ils ont suggéré la formule (2.3) susmentionnée en haut pour les sols cohérents.

$$\sigma_T = \sigma_s + \gamma H - N C_u \quad (2.3)$$

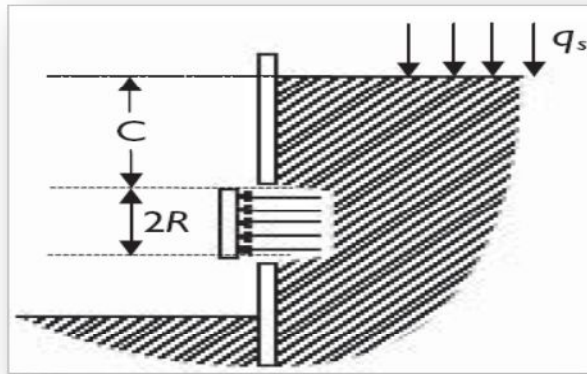


Figure 2.10 Modèle de stabilité au front de Broms & Bennermark (1967)

Empiriquement, les conditions d'instabilité sont associées à la valeur de $N > 6$; ce qui nous permet d'avoir une stabilité au front lorsque $N \leq 6$.

2.3.1.2 Méthode de Krause (1987)

La pression de soutènement minimale donnée par Krause dans une analyse d'équilibre limite en utilisant les efforts de cisaillement pour un demi-cercle, le quart d'un cercle et une sphère est présentée sur la figure (2.11).

$$\sigma_T = (D\gamma/3 - c/2)/\tan\phi \quad (2.4)$$

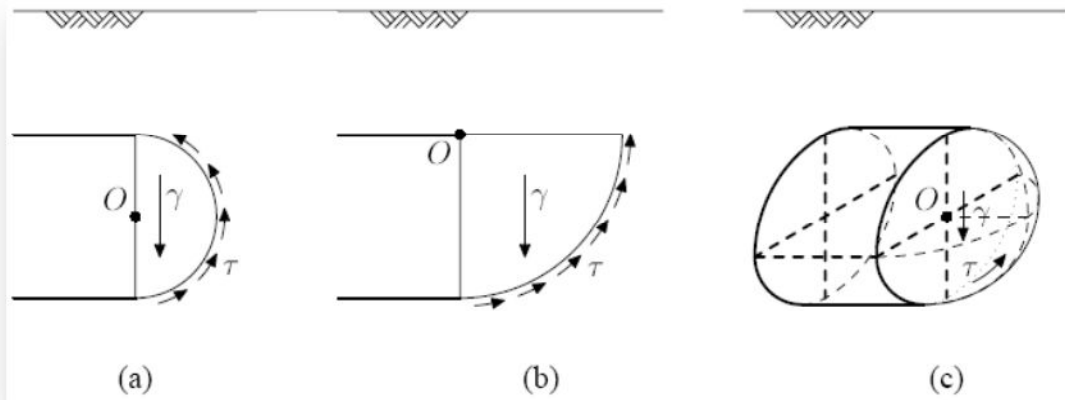


Figure 2.11 Mécanismes de rupture de Krause (1987)

En parallèle, Krause cite que ces mécanismes peuvent ne pas être toujours des représentations réalistes de la forme de la rupture au front. Il paraît que le mécanisme de la figure (2.11c) présente la plus proche forme de mécanisme. Dans ce cas, la pression minimale au front sera égale à :

$$\sigma_T = (D\gamma/9-\pi c/2)/\tan\varphi \quad (2.5)$$

Avec D= diamètre du tunnel et c= cohésion du sol.

2.3.1.3 Méthode de Anagnostou & Kovari (1996)

Un système statique en 3D (Fig.2.12) basé sur la théorie de silo de Horn (1961) est développé par Anagnostou & Kovari en 1996 pour l'analyse de la stabilité au front de taille. L'analyse est exécutée en conditions drainées.

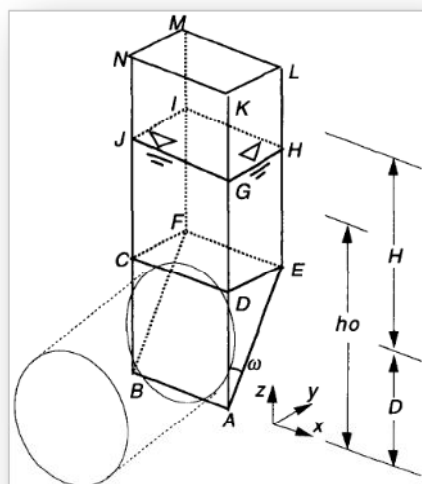


Figure 2.12 Méthode de Horn (1961) utilisée par Anagnostou & Kovari (1996)

À l'équilibre, la pression au front (Eq. (2.6)) dépend du diamètre D, de la profondeur H, de la charge piézométrique h_f , de la profondeur de la nappe H, des paramètres de cisaillement c et ϕ , de γ' (le poids volumique déjaugé ; pour un sol creusé sous la nappe) ou du poids volumique γ_d (pour un sol sec).

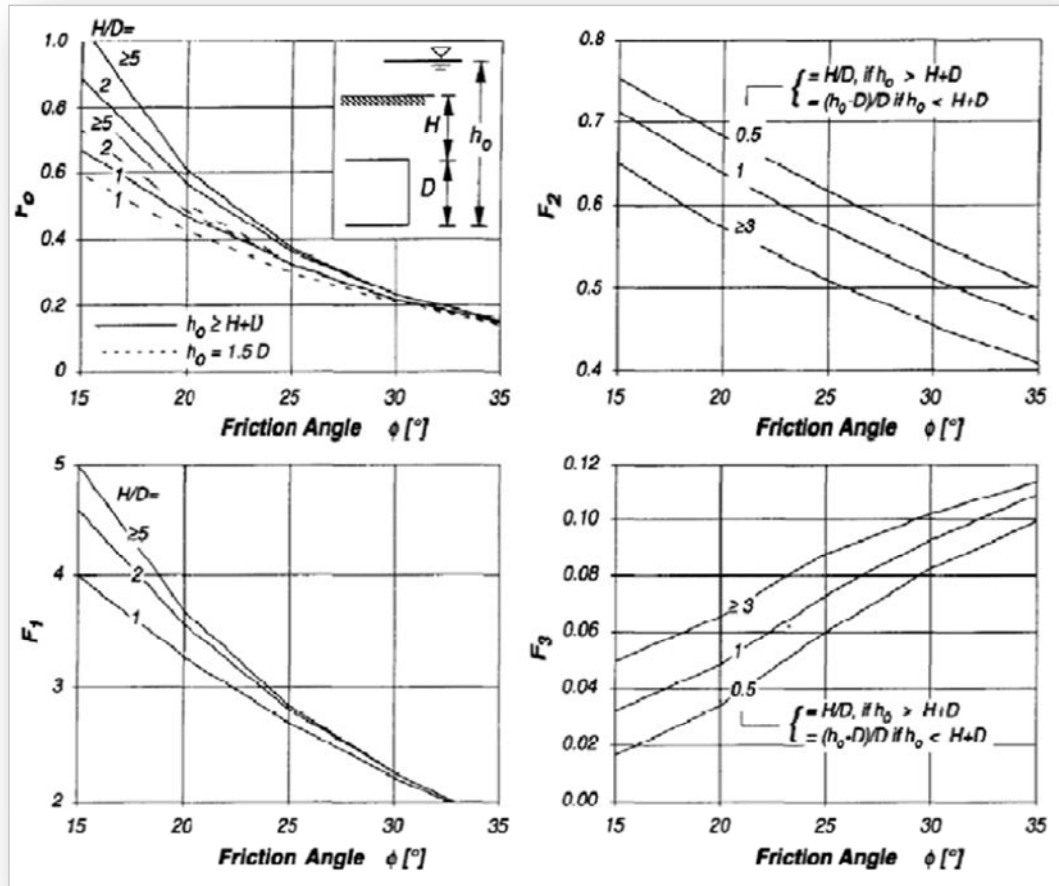


Figure 2.13 Abaques des coefficients F_0, F_1, F_2, F_3 (Javad, 2011)

$$\sigma_T = F_0 \gamma' D - F_1 c + F_2 \gamma' \Delta h - F_3 c \Delta h \tag{2.6}$$

Avec F_0, F_1, F_2 and F_3 : Coefficients adimensionnels (Fig.2.13) et Δh : perte de charge $= h_f - h_0$

2.3.1.4 Méthode de Carranza-Torres (2004)

En 2004, Carranza-Torres a investi dans la méthode de Caquot-Kerisel (1956). Le modèle de Carranza considère la condition d'équilibre pour le matériel subissant la rupture au-dessus de la cavité (cylindrique ou sphérique) circulaire peu profonde.

Le calcul est établi selon le critère de Mohr-Coulomb, la pression appliquée au front (σ_T) est appelée ici (P_s). Pour la situation présentée sur la figure (2.14), la solution de Carranza définit la

pression (P_s) comme pression minimum ou critique au-dessous de laquelle le tunnel s'effondrera:

$$\frac{P_s}{\gamma a} = \left[\frac{q_s}{\gamma a} + \frac{c}{\gamma a} \cdot \frac{1}{\tan \varphi} \right] \left[\frac{h}{a} \right]^{-K(N_\varphi^{FS}-1)} - \frac{1}{K(N_\varphi^{FS}-1)-1} \left[\left(\frac{h}{a} \right)^{1-K(N_\varphi^{FS}-1)} \right] - \frac{c}{\gamma a} \frac{1}{\tan \varphi} \quad (2.7)$$

Avec a : le rayon du tunnel ; h : profondeur du tunnel, F_s : Facteur de sécurité (Eq 2.9).

N_φ^{FS} : est donné par la formule (Eq 2.8).

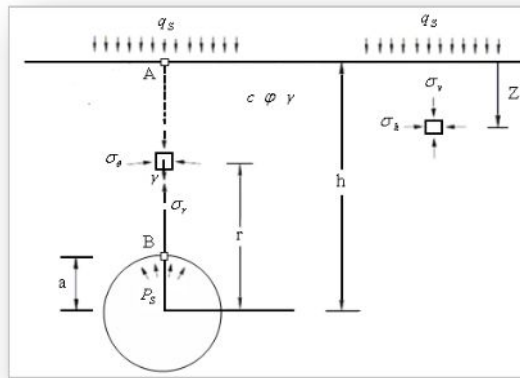


Figure 2.14 Conception principale de Caquot-Kerisel (Cité par Carransa-Torres, 2004 cité par Repetto et al. 2006)

$$N_\varphi^{FS} = \frac{1 + \sin(\tan^{-1} \frac{\tan \varphi}{F_s})}{1 + \sin(\tan^{-1} \frac{\tan \varphi}{F_s})} \quad (2.8)$$

$$F_s = \frac{c}{c_{cr}} = \frac{\tan \varphi}{\tan \varphi^{cr}} \quad (2.9)$$

2.3.2 Méthodes basées sur l'Analyse limite (LAM)- Calcul à la rupture

L'analyse limite constitue un outil théorique utilisé en mécanique et plus particulièrement en mécanique des sols, capable de fournir des limites supérieures (Upper bound) et inférieures (Lower bound) précises des chargements capables de conduire le système à la rupture.

L'obtention de limite inférieure et supérieurs est liée à deux approches différentes : d'une part, la détermination de champs de contraintes statiquement admissibles (approche statique) ; qui est une évaluation sûre pour la pression minimale appliquée au front. D'autre part, la solution cinématique de la limite supérieure, qui, en revanche, présente l'évaluation la moins sûre, rapporte une valeur plus réduite pour la pression au front.

Les approches de calcul à la rupture par analyse limite permettent d’encadrer le domaine de chargement potentiellement supportable d’un système géotechnique en accord avec les conditions d’équilibre et de résistance du massif (Mollon, 2010).

La première de ces méthodes, dite statique ou « par intérieur », consiste à définir un champ de contraintes compatible avec ces conditions. La seconde, dite cinématique ou « par extérieur », est basée sur des mécanismes de rupture virtuels. Ces approches sont rigoureuses et permettent un encadrement de la solution (Javad et al. 2011).

Différents travaux ont été effectués au cours des 30 dernières années sur la stabilité des ouvrages souterrains, sur la base de cette approche (Armando, 1997).

Certains des mécanismes d’analyse limite les plus performants (Leca&Dormieux 1990, Mollon et al. 2009) utilisent des blocs coniques en translation mais n’intéressent qu’une partie du front de taille. Ceci va à l’encontre des résultats de modélisations physiques et numériques (Chambon & Corté 1994, Takano et al. 2006) qui démontrent que la rupture intéresse nécessairement l’ensemble du front de taille et s’effectue par rotation d’un bloc unique (Berthoz, 2012).

2.3.2.1 Méthode de Atkinson & Potts(1977)

Cette approche emploie l’analyse limite en conditions de déformation plane. Atkinson et Pott ont établi une formule de la pression minimale appliquée au front pour un tunnel non soutenu dans une section courante loin du front creusé dans un sol pulvérulent sec (voir la figure 2.15). La pression minimale est (Avec $k_p = (1 + \sin\phi) / (1 - \sin\phi)$ et $\phi =$ angle de frottement du sol.)

$$\sigma_T = 2k_p \gamma R / (k_p^2 - 1) \tag{2.10}$$

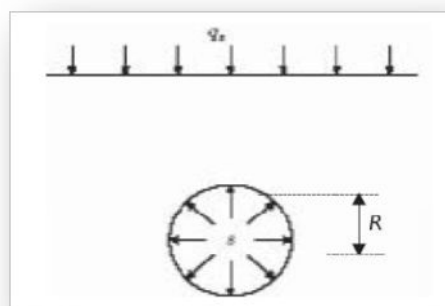


Figure 2.15 Méthode de Atkinson & Potts (1977).

Il convient aussi de noter que les solutions de limite supérieure et inférieure trouvées par ces auteurs sont indépendantes des terrains de recouvrement relatifs C/D.

2.3.2.2 Méthode de Davis et al. (1980)

En 1980, Davis et al. déduisent la pression stabilisante du front pour un sol purement cohérent, cette méthode emploie des calculs en déformation plane. Leur méthode a permis une analyse de la stabilité d'un tunnel de rayon R, où un soutènement est installé à une distance P du front. Le facteur de stabilité N est estimé en deux cas de figures (cylindrique (Eq. (2.11)) et sphérique (Eq. (2.12)).

$$N=2+2\ln(C/R+1) \tag{2.11}$$

$$N=4\ln(C/R+1) \tag{2.12}$$

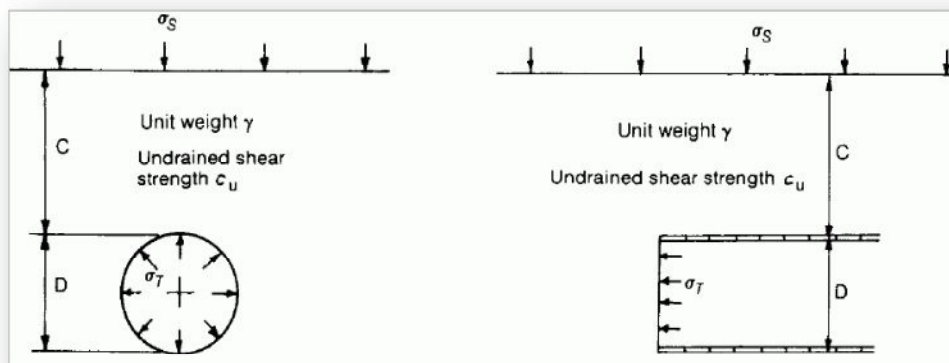


Figure 2.16 (a) tunnel circulaire non soutenu (b) front du tunnel (Davis al.1980 cité par Javad, 2011).

2.3.2.3 Méthode de Atkinson & Mair (1981)

Atkinson & Mair (1981) affirment que la stabilité des tunnels peut être analysée à partir d'une approche analogue à celle des fondations.

Dans le cas d'une analyse non drainée dans les matériaux argileux, la pression de soutènement à exercer sur le front de taille peut s'écrire sous la forme suivante : (formule déjà trouvée en haut).

$$\sigma_T = \sigma_s + \gamma H - (N c_u / F_s) \tag{2.3}$$

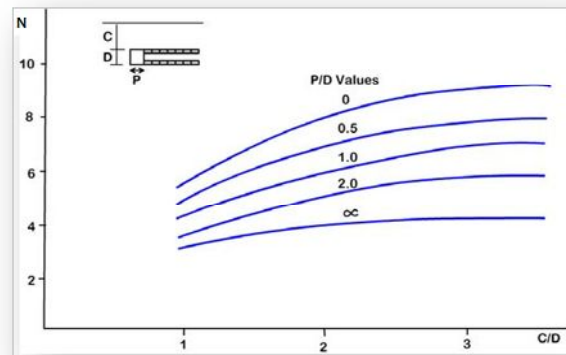


Figure 2.17 Facteur de charge (Atkinson & Mair, 1981)

Selon Vermeer et al. (2002), l'analyse de Atkinson et Mair peut être étendue pour étudier la stabilité du front dans des conditions drainées, ils ont proposé la formule suivante pour du sable sec :

$$p_f = q N_q + \gamma D N_\gamma \quad (2.13)$$

D : Diamètre, q : éventuelle surcharge, γ : poids volumique, N_c , N_q , N_γ : sont des facteurs de stabilité.

Cette même formule a été étendue par Anagnostou & Kovári pour le cas d'un sol cohérent-frottant et a donné ce qui suit :

$$p_f = q N_q + \gamma D N_\gamma + c N_c \quad (2.14)$$

c : la cohésion

De même, une étude établie par Vermeer, Moller et Ruse (2005) à analyser la pression au front établie par la formule (2.14).

En dépit de sa restriction aux cas des sols homogènes, la formule est de grande valeur pratique et elle offre la bonne perspicacité dans le problème de stabilité au front, du moins en combinaison avec les expressions appropriées pour N_c , N_γ et N_q .

Ceci a donné naissance aux deux cas suivants (Vermeer, Moller et Ruse, 2005) :

1. Pour un calcul en conditions non drainées :

$$N_c = 5,86 \left(\frac{C}{D} \right)^{0,42}$$

$$N_\gamma = 0,5 + \frac{C}{D}$$

2. Pour un calcul en conditions drainées :

$$N_c = \cot g \varphi', N_\gamma = \frac{1}{9 \tan \varphi'} - 0,05, N_q = 0$$

Pour $\varphi' > 20^\circ$ et le rapport $C/D > 1,5$.

2.3.2.4 Méthode de Leca & Dormieux (1990)

Le but de l'analyse est de fournir une évaluation des conditions de stabilité pour un système mécanique indépendant du comportement du matériau. Ces deux auteurs ont employé le concept de l'analyse limite pour évaluer la stabilité d'un front de tunnel creusé dans un sol pulvérulent, ils ont comparé ces résultats aux essais de centrifugeuse réalisés par Chambon & Corté (1994). Un accord raisonnable a été trouvé entre les évaluations théoriques de limite supérieure et les pressions au front mesurées à la rupture. Par conséquent, Leca et Dormieux ont suggéré un modèle analytique tridimensionnel en séries de cônes (Fig.2.18); trois mécanismes de rupture ont été considérés (Fig.2.19).

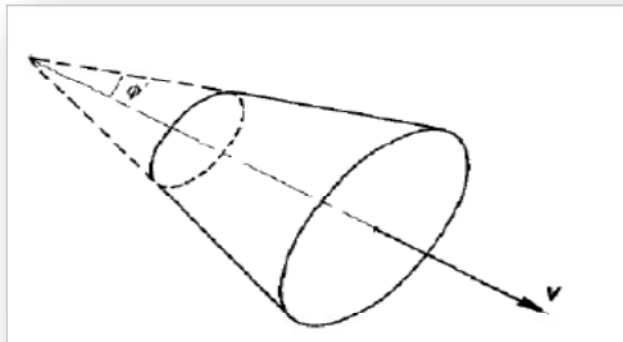


Figure 2.18 Cône de rupture de Leca & Dormieux (Berthoz, 2012)

La figure (2.19) montre les trois mécanismes de ruptures : MI et MII sont des mécanismes de rupture de simple cône et de deux cônes, respectivement où les cônes avancent vers l'excavation.

Le mécanisme de rupture MIII est un mécanisme à simple-cône, c'est un mécanisme passif, où le cône monte à la surface.

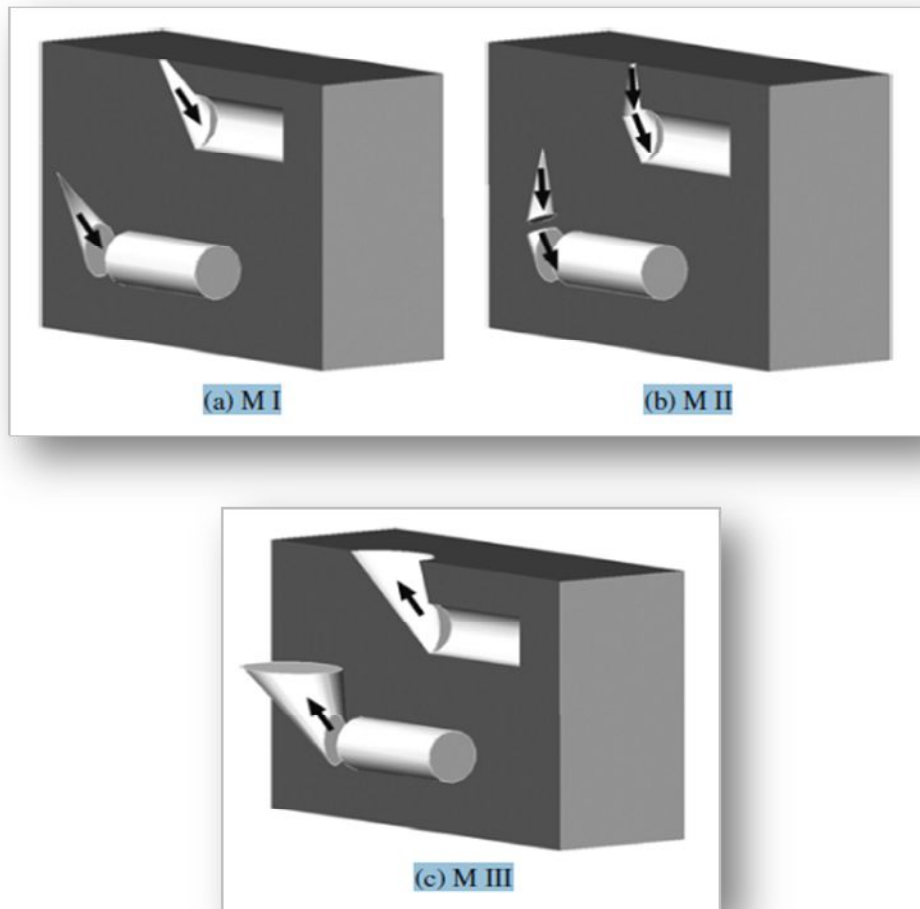


Figure 2.19 Mécanismes de rupture proposés par Leca & Dormieux (1990) (Park et al., 2007).

Leca & Dormieux ont obtenus la pression de soutènement au front pour la limite supérieure (Upper bound) :

$$\sigma_T = N_s \sigma_s + N_\gamma \gamma D \quad (2.15)$$

Avec

σ_s = la surcharge, D = le diamètre, γ = le poids volumique.

N_s et N_γ : sont des coefficients adimensionnels donnés par des formules établies par les auteurs.

2.3.2.5 Méthode de Mollon, Dias et Soubra (2010)

Les auteurs ont cherché à améliorer l'approche cinématique du calcul à la rupture en considérant un mécanisme multi-cônes interférant avec la totalité du front de taille et donc d'avantage conforme aux observations expérimentales (Cf. figure 2.21).

À la fin, les auteurs ont élaboré une Abaque de détermination rapide de la pression d'équilibre limite (Notée σ_c sur la figure 2.20).

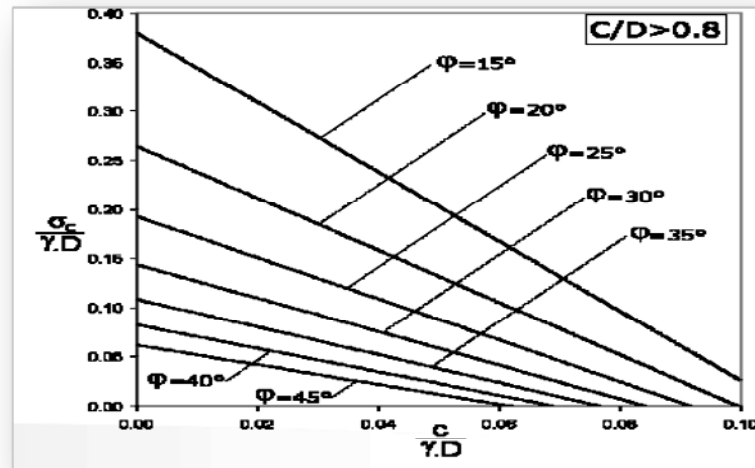


Figure 2.20 Abaque pour la détermination de la pression frontale de Mollon et al (2010)

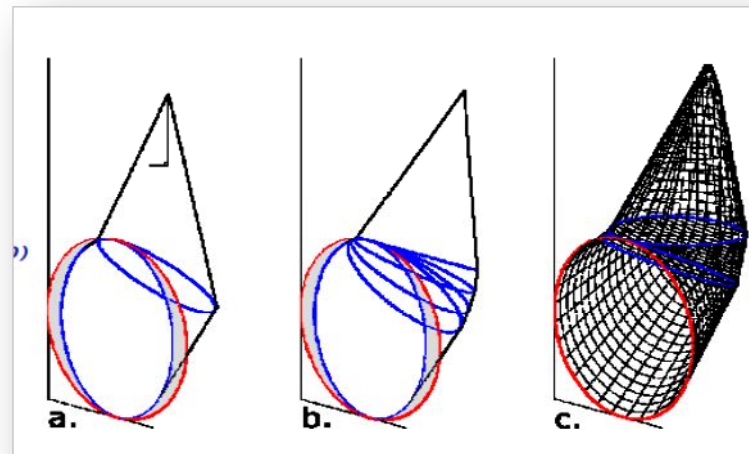


Figure 2.21 Mécanismes de rupture : a. Leca & Dormieux (1990). b. Mollon et al. (2009). c. Mollon et al. (2010)

Nous présentons sur la figure (2.22) une comparaison entre différentes méthodes pour le calcul de la pression frontale en fonction de l'angle de frottement.

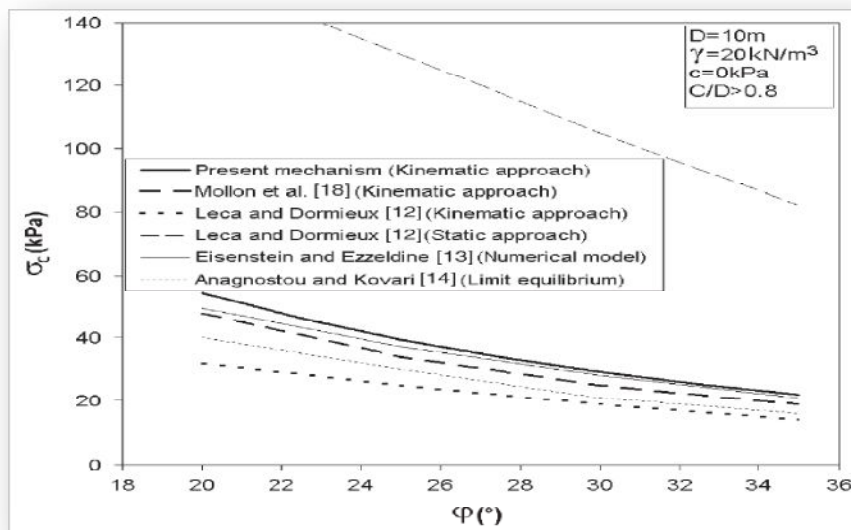


Figure 2.22 Comparaison de pression frontale (Yeo, 2011).

À la fin nous présentons quelques valeurs correspondantes à la déformation suivant le facteur de stabilité N :

Tableau 2.1 Degré de Déformation par rapport au facteur de stabilité

N	Degré de Déformation
<1	Négligeable
1-2	Elastique
2-4	Elastoplastique
4-6	Plastique
>6	Effondrement

2.4 PRÉSENTATION D'ÉTUDES CONSACRÉES À LA STABILITÉ DU FRONT (1961-2013)

Comme il a été déjà évoqué dans les paragraphes précédents, les descriptions du phénomène d'instabilité des tunnels proviennent pour la plupart de travaux expérimentaux effectués sur des modèles réduits. En effet, des expériences ont été menées dans le temps pour analyser les mécanismes de stabilité et rupture du front de taille, ce paragraphe est dédié à la présentation de quelques cas d'études consacrées à la stabilité du front sur une période s'étalant de 1961 jusqu'au 2013.

Ceci dit, le lecteur se rendra compte, en ce qui suit, que quelques travaux déjà cités auparavant seront réécrits ; nous avons vu de les citer une deuxième fois afin de les détailler un peu plus.

Le problème de la stabilité du front de taille d'un tunnel a fait l'objet de nombreuses études au cours des dernières années en raison de la construction d'ouvrages dans des conditions de

plus en plus difficiles. Apparemment, Depuis les années 60, de nombreux auteurs se sont intéressés à l'évaluation de la stabilité du front de taille par des approches théoriques avec production d'abaques qui se révèlent être simples et rapides à mettre en œuvre. Quelques pages ne peuvent suffire à en faire une présentation intégrale. On pourra se référer à Berthoz (2012), Yeo(2011), Javad (2011) ou Chen et al. (2011) pour en obtenir une synthèse à jour.

C'est Horn en 1961 (figure 2.23) qui a élaboré l'un des premier modèles tridimensionnels pour l'évaluation de la stabilité sous des conditions non drainées, il a considéré l'équilibre limite de la zone de sol présumée entrer en rupture au niveau du front.

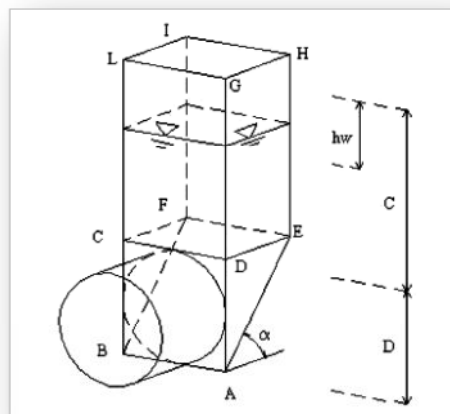


Figure 2.23 Modèle en équilibre Limite de Horn (1961)

De même, Broms & Bennermark (1967) ont effectué des essais d'extrusion (figure 2.24) sur de l'argile dans une cellule triaxiale, ils ont défini à partir de ces expérimentations le facteur de charge N.

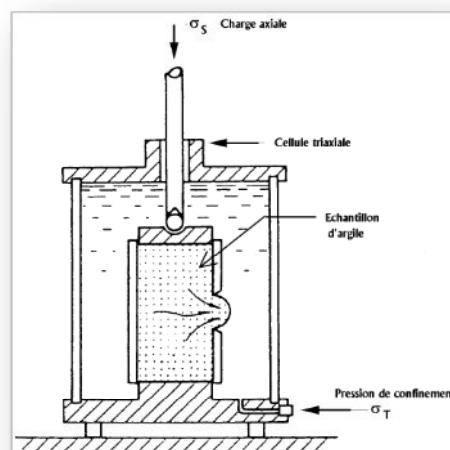


Figure 2.24 Essais d'extrusion de Broms & Bennermark (1967)
(Cité par Berthoz, 2012)

Dans cet esprit, d'autres travaux ont été réalisés dans le cadre de la théorie de l'équilibre limite. Si on se limite au cas des modèles tridimensionnels, il y'a les travaux de Jancsecz & Steiner (1994) qui ont appliqué le modèle de Horn (1967) au creusement au bouclier d'un tunnel, tandis que Sternath & Baumann (1997) l'ont employé pour analyser le creusement à la Méthode Autrichienne (NATM).

Aussi on cite les travaux d'Anagnostou & Kovari (1994) et Broere (2001) (Figure 2.25).

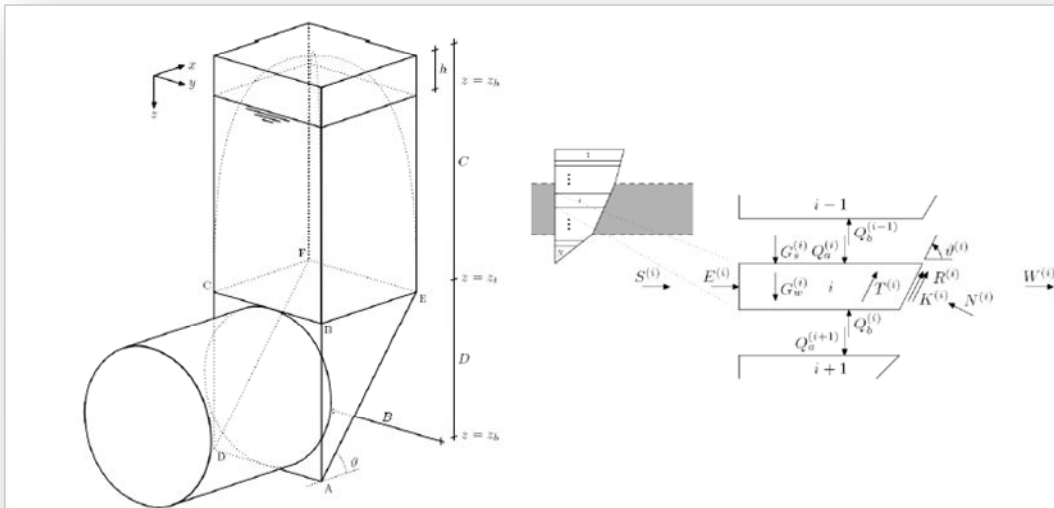


Figure 2.25 Théorie de l'équilibre limite. Mécanisme de Broere (2001) : amélioration du mécanisme de Horn (1961) par prise en compte des pressions hydrostatiques et d'une stratification du sol. (Broere, 2001)

Par la suite, les travaux de Davis et al. (1980) ont permis de préciser les conditions d'utilisation du critère de stabilité établi par Broms & Bennermark (1967), en mettant notamment en évidence l'effet de la profondeur relative du tunnel. Néanmoins leurs résultats ne permettent pas d'aboutir à une quantification précise du risque d'instabilité du fait de l'écart important existant entre les approches par intérieur et extérieur. Cet écart constitue évidemment un obstacle à l'élaboration de méthodes de dimensionnement basées sur une analyse théorique de la stabilité. Selon ces auteurs, l'analyse d'essais d'effondrement en centrifugeuse (figure 2.26) semblait par ailleurs indiquer que les conditions de rupture observées expérimentalement (Schofield, 1980) étaient proches de celles déduites de l'approche par intérieur ; il était donc naturel de tenter d'améliorer les approches par extérieur disponibles.

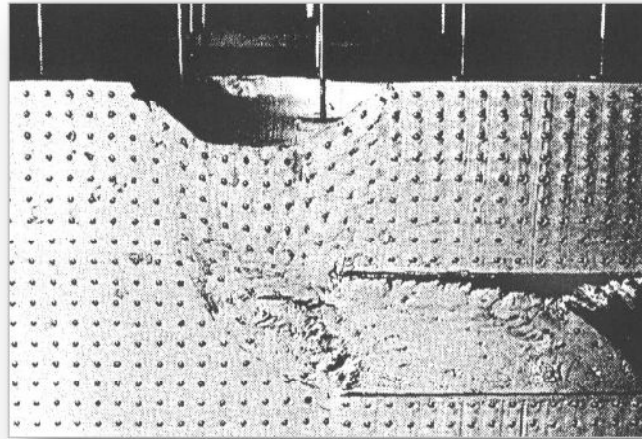


Figure 2.26 Mécanisme d'extrusion de Mair rapportés par Schofield, 1980 (Cité par Dias, 1999)

Schofield (1980) qui d'une part reprend les travaux de Mair sur centrifugeuse et Peck (1969) qui d'autre part se base sur des observations in situ aboutissent à des conclusions voisines, c'est à dire une valeur de N comprise entre 5 et 7.

Casarin & Mair (1981) ont effectué une étude sur modèle réduit en utilisant des matériaux argileux, ils mettent en évidence le fait que la longueur non soutenue à l'arrière du front est un facteur non négligeable, qui modifie sensiblement le mécanisme d'extrusion.

La Figure (2.27) exprime le rapport de l'extrusion maximale sur le diamètre en fonction du facteur de charge pour différentes valeurs de profondeur et de longueur non revêtue.

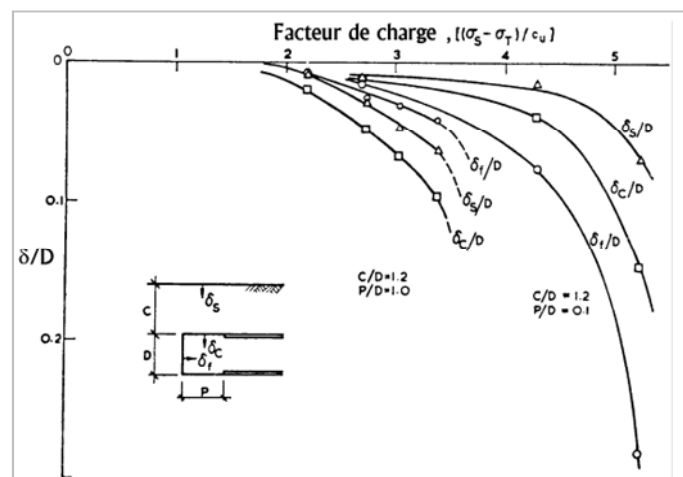


Figure 2.27 Influence de la longueur non soutenue d'après Casarin & Mair (1981). (Cité par Dias, 1999)

Chambon (1990), Chambon & Corté (1989, 1991) ont étudié les mécanismes et pressions limites de rupture par effondrement du front de taille à l'aide de dispositifs centrifugés. Le premier s'est intéressé au cas des massifs purement cohérents (argiles), les seconds au cas des massifs purement frottant (sable secs). Dans le cas des matériaux purement frottant, Chambon & Corté ont mis en évidence que la rupture par effondrement du front de taille se fait pour une pression frontale d'autant plus faible que la densité du massif reconstitué est importante, et donc que ses caractéristiques mécaniques de résistance au cisaillement sont importantes. Ils ont également montré la faible influence de la hauteur de couverture sur les pressions limites de rupture (Figure 2.28).

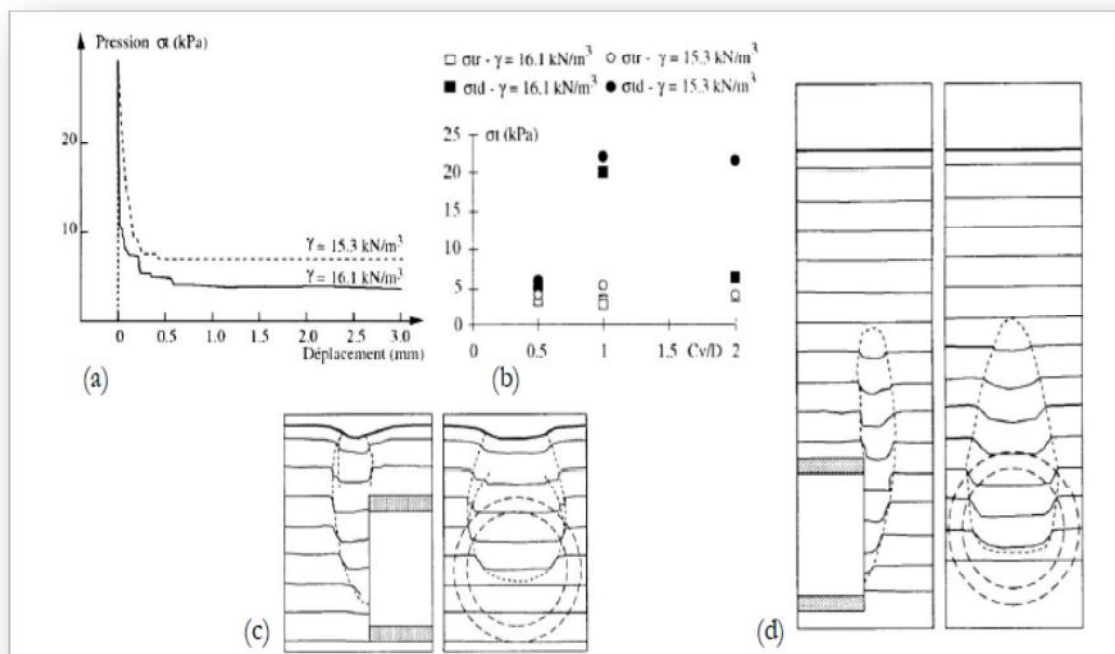


Figure 2.28 Expériences de Chambon & Corté (1991) au tube pressurisé : (a) relation entre déplacement frontal et pression interne σ_t ; (b) Pression interne à l'apparition des premiers déplacements (σ_{td}) et à la rupture du front de taille (σ_{tr}); mécanisme de rupture pour une couverture de $0.5D$ (c) et $2D$ (d). (Berthoz, 2012)

L'étude de Leca & Dormieux (1992) illustrée sur la figure (2.29) est destinée à améliorer les estimations théoriques du risque d'instabilité au front de taille dans le cas d'un tunnel circulaire creusé à faible profondeur dans un terrain purement cohérent. L'accent est mis sur l'approche par extérieur.

Les mécanismes examinés permettent de tenir compte du caractère tridimensionnel du problème abordé ainsi que des risques d'instabilités globales et locales.

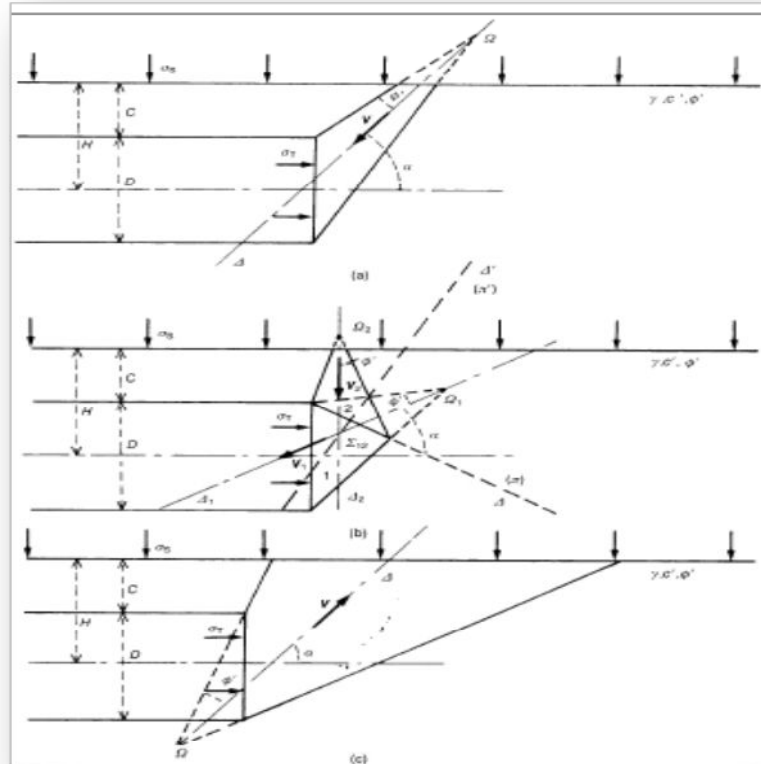


Figure 2.29 Mécanismes tridimensionnels (Leca & Dormieux, 1992)

Les résultats conduisent à penser, d'après les auteurs, que les différences constatées entre bornes supérieures et inférieures des chargements potentiellement supportables pourraient provenir de la surestimation des capacités de résistance du terrain, qui résultent de leur caractérisation par un critère de TRESCA (Fig. 2.29).

Le mécanisme observé par Broere (2001) (figure 2.30) dans le cadre d'un essai en centrifugeuse est similaire au mécanisme proposé par Leca & Dormieux.

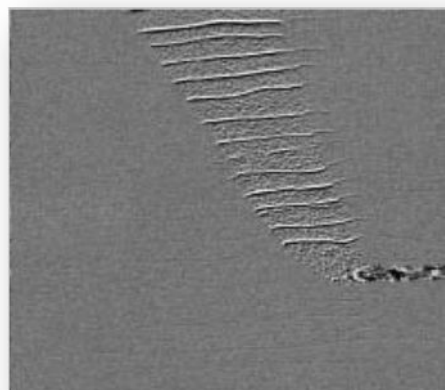


Figure 2.30 Mécanisme de rupture au front de Broere (2001)

Sur la Figure (2.31), Takano et al. (2006) présentent les résultats expérimentaux de l'extrusion d'un sable dans un modèle réduit de tunnel de diamètre 120mm. La rupture est observée par tomographie 3D à rayons X, ceci a permis de clarifier la forme du bloc de sol en cours d'effondrement.

Il apparaît que la rupture s'effectue par un mouvement de rotation d'un bloc de sol unique en direction du front de taille (Mollon, 2010).

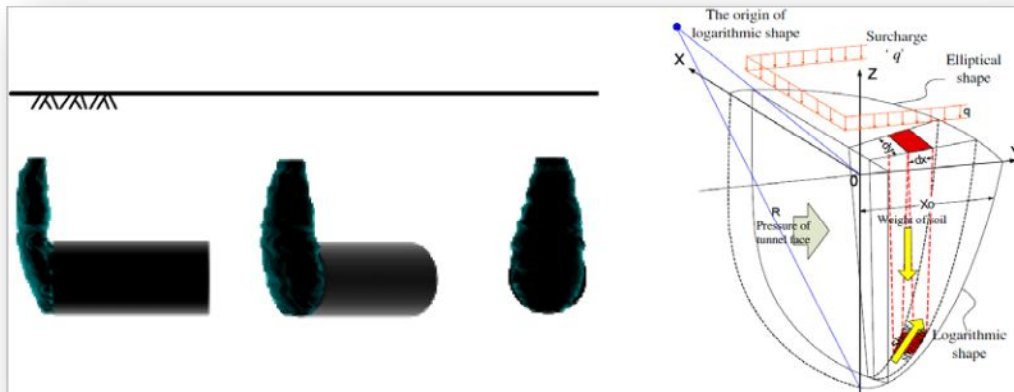


Figure 2.31 Mécanisme d'effondrement observé par tomographie rayon X, et forme proposée pour le bloc en rupture de Takano et al. (2006) (cité par Mollon, 2010)

Messerli et al (2010) ont également étudié les mécanismes de rupture en massifs purement frottant expérimentalement (Voir figure 2.32). Ces auteurs ont confirmé les résultats de Chambon et Corté, à savoir: l'indépendance de la pression de confinement à l'égard de la hauteur de couverture lorsque la hauteur de couverture C est supérieure au diamètre D du tunnel (Berthoz, 2012).

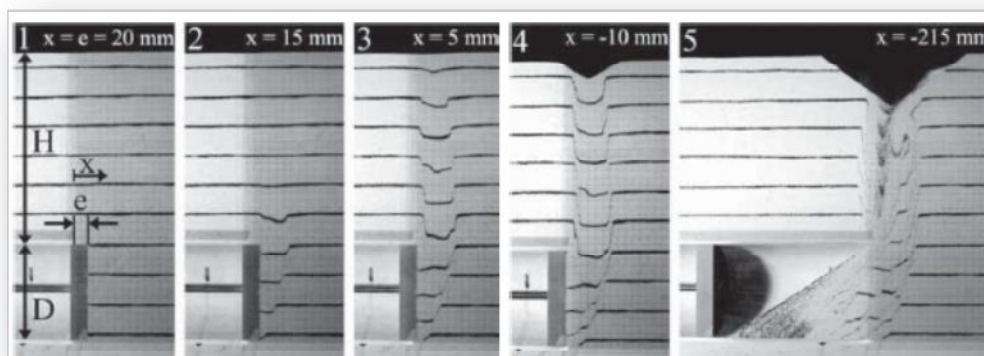


Figure 2.32 Expérience de Messerli et al (2010) dans un sol purement frottant

Le modèle réduit de tunnelier à pression de terre qu'a utilisé Berthoz (2012) au sein de L'ENTPE (Ecole Nationale des Travaux Publics de l'Etat) dans ses travaux de recherche semble le dispositif permettant actuellement la modélisation la plus fidèle du processus de creusement

au tunnelier à pression de terre, et par conséquent un outil particulièrement pertinent dans l'étude de l'interaction sol-machine. Notons toutefois que ce modèle réduit ne permet pas de prendre en compte des pressions hydrostatiques.

En ce qui concerne l'analyse numérique tridimensionnelle établi par Repetto (2006), l'étude a montré que la stabilité du front de tunnel est un problème complexe et des solutions très détaillées ne peuvent être développées qu'à grâce à de telles procédures. Dans cette thématique cet auteur a contribué à l'aide de considérations théoriques et expérimentales à ce type d'analyses, l'accent étant mis plus, particulièrement, sur l'étude par tunnelier pressurisé d'un tunnel ferroviaire à grande vitesse à Bologna (Italie) en environnement urbain, les difficultés rencontrées pendant le creusement sont exposées. Certaines des méthodes analytiques pour évaluer la stabilité au front ont été présentées et comparées (fig. 2.33) pour différents angles de frottement et pressions au front. Le problème conséquent de définir la pression au front est traité par l'analyse numérique et des méthodes probabilistes. La figure (2.34) donne un exemple pratique de cette approche combinée.

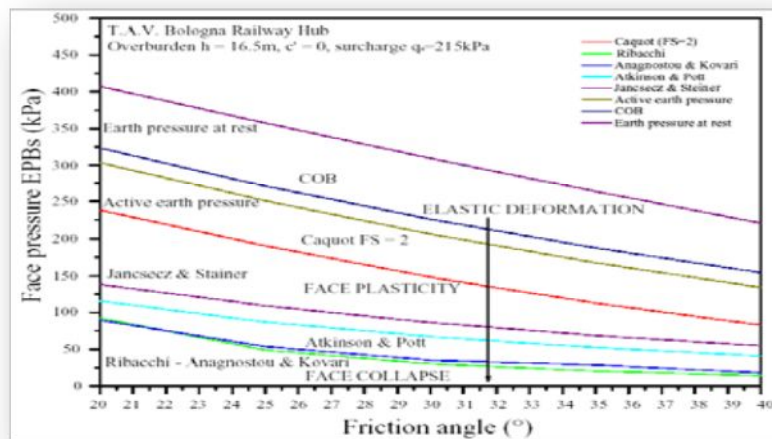


Figure 2.33 Pression frontale (Repetto et al., 2006)

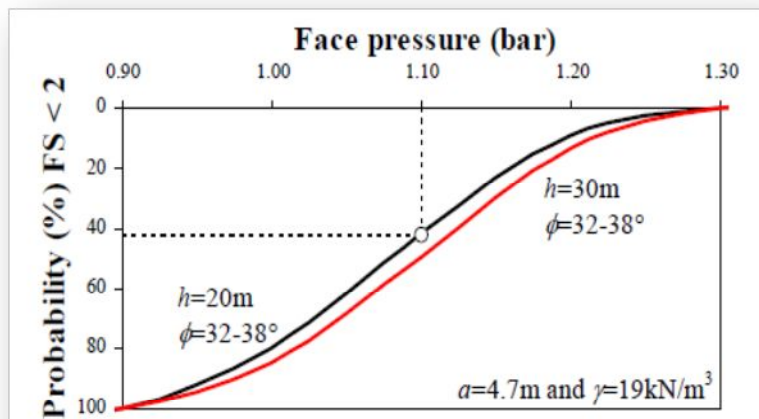
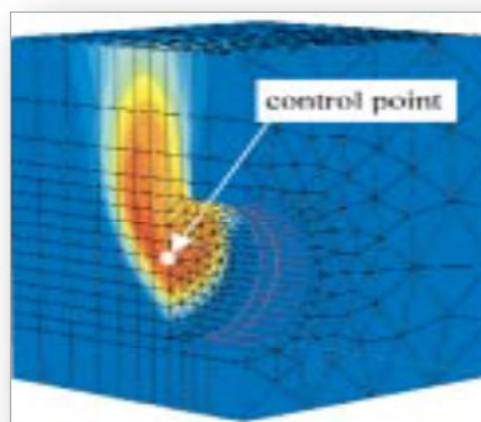


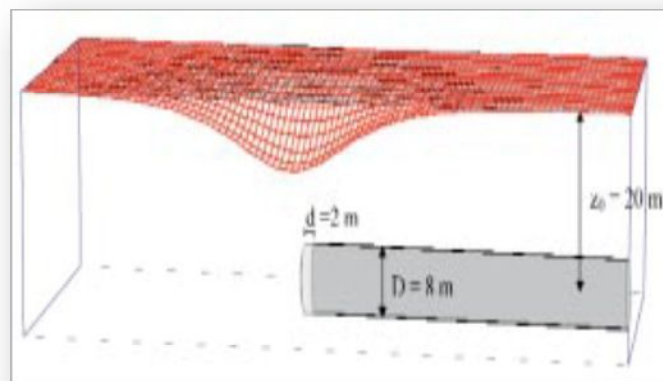
Figure 2.34 Calcul probabiliste de la pression frontale (Repetto et al., 2006)

Vermeer (2001) a étudié le cas d'un tunnel creusé à la TBM en utilisant le code de calcul PLAXIS3DTunnel, son but était d'analyser les tassements en surface en 3D (figure 2.35a) et d'évaluer les déplacements au front. La méthode Convergence- Confinement implantée dans le code Plaxis 2D était présente en parallèle, l'auteur a modifié le taux de déconfinement afin de faire une comparaison entre les deux cas de calcul.

Apparemment, une simple analyse 3D (figure 2.35b) pourrait donner des informations sur la stabilité du front assez correctes comparant avec l'analyse 2D couplée avec la MCC. Comme conclusion, Vermeer ne valide pas cette idée pour toutes les situations de creusement mais ça reste des résultats préliminaires.



(a)



(b)

Figure 2.35 (a) Déplacement au front de taille (b) cuvette tridimensionnelle (Vermeer, 2001)

De même, Melis et al (2002), Viggiani & Soccodato (2004), Mroueh & Shahrour (2008) et Migliazza et al (2009) utilisent le modèle numérique élastoplastique de Mohr-Coulomb pour modéliser le comportement des sables plus ou moins limoneux.

En 2005, des exemples d'applications numériques pour l'analyse de la stabilité du front de taille et des tassements en surface ont été effectués par Vermeer et al. utilisant la méthode Autrichienne. Pour l'analyse de la stabilité du front de taille, la méthode établie par Anagnostou & Kovari (1996) (Eq. 2.14) a semblé être un outil puissant pour obtenir les deux facteurs de sécurité et de mécanisme de rupture. Les deux lois de comportement (HS Model et Mohr Coulomb) ont été confrontées avec des mesures in situ (figure 2.36), apparemment, le modèle HS donne des résultats plus approchés des mesures trouvées sur chantier.

Les auteurs confirment que la pression au front donnée dans l'Eq. (2.14) est non seulement de grande importance dans les analyses de la stabilité, mais également présente un outil de validation des analyses numériques. En effet, la méthode des éléments finis (incluant l'élastoplasticité, la non linéarité) est un outil puissant, mais les codes machine ont besoin d'être validés.

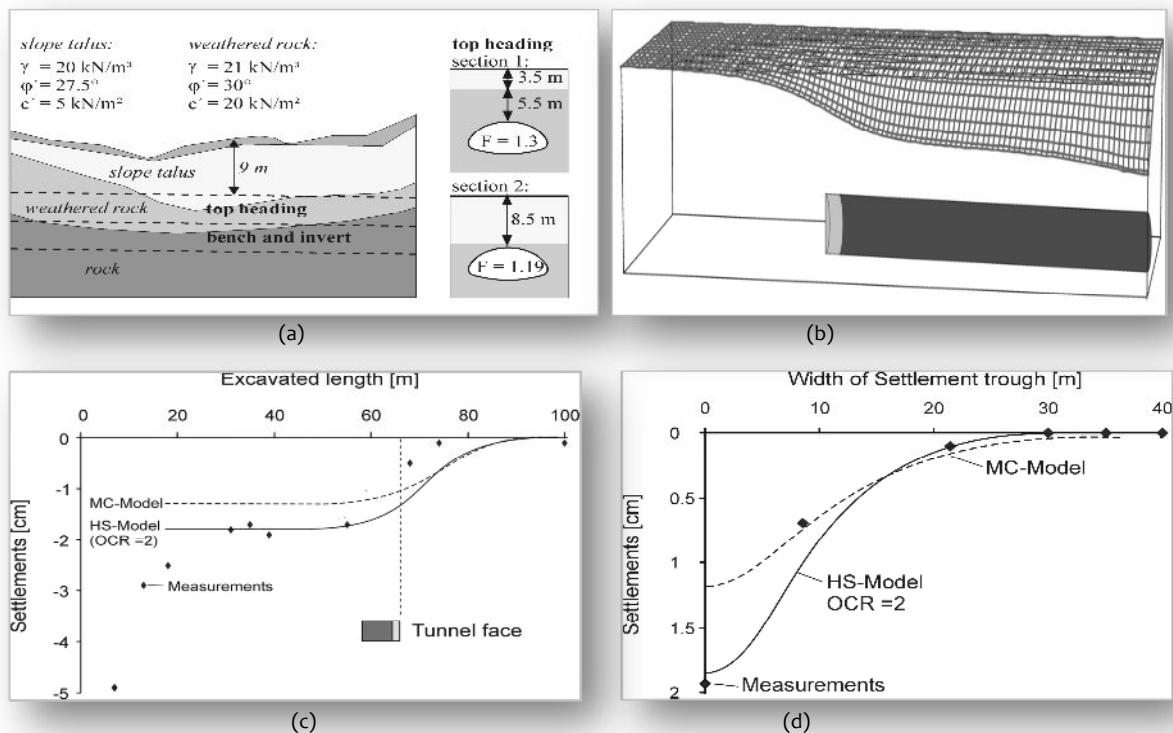


Figure 2.36 (a) Profil du sol du creusement NATM (Allemagne)
 (b) Tassement 3D (c) Tassement longitudinal (d) Tassement transversal
 (Vermeer & Moller & Ruse., 2005)

L'article de Bezuijen & Talmon (2010) décrit les processus qui se produisent autour d'un creusement à la TBM pendant la construction d'un tunnel en sable saturé. La pression interstitielle devant le front augmente et par conséquent la stabilité du front sera menacée (figure 2.37).

Beaucoup de ces résultats sont basés sur des mesures in situ de tunnels construits en Netherlands. Des résultats ont été mis en évidence ; un modèle numérique pour l'écoulement de la bentonite et du coulis a été développé, bien que ce modèle doive encore être vérifié en utilisant les résultats des mesures, il montre quelques résultats prometteurs. En outre, des informations considérables ont été obtenues au sujet du processus de l'injection du coulis et du chargement résultant du revêtement.

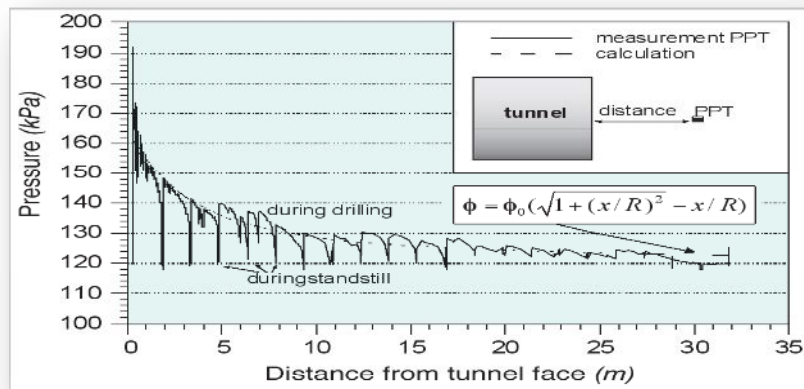


Figure 2.37 Pression interstitielle (Bezuijen & Talmon, 2010)

Les travaux présentés par Mollon (2010) s'attachent à étudier le comportement des tunnels creusés à faible profondeur à l'aide d'un tunnelier à front pressurisé, en se penchant plus particulièrement sur deux aspects fondamentaux lors de l'excavation : la stabilité au front à l'effondrement et au refoulement, et l'apparition de mouvements de sol en surface. L'étude est menée sous un angle déterministe puis probabiliste, le comportement du massif excavé est étudié à partir d'observations et de campagnes de mesures in situ réalisées sur divers chantiers d'excavation de tunnel. Les mouvements de sol horizontaux et verticaux observés sont décrits qualitativement. L'auteur s'intéresse aussi à la modélisation numérique ; Il apparaît que les simulations tridimensionnelles sont relativement lourdes à mettre en place mais sont les seules qui puissent prendre en compte toute la complexité des phénomènes en jeu lors du creusement et donc de fournir une prévision valable des mouvements de sol.

Le travail de Mollon et al. (2010) (fig.2.38) est remarquable ; il a donné un grand coup à la modélisation de la rupture au front de taille en configuration tridimensionnelle. Les auteurs présentent un nouveau mécanisme de ruine d'un front de taille de tunnel pressurisé, respectant les hypothèses du théorème cinématique de l'analyse limite.

Ce mécanisme repose sur le mouvement en rotation d'un bloc rigide de sol en direction du tunnel et permet la prise en compte de l'ensemble du front de taille dans l'analyse de stabilité.

Une technique de discrétisation spatiale a été utilisée pour la génération de la surface de glissement et pour les calculs de volumes et surfaces nécessaires à la détermination de la pression d'équilibre limite d'effondrement.

Les résultats numériques ont prouvé que le mécanisme proposé permettait une amélioration sensible des bornes inférieures de la pression limite existantes dans la littérature, dans le cas des sols frottant (avec ou sans cohésion). En revanche, le mécanisme proposé s'avère peu adapté aux sols purement cohérents.

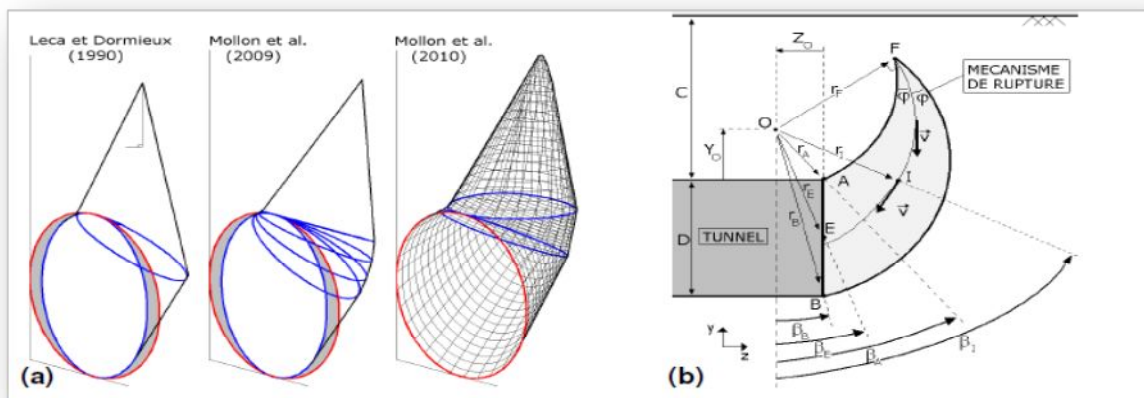


Figure 2.38 (a) Allure de mécanismes d'analyse limite d'effondrement existants dans la littérature pour un sol frottant et cohérent ($\phi=17^\circ$, $c=7kPa$); (b) Projection du mécanisme proposé sur le plan (o, y, z) (Molon et al. 2010)

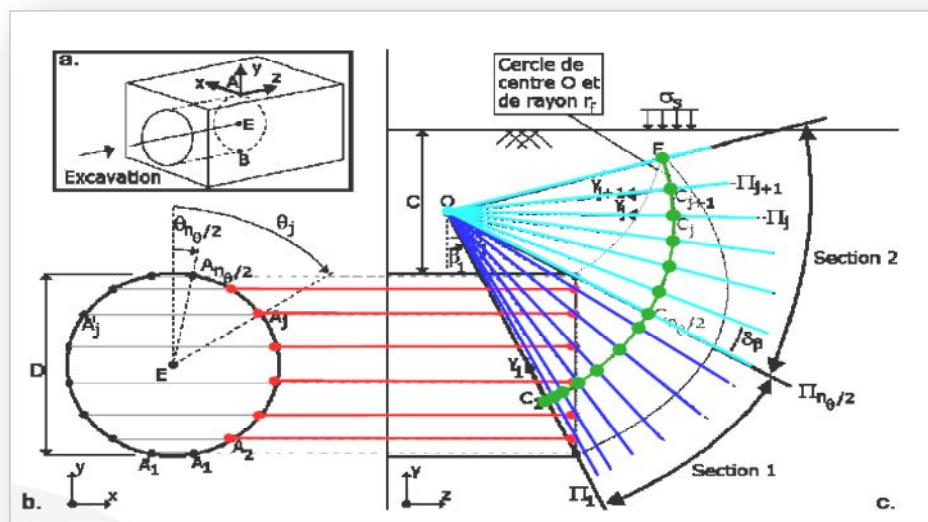


Figure 2.39 Détails de la technique de discrétisation du mécanisme de rupture de Molon et al. (2010)

Une des perspectives de leur travail est une extension du mécanisme à la rupture du sol par refoulement du front de taille. Par ailleurs, il peut être envisagé d'étendre la méthode de discrétisation proposée à l'analyse de stabilité d'autres types d'ouvrages géotechniques (tunnels non soutenus, pentes, soutènements). Puisqu'aucune forme géométrique simple ne permet de considérer une rupture par rotation qui intéresse tout le front de taille, les auteurs utilisent une méthode de discrétisation spatiale (fig. 2.39).

Russo (2003) a contribué, sur la base de considérations théoriques et expérimentales aux travaux menés sur la pression frontale au front, l'accent étant mis plus particulièrement sur la réalisation par EPBS du Métro de Porto au Portugal. Le problème conséquent de définir la pression d'équilibre au front est traité expérimentalement au laboratoire. En conclusion, les principaux résultats de cette étude sont évalués sur la base d'une expérience mentionnée du Métro pour établir une approche de conception correcte. Quelques considérations au sujet de la définition correcte de la pression de confinement au front dans le creusement d'un tunnel mécanisé ont été présentées.

L'intérêt que porte le travail de Vermeer et Ruse et Marshner (2002) est très significatif, d'ailleurs la totalité des travaux de Vermeer rapportent énormément de développement à la recherche. A ce sujet, ces auteurs ont étudié la stabilité au front creusé en premier lieu à la TBM puis à la NATM. L'attention, au début, s'est portée sur les tunnels circulaires dans un massif homogène respectant le critère de Mohr-Coulomb, des analyses éléments finis non linéaires et en conditions non drainées sont élaborées (Voir fig. 2.40). La stabilité semble être complètement indépendante de la couverture du tunnel lorsque l'angle de frottement est supérieur à 20° .

Sous des conditions drainées, le creusement à la NTAM semble être possible quand la cohésion effective excède environ 10 % de γD et sans aucune pression au front ; à ce sujet Vermeer et al. se sont vraiment surpassés.

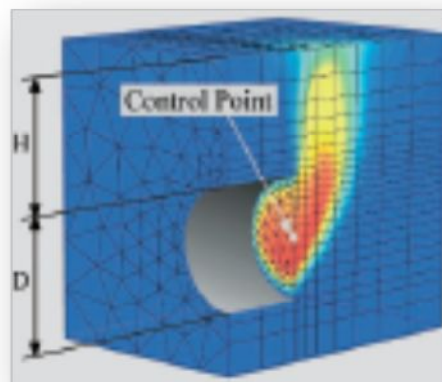


Figure 2.40 Mécanisme de rupture (Vermeer, Ruse, Marshner, 2002)

L'influence de la distance du tunnel non soutenu a aussi pris part des travaux de Vermeer et al. (2002) ; la figure (2.41) illustre ces résultats.

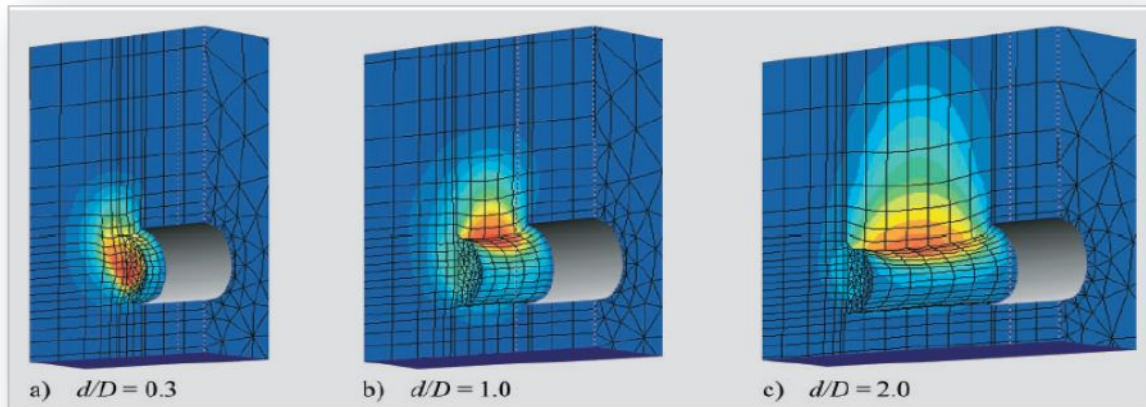


Figure 2.41 Déplacements à la rupture pour différents distances non soutenu (P) (appelée ici d) (Vermeer, Ruse Marsher, 2002)

Sun et al (2006) ont conduit des études numériques en 3D sur le comportement d'un massif de sol creusé à la TBM. Afin de prédire et contrôler les mouvements en surface, des résultats observés in situ et une analyse numérique ont été conduits afin d'étudier la stabilité au front (figure 2.42) et les tassements en surface.

Les résultats prouvent qu'une rupture locale du front s'est produite en clef, en outre, le creusement a causé un déconfinement autour de la tête de coupe et des grands tassements en surface ont été observés.

Cette analyse a démontré un accord global entre les résultats simulés et les données observées. Le programme ANSYS élément fini a été employé pour l'analyse tridimensionnelle et axisymétrique. Les auteurs ont utilisé un modèle élastoplastique, celui de Drucker-Prager. Une pression uniforme est appliquée au front de taille ; d'après ces résultats figurés ci-dessous, nous constatons que la plus grande partie des déformations se produit à la base du tunnel et ne pas en clé ce qui contredit les propos de Sun et al. dans leurs conclusions.

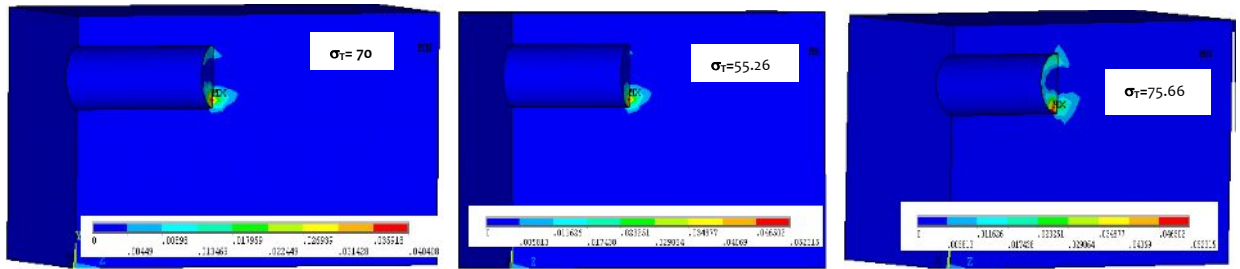


Figure 2.42 Déformations plastiques pour : $\sigma_T = 70$ kPa, $\sigma_T = 75.66$ kPa et pour $\sigma_T = 55.26$ kPa (Sun et al. 2006)

Maranha (2000) a conduit une modélisation 3D d'un tunnel construit en utilisant un tunnelier pressurisé dans un massif argileux sous la nappe. Les différentes phases de construction comme l'injection de coulis dans le vide annulaire étaient pris en compte. Les résultats de calcul sous forme de tassements en surface et stabilité au front corroborent ceux mesurés in situ, ceci encourage l'utilisation de telles procédures (figure 2.43).

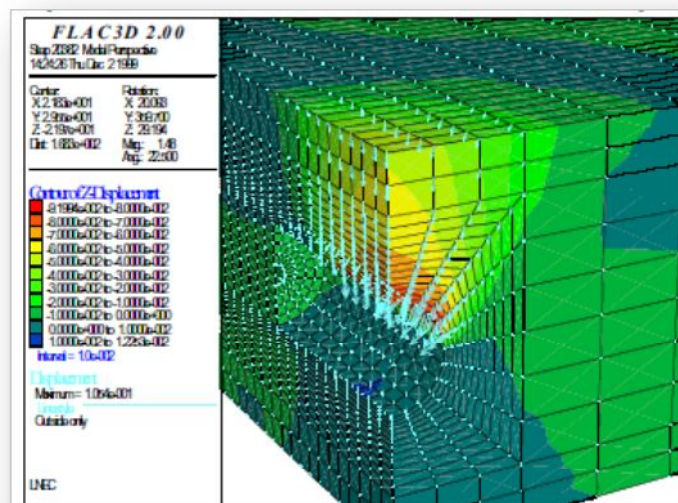


Figure 2.43 Déplacement Vertical (Maranha et al., 2000)

D'après les travaux de Seidenfub (2006), les constatations suivantes ont été déduites ; il est clair que la stabilité au front des tunnels dans les sols pulvérulents comme les sables, les graviers est essentiellement contrôlée par les conditions des eaux souterraines et les effets de la méthode de construction, des excavations dans cette nature de sol peuvent être effectuées seulement en assurant la protection complète du front.

Dans beaucoup de cas les sols granulaires au-dessus de la nappe contiennent assez d'humidité pour créer une petite cohésion apparente qui peut être suffisante pour permettre la construction d'un premier système de soutènement provisoire si le temps de construction est assez réduit pour empêcher le dessèchement du sol. Autrement, un soutènement immédiat est exigé pour soutenir le front. Le retardement, ainsi, permettra à des déformations de se développer et mener à la rupture du front et à un tassement en surface.

Si des eaux souterraines sont drainées, des petits gradients hydrauliques peuvent induire des grands mouvements qui envahiront complètement le front, le contrôle des eaux souterraines devient alors primordial.

Une procédure de simulation tridimensionnelle (Voir fig. 2.44), avec laquelle nous clôturons ce paragraphe, utilisant le code en différences finies Flac-3D (Fast Lagrangian Analysis of Continua en 3 Dimensions) et prenant en compte de manière explicite les principales sources de mouvements dans le massif encaissant a été proposée par Demagh et al. (2008). Elle est illustrée dans le cas particulier du Métro de Shanghai, creusé à l'aide du plus grand bouclier jamais utilisé et pour lequel des données expérimentales existent, les sols rencontrés étant saturés et caractérisés par une faible résistance ; la confrontation des résultats de la simulation numérique aux mesures in-situ montre que la procédure de simulation 3D proposée est pertinente, en particulier dans la représentation adoptée pour les différentes opérations réalisées par le tunnelier (excavation, soutènement du front de taille, avancement, pose du revêtement, injection du vide annulaire, ...) (Voir figure 2.44).

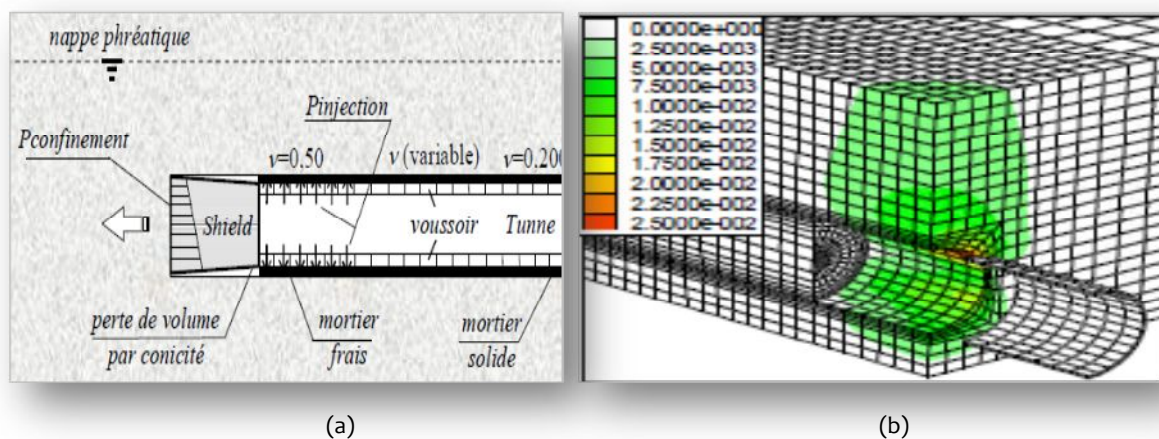


Figure 2.44 (a) Phasage complet du creusement au bouclier
(b) Maillage utilisé en Flac-3D (Demagh et al. ,2008)

Qualitativement, les calculs menés en conditions non drainées menés par les auteurs ont montré une bonne concordance des déplacements évalués numériquement avec ceux mesurés lors du creusement.

2.5 CONCLUSION

Ce chapitre a été consacré à l'étude de la stabilité du front de tunnel qui s'avère un problème complexe et une solution très détaillée peut être développée uniquement sur la base d'essais au laboratoire ou l'analyse numérique tridimensionnelle. Cependant, dans beaucoup de cas pour une question de temps et de difficultés, le recours aux méthodes analytiques (Horn (1961), Broms & Bennermark (1967), Jancsecz & Steiner (1994), Anagnostou & Kovari (1994) et Broere (2001)) s'avère nécessaire.

En plus, nous avons vu que le problème de la stabilité au front a fait l'objet de nombreuses études en différenciant entre sols pulvérulent et sols cohérent. Dans le cas des sols cohérents, les études théoriques montrent que le niveau de stabilité à court terme du front de taille peut être apprécié essentiellement par le facteur de charge. Celui ci prend en compte la contrainte verticale au niveau de l'axe du tunnel, la pression appliquée au front etc. D'autres facteurs tels que la profondeur relative du tunnel et la longueur non soutenue ont également une incidence non négligeable. Le cas des sols frottants est plus complexe : Il faut avoir alors recours aux approches numériques ou aux calculs à la rupture de type analyse limite dont les résultats peuvent s'exprimer sous forme d'abaques.

En outre, la stabilité au front construit sous la nappe est un cas particulier car les forces d'infiltration dues à l'écoulement d'eaux souterraines peuvent sérieusement affecter la stabilité du front et le tunnel lui-même. Cependant, il y'a peu de recherches qui traite ces cas d'où l'utilité du prochain chapitre qui mettra l'accent sur ce type phénomène.

“No construction project is risk free. Risk can be managed, minimised, shared, transferred or accepted. It cannot be ignored.”

Sir Michael Latham, 1994

3. Comportement hydraulique des sols meubles autour des tunnels - Etat de l'Art

3.1 INTRODUCTION

Le creusement des tunnels modifie le champ initial des contraintes dans le terrain encaissant et en crée des perturbations, ceci a été bien mis en évidence dans les chapitres précédents ; ces modifications s'accompagnent, en général, sur le plan mécanique d'un déplacement instantané du front vers l'excavation ainsi que d'une convergence des parois du tunnel. Ceci dit, ce n'est pas la seule conséquence du creusement : les conditions hydrogéologiques, sont eux même affectées : le creusement d'un tunnel sous la nappe affecte l'équilibre hydraulique initial du massif, la chute de pressions engendrée dans le terrain entraîne l'écoulement des eaux souterraines vers le tunnel et l'intrusion d'un certain débit d'eau dans la partie excavée de l'ouvrage. Sans oublier les conséquences parfois néfastes des venues d'eau vers l'excavation et le drainage consécutif qui peuvent nuire à la sécurité de l'ouvrage et du personnel y travaillant.

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 in situ.

L'analyse des écoulements vers un tunnel en cours de creusement est encore plus délicate, dans la mesure où il faut tenir compte du caractère tridimensionnel du problème lié à la présence du front de taille, cependant, les progrès réalisés dans le domaine de la modélisation numérique permettent d'étudier ces phénomènes.

L'interaction de l'ouvrage avec les eaux souterraines se manifeste de diverses manières ; certaines sont préjudiciables à l'ouvrage et à sa réalisation et causent la perturbation du régime hydraulique initial et d'autres le sont pour l'environnement. Dans un premier temps, nous expliquerons cette interaction en présentant les différents problèmes liés aux écoulements induits par le creusement dans des terrains meubles et aquifères, quelques solutions pour palier à ces difficultés seront citées. Par la suite, quelques approches analytiques seront présentées.

La stabilité au front, qui est un élément clé dans le creusement des tunnels, sera brièvement étalée en présence d'eau souterraine, ce chapitre bibliographique se terminera par un retour d'expériences pour la modélisation de ce type de travaux.

3.2 INTERACTION HYDRAULIQUE ENTRE LES TUNNELS ET LES EAUX SOUTERRAINES- POSITION DU PROBLÈME

Lors du creusement des tunnels sous le niveau de la nappe phréatique, l'interaction de l'ouvrage avec les eaux souterraines se manifeste de diverses manières. Certaines sont préjudiciables à l'ouvrage et à sa réalisation et causent la perturbation du régime hydraulique initial et provoquent l'écoulement des eaux souterraines vers l'ouvrage qui ont pour conséquence l'altération du revêtement par les eaux agressives (Keller et al., 1987), venues d'eau de gros débit (Guichonet & Bernieri, 1966 ; Keller et Schneider, 1982 ; Jansson 1979) mettant le personnel en danger, arrivées d'eau chaude entravant l'avancement des travaux (Bianchetti et al., 1993 cité par Maréchal et al., 2003). D'autres le sont pour l'environnement : vidange des nappes aquifères, baisse de leur niveau suivi du tarissement des sources environnantes.

D'un point de vue spécifiquement hydraulique, la prévision du volume des venues d'eau vers le tunnel et l'étude de l'impact du tunnel sur les sources constituent de nos jours deux paramètres essentiels pour les études actuelles car malgré le nombre d'études effectuées pour la prévision de la réponse hydraulique des sols causée par le creusement des tunnels sous la nappe, la tendance actuelle est d'étudier les répercussions de l'urbanisation et d'autres aménagements liés au développement industriel sur les eaux souterraines. Ils résultent tous deux de l'interaction hydraulique entre l'ouvrage et la nappe aquifère (Maréchal et al., 2003).

Quoique notre travail de recherche traite le premier cas, nous essayerons de porter quelques points lumineux sur le deuxième.

3.2.1 Effets du creusement des ouvrages souterrains sur les eaux souterraines

Les répercussions sur les eaux souterraines de la construction des tunnels et d'autres aménagements liés au développement industriel et économique sont rarement perçues au niveau des projets et ont été de ce fait généralement négligées. Si le facteur 'eau' est pris en considération, c'est parce qu'il a une incidence directe sur la faisabilité de l'ouvrage et qu'il importe de mettre en place une parade à cette agression de l'eau nuisible.

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 provoquées par l'urbanisation se traduisent sur les eaux souterraines par des modifications d'alimentation, d'écoulement, de niveaux, de débits et de qualités physiques et

chimiques. L'évaluation quantitative de ces impacts est maintenant possible grâce aux techniques de simulation des écoulements permettant désormais de prévoir les impacts des aménagements sur les eaux souterraines et d'analyser les préjudices qui peuvent en résulter.

La loi n° 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 (Moniton, 1980).

Il importe au préalable de bien connaître le milieu aquifère, sa géométrie, ses conditions aux limites, ses caractéristiques physiques, toutes ces données peuvent être acquises à la suite d'études hydrogéologiques bien conduites d'où se déduisent les mécanismes physiques de la circulation de l'eau. On élabore ainsi un modèle qui permettra de prévoir les changements que provoqueront directement ou indirectement les aménagements urbains et les préjudices qui peuvent en résulter.

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) entre autres ont étudié ce type de cas pendant l'avancement d'un tunnel, le débit est montré sur la figure (3.1a). Afin de mesurer ce débit, les auteurs ont pensé à installer un déversoir (voir fig. 3.1.b) pour enregistrer la quantité d'eau dans l'entrée Est du tunnel.



Figure 3.1 (a) Débit d'eau dans l'excavation (b) Un déversoir pour enregistrer la quantité dans l'entrée Est du tunnel (Yang et al., 2009)

Un calcul numérique a été appliqué pour la simulation des conditions hydrogéologiques induites par la construction de tunnel. Les codes numériques MODFLOW et FEMWATER ont été utilisés pour évaluer l'impact de la construction du tunnel sur l'environnement hydrogéologique. L'impact du débit pendant la construction du tunnel et l'impact de la construction du tunnel sur les ressources régionales d'eaux souterraines sont simulés pour réduire au minimum des accidents et les retards dans les durées de construction.

3.2.2 Influence de l'eau souterraine sur le creusement des tunnels

Cette influence se manifeste par une modification du débit, de la pression interstitielle, de la charge hydraulique et des gradients hydrauliques. Le contrôle de ces derniers est indispensable dans la conception des tunnels pour assurer la stabilité et la sûreté des travaux. Ne pas contrôler ces écoulements peut causer des instabilités et des incidences défavorables sur l'environnement et d'autres et même tout le projet peut s'arrêter (El Tani, 2010).

Même si ce chapitre n'est consacré qu'à la description de la réponse hydraulique d'un sol vis-à-vis un creusement, il faut tout de même signaler les autres conséquences mécaniques liées au écoulement souterrains, nous parlons de tassement, et même d'effondrement du front suite à

un rabattement de la nappe et à des venus d'eau considérables endommageant ainsi les structures sudsjacentes se trouvant dans leur rayon d'action du creusement.

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, gradient, pressions interstitielles et niveau piézométrique. L'importance de ces phénomènes est encore plus prononcée dans le cas d'une galerie en cours de construction ; l'avancement perpétuel du tunnel dans le massif et la succession des étapes de sa construction font que le régime permanent peut ne jamais être atteint en cours des travaux.

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 3.2b). Les forces hydrodynamiques induites par ces gradients peuvent être préjudiciables à la stabilité du front de taille en terrains meubles (Atwa, 1996).

En plus de ces constatations, la plupart des ingénieurs concepteurs d'ouvrages souterrains tiennent compte de l'existence de l'eau juste dans une approche à long terme en régime permanent. Si cette approche découplée peut aisément se justifier dans le cas des terrains réputés perméables (eg. Sables), il n'en va pas de même dans les terrains peu perméables (eg. Les argiles). Dans ce dernier cas, l'étude entièrement couplée en régime transitoire et tenant compte de l'histoire du chargement est nécessaire quant à un rigoureux dimensionnement d'ouvrage souterrain creusé dans de tels milieux (Cf. Fig.3.2).

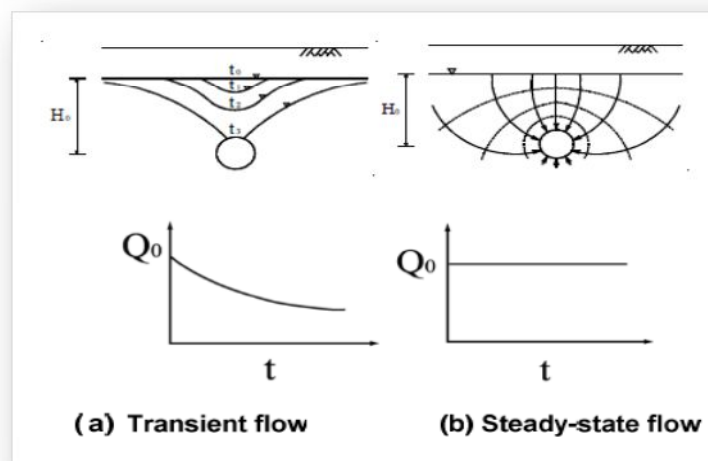


Figure 3.2 L'écoulement souterrain des les tunnels (Lee, I.M, 2008)

3.2.2.1 Problématique du creusement dans les terrains aquifères

De plus en plus, les constructions souterraines se réalisent sous la nappe, ces creusements affectent l'équilibre hydraulique initial du massif et provoquent des chutes de pressions interstitielles qui à leurs tour entraîneront l'écoulement des eaux souterraines vers l'ouvrage et l'intrusion d'un certain débit d'eau dans l'excavation. Ce phénomène est illustré sur la figure(3.3b) dans le cas d'un tunnel à paroi imperméable, pour lequel l'écoulement s'effectue uniquement par le front de taille (Atwa, 1996).

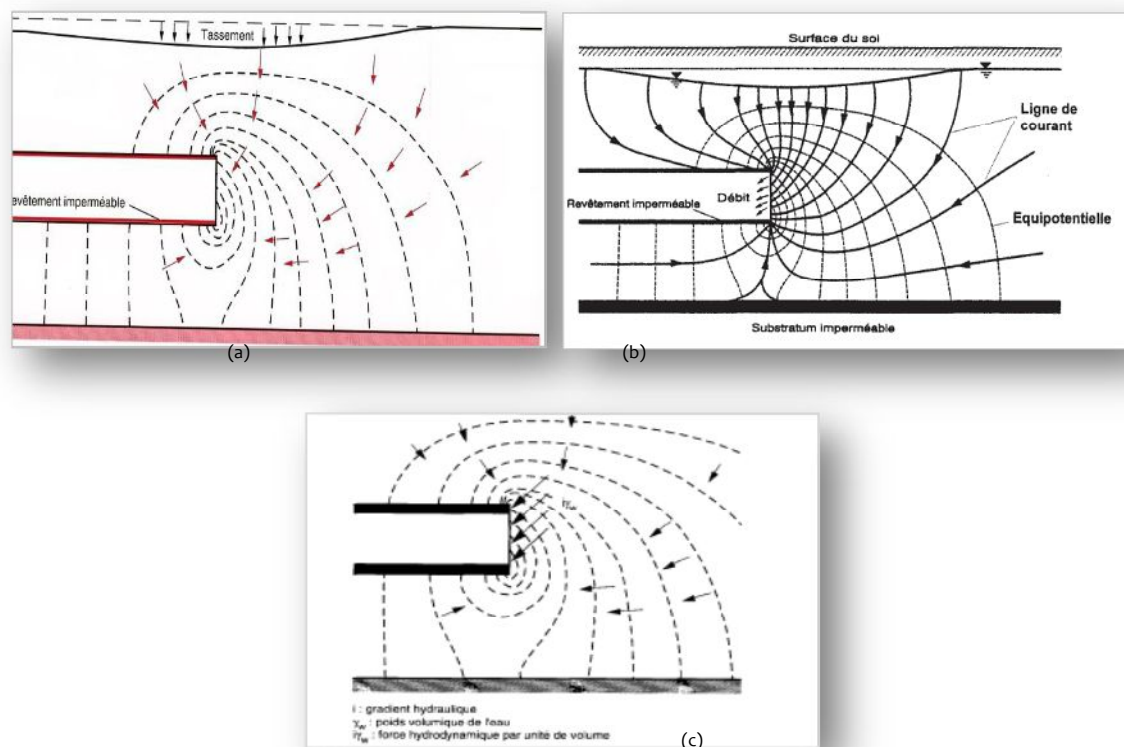


Figure 3.3 Conséquences des écoulements dans les tunnels à revêtement imperméable.
 (a)Tassement, Conséquences mécaniques. (b)Conséquences hydrauliques (réseau d'écoulement).
 (c) Stabilité du front de taille (Atwa, 1996)

Dans les terrains meubles, l'écoulement des eaux entraîne une redistribution des pressions interstitielles dans le terrain et la variation de la charge hydraulique (figure 3.3.b). La modification de l'état des contraintes effectives qui en résulte peut induire des tassements quasi instantanés ou à plus long terme (figure 3.3.a). L'estimation de ces tassements et de leur extension dans le massif est nécessaire pour prévoir les précautions à prendre afin de préserver la sécurité des ouvrages situés en surface (Atwa, 1994).

L'eau souterraine est toujours une source de difficultés importantes pour la réalisation des ouvrages en Génie Civil et plus particulièrement les ouvrages souterrains, parmi les difficultés appropriées à ce type de construction ; on compte :

- (1) Les problèmes liés à la circulation de cette eau engendrée par le creusement (Erosion, altération, absorption de terrains sensibles à l'eau).
- (2) Problèmes liés à la pression de l'eau et à sa dissipation (Pressions interstitielles dans les sols fins, Phénomène de renard).
- (3) Problèmes liés à la modification de l'équilibre hydrogéologique (Consolidation).
- (4) De même, les venues d'eau compromettent souvent la stabilité du front et sont à l'origine des incidences les plus graves que l'on puisse rencontrer dans les travaux souterrains, les gradients hydrauliques sont élevés à proximité de la galerie et peuvent entraîner des phénomènes de boulangerie dans les milieux pulvérulents. La situation est encore plus critique lorsque le tunnel s'approche d'une zone à forte perméabilité plusieurs auteurs ont confirmé ces propos, on cite Panet (1973), Atwa (1995), El Tani (2003, 2010).

L'eau peut donc modifier fondamentalement la réaction du terrain au creusement, que ce soit sur le plan mécanique ou hydraulique, notamment en aggravant considérablement les risques d'instabilité. En outre, l'irruption d'eau avec des débits importants est susceptible dans certains cas de poser des problèmes d'exhaure ou même de noyer le chantier (cf. figure 3.4), 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.



Figure 3.4 Inondation du tunnel de Wushantou, Japon, 1992.
(Wang et al., 2002)

La Figure (3.4) présente le tunnel franco-italien de Tende qui s'est fermé pour une durée indéterminée suite à une inondation causée par la fuite d'une canalisation d'eau, a indiqué le Centre régional d'information et de coordination routière (CRICR) Méditerranée. Afin de trouver la provenance de l'incident, un contrôle des réseaux a eu lieu, l'infrastructure n'en est pas à son premier incident.

Leca (2007) entre autres affirme que les tassements liés à la présence d'eau dans le massif peuvent être grossièrement décomposés en deux catégories qui ne sont pas en réalité indépendante :

(1) La première recouvre les tassements qui accompagnent quasi immédiatement le creusement : Un rabattement de la nappe, préalable au creusement (ou conséquence du creusement lui-même) peut entraîner des tassements immédiats sur une largeur parfois importante.

(2) La seconde catégorie est celle des tassements différés, sensibles surtout dans les terrains fins compressibles. Du fait de l'excavation, certaines zones de terrain sont soumises à une augmentation des contraintes et il s'en suit localement des développements de surpressions interstitielles ; un fort confinement du front peut conduire au même phénomène, mais sur une plus grande échelle.

A vrai dire, les deux variantes (mécanique et hydraulique) sont liées et aucune ne peut être séparée de l'autre ; toutefois, pour des difficultés de compréhension, la majeure partie des études de creusement est penchée sur l'une ou l'autre réponse (des études découplées).

De même, le CETU (Centre d'Etudes des Tunnels) a prit sa part de ces constatations et a publié dans la section 2 que la traversée des zones aquifères a toujours posé d'énormes problèmes, on ne peut pas dire que ce problème soit entièrement résolu à l'heure actuelle. La difficulté est d'autant plus grande que les terrains sont presque toujours de nature difficile. Le pire accident que l'on puisse redouter est le débouillage, lorsque les terrains liquéfiés sous de forts gradients hydrauliques et libérés par le creusement du tunnel, envahissent la galerie. Dans n'importe quelle situation, quoiqu'il arrive, il faut éviter ou tout au moins maîtriser les infiltrations d'eau.

D'autres problèmes moins graves, mais contraignants, peuvent être créés par la présence de l'eau sur les chantiers de tunnels. Parmi ceux-ci, on peut citer la détérioration de la qualité du béton, son manque d'adhérence avec les parois et la difficulté de fixation des éléments de soutènement, la rupture en radier, l'érosion de la structure de certaines couches meubles, les éléments de soutènement en béton ou en acier peuvent également être affectés par l'eau.

En plus, la présence de l'eau peut affecter la stabilité et les déformations d'un tunnel en réduisant les contraintes effectives et ainsi la résistance au cisaillement et en créant des forces d'infiltration vers l'excavation.

Ces forces, en présence de terrains meubles, agissant sur le front peuvent altérer la stabilité de ce dernier (Cf. Figure 3.5a), causer des tassements (Cf. Figure 3.5b), mener à un rabattement de nappe (Cf. Figure 3.5c) et créer des débits au front (Cf. Figure 3.5d).

En réalité, Anagnostou (2002) explique ces phénomènes par le fait que durant l'opération de creusement sous la nappe, les forces d'écoulement prennent place, provoquées par la pression qui se crée au niveau du front, qui est en général, une pression atmosphérique et le tunnel agit, par conséquent, comme un drain.

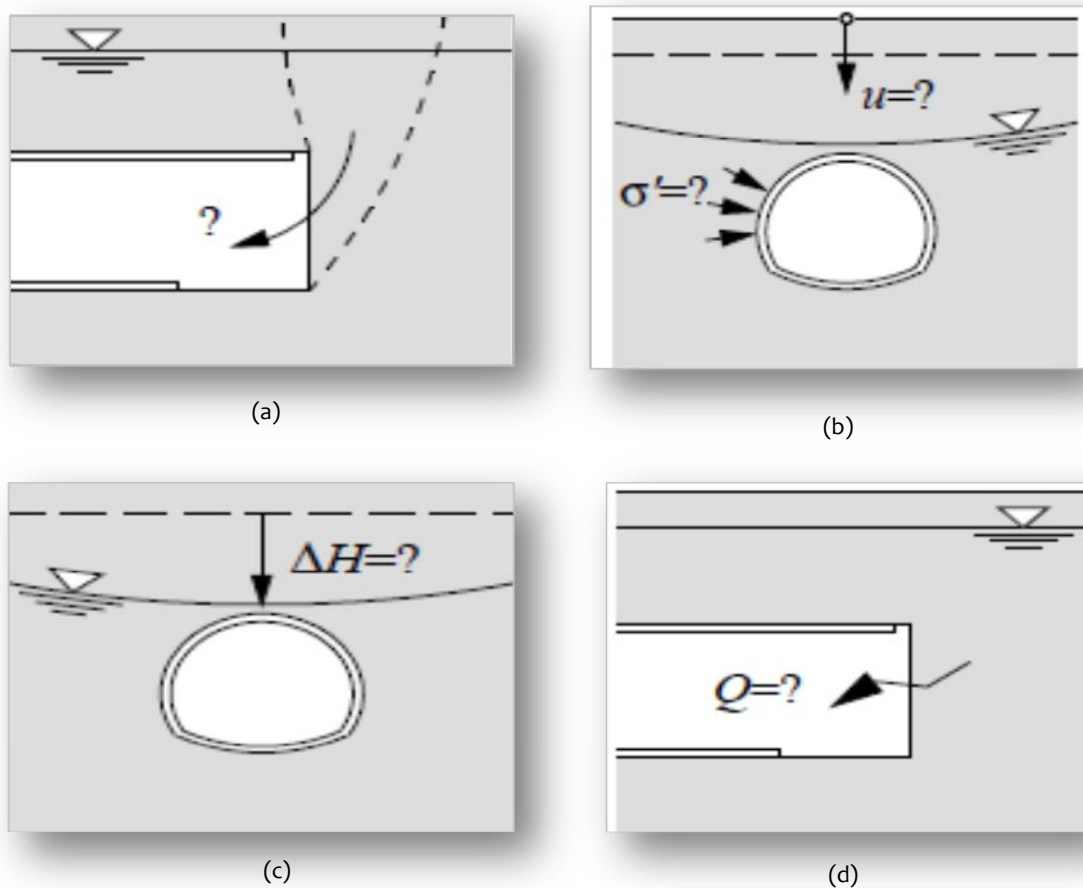


Figure 3.5 Conséquences mécaniques et hydrauliques du creusement dans les sols saturés.
 (a) Stabilité au front. (b) Tassement et des charges agissant sur le revêtement.
 (c) Rabattement de nappe. (d) Débit au front (Anagnostou, 2002)

Si un rabattement des eaux souterraines du tunnel est effectué, le niveau d'eaux souterraines se réduira dans le temps et l'écoulement transitoire se produira (Voir Figure 3.6a) et ceci causera des tassements. D'un autre côté, si la nappe est rechargeable suffisamment, le niveau des eaux peut être maintenu à son niveau original, mais même dans ce cas, les contraintes autour du tunnel changeront si on les compare avec des conditions sèches (Cf. Figure 3.6c). En cas de tunnel drainé, l'écoulement souterrain montre un état permanent et les forces d'infiltration agiront sur le revêtement (Voir Fig. 3.6 b) (Lee, I. M., 2007).

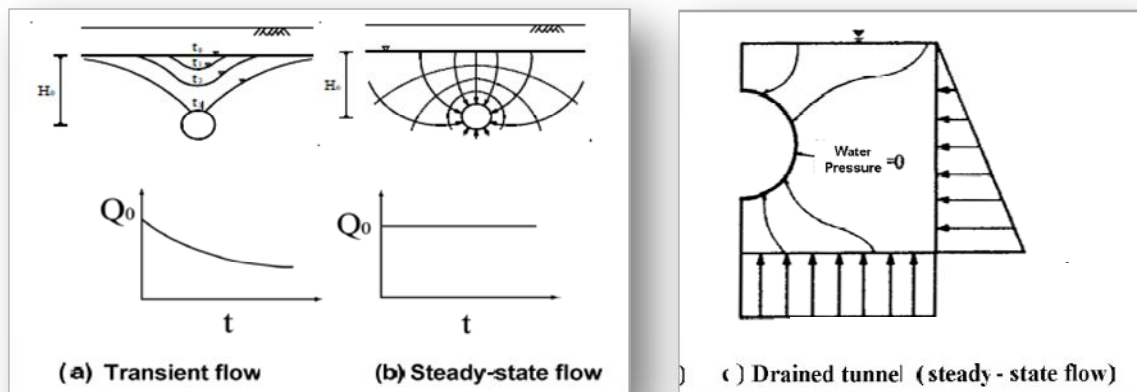


Figure 3.6 (a), (b) Ecoulement souterrain dans les tunnels (c) Lignes d'écoulement (Lee, I. M., 2007)

Pour plus d'éclaircissement, nous citons l'étude de Laporte (1988) qui a permis de décrire un accident des instabilités en radier survenu lors du creusement d'un tunnel dans les calcaires du Jura (figure 3.7). 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 déboussages de sables fins très argileux. Le débit s'est rapidement élevé de $36 \text{ m}^3/\text{h}$ en moyenne à $360 \text{ m}^3/\text{h}$. La couverture d'eau dans cette zone étant de 150 m, les débits étaient sous une pression de 1,5MPa.

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

Ce phénomène a été observé lors du creusement de deux tunnels routiers à Seattle (Critchfield & McDonald, 1990). Ces tunnels étaient creusés à l'aide de boucliers à front ouvert dans un sol argileux, avec drainage à l'avancement, ce dernier étant assuré par un groupe de puits profonds 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 du bord arrière de la jupe et la détérioration de la queue du bouclier.

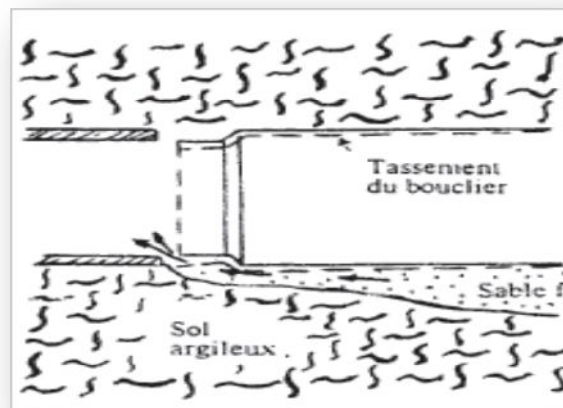


Figure 3.7 Erosion d'une couche de sable fin rencontrée en radier d'un tunnel (Critchfield & McDonald, 1990. Cité par Atwa, 1996)

L'expérience des travaux souterrains est très riche en difficultés, voire en sinistres, dont la cause majeure fut liée à la présence d'eau. On ne rappellera jamais assez que la maîtrise des conditions hydrauliques est une condition nécessaire d'une bonne réalisation d'un ouvrage creusé en souterrain. Tous ces problèmes ont des conséquences qui peuvent être préjudiciables à la stabilité du tunnel en terrains meubles, alors, il faut être vigilant devant ces problèmes et trouver des solutions pour faire face.

3.2.2.2 Principales dispositions pour l'atténuation de ces problèmes

Bien que des solutions miracles n'existent pas pour un creusement sans problème, une bonne connaissance des régimes hydrauliques et une prévision aussi exacte que possible des difficultés qu'ils entraîneront diminuera les effets néfastes de ces problèmes et permet de définir à l'avance des paramètres indispensables tels que, par exemple, avoir recours au préalables ou en cours d'exécution, à certaines techniques d'amélioration des terrains comme la congélation des sols par exemple, les dispositifs d'exhaure (pompes), le type d'étanchéité à réaliser, la nature du béton à utiliser dans le revêtement (eaux agressives).

Deux catégories de dispositions existent pour atténuer l'effet des problèmes induits par l'écoulement d'eau dont :

- (1) Des dispositions de drainage qui visent à dévier le cheminement de l'eau pour la collecter dans des ouvrages annexes (drainage au front de taille à l'avancement, tunnel pilote, drainage par puits, par déversoir (Fig.3.1.b) ; il faut tout de même signaler que le drainage peut provoquer des tassements de surface.
- (2) Des dispositions d'imperméabilisation qui visent à réduire l'impact du creusement sur le régime hydraulique du massif (pose rapide du soutènement, utilisation de géosynthétiques étanches, injections des pores ou des fissures, congélation du massif, etc.).

De même, la connaissance approfondie de la géologie et le suivi hydrogéologique doivent être des passages obligés, cette connaissance est à la base de la maîtrise des risques techniques. Le suivi hydrogéologique consiste en :

- (1) D'une part la surveillance de l'évolution des débits d'eau à l'intérieur du tunnel.
- (2) D'autre part la surveillance des effets du creusement sur l'environnement hydrogéologique réalisée au travers d'un suivi piézométrique en surface à partir de piézomètres ou de puits.
- (3) Dans certains cas, des analyses d'eau sont utiles pour préciser la provenance des eaux et leur nature chimique pour juger de leur nocivité : corrosion des armatures ou du béton, dégagement de gaz nocifs et aussi de leur possible réemploi par captage ou pompage des eaux d'exhaure pour les besoins du chantier.

Une autre manière de s'affranchir de ces effets serait de repousser les forces d'infiltration supplémentaires dues à l'écoulement d'eau le plus loin possible du tunnel en mettant au point des rideaux d'étanchéité ou par injection ou congélation de la zone du massif entourant l'excavation (Zidouh, 1993 cité par Atwa, 1996).

Enfin, l'utilisation d'un tunnelier à front pressurisé peut permettre de s'affranchir de plusieurs de ces contraintes.

3.3 PRÉDICTION ET MODÉLISATION DES VENUES D'EAU DANS LES TUNNELS EN TERRAIN MEUBLE

Comme il a été discerné dans les chapitres préalables, l'étude du comportement des sols autour des tunnels est un problème purement tridimensionnel et un calcul bidimensionnel ne pourrait être représentatif de cette analyse, divers auteurs ont essayé de trouver des

explications et des solutions à ce phénomène soit en modélisant analytiquement ou numériquement ; des solutions qui se sont avérées utiles pour atténuer ce problème et donner des ordres de grandeurs pouvant aider le concepteur dans ses démarches de design et de construction.

S'agissant de la même thématique pour le comportement hydraulique... l'importance de cette analyse est encore plus proférée dans ce cas vu l'impact qu'apporte l'eau souterraine.

Nul ne peut réfuter que 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 importante pour concevoir les systèmes de canalisation permettant un drainage régulier et une prévention correcte des effets du creusement (Cf. Figure 3.8).

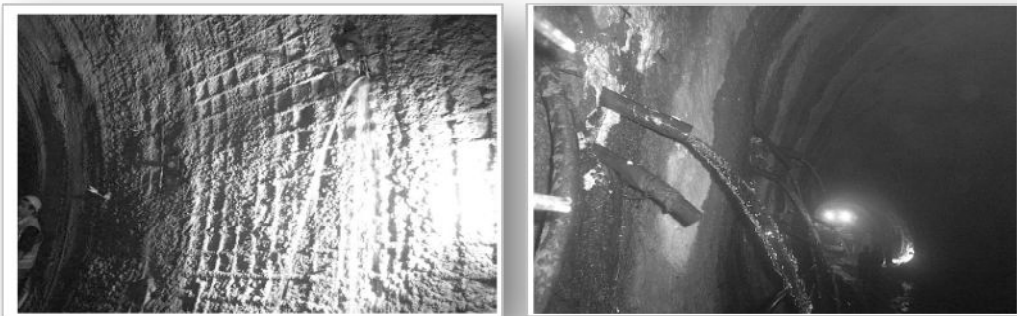


Figure 3.8 Débit d'eau dans le Métro (Ankara) (Vedat, 2005)

En vérité, 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 (Goodman et al. 1965 ; Chisyaki, 1984 ; El Tani, 1999, 2003, 2010), soit des débits transitoires (Maréchal & Perrochet, 2003 ; Perrochet, 2005a ; Renard, 2005).

En ce qui suit, nous présentons les méthodes analytiques citées dans la littérature dédiées aux calculs de la réponse hydraulique des sols au creusement souterrain.

3.3.1 Approches analytiques pour l'évaluation du débit en régime permanent

Pour évaluer l'amplitude des écoulements souterrains venus 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.

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, quelques 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 ; la majorité des formules qu'on a trouvées lors de nos recherches concernaient les débits.

Pour l'évaluation de cette inconnue, plusieurs auteurs tels que Goodman (1965), Lei (1999), Karlsrud (2001) et El Tani (2003) ont imposé des hypothèses simplificatrices dans des approches analytiques pour formuler des équations (Tableau 3.1).

La géométrie utilisée est présentée sur la figure (3.9).

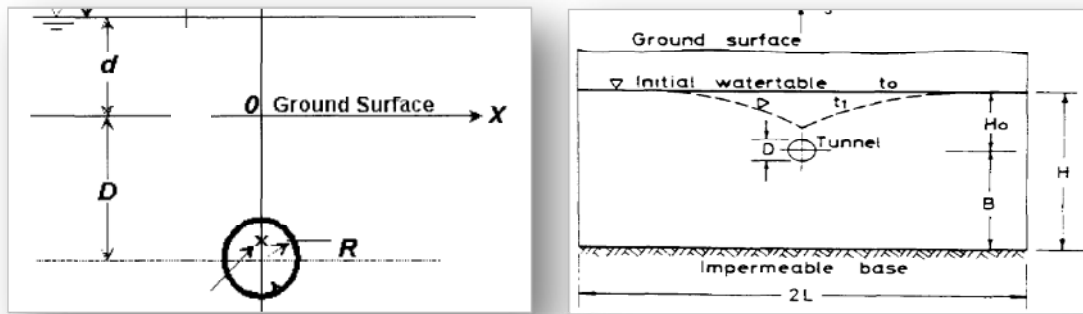


Figure 3.9 (a) Conditions des calculs de Lei (1999) (b) de Bear (1979)

Tableau 3.1 Formules analytiques pour le calcul du débit (Cas du régime permanent)

Auteur	Année	Equation du Débit (Q)
Polbarinova-Kochina	1962	$2\pi k(d - \Phi_0) / \ln((2D/r))$
Goodman et al.	1965	$2\pi k H_0 / \ln((2H_0/r))$
Heuer	1995	$(2\pi k H_0) (1/8) / \ln(2H_0/r)$
Lei	1997	$\frac{2\pi k(d + p_a - \phi_0)}{\ln\left[D/R + \sqrt{(D/R)^2 - 1}\right]}$
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	$2\pi k \frac{1 - 3\left(\frac{r}{2h}\right)^2}{\left[1 - \left(\frac{r}{2h}\right)^2\right] \ln\left(\frac{2h}{r} - \left(\frac{r}{2h}\right)^2\right)}$
Lombardi	2002	$2\pi k \frac{h}{\ln\left(\frac{2h}{r} \left[1 + 0.4\left(\frac{r}{2h}\right)^2\right]\right)}$
Kolymbas & wagner	2007	$\frac{2\pi k_{aq} (-h_a + H)}{\ln\left(\frac{h}{r} + \sqrt{\frac{h^2}{r^2} - 1}\right)}$

Pour les notations voir les figures 3.9 et 3.10.

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.

Ce paragraphe est consacré à l'étude des débits en régime permanent, mais on a voulu discuter, à sa fin, du mode transitoire vu l'intérêt que porte ce type d'analyse. Comme il est plus probable qu'un régime d'écoulement transitoire se développe avec le rabattement de la nappe au-dessus du tunnel, Goodman et al. (1965) ont montré que le débit $Q(t)$ par unité de longueur du tunnel à tout moment t après l'état permanent est donné par 88:

$$Q(t) = \left(\frac{2C}{3} \frac{KH_0^3 S_v}{t} \right)^{1/2} \quad (3.1)$$

C : constante arbitraire. Selon la théorie de Dupuit- Forchheimer, C est égale à 0.5, cependant, Goodman et al. (1965) ont trouvé grâce à des études au laboratoire que $c= 0.75$.

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.

3.3.2 Approche numérique

La performance des moyens informatiques ont 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 emploie 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 hydrauliques ; 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 (e.g. Font-Capo et al., 2011) (Butscher, 2012).

Les premières applications de la méthode des éléments finis aux écoulements souterrains sont dues à Witherspoon et al. (1968), Javandel & Witherspoon (1968, 1969), Sandhu & Wilson (1969), Neuman & Witherspoon (1969) (cité par Neuman & Witherspoon, 1971a). Ces premiers travaux considéraient l'écoulement dans un milieu poreux saturé aux limites bien définies (absence de surface libre) (Atwa, 1996).

Les méthodes numériques ont la possibilité de simuler l'écoulement dans des tunnels pour des situations géologiques complexes, pour différentes conditions aux limites (Boundaries Conditions : BC), différentes propriétés hydrauliques des sols et sous différents régimes (permanent, transitoire). À l'inverse des méthodes analytiques, les méthodes numériques ne

font pas de simplifications dans les calculs, mais ont besoin de plus de données et de plus de temps, en revanche dans le cas où il y aurait des données d'entrée précises, elles fournissent des résultats plus précis comparés aux méthodes analytiques (Farhadian et al. 2012).

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 :

- (1) Le tunnel peut être non revêtu (et bien sûr non drainé).
- (2) Une couche de drainage entourant le revêtement du tunnel.
- (3) Le tunnel peut être revêtu et non drainé (Butscher, 2012 ; Lee, 2007 ; Lee & Nam, 2004). (Voir tableau 3.2).

La figure (3.10) illustre le modèle utilisé par Park et al. (2008) et quelques autres auteurs dans la modélisation du débit, comme El Tani (2003) qui a présenté une solution analytique pour calculer le débit Q_1 (volume de l'eau par unité de longueur) dans un tunnel de type 1 (Voir tableau 3.2).

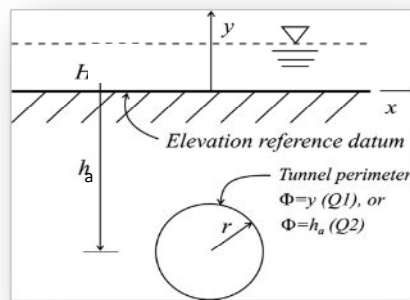


Figure 3.10 Modèle de CAL de Park et al. (2008)

Tableau 3.2. 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

Quant à Anagnostou (2002), il a consacré tout un travail sur cette problématique ; il 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 (Voir la figure 3.11).

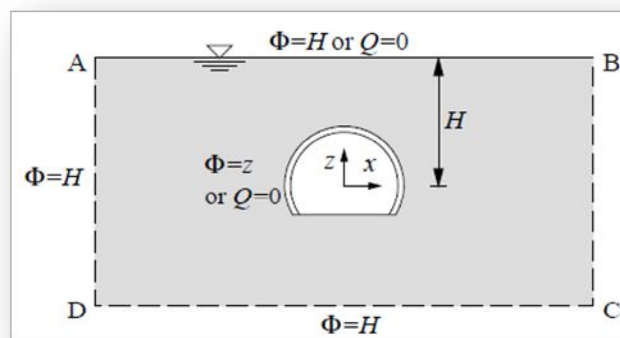


Figure 3.11 Exemple de CAL hydrauliques
Anagnostou (2002)

Les CAL le long de la nappe initiale AB dépend des conditions hydrogéologiques. Le niveau de la nappe peut être constant due au réapprovisionnement naturelle par eg. les précipitations, une rivière, un lac ou puits, le long de AB, la charge hydraulique ϕ est imposée égale à H (Voir Fig. 3.11). 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 Fig. 3.11), 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 au limite 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). (Anagnostou & Kovári 1994, 1996).

Le paragraphe 3.5 consacrés aux travaux antérieurs donnera plus de détails à ce sujet.

3.4 STABILITÉ DU FRONT DESTUNNELSEN PRÉSENCE D'EAUX SOUTERRAINES

La stabilité d'un front est l'un des facteurs les plus importants dans l'excavation des tunnels. En particulier, si ces derniers sont construits en présence d'eaux souterraines, le creusement créera des écoulements vers le front, ainsi que des forces d'infiltration agissant sur le tunnel et son revêtement pouvant sérieusement affecter la stabilité du tunnel.

La construction de tunnel dans les sols saturés est généralement (si le projet l'autorise) effectuée avec des boucliers pressurisés ; cette méthode de creusement permet le contrôle du tassement en surface et limite le risque de rupture du front pendant l'excavation en employant des pressions au front de taille (σ_T) (Anagnostou & Kovari, 1994).

3.4.1 Influence de la pression appliquée au front (σ_T) sur la stabilité

Pendant la construction des tunnels, il est essentiel de stabiliser le front, la pression du front devrait être adaptée à la contrainte du sol pour avoir un état d'équilibre. Si cette pression est trop réduite, ceci mènera à un tunnel instable donnant naissance à un effondrement du front (rupture) (Cf. Figure 3.12a) et, en extrême cas, une rupture globale du front atteignant la surface peut se produire (On appelle ceci blow-out) (Fig.3.12b) (Bezuijen & Talmon, 2008 ; Anagnostou & Kovari, 1994).

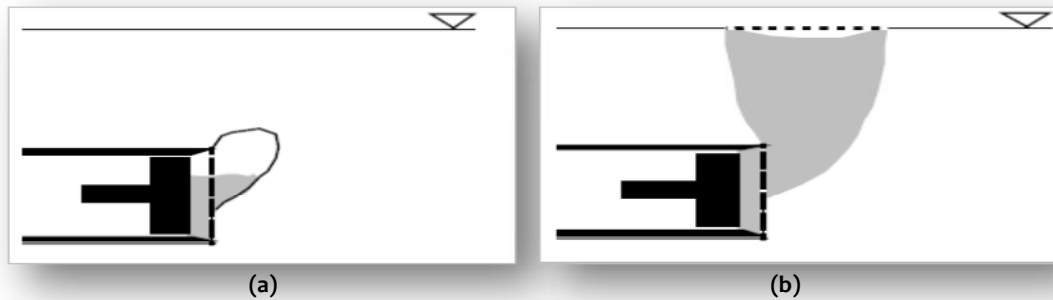


Figure 3.12 Mécanismes typiques de rupture au front de tunnel
(Anagnostou & Kovari, 1994)

Bezuijen et al (2001) et Broere (2001) ont montré que l'écoulement au front implique une plus grande pression au front pour le stabiliser. Selon Bezuijen et al (2001), la différence est approximativement de 20 kPa pour un tunnel peu profond dont la clé est située 15 m sous la surface du sol et de 10 m de diamètre construit dans les sables.

Lee & Nam (2001) cité par Lee & Nam (2004) ont modifié la solution de borne supérieure de Leca & Dormieux (1990) pour en tenir compte des forces d'infiltration (appelées $\sigma_{s,F}$) (Voir Figure 3.13).

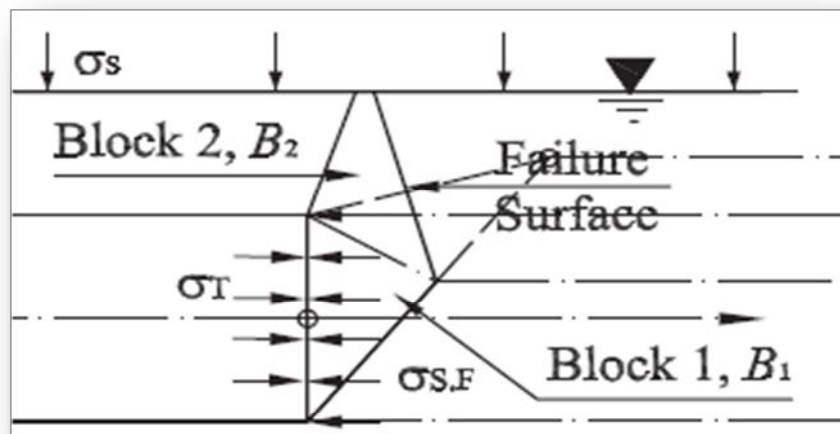


Figure 3.13 Mécanisme de rupture du front avec deux blocs
(Leca & Dormieux, 1990 modifié par Lee & Nam, 2001)

La composante horizontale de la pression d'écoulement $\sigma_{s,F}$ (seepage pressures at face) agissant sur le front (fig.3.13), peut simplement être ajoutée comme une charge externe dont la direction est opposée à la pression de soutènement σ_T .

Avec σ_s : Surcharge, σ_T (P_f) : La pression exigée pour maintenir le front stable, $\sigma_{s,F}$: est la pression d'écoulement agissant sur le front du tunnel.

Selon les résultats de Lee & Nam (2004), la surcharge (σ_s) a une très petite influence sur la rupture du front lorsque le rapport de profondeur (C/D) est supérieur à 0.2. Les auteurs ont trouvé que la pression d'écoulement ou d'infiltration ($\sigma_{s,F}$) est un facteur principal pour la stabilité du front de tunnel dans les sols pulvérulents, cependant, l'effet de ces pressions d'infiltration sur la pression de front diminue dans un matériau cohérent.

3.4.2 Influence de la pression interstitielle sur le front

Fautes de quelques études traitant l'effet de la pression interstitielles sur la stabilité du front (eg. Bezuijen & Talmon, 2009 ; Lee, i. M., 2007 ; Broere, W. 2003 ; Kasper & Meschke, 2004, 2006 ; Bezuijen & Talmon, 2002), les autres études ne tiennent pas compte de l'influence de la pression interstitielle.

Bezuijen & Talmon (2002) rapportent que la pression interstitielle mesurée au front utilisant la technique de TBM dépend de la perméabilité du sol, de la qualité du matériau de pressurisation, ainsi que de la vitesse d'avancement de la machine (ceci a été prouvé aussi par Lee & Nam, 2004).

L'étude de Bezuijen & Talmon (2002) a abouti à la formule suivante pour le calcul de la charge hydraulique :

$$\phi = \phi_0 \left[\sqrt{1 + \left(\frac{x}{R}\right)^2} - \frac{x}{R} \right] \quad (3.2)$$

Les Figures (3.14 a, b) montrent une courbe théorique selon la forme (3.2) (Bezuijen & Talmon, 2010), avec ϕ_0 : est la charge hydraulique au front, ϕ : charge hydraulique à la distance x du front du tunnel, et R, le rayon du tunnel.

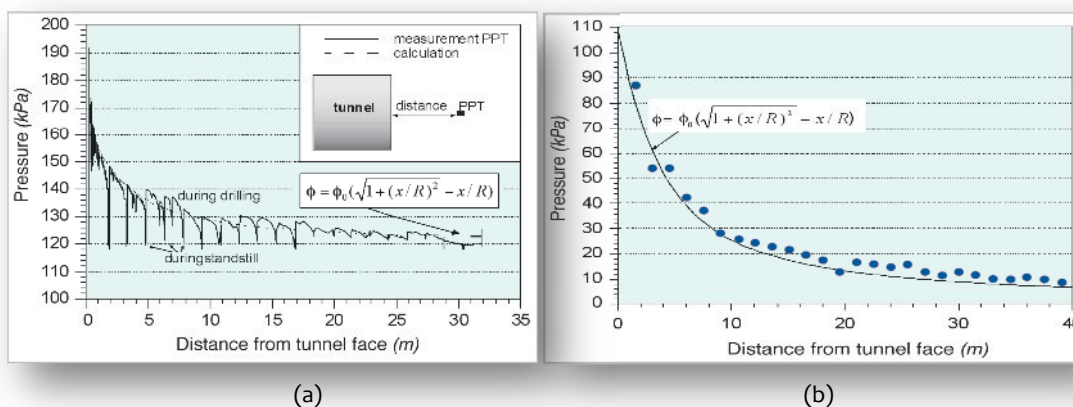


Figure 3.14 Valeurs approximatives et Mesurées de pression interstitielle au front d'un tunnelier pressurisé par (a) la bentonite (b) pression de terre (Bezuijen & Talmon, 2010)

La Figure (3.14 a) montre la pression interstitielle mesurée au front dans un creusement au bouclier pressurisé à la bentonite en fonction de la distance à partir du front. La stabilisation a lieu durant l'immobilisation de la machine ayant pour résultat une pression de 120kPa. Des pressions interstitielles plus élevées ont été mesurées pendant le creusement, causées par la tête de coupe de la TBM qui enlève le cake⁽¹⁾ avant qu'il puisse durcir.

En revanche, la Figure (3.14b) montre le même phénomène mais pour la pression interstitielle mesurée au front d'un EPB (Bouclier à pression de terre). Le même phénomène se produit et la stabilisation est atteinte lorsque la surpression atteint les 10kPa.

Notre travail de recherche s'est effectué, dans un premier temps, autour des tunneliers pressurisés à la bentonite (Voir chapitre 4), c'est pourquoi cette partie de bibliographie a porté surtout sur cette substance (bentonite) comme étant la pression appliquée au front.

Selon Anagnostou & Kovari (1994), pour prévenir les écoulements vers le front, la pression dans la bentonite (appelée ici p_b) (Voir figure 3.15a) doit être supérieure à la pression interstitielle p_w , de même, le poids volumique de la bentonite γ_b est supérieur à celui de l'eau. La surpression Δp n'est, par conséquent, pas constante au-dessus du front du tunnel, mais varie du minimum en clé à un maximum à la base du tunnel (Voir Fig. 3.15b). Il est bien connu que la pression stabilisante de la boue dépend essentiellement du degré de pénétration de la boue dans le sol : Moins la boue pénètre, plus la pression du front est grande.

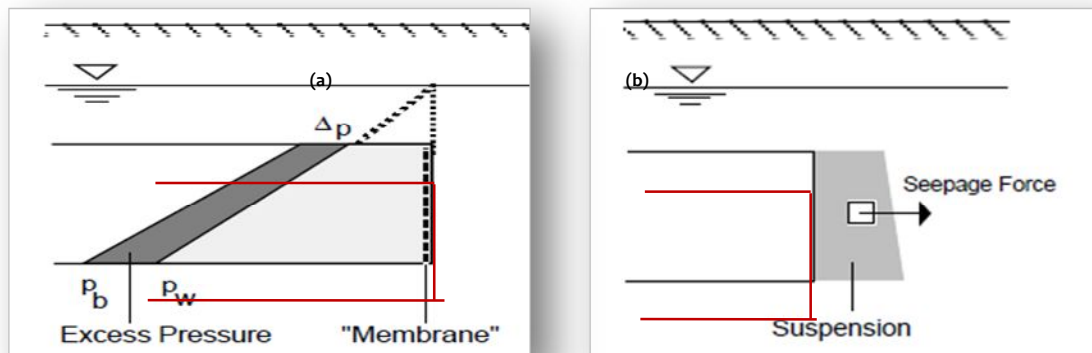


Figure 3.15 Effet stabilisateur de la suspension: (a) sans (b) avec pénétration dans le sol (Anagnostou & Kovari, 1994)

Avec un angle de frottement approximativement égale à 40° , le front de tunnel serait stable et la surpression en clé sera égale à zéro. C'est dû au poids spécifique assumé de la boue ($\gamma_b = 12 \text{ kN/m}^3 > 20\% \gamma_w$) (Anagnostou & Kovari, 1994).

¹Cake : fine membrane de boue se formant sur la surface du front et assurant sa stabilité.

La figure (3.16) montre la surpression Δp en clé du tunnel en fonction des paramètres c et ϕ . Les auteurs ont affirmé qu'il y'avait une interdépendance entre les terrains de couverture H , le niveau de la nappe (H_w), l'angle de frottement interne ϕ et la surpression nécessaire Δp à l'équilibre limite.

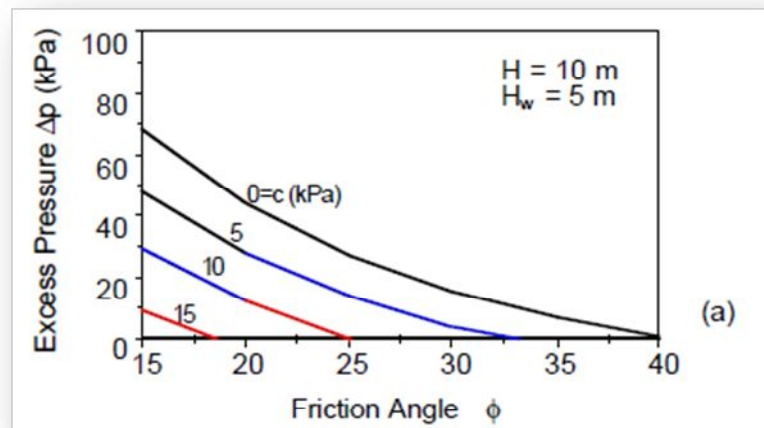


Figure 3.16 La surpression interstitielle Δp en clé en fonction de c et ϕ . (Facteur de sécurité $F_s=1$) (Anagnostou & Kovari, 1994)

Grâce à l'étude de Zidouh (1993) cité par Atwa (1996), il a été aperçu qu'après le passage du front et la réalisation des travaux d'étanchéité des parois du tunnel, les pressions interstitielles peuvent se rétablir à leur niveau initial, si l'ouvrage est parfaitement étanche. Quant à Habib, (1994), son travail a mis en évidence le rôle des drains autour de la galerie, leur utilisation atténue l'incidence des effets dus à l'écoulement d'eau par dissipation de la pression interstitielle.

Selon Atwa (1996), dans le cas de l'utilisation d'une technique à front pressurisé, la pression appliquée au front peut provoquer des surpressions interstitielles qui se développent progressivement à l'approche du bouclier. La distribution des surpressions mesurées durant la construction d'un tunnel à San Francisco est représentée sur la figure (3.17) d'après Clough et al. (1985). Ces surpressions tendent ensuite à se dissiper après le passage de la machine par écoulement des eaux des zones de hautes pressions vers celles de pressions moindres.

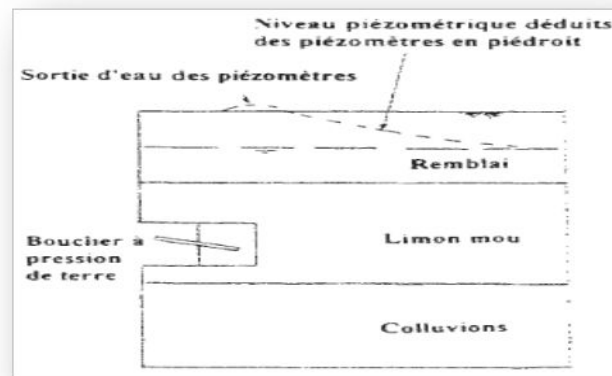


Figure 3.17 Surpressions interstitielles mesurées lors du creusement d'un tunnel dans les limons de San Francisco par un bouclier à pression de terre (Clough et al., 1985).

3.5 SYNTHÈSE DES TRAVAUX ANTÉRIEURS (1981-2012)

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, des études analytiques et d'autres numériques. Nous n'allons pas citer les anciens travaux (avant 1981), mais si le lecteur voudra trouver plus d'informations ; la thèse de Atwa (1996) présente cet avantage.

Les premiers travaux consacrés à l'analyse des écoulements vers les tunnels ont été présentés par Leca et al. (1993).

Atwa (1996) a cité quelques un de ces travaux mis au point à l'époque pour calculer les caractéristiques des écoulements vers les tunnels en régime permanent, on cite les travaux de Goodman et al.(1965), qui, en parallèle de leur proposition de la fameuse méthode analytique, déjà cité en haut (Tableau 3.1), ont étudié numériquement le problème des venues d'eau vers le front de taille d'un tunnel, les auteurs se sont intéressés à l'étude de l'influence de la vitesse de progression d'un tunnel dans une zone perméable sur les débits recueillis dans le tunnel pénétrant dans une zone de forte perméabilité. Quant à Chishaki (1984), il a étudié, à l'aide de calculs par éléments finis, le cas d'un tunnel circulaire, de 10m de diamètre, reposant sur un substratum imperméable. Ses résultats sont présentés sous forme d'abaques donnant le débit dans la galerie en fonction de la charge H_0 et de la hauteur de la nappe au-dessus de la surface du sol H' (figure 3.18a).

Un certain nombre de ces travaux abordent également le problème du calcul en régime transitoire, par exemple, Sato (1983) a proposé une expression du débit recueilli, Cette étude a été complétée par une analyse du problème d'écoulement par la méthode des différences

finies et des essais sur modèles réduits de Hele-Shaw (Sato et Iizawa, 1983). Apparemment, les deux approches (numérique et expérimentale) conduisent à des résultats cohérents. Quant à l'étude de Fitzpatrick et al. (1981) ; elle est également basée sur la méthode des éléments finis, et repose sur une analyse du réseau d'écoulement autour du tunnel. Ce calcul a permis de déduire le débit recueilli dans le tunnel et le rayon d'action de l'écoulement, les résultats sont présentés sur la figure (3.18b).

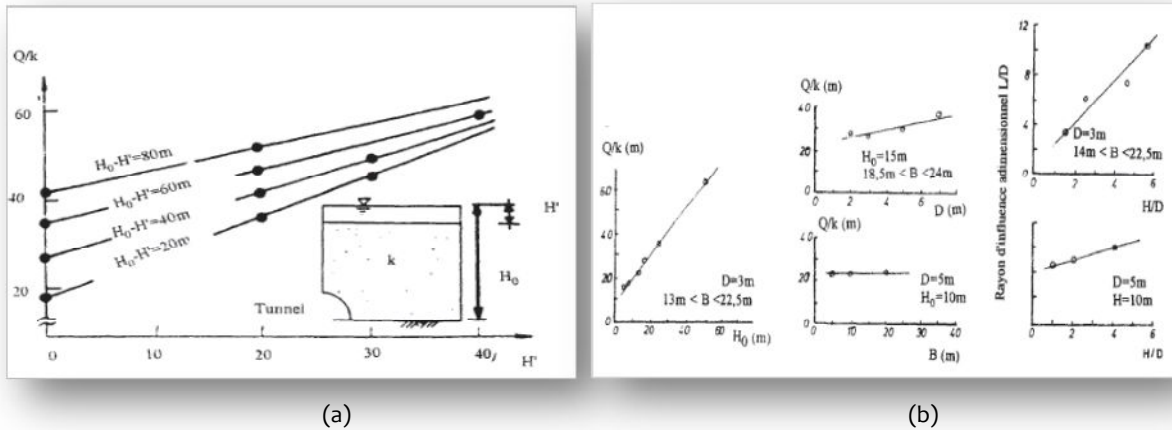


Figure 3.18 a. Méthode de Chishaki (1984), b. Méthode de Fitzpatrick et al. (1981)

L'étude de Polubarinova-Kochina (1962), consacrée à l'écoulement vers des drains, a conduit à une estimation de l'évolution dans le temps du débit recueilli dans le cas d'une nappe à surface libre. Parallèlement, Descoedres et Rybisar (1987) ont étudié l'influence de la profondeur du substratum, d'une part, et d'autre part, celle d'un anneau autour du tunnel de faible perméabilité par rapport au sol ; ils ont étudié leur influence sur le débit d'écoulement vers l'ouvrage et le niveau piézométrique de la nappe.

Les travaux de Descoedres & Rybisar (1987) abordent également l'écoulement vers le front de taille d'un tunnel en conditions tridimensionnelles par la méthode des éléments finis (Fig. 3.19).

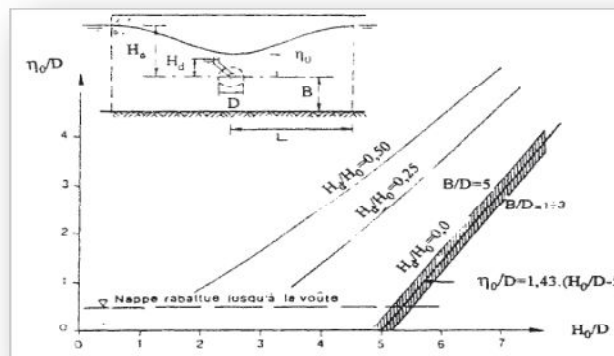


Figure 3.19 Travaux de Descoedres & Rybisar (1987)

Le tunnel de Nadashi (Saotome, 1988) a été creusé dans un terrain très stratifié, à l'aide de la nouvelle méthode autrichienne (NATM), le sol est constitué d'une alternance de couches de grès et de sables inclinées sur l'axe longitudinal du tunnel. La rencontre des couches de sables a provoqué à plusieurs reprises la rupture du front de taille. Celle-ci a été à chaque fois accompagnée d'un important débit d'eau dans le tunnel. Un système a alors été installé sur le pourtour du tunnel pour drainer les couches de sable ; il s'est avéré très efficace pour la suite des travaux (Atwa, 1996).

Dans le cas de tunnels creusés 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 depuis la surface du sol.

Oteo et al. (1988) ont eux aussi remarqué que dans le cas de 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 : 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 depuis la surface du sol.

Pour revenir aux méthodes analytiques, on peut encore une fois citer quelques travaux évoqués en haut comme les travaux de Maréchal & Perrochet (2003) qui ont utilisé la solution analytique de Jacob & Lohman (1952) pour le puits artésien pour modéliser le drainage (Voir Figure 3.28). Perrochet (2005a), Perrochet & Dematteis (2007), Yang & Yeh (2007) qui ont introduit une solution transitoire pour analyser la relation entre les débits et le taux d'avancement de la machine pour un tunnel excavé dans un sol homogène et puis hétérogène. Perrochet (2005b) développa une simple formule analytique pour calculer les débits transitoires sous l'abaissement de nappe

D'autres auteurs se sont focalisés sur des solutions analytiques pour calculer les pressions interstitielles en vue d'évaluer la distribution des contraintes effectives à la périphérie du tunnel (e.g. Fernández & Alvarez, 1994).

Afin de représenter des situations géologiques plus complexes, les approches numériques sont plus pratiques puisqu'elles peuvent tenir compte des propriétés hydrauliques et des conditions aux limites. Par exemple, les travaux Anagnostou & Kovari (1997) sont extrêmement intéressants puisqu'ils ont visé à une meilleure compréhension du mécanisme de rupture au front dans un creusement à la TBM dans un sol pulvérulent saturé, l'attention a été prêtée aux effets du temps lié à l'infiltration de la suspension dans le sol en avant du front.

Comme résultats ; la stabilité au front dans un sol homogène a été discutée et évaluée par les auteurs en considérant la méthode de l'équilibre limite (LEM) du modèle de rupture de Horn (1961) (Cf. Figure 3.20). L'inclinaison critique ω de la surface de glissement ABFE est déterminée itérativement (minimisation du facteur de sécurité). Le critère de rupture de Mohr-Coulomb a été employé sous des conditions drainées. Les auteurs certifient que la pression dans la chambre de la TBM réduit le gradient hydraulique dans le sol et, par conséquent, les forces d'infiltration agissant en avant du front. Ce dernier est ainsi stabilisé par l'application de la pressurisation et par la réduction des forces d'infiltration.

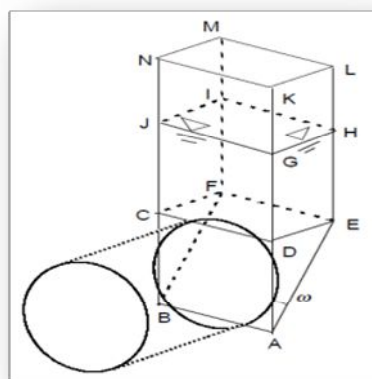


Figure 3.20 Mécanisme de Glissement de Horn (1961)

Dans le cadre du travail de Atwa et al. (1994), les auteurs ont simulé à l'aide du code de calcul CESAR-LCPC, l'écoulement vers un tunnel en section courante d'une part et en conditions tridimensionnelles d'autre part. Les résultats obtenus dans le premier cas ont été comparés à ceux donnés par les méthodes approchées. Les auteurs ont aussi analysé l'influence sur le régime d'écoulement du rapport des perméabilités du soutènement et du terrain.

Les auteurs ont conclu que pour un soutènement de 40cm d'épaisseur, les perturbations hydrauliques dans le terrain encaissant sont beaucoup plus réduites que pour un tunnel à paroi perméable et que l'état d'équilibre est atteint plus rapidement (fig.3.21).

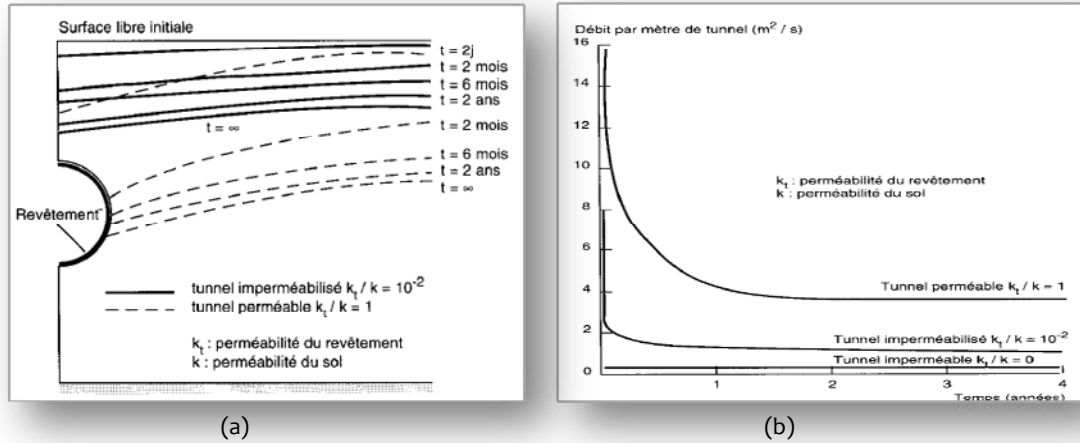


Figure 3.21 (a) Evolution du niveau piézométrique au-dessus d'un tunnel (revêtu et non revêtu). (b) Evolution du débit entrant dans un tunnel. (Atwa et al., 1994)

Ils ont analysé les déformations induites par la consolidation du massif en présence de sols compressibles. Les calculs en conditions tridimensionnelles considèrent le cas d'un tunnel en cours de construction pour lequel la présence du front de taille modifie considérablement les caractéristiques des écoulements.

Les figures (3.22a) et (3.22b) montrent les réseaux d'écoulement obtenus respectivement pour une nappe en charge et pour une nappe à surface libre. Ces figures montrent les vecteurs de l'écoulement ainsi que les isovaleurs de charge hydraulique (lignes équipotentielles). Ces figures mettent en évidence une diminution de la charge hydraulique plus importante et plus étendue dans le cas d'une nappe à surface libre.

On peut noter la forte concentration des lignes équipotentielles au voisinage du tunnel où les gradients hydrauliques sont les plus élevés, notamment dans la partie inférieure de la galerie. Cette concentration de gradients, affirment les auteurs, obtenus par les calculs est en cohérence avec les ruptures en radier observées sur différents chantiers (Cristchfield & McDonald, 1990 ; Colombo et al., 1988 ; Laporte, 1988).

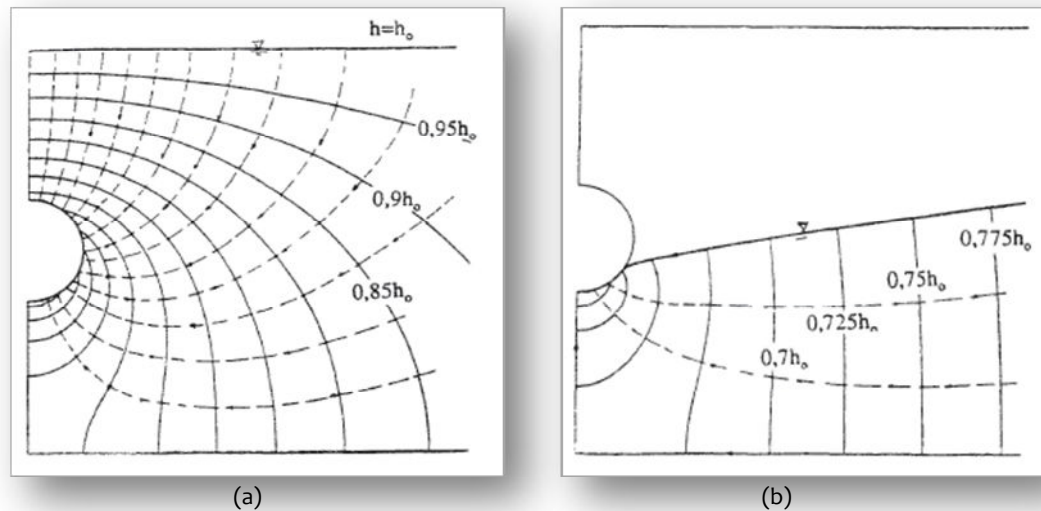


Figure 3.22 Réseau d'écoulement en régime permanent.
(a) cas d'une nappe en charge.(b) cas de nappe libre (Atwa, 1996)

De même, Anagnostou & Kovari (1996) établissent des abaques permettant une aide au dimensionnement pour les tunnels creusés à l'aide d'un tunnelier à font pressurisé. Ils s'intéressent également aux tunneliers à pression de terre (Anagnostou & Kovari, 1996b) en considérant l'effet déstabilisateur des gradients hydrauliques que l'excavation est susceptible de créer en direction du front de taille. Ils établissent qu'il est nécessaire dans ce type d'excavation d'avoir un contrôle étroit de la pression appliquée au front mais également de la pression interstitielle dans la chambre d'abattage, mais que ce contrôle est difficile car il dépend des propriétés du sol excavé (figure 3.23).

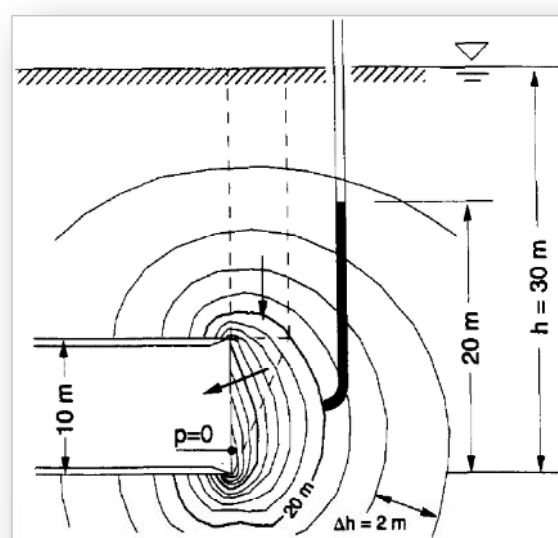


Figure 3.23 Calcul des gradients hydrauliques provoqués par l'excavation (Anagnostou & Kovari, 1996)

L'exemple de la figure (3.24d) démontre l'influence des forces d'infiltration sur la stabilité du front. Le diagramme montre la pression au front exigée en vue de stabiliser le front. La ligne supérieure s'applique au cas de creusement sous une nappe constante quand la pression atmosphérique règne au bord du tunnel. La pression au front nécessaire à supporter le front diminue considérablement si le drainage de la nappe est effectué avant le creusement.

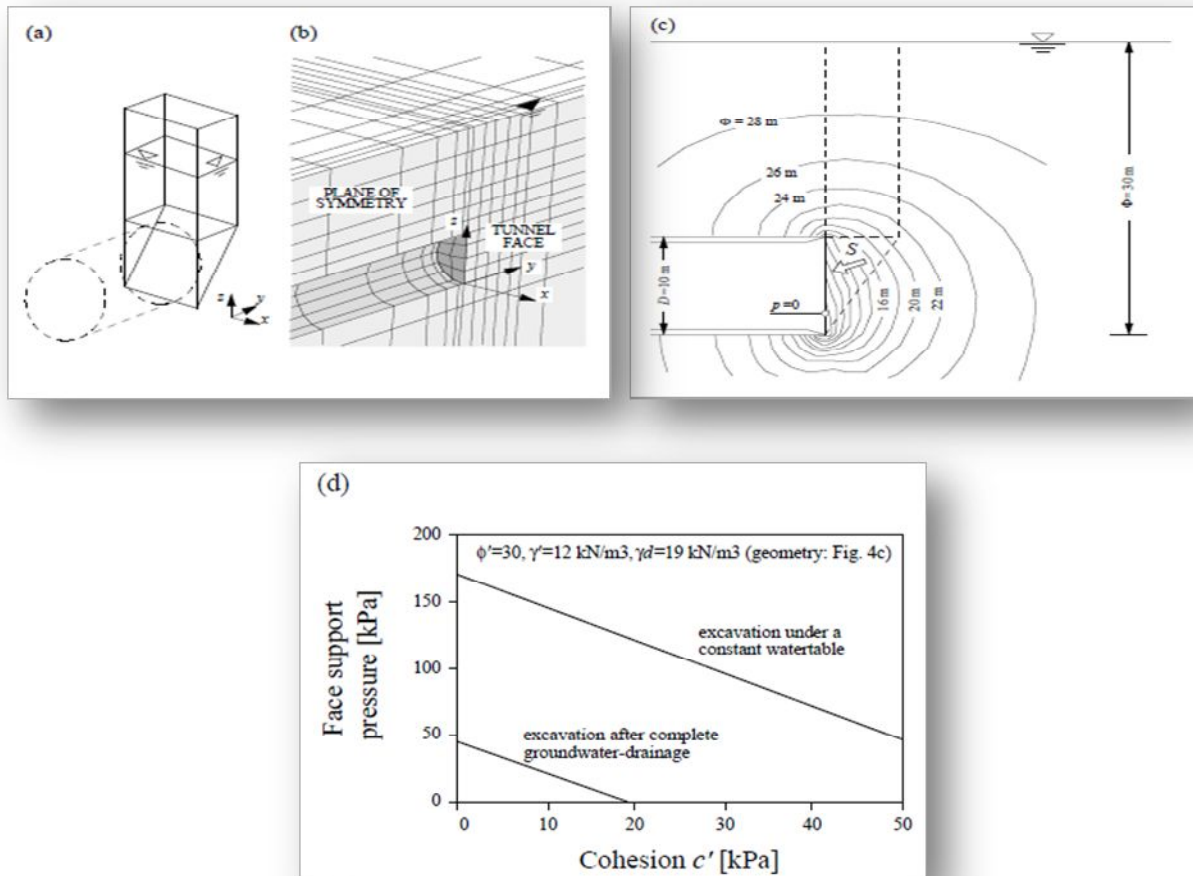


Figure 3.24 (a) Mécanisme de rupture en front (Horn, 1961). (b) Modèle Numérique. (c) Charges hydrauliques autour du front. (d) Résultats de l'analyse de stabilité au front (Anagnostou & Kovári 1996)

Les figures (3.25b) et (3.25c) montrent des cuvettes de tassement ainsi que la distribution des charges hydrauliques sous un régime permanent pour deux cas de figures (une nappe constante et une nappe rabattue respectivement (i.e., avec/sans recharge de nappe à partir de la surface). Dans les deux cas, la cuvette de tassement est profonde à long terme tandis qu'à court terme, les déformations demeurent approximativement constantes. Ces prédictions sont consistantes avec les observations faites par O'Reilly et al. (1991) et Bowers et al. (1996), aussi bien qu'avec des résultats numériques de Mair et al. (1991).

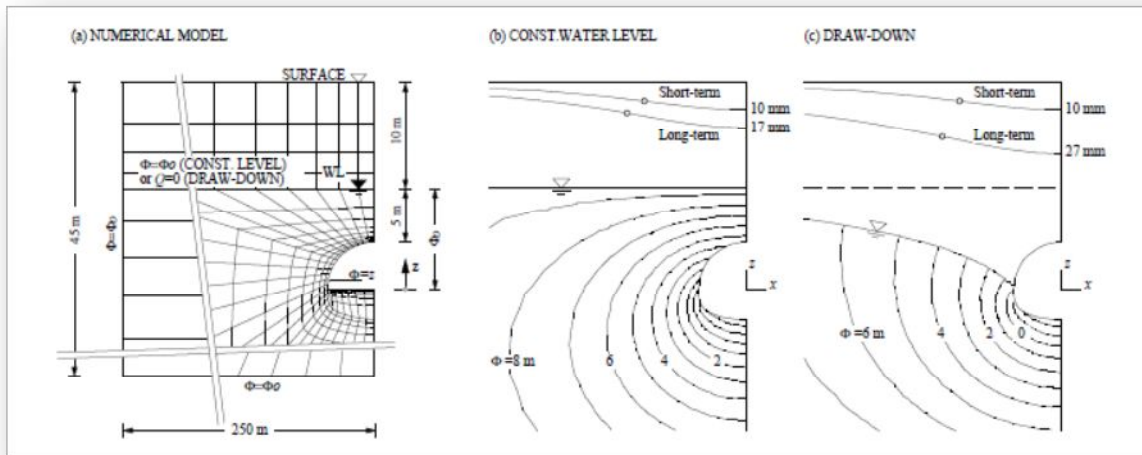


Figure 3.25 (a) Modèle numérique. (b) Cuvettes de tassement, Distribution de la charge hydraulique pour un niveau de nappe constant (c). Ou rabattu. (Anagnostou, 2002)

El Tani (2003) a proposé une solution analytique pour calculer le débit type 1 (voir tableau 3.2), Il a présenté l'équation d'infiltration basée sur la série de Fourier. L'auteur a comparait entre quelques approximations de débit pour différents auteurs tels que Goodman (1965), Karlsrud (2001), Rat (1973), lei (1999), Lombardi (2002), ainsi que El Tani (1999) (figure (3.26)). L'approche générale de El Tani a un grand champ d'application.

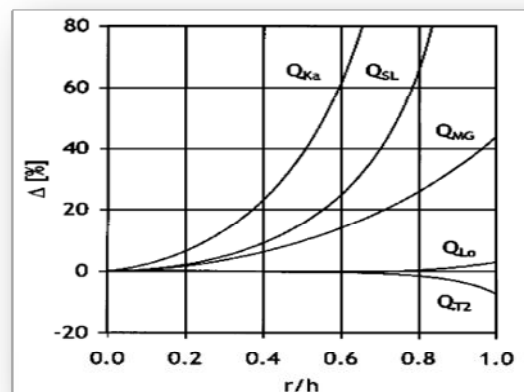


Figure 3.26 Débits trouvés par les différents auteurs (El Tani, 2003)

Maréchal & Perrochet (2003) ont employé la solution analytique de Jacob et Lohman (1952) dite du « puits artésien » pour modéliser le drainage d'une couche aquifère par l'effet du creusement d'un tunnel profond en haute montagne et pour modéliser la décroissance en fonction du temps du débit des venues d'eau. La comparaison de la solution avec un modèle numérique démontre sa validité durant les premiers instants après le percement du tunnel.

Cependant, les solutions analytiques pour calculer le débit de tunnel sont seulement applicables dans des situations plutôt simples (Voir Fig. 3.27).

La figure (3.27c) montrent les débits de drainage transitoires simulés au tunnel ; les débits décroissent de manière régulière et les valeurs simulées numériquement sont très proches des valeurs obtenues avec la formule de Jacob et Lohman. C'est la phase de décompression du massif.

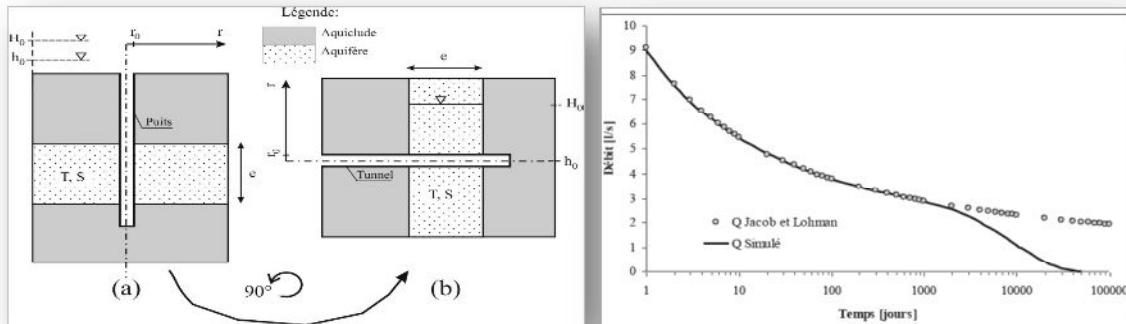


Figure 3.27 Analogie entre le puits artésien (a) et le tunnel horizontal (b).
(c) Débits simulés dans le tunnel.
Comparaison avec la formule de Jacob & Lohman, Maréchal & Perrochet (2003)

Dans l'étude de Lee & Nam (2004), un procédé pour estimer les forces d'infiltration résultant de l'écoulement d'eaux souterraines agissant sur le front de tunnel creusé sous la nappe est suggéré. L'équation d'écoulement souterrain a été résolue et les forces d'infiltration agissant sur le front ont été calculées en utilisant l'approche par extérieur de l'analyse limite (LAM).

Un calcul élément fini pour analyser l'écoulement souterrain autour du tunnel a été adopté (Cf. Figure 3.28). Les auteurs ont étudié, en parallèle, l'effet du taux d'avancement du creusement (Fig. 22.8a) et le rapport de profondeur (Fig. 22.8b) sur les forces d'infiltration.

L'exemple a prouvé que les forces d'infiltration sont considérablement influencées par le taux d'avancement des travaux en cas de sol peu perméable.

En conclusion, une méthodologie de conception raisonnable pour l'évaluation des pressions appliquées au front exigées pour maintenir la stabilité du front a été suggérée pour les tunnels creusés sous la nappe.

En outre, dans cette étude, deux types de tunnels ont été considérés : un tunnel drainé et un autre de revêtement imperméable (Voir tableau 3.2). En cas de tunnel drainé, les auteurs ont supposé que les eaux souterraines s'écoulent dans toutes les surfaces comprenant le front (la construction de tunnel par NATM peut être incluse dans cette catégorie). Cependant, dans le

cas de tunnel imperméable, les eaux souterraines s'écoulent seulement dans le front de tunnel (la construction de tunnel par le bouclier peut être incluse dans cette catégorie).

Les valeurs des pressions moyennes d'infiltration pendant l'excavation du tunnel calculées à partir des analyses numériques sont présentées dans la figure (3.28b) qui montre que les pressions moyennes d'infiltration ont une relation presque linéaire avec H/D pour les deux types de tunnels étudiés, bien que le type de tunnel drainé ait des valeurs plus petites que l'autre cas.

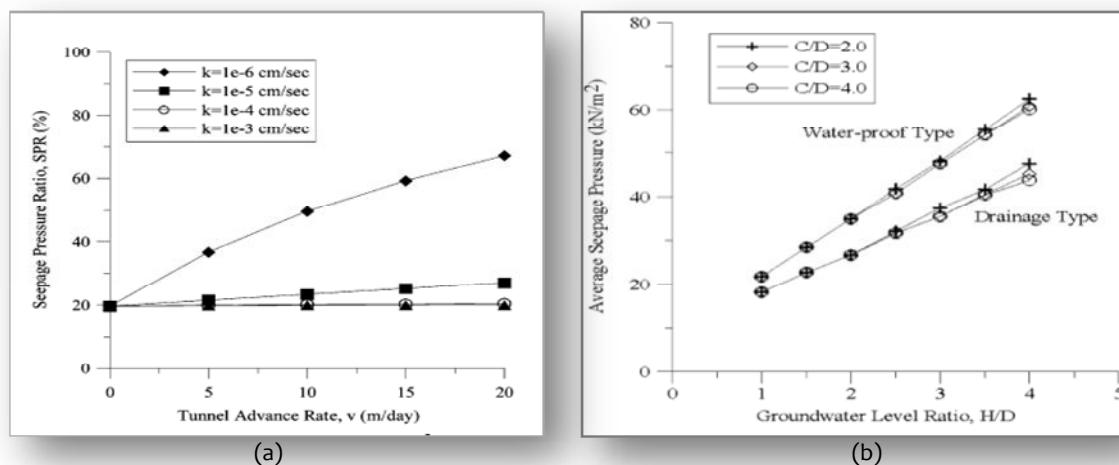


Figure 3.28 Moyenne de pression d'infiltration en fonction de H/D. (Lee & Nam, 2004)

Kasper & Meschke (2006) ont établi un modèle de simulation élément fini, qui comprend tous les composants compliqués du creusement au bouclier et permet une modélisation de la construction par le processus step-by-step et ceci en vue d'analyser leurs influence, le tunnel est supposé peu profond et construit dans un sol cohérent homogène sous le niveau de la nappe. Les études numériques présentées se sont concentrées sur la pression appliquée au front taille, le poids de la machine et sa longueur.

Les résultats de simulation sont évalués en termes de tassements en surface, de mouvement du bouclier et de chargement du revêtement ; l'étude a aidé à comprendre le mécanisme du fonctionnement de la machine (la TBM). Trois différentes pressions ont été considérées (Fig. 3.29), un cake appliqué au front et supposé.

La Figure (3.29a) montre de faibles tassements (d'environ 1cm) au passage du front pour une pression de 230kN/m², un petit soulèvement temporaire apparaît, après le passage du front, en surface et vaut approximativement 4mm.

La figure (3.29b) montre que plus la pression augmente, plus le tassement en surface diminue.

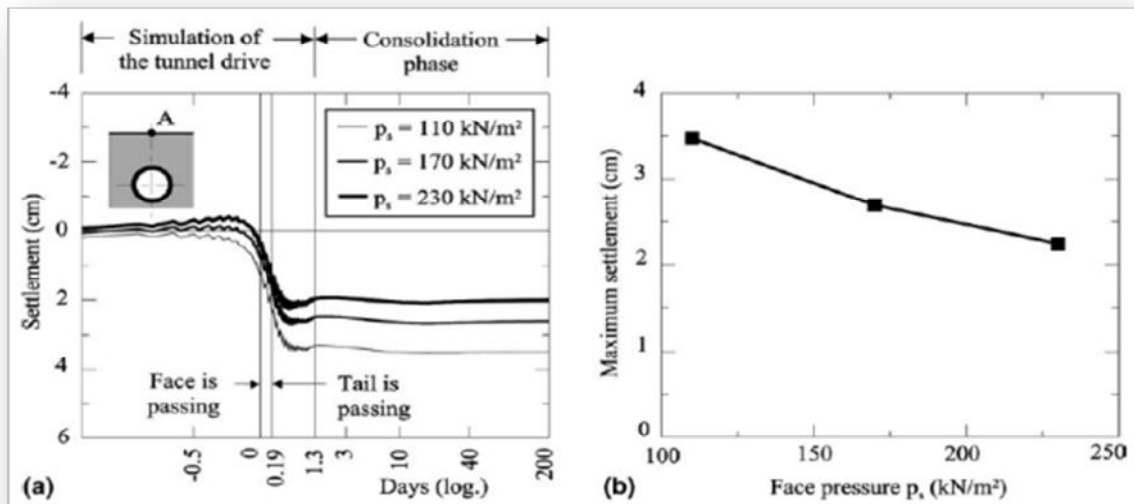


Figure 3.29 Tassement longitudinal pour différentes pressions au front (appelée ici P_s) (Kasper&Meschke, 2006)

L'analyse illustrée sur la figure (3.30) établie par Park et al. (2007) montre que le rapport (C/D) n'a pratiquement pas d'influence sur la pression frontale (σ_T), tandis que le rapport de la profondeur de la nappe (H_w) au diamètre influe considérablement sur cette pression.

De même, la nature du revêtement influe : en cas de revêtement imperméable, on constate une pression frontale plus élevée pour les deux natures de sol (cohérent et pulvérulent). En parallèle, il a été repéré que la pression frontale (σ_T) du sol cohérent est nettement inférieure à celle exigée pour les sols pulvérulents.

a été évaluée ; ceci a montré que l'effet des forces d'infiltration est moins important sur les sols cohérents.

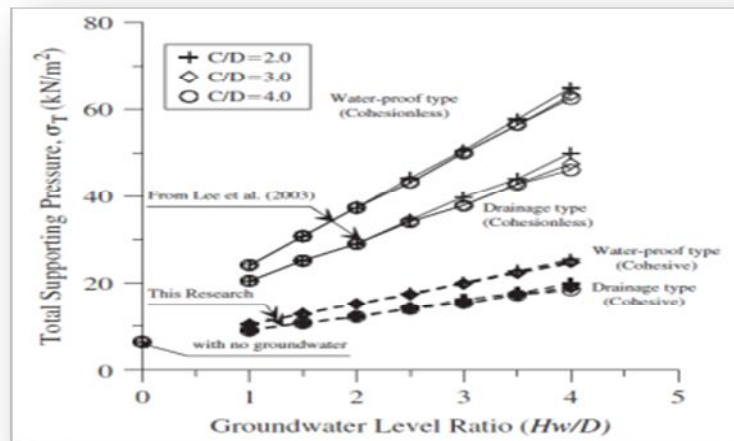


Figure 3.30 Variation de σ_T en fonction du rapport H_w/D . (Park et al., 2007)

Carranza-Torres et al. (2007) a étudié l'effet de la variation de la pression interstitielle due au drainage (fig. 3.31) sur la réponse mécanique d'un tunnel profond creusé dans un sol saturé obéissant au principe des contraintes effectives de Terzaghi. Cette étude est utilisée, en parallèle, pour expliquer l'effet de la variation de la pression interstitielle sur le revêtement. Les résultats analytiques sont comparés avec ceux obtenus par le code différences finies, au front, les pressions sont maximales.

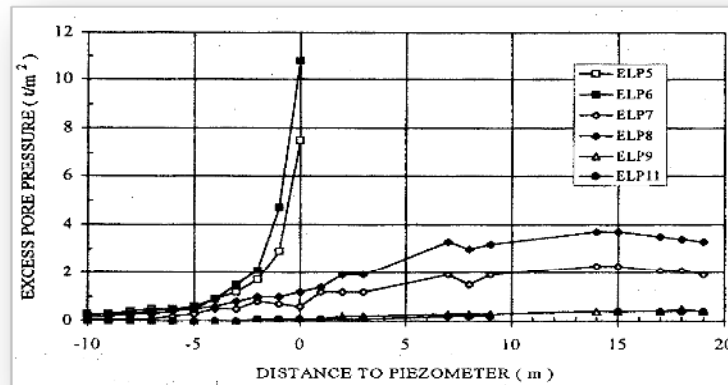


Figure 3.31 Surpression interstitielle (Carranza-Torres, 2007)

Les problèmes d'infiltration résultant de l'écoulement des eaux souterraines dans un tunnel sont discutés dans l'article de Lee I.M (2007) (Cf. figure 3.32). Premièrement, l'effet des forces d'infiltration sur la stabilité du front de tunnel est mentionné en considérant deux facteurs simultanément :

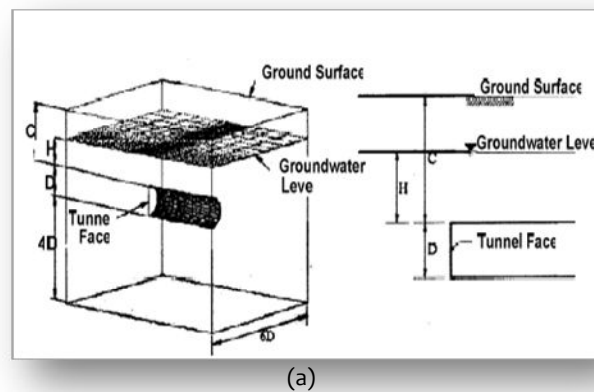
- (1) Contraintes effectives agissant sur le front et,
- (2) Pression d'infiltration.

Deuxièmement, l'effet des forces d'infiltration sur la courbe de réaction du sol est discuté.

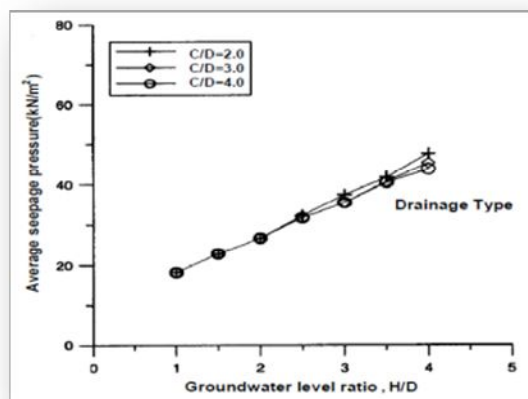
En résumé, l'auteur a confirmé l'importance de la considération des eaux souterraines dans l'analyse de la stabilité du front des tunnels qui dépend énormément des forces d'écoulement.

Sur la figure (3.32b), on peut voir que la pression moyenne d'infiltration a un rapport linéaire avec le rapport de H_w/D et qu'en faisant modifier le rapport C/D , pratiquement on ne voit pas de changement.

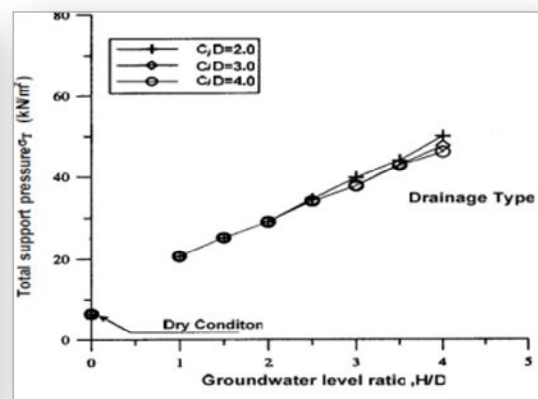
La figure 3.32c comprend la comparaison entre deux cas de figure (lorsque le sol est sec et lorsqu'il est saturé et drainé par l'effet du creusement) en vue de voir la variation de σ_T . À travers ce résultat, on voit clairement que l'eau et par conséquent les forces d'infiltration influent considérablement sur la stabilité du front.



(a)



(b)



(c)

Figure 3.32 (a) Modèle de calcul. (b) Moyenne de pression d'infiltration en fonction. (c) Variation de la pression au front en fonction du rapport H/D (Lee I.M, 2007).

Le travail de Arjoui et al. (2009) porte sur l'étude des effets des conditions de drainage sur la distribution de la pression interstitielle et sur le revêtement d'un tunnel circulaire creusé dans un sol meuble sous la nappe.

Une comparaison entre un calcul analytique et un autre numérique a été investie pour un écoulement en régime permanent pour deux conditions aux limites (une pression nulle et une charge constante sur la périphérie du tunnel) (Cf. Figure 3.33). La simulation numérique s'est ajustée dans un calcul 2D, la pression interstitielle est significativement réduite en introduisant un système de drainage.

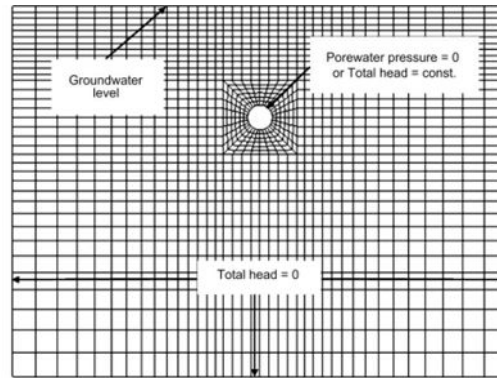


Figure 3.33 Maillage et conditions aux limites (Arjnoi et al., 2009)

Dans l'étude de Li et al. (2009), les résultats d'une modélisation numérique sont présentés pour investir les écoulements souterrains et la distribution des pressions interstitielles autour du tunnel. Les résultats numériques sont comparés avec des observations in situ.

Un système de collecte d'eau (Cf. Fig. 3.34) pour réduire les fuites a été proposé et appliqué dans quelques cas de tunnels en Chine. Le système choisi est « apparemment » facile à installer et rapidement mis en place.



Figure 3.34 Système de collecte d'eau installé en site (Li et al., 2009)

Li et al. (2009) ont montré que les pressions interstitielles dans les zones proches du tunnel diminuent après l'excavation (figure 3.35), les eaux souterraines commencent à s'écouler dans le tunnel dès qu'il est excavé. Ces résultats sont mis en évidence à la section verticale ($y = 6\text{m}$) avant la pose du revêtement.

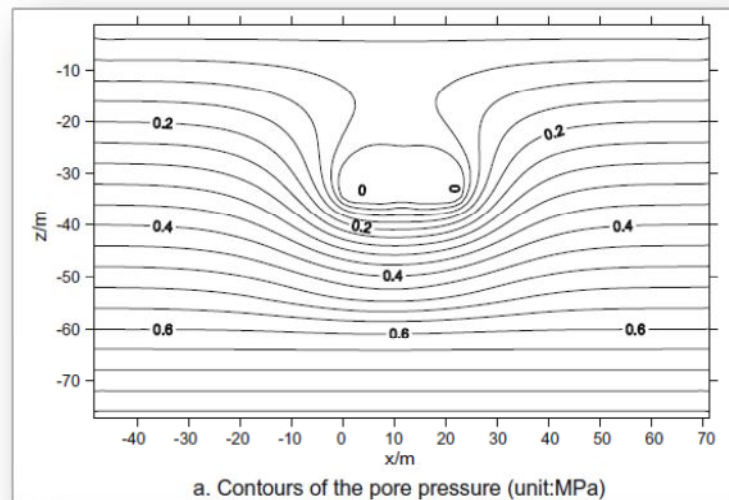


Figure 3.35 Contour de pression interstitielle.
(Modèle numérique, FLAC3D) ((Li et al., 2009)

Dans l'étude de Ming et al. (2010), des solutions analytiques sont dérivées, le tunnel est creusé dans une couche aquifère entièrement saturée, homogène et isotrope. La charge hydraulique et la pression interstitielle sont supposées constantes au périmètre de tunnel. Une comparaison entre la solution et le code de calcul FLAC3D montre une bonne concordance (fig.3.36).

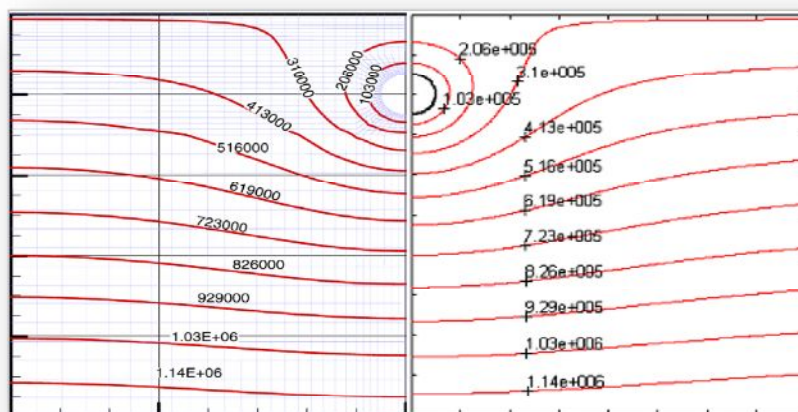
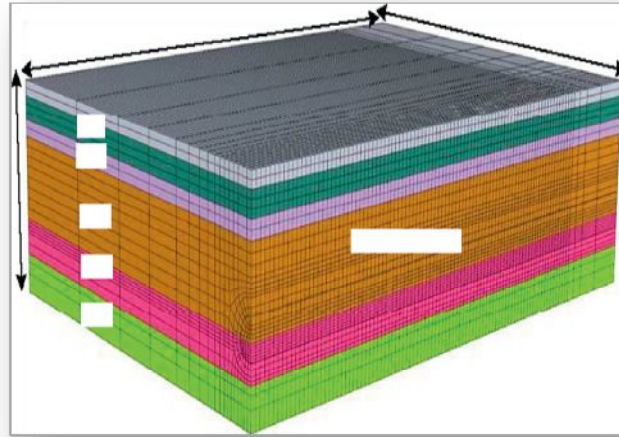


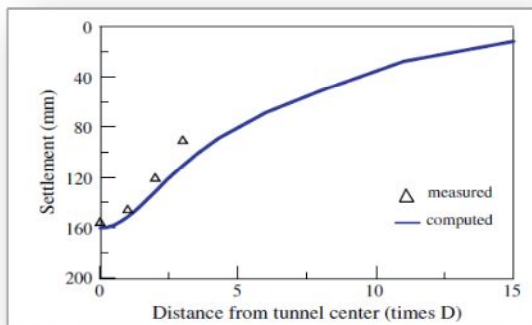
Figure 3.36 Comparaison entre solution analytique (à gauche) et résultats FLAC3D (à droite) pour la distribution de la pression interstitielle autour du tunnel.
(Ming et al., 2010)

Yoo et al. (2012) ont présenté une analyse élément fini en 3D d'un tunnel construit à la NATM dans un sol saturé, la figure (3.37) montre un projet de tunnel se trouvant en Seoul en Koré dans le but d'examiner la relation entre le rabattement de la nappe et les tassements

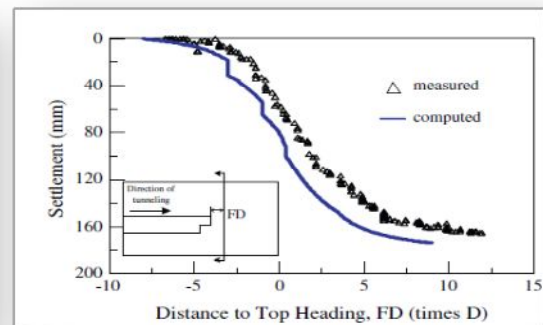
(longitudinal et transversal) (Voir Fig. 3.37a et 3.37b), ces derniers sont de l'ordre de 160mm dans la direction transversale, ce qui correspond aux mesures in situ. Au front, le tassement correspond à 8cm correspondant à la moitié du tassement final à l'arrière du front.



Modèle numérique 3D



(a) Tassement transversale.



(b) Tassement longitudinale.

Figure 3.37 Analyse élément fini en 3D de Yoo et al. (2012).

Effectivement, les auteurs ont confirmé le lien direct entre le rabattement de la nappe et les tassements en surface. L'étude suggère que les modèles numériques fournissent des évaluations des débits de tunnel d'exactitude suffisante pour des buts pratiques si le tunnel est revêtu et n'a aucune couche de drainage entourant le revêtement, et si la perméabilité du revêtement est plus petite que celle de la couche aquifère, ou si le revêtement est épais. Autrement, l'étendue du modèle doit être assez large pour fournir des résultats précis.

3.6 CONCLUSION

Le débit d'eau entrant est la caractéristique la plus fréquemment analysée pour mesurer l'impact des écoulements vers un ouvrage souterrain, c'est pourquoi cette inconnue a prit la plus grande part dans ce chapitre.

Une analyse d'interaction entre les eaux souterraines et le creusement des tunnels a été présenté au début du chapitre vu l'importance que chaque variante a par rapport à l'autre.

On avait constaté que les venues d'eau jouent un rôle essentiel dans la stabilité des excavations souterraines et plus particulièrement le front dont la stabilité présente le facteur le plus important dans l'étude des tunnels. Des éruptions d'eau peuvent avoir des effets néfastes conduisant à des conséquences dramatiques.

Les prévisions de ces conséquences sont du ressort des reconnaissances géologiques et des études géotechniques élaborées par des spécialistes depuis des décennies en vu de dégager des concepts numériques et analytiques. Ces derniers, et malgré leur simplicité, restent encore souhaitables dans des applications directes ou dans la validation et la vérification des modèles numériques, une partie du chapitre suivant sera consacré à ce type de calcul.

« Il n'existe pas de tunnel facile ou difficile pour des motifs de hauteur de recouvrement ou de qualité de terrains à traverser. Il n'existe que des situations de contrainte et de déformation du massif dans lesquelles le contrôle de la stabilité des excavations peut être possible ou ne pas l'être, en fonction de la connaissance des équilibres naturels préexistants, d'une approche conceptuelle correcte et de la disponibilité de moyens appropriés d'excavation et de stabilisation »

LUNARDI P.

4. Analyse Du Comportement Mécanique et Hydraulique des sols meubles autour des tunnels en 2D et 3D

4.1 INTRODUCTION

Les chapitres précédents ont permis de clarifier les comportements mécanique et hydraulique des sols meubles et aquifères causés par le creusement des tunnels.

Le présent chapitre est consacré à l'étude de ces comportements en conditions bidimensionnelles, d'une part, et en conditions tridimensionnelles d'autre part, moyennant des méthodes théoriques ainsi que les deux codes de calcul numérique PLAXIS 2D et Plaxis 3D Tunnel pour le cas d'un tunnel peu profond creusé à la TBM et à la méthode Autrichienne (NATM).

L'étude présentée dans ce chapitre vise à s'approcher d'une modélisation tridimensionnelle par une série de calcul 2D moyennant trois procédures de calcul : Méthode du volume perdu (MVL), Méthode Convergence- Confinement (MCC) et la Méthode de la pression frontale (P_f) ; nous avons tenté d'évaluer la pertinence et la précision de ces procédures sur différents cas de creusement. Pour cela, nous avons étudié et analysé différents exemples de creusement dans différentes natures de sol, les modèles retenus concernaient : un sol purement frottant, un sol cohérent frottant et un autre hétérogène à tricouches en adoptant deux lois de comportement : une avec écrouissage (HSM) et l'autre sans (MC). Deux techniques de creusement ont été adoptées : la technique au bouclier (TBM) et celle Autrichienne (NATM), mais à vrai dire, la technique pressurisée a pris la plus grande part dans ces analyses à cause des incohérences qu'on a pu trouver concernant les résultats obtenus d'une part et d'autre part, à cause des difficultés pour l'interprétation qu'on a dû affronter.

L'étude a porté aussi sur l'influence de la perméabilité des sols dans la distribution des écoulements autour d'un tunnel.

Notre travail développé dans cette thématique constitue une contribution à l'étude de l'impact du creusement d'un tunnel sur le comportement mécanique et hydraulique du massif encaissant moyennant plusieurs méthodes.

4.2 PRÉSENTATION DE L'OUTIL DE CALCUL : PLAXIS 3D TUNNEL

Pour le creusement des tunnels, la simulation numérique en configuration tridimensionnelle est une étape indispensable pour le dimensionnement des tunnels et nécessitant un outil numérique bien adapté. Ceci dit à l'état actuel, les améliorations des performances informatiques permettent d'accéder à une plus grande mémoire vive et à une puissance de calcul importante, ce qui permet (dans une certaine mesure) de réaliser un modèle numérique de grande dimension. Dans ce paragraphe, les principes du code de calcul utilisé (PLAXIS 3D) pour les simulations tridimensionnelles sera exposé brièvement. En ce qui concerne le code Plaxis 2D dont on s'est servi pour les modélisations bidimensionnelles, les explications ont été présentées dans notre mémoire de Magister (El Houari Nesrine, 2008).

4.2.1 Modélisation Élément Finis

Depuis les années 60, les méthodes numériques utilisées dans l'ingénierie des tunnels ont été largement répandues avec une croissance régulière et ont connu un développement significatif et une avancée spectaculaire. C'est probablement dû au fait que les méthodes numériques sont capables de simuler les étapes d'excavation, qui sont un obstacle pour les solutions analytiques. Parmi ces méthodes, on cite la méthode des éléments finis (MEF) qui se trouve être l'une des méthodes numériques les plus largement répandues dans la géomécanique et également dans la technologie des tunnels (Kaçar, 2007).

Le principe de la méthode des éléments finis est de discrétiser le milieu à analyser en éléments de dimensions suffisamment petites pour que le comportement, à ce niveau, soit schématisable de manière simple. Les équations correspondantes à chaque volume élémentaire sont assemblées de manière globale au niveau de l'ensemble du modèle. La résolution du système d'équations conduit généralement à la détermination des déplacements de chacun des nœuds du maillage utilisé pour représenter le problème étudié ; les contraintes sont alors déduites des valeurs des déplacements obtenues. Cette méthode présente notamment l'avantage de pouvoir représenter de manière précise la géométrie de l'ouvrage et la distribution des terrains rencontrés, les chargements correspondant à différents types de construction, ainsi que le comportement du terrain encaissant (Athan, 1996 ; Franzius, 2003).

La raison de la popularité de la MEF peut être attribuée au fait qu'elle était la première méthode numérique pouvant intégrer la non-homogénéité des sols, les conditions aux limites (CAL) complexes ainsi que la déformabilité non linéaire.

4.2.2 Présentation de PLAXIS 3D Tunnel

Comme indiqué précédemment, pour tous les calculs numériques présentés dans cette thèse, la méthode des éléments finis a été privilégiée. Celle-ci est, en effet, mieux adaptée pour la géométrie des tunnels ainsi que pour la simulation des phases d'excavation et de pose du soutènement. C'est dans cet esprit qu'a été développé le code de calcul « Plaxis 3D tunnel » à l'université de Delft (Netherlands), particulièrement pour l'analyse de différents types de tunnels sous différentes conditions géotechniques. Bien qu'il soit très approprié aux analyses des tunnels, de nombreux autres problèmes complexes d'interaction sol-structure peuvent être évalués puisqu'il est équipé de différents dispositifs qui permettent la simulation réaliste du problème spécifique aux tunnels. Ce programme de calcul est un programme élément fini conçu spécialement pour les analyses 3D des déformations et de stabilité de différents types de tunnels creusés dans le sol et la roche.

Le programme emploie une interface utilisateur graphique commode qui permet à des utilisateurs de produire rapidement un véritable maillage élément fini tridimensionnelle basé sur une section transversale géométrique. Le programme a des usages spéciaux pour la NATM et les tunneliers, mais il peut également être employé pour d'autres types de structures géotechniques. Les utilisateurs devraient être familiers à l'environnement de Windows, et devraient de préférence avoir une certaine expérience avec le programme PLAXIS 2D.

L'interface utilisateur se compose de quatre sous-programmes : on cite Input (Données), Calculation (Calcul), Output (Résultats) et Curves (Courbes).

Dans le programme "Input", les conditions aux limites, la géométrie du problème ainsi que tous les composants structuraux tels que les murs de soutènement, le revêtement du tunnel, les géogrids ou les ancrages sont définis. D'abord, la géométrie du problème est établie sous forme de modèle en coupe plane en (x-y), comme représentée sur la figure (4.1). Cette représentation inclut les couches de sol, les pressions de l'eau, les éléments structuraux et les CAL, qui sont entrés dans le programme en employant une série de points, de lignes, et d'autres composants.

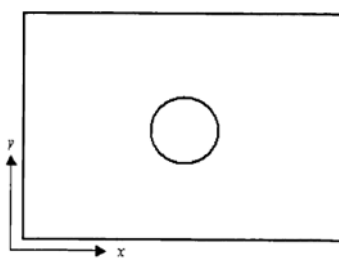


Figure 4.1 Géométrie du Problème dans la section plane (x-y)

Le nombre d'éléments dans le maillage du modèle 3D dépend de celui choisit dans le modèle 2D, de la longueur des tranches (slice, voir Figure 4.4) et de toute la longueur du tunnel dans la direction de z. Choisir un maillage très fin dans le modèle 2D devrait être évité afin de réduire le nombre d'éléments dans le modèle 3D et ramener également le temps de consommation et de calcul de mémoire aux limites acceptables. Ceci peut entraîner un résultat assez compliqué à interpréter.

Le sol et les interfaces peuvent être modélisés avec différents niveaux de complexité. Les poutres peuvent être utilisées pour modéliser les murs, le tunnel et les revêtements. Les éléments de volume sont des éléments de 15-nœuds et ils se composent de triangles de 6 nœuds dans la direction de (x, y) et de quadrilatères à 8-nœuds dans la direction de z. La génération du maillage 2D dans Plaxis est entièrement automatique tandis que la génération 3D est semi-automatique.

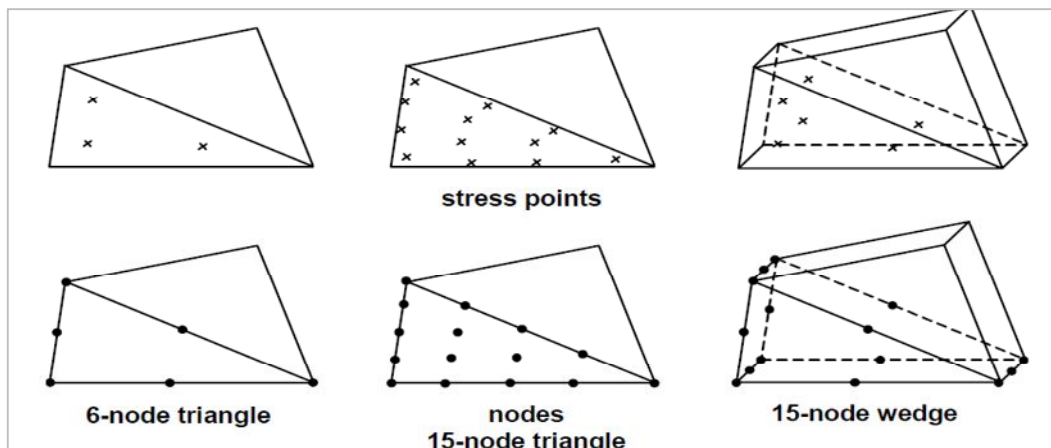


Figure 4.2 Position des nœuds et les points de contraintes dans l'élément sol (Plaxis, 2001)

Après que la géométrie soit entrée, le programme discrétise alors automatiquement le problème élément 2D selon une dimension standard, qui peut être raffinée dans des secteurs critiques où le comportement principal de sol doit être capturé. La géométrie du modèle 2D est alors reproduite un certain nombre de fois dans la direction z (figure 4.3).

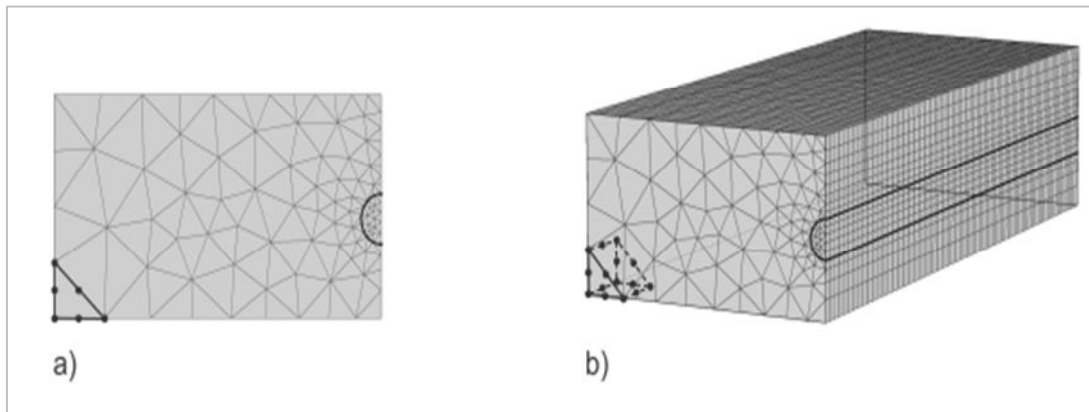


Figure 4.3 Exemples de maillage de a) 2D b) 3D.

La position de chaque élément 2D le long de l'axe z est fixée selon la géométrie du problème 3D, de ce fait créant une série de parallèles, associée aux sections transversales. Tandis que les sections transversales résultantes s'appellent les plans z, les volumes entre deux plans successifs se nomment des slices (tranches), comme montré dans la figure (4.4) (Manuel de référence de tunnel de Plaxis 3D, 2001).

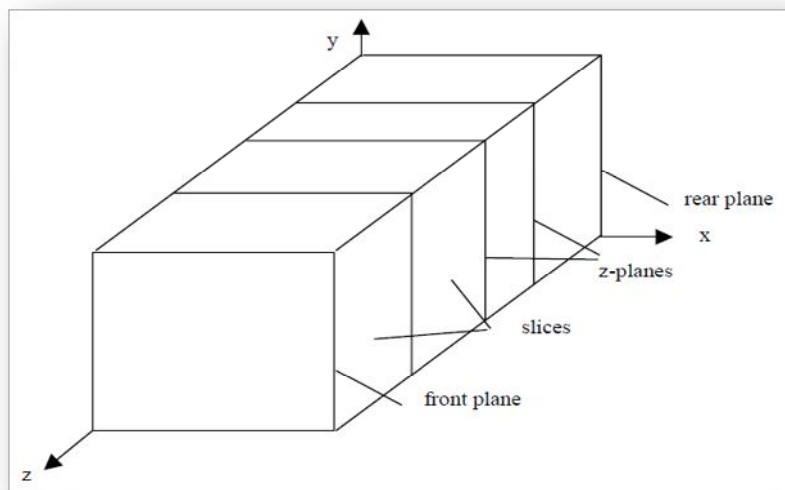


Figure 4.4 Définition des plans z et tranches (slices) (PLAXIS, 2001)

Après la réplique des plans z dans le modèle 3D, le maillage 3D est produit plus ou moins de la même façon que celui du 2D. La figure (4.5) montre la progression du maillage à celui du 3D.

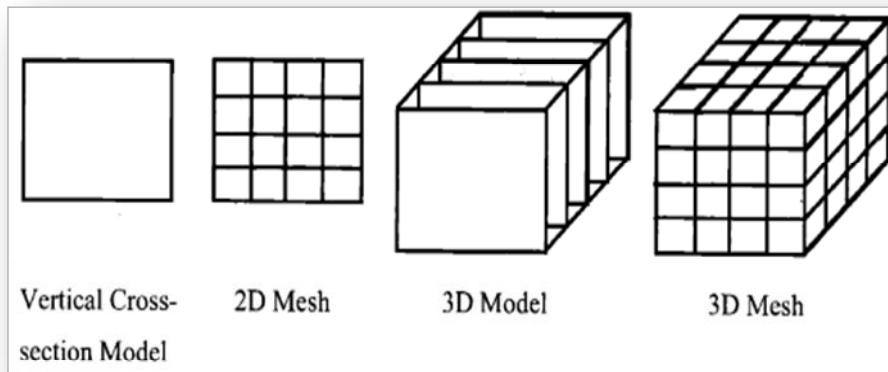


Figure 4.5 Création du modèle 3D & Maillage EF (PLAXIS, 2001)

À la fin et après avoir entièrement défini la géométrie et avoir généré le maillage 3D, des contraintes initiales sont générées par la suite. Le procédé de calcul peut être exécuté automatiquement. Dans le sous-programme calcul (Cf. figure 4.6), les phases de la construction sont définies par l'activation et la désactivation des objets dans les slices et la simulation du procédé de construction peut être réalisée. La période de construction peut également être indiquée pour chaque phase de construction. Le nombre d'itérations peut être indiqué manuellement ou automatiquement (Manuel de référence de tunnel de Plaxis 3D, 2001).

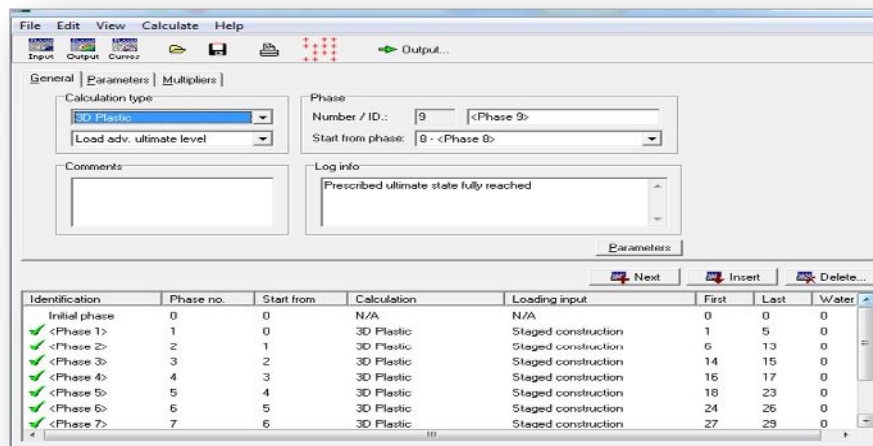


Figure 4.6 Sous-programme Calcul (Plaxis 3D)

4.3 CADRE GÉNÉRAL DES ANALYSES

L'objectif est de mettre au point et qualifier des simulations à divers niveaux de complexité, en vue de dégager des résultats qui peuvent contribuer aux études apportées au comportement des tunnels en 3D.

Pour ceci, nous nous sommes munis de :

- Logiciels de calcul : de type éléments finis qui ont été confrontés et qualifiés dans une première étape sur des exemples type et à des calculs empiriques.
- Modèles de sol : les chemins de contrainte rencontrés dans le massif lors du creusement sont très variés et nécessitent un modèle de sol adapté. C'est pourquoi nous avons modélisé nos exemples de tunnels avec deux modèles : un modèle Mohr-Coulomb pour une première approximation et un autre plus sophistiqué, celui avec écoulement (HS).
- Une procédure de modélisation du déconfinement : le déconfinement du sol provoqué par la construction d'un tunnel résulte d'une suite de sollicitations complexes, de caractère tridimensionnel. Toutefois, l'état final des déformations est sensiblement plan, justifiant l'utilisation de modèles bidimensionnels. Diverses approches visant à simuler en 2D cette succession d'événements 3D seront confrontés aux résultats des simulations 3D. Le creusement y est simulé suivant l'approche Convergence-Confinement (MCC), par l'approche dite de pression au front et celle de contraction (les trois approches sont implémentées dans le logiciel PLAXIS).

Le taux de déconfinement (λ) correspondant au calcul avec la méthode (MCC) est calculé en utilisant une formule théorique et à l'aide d'étude paramétrique (nous verrons ceci plus loin). La pression appliquée au front est calculée grâce à quelques formules présentées dans le chapitre 2. Et pour le taux de contraction ; une étude paramétrique nous a permis d'effectuer le bon choix pour ce paramètre.

Les analyses numériques, moyennant des codes EF, ont présenté un outil utile pour expliquer le processus d'excavation dans sa globalité. Dans ce contexte, l'objectif de cette thèse était d'évaluer, en premier ordre, les déplacements causés par le creusement des tunnels en surface et par la suite analyser les mécanismes de stabilité au front, ainsi que l'influence des paramètres de sol et des facteurs technologiques (modèles de comportement, technique de creusement, méthodes de calcul, nature du sol, sans ou avec considération de l'écoulement...etc.) sur le comportement des tunnels peu profonds creusés dans des terrains meubles.

Les modèles numériques réalisés ont été exclusivement réalisés à l'aide des logiciels Plaxis 2D et Plaxis3D Tunnel. Ce choix a été effectué à l'issue de plusieurs mois voire des années de modélisations numériques sur ces logiciels. Il a notamment été motivé par la popularité de ces logiciels permettant une plus grande précision. L'automatisation de la procédure de modélisation du processus de creusement, la simplicité de réalisation d'une étude

paramétrique, la simplicité de l'interface utilisée (comparant à d'autres programmes de calcul), le bon accord des solutions issues de ce logiciel avec des solutions analytiques ou numériques aux éléments finis a également conforté ce choix.

Pour la modélisation des écoulements autour des tunnels, elle s'est effectuée seulement pour le cas bidimensionnel vu que le code de calcul Plaxis 3D tunnel n'est pas en mesure de traiter les écoulements. Aussi, l'étude présente a visé à comparer les caractéristiques de l'écoulement obtenues par le calcul, en régimes permanent, avec les phénomènes généralement observés sur site, et à comparer les résultats de calculs numériques à ceux donnés par les méthodes de calcul issues de la recherche bibliographique.

L'étude a également comporté une analyse numérique de l'influence de certaines conditions usuelles des massifs naturels (nature, stratification du terrain).

La stabilité du front de taille demeure une des préoccupations majeures du concepteur. Au-delà du risque de rupture, le niveau de stabilité du massif est également indicateur du niveau de déformation induit par le creusement (Dias, 1999).

Le chapitre présent, traite avec réserve ces cas de figures en configuration 3D vu que la simulation tridimensionnelle du front de taille des tunnels reste un processus lourd et coûteux en temps de préparation et de calcul, en raison notamment de la complexité géométrique et des différents niveaux d'échelle et pourrait avoir comme conséquence une augmentation dramatique du temps de consommation et de calcul de mémoire (nous en avons fait l'expérience). Ainsi, notamment au stade de l'avant-projet, il apparaît nécessaire de disposer de modèles simplifiés permettant d'apprécier rapidement les conséquences moyennant la configuration 2D.

4.3.1 Méthodes de calcul adoptées dans le cadre de l'étude 2D pour tenir compte de la tridimensionnalité dans les tunnels

Comme nous l'avons déjà spécifié, l'analyse de l'excavation des tunnels est un problème purement tridimensionnel (Swoboda, 1979; Gens, 1995 cité par Franzius, 2003). Cependant, l'analyse numérique tridimensionnelle, exige souvent des ressources informatiques excessives (stockage et temps). Par conséquent, l'excavation de tunnel est souvent modélisée en 2D moyennant diverses méthodes pour tenir compte de la variation tridimensionnelle des déformations et des contraintes.

Parmi l'ensemble des méthodes disponibles dans la littérature pour représenter les effets 3D du creusement d'un tunnel, on a choisi 3 méthodes qui s'avèrent être adaptées a priori au cas

du creusement par tunnelier pressurisé. On se propose d'évaluer la pertinence et la précision de ces méthodes de représentation du creusement sur différents cas de tunnel construits à l'aide de tunnelier à pression de boue (TBM).

4.3.1.1 La Méthode Convergence- Confinement (MCC)

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

Le champ de contraintes existant initialement dans le sol au niveau du futur extrados du tunnel est dans une première étape réduit d'un certain taux λ , puis dans une deuxième phase complètement relâché (déconfinement total) après mise en place du tunnel. Le taux λ est en général déterminé à partir d'une campagne de mesure. Pour notre cas, nous avons retenu la seule formule qu'on a pu trouver au cours de nos recherches (CETU, 2012) :

$$\lambda(x) = \alpha + (1-\alpha) \left[1 - \left(\frac{m_0 R}{m_0 R + x} \right)^2 \right] \quad (4.1)$$

α et m_0 sont deux constantes (Prises respectivement 0.25 et 0.75) et R le rayon d'excavation.

Dans l'étude de Abu-Krishna (2006), le λ a été pris égal à 0,6, quant à l'étude de Emeriault et al. (2008) ; le taux était pris égale à 0,14 qui est une valeur calée sur les mesures in situ.

4.3.1.2 La méthode de perte de volume (Ground Loss, appelée aussi méthode de Contraction)

La méthode de perte de volume (ou de contraction), implémentée dans Plaxis, est un procédé numériquement quelque peu différent stimulé par Vermeer et Brinkgreve (1993), où la perte du sol est simulée par une certaine contraction de tunnel. Cette méthode implique deux phases de calcul comme montré dans la figure (4.7) (Moller, 2006).

Cette méthode consiste à annuler les éléments de massif à l'intérieur du tunnel et à laisser le reste du massif se déformer jusqu'à obtenir une réduction du volume occupé par le tunnel conforme à un taux fixé. Ce taux de contraction est également déterminé par calage sur des mesures (Emeriault, 2008 ; Greenwood, 2003 ; Moller, 2006).

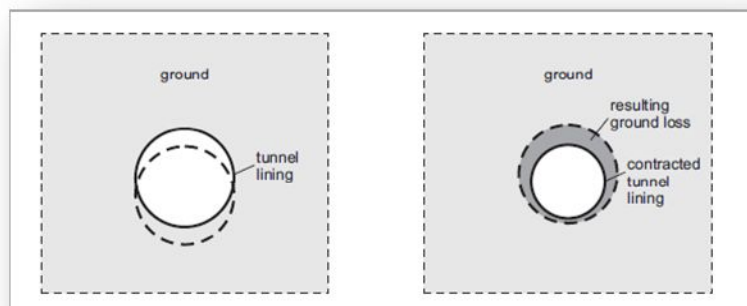


Figure 4.7 Méthode de Contraction Vermeer et Brinkgreve, 1993 cité par Moller, 2006

Franzius (2003) a employé une perte de volume de $V_L = 1,5\%$ dans toutes les analyses 2D présentées dans ses travaux ; une valeur qui a été adoptée dans l'étude de Potts & d'Addenbrooke (1997). Bien que ce soit une valeur réaliste pour l'argile de Londres (O'Reilly & New, 1982) l'auteur a observé des tassements plus élevés.

Standing et al. (1996) quant à eux, ont adopté une valeur plus élevée ($V_L = 3,3\%$) pour les argiles toujours. Quant à nous, nous ferons une étude paramétrique afin de faire un choix judicieux ; nous avons adopté des valeurs plus au moins élevées (allant de 0,5% à 2%) (Voir plus loin tableau 4.3).

Selon Liu (1997), dans l'argile, la perte du volume est susceptible d'être dans la gamme de 1-2% pour le creusement au bouclier (O'Reilly et New, 1982). Pour le sable le seul résultat trouvé était celui de Mazek et al. (2012) et Marshal et al. (2012) qui donnent une valeur comprise entre 1 et 3% ; à première vue ces bornes ne présentent pas une différence, mais notre analyse en vue de déterminer l'amplitude des tassements a prouvé le contraire ; un écart de 0,5% fait toute la différence. Ces calculs paramétriques effectués dans ce sens se trouvent dans le Tableau 4.3.

4.3.1.3 La méthode de la pression appliquée au front : P_f

Comme on l'avait déjà noté, un des problèmes principaux dans la construction d'un tunnel c'est d'assurer la stabilité de son front. Dans beaucoup d'études, cette stabilité est analysée sur la base du mécanisme de la théorie de silo (cf. chapitre 2).

La pression appliquée au front peut être, également, déterminée par une campagne de mesure. Elle est en général différente de la consigne utilisée en réalité (Emeriault et al., 2008). Cette multitude de résultats nous a permis de dresser un graphe représentant les déplacements verticaux en fonction de cette valeur (Voir plus loin figure 4.36).

4.3.2 Techniques de creusement adoptées dans le cadre de l'étude

Comme il a été précisé précédemment, les deux techniques utilisées dans le cadre de cette thèse pour les deux simulations 2D et 3D sont : (1) le tunnelier pressurisé (TBM) et (2) la nouvelle méthode Autrichienne (NATM). Un bref aperçu de ces deux méthodes sera exposé à la suite (Pour plus d'explications se référer à l'Annexe A).

4.3.2.1 Le tunnelier Pressurisé (TBM)

Des techniques de creusement d'un tunnel à l'aide du bouclier ont été développées pour réduire au minimum les tassements en surface. En particulier, ces dernières années, les tunneliers pressurisés sont devenus les plus généralement utilisés dans le creusement d'un tunnel dans les sols meubles. Les raisons de ce taux élevé d'utilisation sont incontestablement, leur polyvalence, leur viabilité économique, et leur efficacité sur la réduction des surfaces de tassement dans les sols de faible résistance (Kaçar, 2007).

4.3.2.2 La nouvelle méthode Autrichienne (NATM)

L'analyse bibliographique des pratiques actuelles nous a conduit à envisager deux méthodes: Lors de la conception de tunnels utilisant des techniques autres que le tunnelier à front pressurisé, la forme de l'ouvrage est généralement non circulaire, c'est là qu'intervient la technique à la NATM que nous avons voulu étudier afin de voir la différence que présente cette technique par rapport à celle du tunnelier pressurisé.

En couplant l'usage du béton projeté avec un boulonnage radial systématique (Cf. Figure. 4.8a), on s'est aperçu que dans la majorité des terrains rencontrés en tunnel, on obtenait des résultats intéressants. Pour l'ancien mineur, habitué à poser des soutènements très résistants, et donc rassurants, la NATM semble bien légère. Mais au lieu de "supporter" simplement le terrain perturbé par le creusement, elle permet à celui-ci de se soutenir lui-même. En d'autres termes, c'est le sol lui-même qui participe au soutènement.

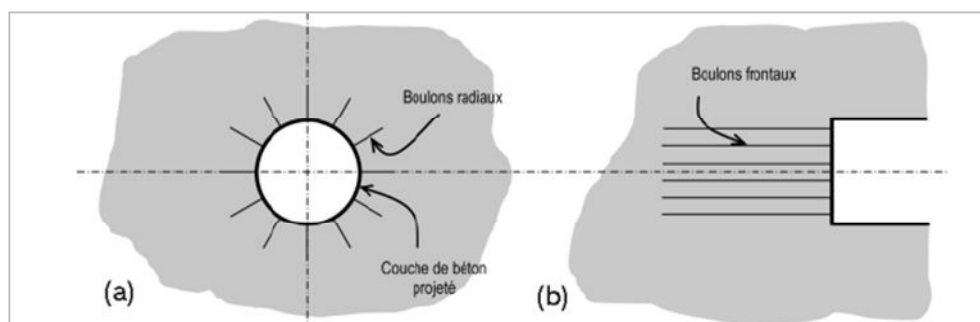


Figure 4.8 a) Application de la NATM. b) Boulonnage du front (CETU, 2012)

4.3.3 Modèles de comportement adoptés

Les mouvements de surface susceptibles d'être induits par le creusement du tunnel dépendent du mode de creusement et de soutènement mais également des lois de comportement des sols. Le comportement de ces derniers, et les surfaces de rupture sont les clés principales des problèmes de stabilité dans la technologie géotechnique.

Dans la littérature, il y a eu plusieurs modèles proposés afin de refléter le comportement réel des sols ; certains de ces modèles sont très simples comme ceux basés sur le comportement élastique tandis que certains d'entre eux sont si complexes qu'ils ne peuvent être employés que dans des calculs numériques et pas pour des cas pratiques (Kaçar, 2007). Dans cette étude, les critères de rupture basés sur le comportement élastoplastique seront utilisés du fait qu'ils sont largement répandus et les ingénieurs et les chercheurs sont familiers avec eux. Le comportement de contrainte-déformation pour la plupart des sols peut être montré dans la Figure (4.9) (Kaçar, 2007 ; Greenwood, 2003).

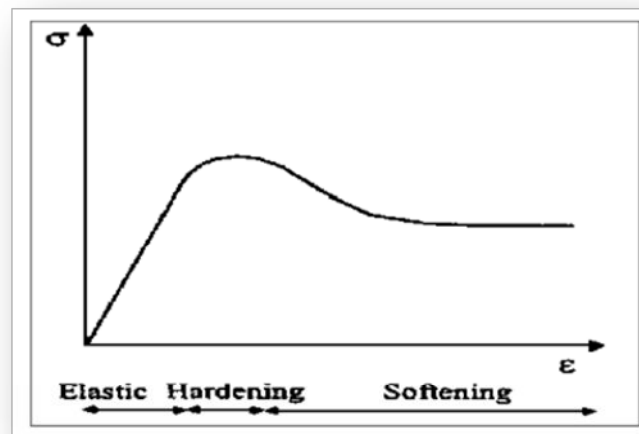


Figure 4.9 Comportement réel du sol
(Potts & Zdravkovic, 2001 cité par Kaçar, 2007)

Dans les deux codes de calcul, Plaxis 3DTunnel et Plaxis 2D, cinq modèles de comportement sont disponibles pour être assignés aux géomatériaux. Seulement quatre d'entre eux, cependant, peuvent être appliqués aux sols ; le cinquième est un modèle dédié aux roches. Les quatre modèles sont : élastique linéaire, Mohr-Coulomb, Hardening Soil Model (Modèle avec écrouissage), et Soft Soil Model (Modèle de Cam Clay).

Nous ne citerons dans le cadre de cette étude que les lois utilisées (critère de Mohr Coulomb (MC) et le modèle Hardening Soil (HSM)).

4.3.3.1 Le modèle de Mohr-Coulomb (M-C)

Le modèle élastique-plastique de Mohr-Coulomb implique cinq paramètres d'entrés (input) qui sont déterminés couramment à partir d'essais au laboratoire ; les deux valeurs ϕ et c qui caractérisent le seuil de plasticité du sol, le module de Young E et le coefficient de Poisson ν ; paramètres qui permettent de calculer les déplacements et les déformations dans le domaine élastique linéaire et l'angle de dilatance Ψ qui rend compte des variations de volume durant le cisaillement du sol. Le modèle de Mohr-Coulomb représente une approximation 'de premier ordre' du comportement du sol. Il est recommandé d'employer ce modèle pour une première analyse du problème considéré. Sans compter les cinq paramètres mentionnés ci-dessus, les conditions initiales du sol jouent un rôle essentiel dans la plupart des problèmes de déformation du sol.

4.3.3.2 Modèle de sol avec écrouissage (Hardening Soil Model, HSM).

Ce modèle de sol avec écrouissage a pour objet d'améliorer le modèle de Mohr-Coulomb sur différents points ; il s'agit essentiellement : (1) De prendre en compte l'évolution du module de déformation lorsque la contrainte augmente : les courbes oedométriques tracées en contrainte-déformation ne sont pas des droites. (2) De prendre en compte l'évolution non linéaire du module lorsque le cisaillement augmente : le module E_{50} (Cf. Figure 4.10) n'est pas réaliste car il y a une courbure des courbes effort- déformation avant d'atteindre la plasticité ; (3) De distinguer entre une charge et une décharge ; (4) De tenir compte de la dilatance qui n'est pas indéfinie.

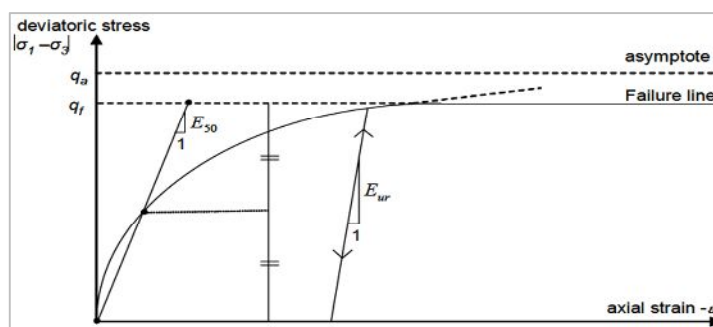


Figure 4.10 Relation contrainte déformation

Pour une description détaillée de HSM et ses formulations théoriques, on pourra se référer à Brinkgreve (2001) (Manuel Plaxis, 2001).

4.3.4 Modélisation des différentes phases du creusement

Les modèles adoptés pour la modélisation numérique dépendent de l'importance du problème posé, sa géométrie et la connaissance des paramètres de sol et du tunnelier. Pour obtenir une simulation numérique la plus réaliste possible, l'aspect tridimensionnel doit être respecté car c'est le seul type d'approche permettant de traiter le problème rencontré dans toute sa complexité. Cependant, ce type de calcul est encore assez difficile à réaliser à cause de la complexité du maillage, des chargements à appliquer ainsi que de la durée de calcul.

Si la modélisation bidimensionnelle est plus simple, elle ne donne en revanche pas une vraie représentation du creusement mais elle donne la possibilité d'un bon calage des paramètres avec l'utilisation de lois de comportement appropriés. Cette modélisation peut être effectuée dans les deux directions : longitudinale et transversale.

4.4 ANALYSE DU PREMIER CAS D'ÉTUDE- CREUSEMENT À LA TBM DANS UN SOL HÉTÉROGÈNE

Bien que l'analyse numérique tridimensionnelle des tunnels puisse simuler le processus d'excavation/construction, les études numériques 2D dans le creusement d'un tunnel restent plus populaires. C'est pourquoi, nous débuterons cette analyse, et d'ailleurs même les autres, par une configuration 2D en vue de faire des comparaisons avec les analyses 3D par la suite.

Le cas de figure considéré pour cette première étude est schématisé sur la figure (4.11). Il s'agit d'un tunnel peu profond creusé à la TBM (Brinkgreve, 2002) ; son diamètre est $D = 8,5\text{m}$. Le centre du tunnel se trouve à 11.0 m au-dessous de la surface du sol qui coïncide avec la nappe phréatique. Le modèle est de 20.0m de large et se prolonge de 25.0m dans la direction de z et il est de 20.0m de profondeur. Avec ces dimensions, le modèle est suffisamment grand pour tenir compte d'un éventuel mécanisme de rupture et afin d'éviter l'influence des limites du modèles. Le sol est hétérogène et se compose de trois couches ; dont toutes étaient modélisées en utilisant le critère de Mohr-Coulomb comme première approximation vu l'absence de données expérimentales pour évaluer un éventuel écrouissage (HSM).

La couche supérieure est constituée de sable, son épaisseur est de $2,0\text{ m}$; cette couche surmonte une couche d'argile de $12,0\text{m}$ d'épaisseur surmontant une autre couche de sable dont l'épaisseur est de $6,0\text{ m}$ et qui se trouve ayant les mêmes caractéristiques que la couche de sable supérieure mais avec une rigidité plus élevée. Seulement une moitié de l'exemple est modélisée en raison de symétrie.

Les caractéristiques mécaniques du matériau mis en œuvre lors des études sont regroupées sur le tableau (4.1). Une démarche de complexification progressive de la modélisation du processus de creusement a été utilisée. On rappelle que l'on modélisera ici les déplacements transversaux et longitudinaux générés en surface, le long du bouclier, au passage du front, en avant du front et derrière celui-ci. Les déplacements horizontaux suivant les deux directions x et z seront exposés en parallèle. La présentation du mécanisme de rupture du modèle fera évidemment partie de cette première étude ainsi que la réponse hydraulique.

Notons aussi, que ce type de configuration est fréquemment rencontré sur chantier et traité par différents auteurs : par exemple Berthoz (2012), Greenwood (2003), Moller (2006) entre autres.

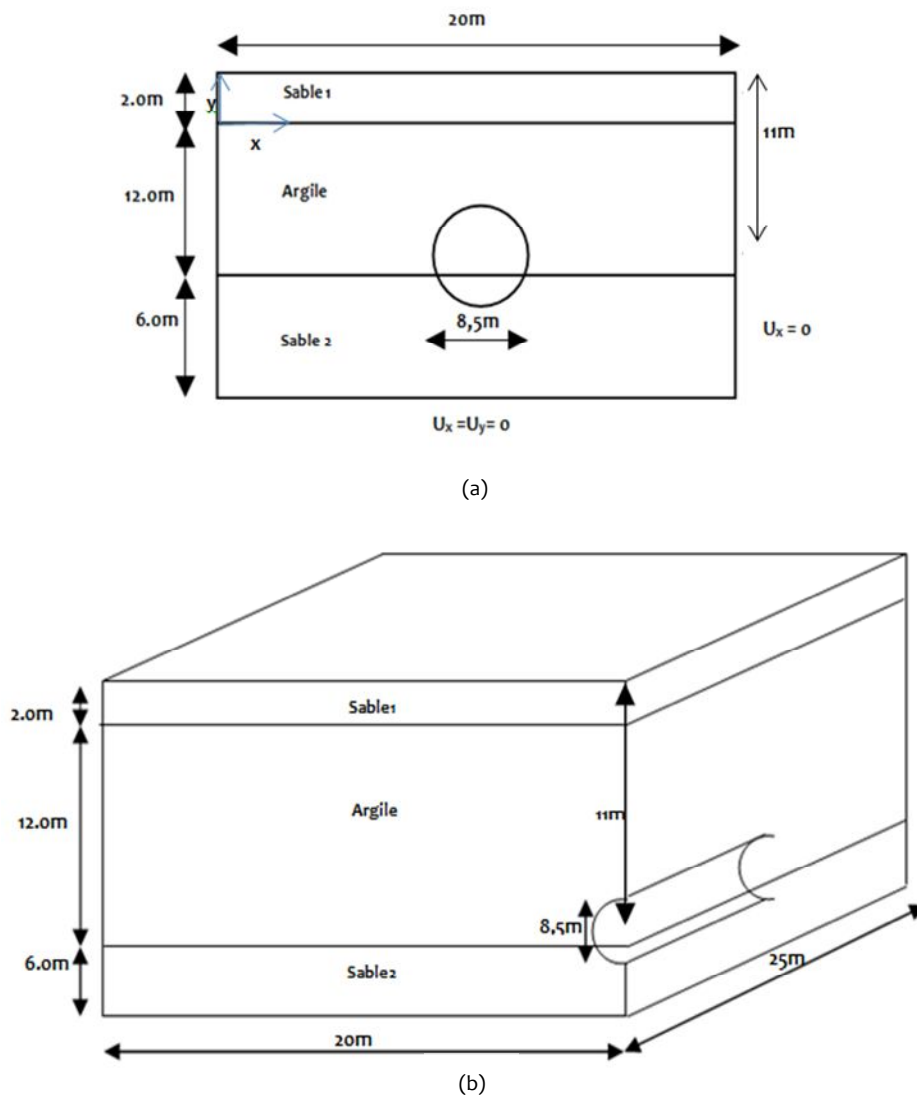


Figure 4.11 Modèle 1 choisi. a) schéma 2D. b) Schéma 3D (Brinkgreve, 2002, Plaxis 3D)

Tableau 4.1 Caractéristiques du sol du modèle de référence

Paramètres	Nomination	Sable1	Argile	Sable2	unité
Loi de comportement	Type	Mohr-Coulomb	Mohr- Coulomb	Mohr-Coulomb	-
Conditions de drainage		Drainé	Non Drainé	Drainé	-
Poids volumique sec	γ_d	17.0	16.0	17.0	kN/m ³
Poids volumique humide	γ_h	20.0	18.0	20.0	kN/m ³
Module d'Young	E	$1.3 \cdot 10^{+4}$	$1.0 \cdot 10^{+4}$	$7.5 \cdot 10^{+4}$	kN/m ²
Coefficient de Poisson	ν	0.3	0.35	0.3	-
Cohésion	c	1.0	5.0	1.0	kN/m ²
Angle de frottement	ϕ	31.0	25.0	31.0	°
Angle de dilatance	Ψ	0.0	0.0	0.0	°

Source : Manuel Plaxis 3D Tunnel (2001).

Le revêtement du tunnel a été modélisé avec un modèle élastique, utilisant des éléments avec une rigidité de flexion de $EI=143\text{MNm}^2$ et une rigidité normale de $EA=14\text{GN}$.

4.4.1 Résultats du Calcul empirique et Numérique 2D- Analyse sans écoulement

Les méthodes empiriques visent à estimer l'ampleur des mouvements à partir d'un nombre de données relativement réduit ainsi elles permettent d'obtenir des résultats préliminaires qu'il faut, toutefois, les utiliser avec une grande précaution. Dans la pratique, ces méthodes devraient être plus ou moins guidées par les approches analytiques si elles existent ou par les calculs numériques et ensuite les caler sur les courbes expérimentales (AFTES, 1999), quand elles existent, bien sûr. Par exemple Bernat (1995) a utilisé les résultats du chantier de Vaise pour confirmer la méthode de Farmer (1977) et Poupelloz (1984) et elle a trouvé une différence dans les résultats de l'ordre de 300% par rapport à des valeurs mesurées.

Néanmoins, nous utiliserons ces formules afin de dégager l'importance de l'utilisation des méthodes numériques et afin d'avoir un outil de comparaison en l'absence de résultats in situ ou expérimentales (centrifugeuse).

Grâce à la formule analytique de (4.1), le creusement du tunnel est modélisé par la méthode de Convergence-Confinement (MCC) avec une phase de déconfinement partiel du terrain à 40% avant la pose du revêtement, puis un déconfinement total du terrain avec la mise en place du soutènement ; c'est un taux conforme aux résultats trouvés dans la littérature. La pression appliquée au front est de l'ordre de $p_f = 90\text{kPa}$ (Voir tableau 4.2). Et enfin, le taux de contraction de 0.5 % dans la méthode de perte de volume a été adopté suite à des études paramétriques (Voir tableau 4.3).

Ces valeurs sont conformes aux ordres de grandeur couramment retrouvés dans la littérature (Emeriault et al. , 2008).

Le tableau 4.2 Présente les différentes pressions appliquées au front qu'on a calculé en se référant au chapitre 2. Les résultats convergent ; exeptés ceux calculés par Krause (1987) et Anagnostou & Kovári (1996) qui se trouvent à l'extrême.

Seule la méthode de Krause apparait fournir une pression frontale donnant des résultats servant à maintenir la stabilité du système sol- structure pour notre cas d'étude.

Tableau 4.2 Evaluation analytique de la pression frontale

Auteurs	MEL	MAL
Broms & Bennermark (1967)	188kPa	-
Krause (1987)	92 kPa	-
Davis et al.(1980)	-	178 kPa
Atkinson & Mair (1981)	-	188kPa
Anagnostou & Kovári	-	446 kPa

Remarque : Pour les formules qui ne figurent pas sur le tableau (4.2), et qui sont présentés dans la partie bibliographique, nous les avons utilisé mais les résultats étaient trop divergents c'est pourquoi, nous avons préféré ne pas les présenter dans cette partie.

En ce qui suit, nous présentons la déformée du maillage (figure 4.12a), les déplacements verticaux (figure 4.12b) ainsi que les déplacements horizontaux (figure 4.12c) obtenus numériquement pour notre premier cas d'étude.

Il est clair que les déplacements verticaux se concentrent le plus en clé de tunnel tandis que ceux horizontaux se manifestent aux flancs comme atteste la figure 4.12c.

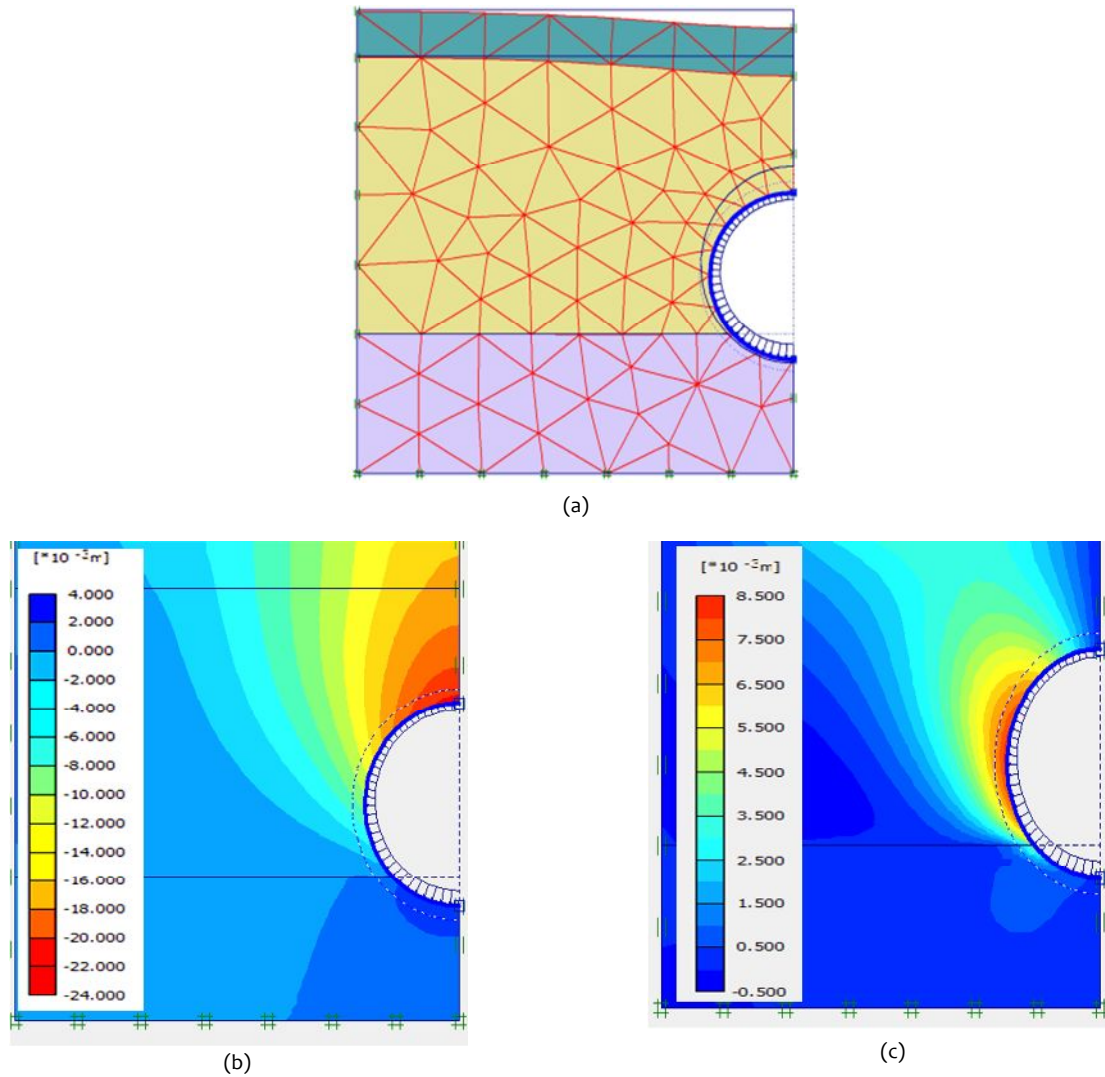


Figure 4.12 a) Déformée du maillage avec $V_L=0,5\%$. b) Déplacement vertical ($U_{y\max}=24mm$). c) Déplacement Horizontal ($U_{x\max}=8.5mm$).

Les paragraphes qui suivent dressent l'état des tassements transversaux et longitudinaux issus des méthodes empiriques et du calcul numérique 2D.

4.4.1.1 Tassements transversaux en surface

Les résultats empiriques des tassements en surface dans le sens transversal pour le premier cas de calcul qui se présentent généralement, dans le plan transversal, sous forme d'une cuvette dont l'allure suit une loi normale de Gauss sont montrés sur la figure (4.14), la moitié de la largeur de la cuvette est égale à $2,5 i$ (où $i=5,5 m$), ceci nous donnera une cuvette de $27,5 m$ de largeur.

Grâce à la formule 1.3 présentée dans le chapitre 1, nous avons calculé le tassement maximum en surface ; les résultats figurent sur le tableau 4.3, il est égale à d'environ $20 mm$.

À première vue ce résultat correspond parfaitement à celui trouvé par Greenwood (2003), qui a étudié la même géométrie du tunnel ; l'auteur a utilisé un sol stratifié comportant différentes natures d'argile. (cf. Figure 4.13).

En adoptant un facteur de charge de $N=2$, l'auteur retrouve une cuvette de tassement presque identique à celle de Attewell & Woodman. Noter que c'est la même valeur qu'on a utilisé pour évaluer la pression frontale (Cf. Tableau 4.2).

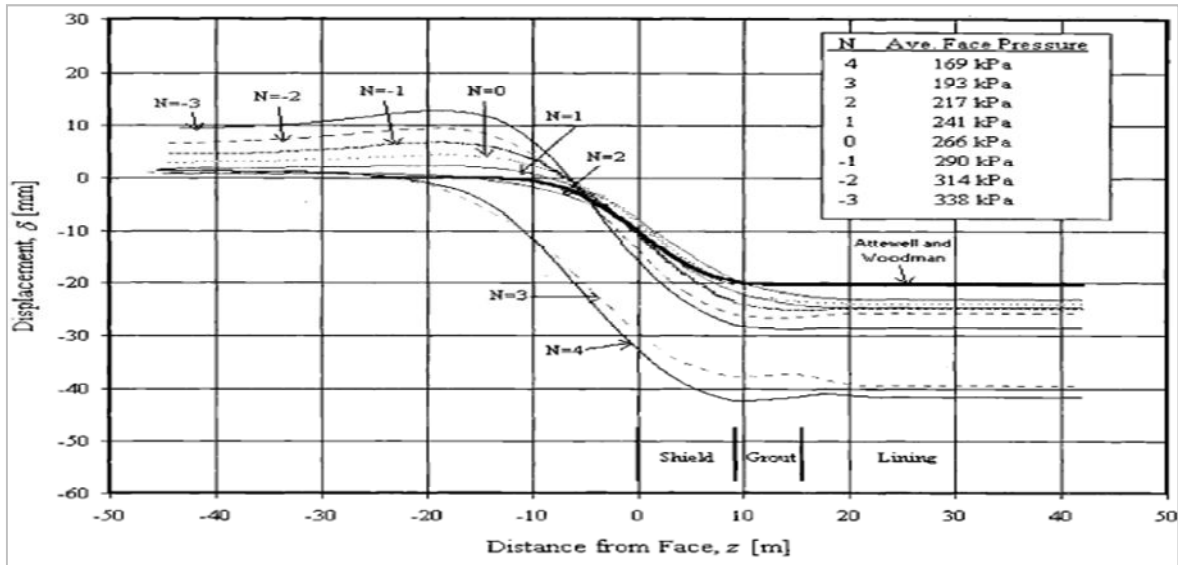


Figure 4.13 Tassements longitudinaux pour différents facteurs de charge (Greenwood, 2003)

À partir du schéma du modèle 1 (Voir Figure 4.1), nous constatons que la plus grande partie du tunnel est creusée dans de l'argile et vu l'absence de méthodes empiriques visant l'étude du comportement des sols stratifiés, nous avons adopté les calculs pour des argiles (Greenwood, 2003, Emeriault et al., 2008).

De même, nos calculs se sont déployés à l'analyse du volume perdu (V_L) ; nous avons adopté des valeurs plus ou moins élevées afin de voir l'influence de cette valeur sur les tassements empiriques et numériques et pour faire un choix avisé concernant cette valeur. Les résultats sont regroupés dans le tableau (4.3), à première vue, nous constatons l'influence considérable du volume perdu sur l'amplitude des tassements. Plus il y'a perte de volume, plus les tassements augmentent que ce soit en surface ou au niveau du tunnel. Ceci a été mis en évidence par divers auteurs, Hansmire cité par Dolzhenko (2002) ; Greenwood (2003) entre autres.

Tableau 4.3 Influence du volume perdu sur les tassements maximums en surface

Calcul empirique				Calcul Numérique					
				3D	2D (méthode de contraction)			2D (méthode de CC)	2D (méthode de P _f)
S _{max}	V _L = 0,5%	V _L = 1%	V _L = 2%	12mm	V _L = 0,5%	V _L = 1%	V _L = 2%	19mm	17mm
	20mm	41mm	82mm		15mm	31mm	66mm		

Une autre conclusion a été tirée concernant le temps de calcul ; ce dernier augmente considérablement avec l'augmentation du volume perdu (V_L). Ceci est logique vu qu'une augmentation dans la perte de volume, implique un tassement plus grand et par conséquent, un temps plus grand à consacrer aux analyses. Pour ces raisons, il vaudrait mieux parvenir à réduire ce volume moyennant des techniques appropriées. Nous avons noté pareillement, qu'en adoptant un volume perdu de l'ordre de V_L= 0,3% dans le calcul empirique, nous arrivons à avoir le même tassement maximal S_{max} que celui trouvé dans le calcul numérique tridimensionnel.

La figure (4.14) montre, dans le cas d'un sol stratifié, la distribution transversale du tassement vertical en surface pour différentes méthodes de calcul citées en haut. Les profils s'apparentent effectivement aux courbes de Gauss pour les trois méthodes. L'abscisse du point d'inflexion i est atteinte à environ 1D ; ce qui laisse à penser de l'efficacité des méthodes utilisées, et atteste l'utilité du calcul empirique avant d'entamer les travaux, ceci dit, nous pouvons nous attendre à des tassements différents au cours de la construction.

L'examen des cuvettes de tassement calculées montre l'apport d'un modèle de sol susceptible de changer de tassement maximal vis-à-vis une modification de méthode. Ceci dit ces modifications nous ont permis, plus ou moins de se statuer quant à leur efficacité, ce n'est que l'expérience des spécialistes qui puisse en-juger...

Ainsi les 3 méthodes proposées pour le calcul 2D du phénomène réellement 3D que constitue le creusement de tunnel par tunnelier à front pressurisé sont étudiées, la figure (4.14) en est témoin, elle montre la comparaison entre les résultats obtenus pour les 3 méthodes de calcul 2D avec celui issu de la méthode de Peck ainsi que celui du calcul 3D¹.

¹ Noter que la courbe 3D est calculée plus loin (Paragraphe 4.4.2.1, figure 4.26) dans la section dédiée aux calculs 3D et son utilisation ici n'était qu'à caractère comparatif.

Dans la direction transversale, le profil des tassements de surface obtenu est assez cohérent avec les observations expérimentales sur modèle réduit cités dans la littérature ou les formules empiriques : les profils obtenus sont de forme gaussienne avec un paramètre i (Position du point d'inflexion dans la direction transversale) de l'ordre d'environ un diamètre (Figure 4.14).

De même, il apparaît, vis-à-vis ces résultats (la figure 4.14), que chaque méthode reproduit une valeur de tassement maximum différente mais rapprochée à celle de la cuvette de tassement tridimensionnelle (qu'on appellera courbe maîtresse), et seule les deux méthodes dite Pression frontale (P_f) et Contraction (LVM) permettent de décrire de façon très satisfaisante la courbe maîtresse (figure 4.15a, b). Ceci dit, pareillement l'approche numérique 2D dite Convergence confinement avec un confinement de 60% prédit des largeurs et des points d'inflexion de cuvettes plus ou moins rapprochées de cette courbe (figure 4.15c), excepté son S_{max} qui diffère, ceci dit, en confinant moins, nous arrivons à trouver un tassement assez correspondant à celui du 3D. Quant au calcul empirique, apparemment, il dégage un certain écart de similitude, vue que son tassement maximum (S_{max}) et la largeur de sa cuvette sont pratiquement divergents (figure 4.15d).

De plus, on constate que S_{max} est atteint à l'axe du tunnel sans exception et diminue sensiblement à mesure que l'on s'en éloigne.

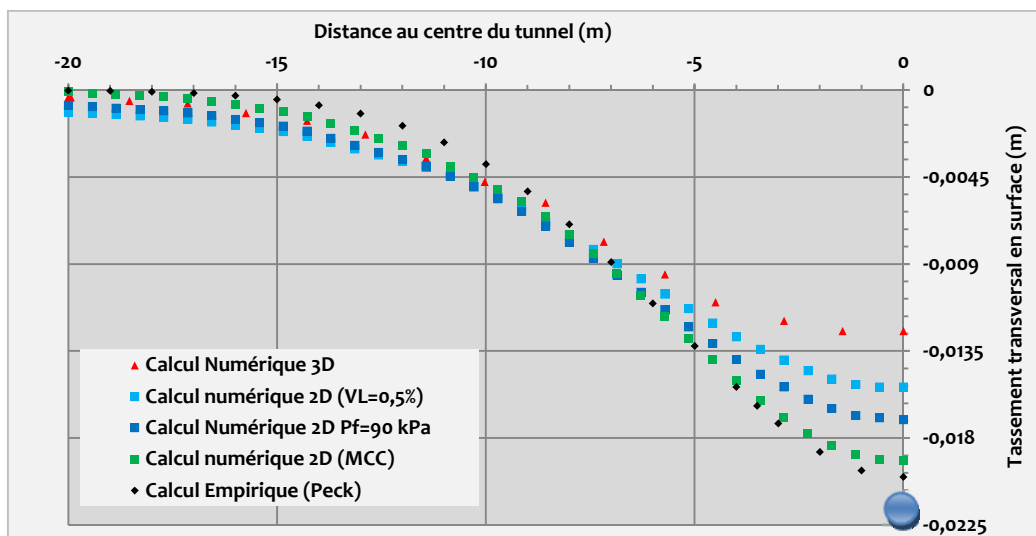


Figure 4.14 Évolution du tassement de surface avec différents calcul appliqués dans un modèle 2D et 3D

Pour plus de transparence et pour qu'il n'y ait pas de confusion, nous avons pensé à séparer chacune des méthodes, ce qui a donné naissance aux figures qui suivent (fig.4.15).

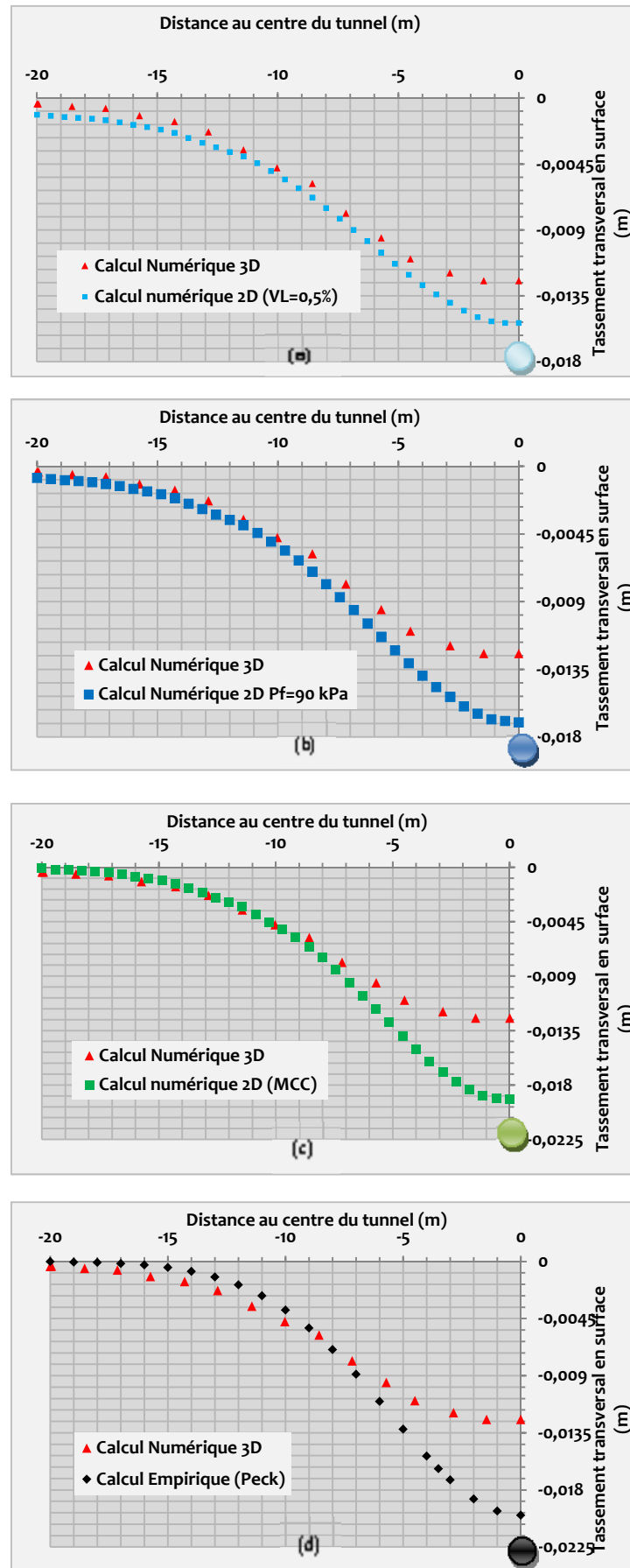


Figure 4.15 Comparaison des tassements pour différentes méthodes de calcul. (2D&3D)

Il a été montré que la méthode Convergence-Confinement ainsi que la méthode de la pression frontale, associée à l'utilisation d'éléments finis pour modéliser le comportement des tunnels, permettait le meilleur accord avec les résultats expérimentaux (AFTES, Emeriault, 2008). C'est pourquoi, nous n'étions pas perplexes en ce qui concerne ces résultats. Toutefois, nos résultats ont prouvé que la méthode du volume perdu peut donner effectivement un résultat cohérent à condition de bien choisir le pourcentage du volume perdu ($V_L=0,5\%$).

De même, on a pensé aussi analyser ce tassement (utilisant la méthode de contraction) en modifiant le positionnement du tunnel de telle façon à creuser le tunnel entièrement dans la couche d'argile et ceci en vue de voir l'influence que cela peut porter; le résultat été étonnant; il n'y a eu aucune réduction considérable dans les tassements en surface (cf. Figure 4.16), ceci nous a mené à conclure que le fait d'utiliser une partie du sable, comme assise du tunnel, pourrait ne pas influencer les tassements même en changeant la profondeur (qui se trouve un facteur essentiel de diminution des tassements).

À notre avis, ceci nous a paru peut être expliqué, par la perméabilité du sable influençant les conditions de drainage. C'est pourquoi, afin de justifier notre réponse et pour justifier notre choix pour les conditions de drainage adoptées, nous avons pensé à étudier l'effet des conditions de drainage sur les tassements en adoptant la méthode de contraction (Voir figure 4.16), l'argile utilisée pour ce modèle était drainée tandis que les autres couches de sable restent sous les mêmes conditions de base (conditions drainées); les deux cuvettes coïncidaient parfaitement sauf qu'on souligne tout de même que les tassements de surface à plus de 3D de l'axe semblent influencés par le bord du modèle comme en atteste le fait qu'ils y soient non nuls. Rappelons que ce calcul est effectué dans le cas où le tunnel est entièrement creusé dans la couche d'argile. Nous pouvons, aussi, attribuer ces résultats aux conditions de creusement (creusement au tunnelier pressurisé) qui permet une meilleure maîtrise, voir même, réduction des tassements.

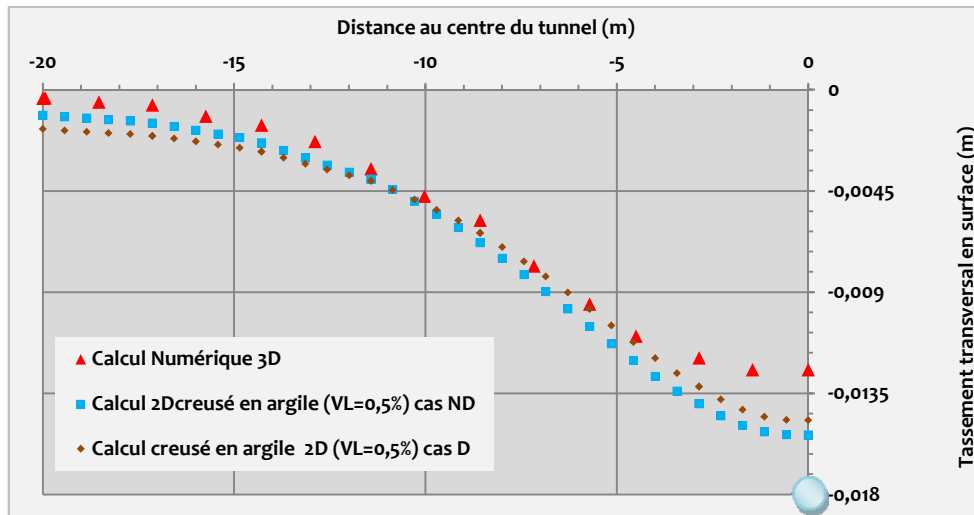


Figure 4.16 Influence de la de la nature du sol sur les Tassements en surface (Tunnel creusé entièrement dans l'argile)

Dans le cas où l'information sur l'influence tridimensionnelle des tassements est exigée, des tassements longitudinaux doivent être analysés. Le profil longitudinal des tassements est également important. Pour cela, des résultats concernant des tassements longitudinaux en surface sont exposés en ce qui suit.

4.4.1.2 Tassements en section longitudinale

Pour suivre l'évolution de la cuvette de tassement du modèle 1 en fonction de l'avancement du front de taille, nous avons adopté, pour le calcul empirique la formule de Attewell et Woodman (1986); ceci nous a permis d'évaluer les tassements de surface dans la direction longitudinale (Figure 4.17).

Il s'agit d'une cuvette de tassement longitudinal qui assure le modèle cité dans la littérature, où les déplacements loin devant le front sont pratiquement négligeables et ceci à une distance de l'ordre d'un diamètre environ. Au front, ces tassements sont égaux à 50% du tassement maximum (Cf. paragraphe 4.4.2.2).

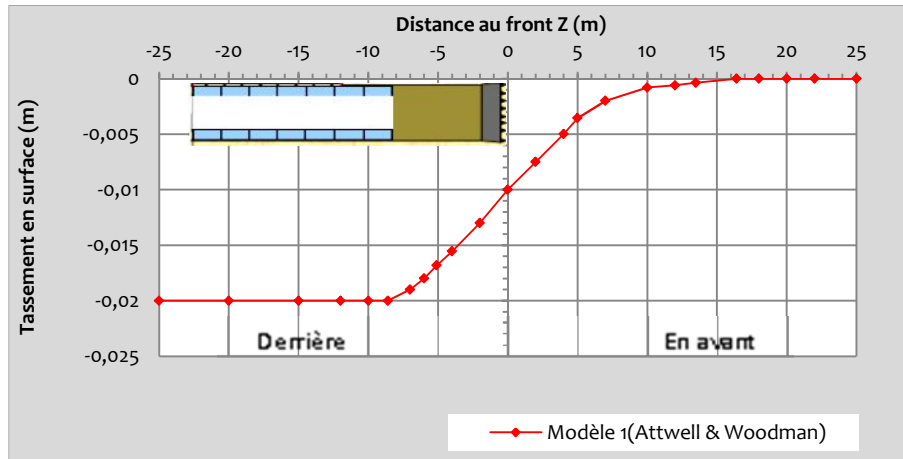


Figure 4.17 Profil du tassement longitudinal en surface

4.4.1.3 Déplacement Horizontal dans la direction transversale

Lorsque des tunnels sont construits dans des milieux urbains, des déplacements horizontaux peuvent arriver ainsi que des dommages des structures. Cependant, il y a relativement peu d'études de cas des tunnels où des mouvements horizontal endommageant de structures ont été mesurés, tout simplement pour la raison que la majorité des études se focalisent sur les tassements. Pour cela, et afin de renforcer nos travaux, les résultats empirique (utilisant la formule de O'Reilly et New, 1982) et numérique concernant les déplacements horizontaux ont été analysés (figure 4.18). Il a été constaté un certain refoulement au niveau des reins du tunnel, le sol semble être repoussé vers l'extérieur.

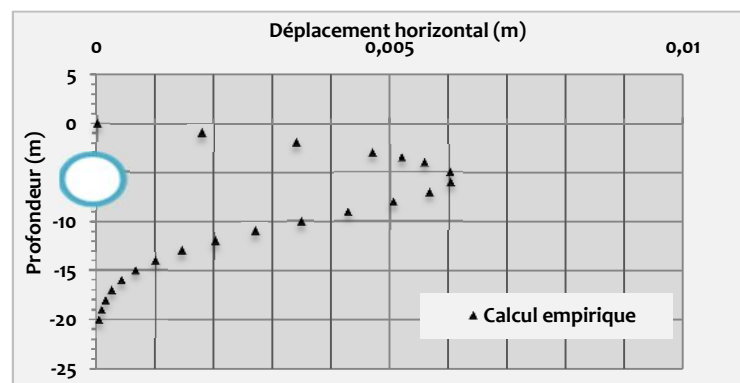


Figure 4.18 Déplacement horizontal : Calcul 2D

Nous dressons ci-après (figure 4.19) l'étude numérique 2D paramétrique concernant les déplacements horizontaux à différentes distances verticales de l'axe du tunnel dans la direction transversale (à $x=0,5D$; $x=1D$; $x=1,5D$).

Les constatations sont claires ; on note que plus on s'éloigne du tunnel plus les déplacements horizontaux s'amortissent. Globalement le sol semble être repoussé vers l'extérieur. Ces résultats sont confirmés par Chapeau (1987) cité par Dolzhenko (2002) et Galli et al. (2004).

On remarque toujours qu'au-dessous du tunnel les mouvements horizontaux sont quasiment négligeables, le sol n'est plus perturbé.

Galli et al. (2004) affirment que plus on s'éloigne du tunnel plus les mouvements horizontaux diminuent.

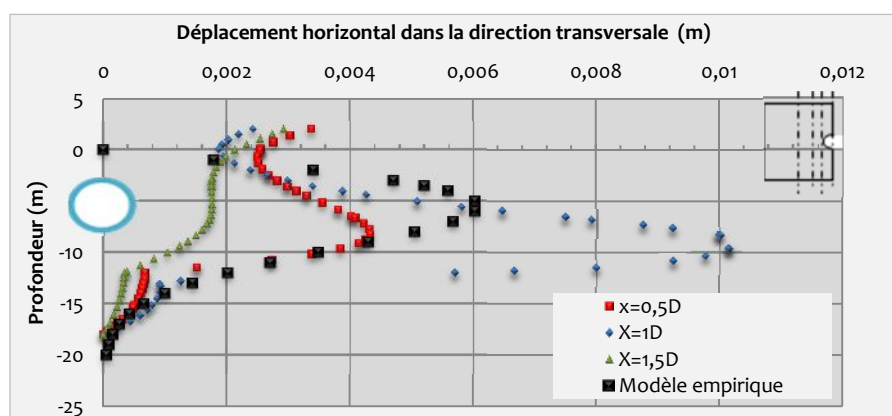


Figure 4.19 Mouvements horizontaux pour différents distances de l'axe vertical. Méthode de contraction

4.4.2 Analyses numériques en 3D (Conditions sèches)

La description tridimensionnelle des cuvettes de tassement en surface fait intervenir les trois composantes suivantes : (1) Déplacement transversal, (2) Déplacement longitudinal, (3) Déplacement horizontal. Ces déplacements étant représentatifs des risques potentiels que peuvent causer les travaux sur le bâti existant, ils peuvent donc être utilisés comme critère de choix entre plusieurs techniques de creusement.

Le calcul consiste à simuler numériquement le creusement du tunnel. À chaque incrément, on procède à la désactivation des éléments représentant la tranche du terrain à excaver. Cette tranche est ensuite revêtue à l'incrément suivant.

Avant de présenter ces divers calculs, nous présenterons en ce qui suit le maillage 3D élaboré pour ce premier cas de calcul (Figure 4.20). Au préalable, une large étude de maillage a été effectuée afin de déterminer les maillages optimaux, c'est-à-dire ceux minimisant les temps de calcul pour une précision des résultats acceptable. Cette étude a notamment montré que les temps de calculs évoluent linéairement avec le nombre de degrés de liberté du problème alors que l'erreur sur les résultats liée au maillage y est inversement proportionnelle.

Le choix du maillage a dû être effectué en adéquation avec la nécessaire réalisation d'un nombre important de phases de calcul. D'où la finesse dans le plan (y, z) du maillage augmentant légèrement l'erreur commise mais réduisant les temps de calcul par 2 environ.

Le lecteur peut remarquer le raffinement du maillage au niveau du tunnel, ceci nous a permis d'avoir plus de résultats convergents dans cette partie critique du modèle. Il faut, tout de même signaler qu'en adoptant un maillage plus fin, les calculs se sont carrément arrêtés.

Le modèle choisi est maillé avec des éléments à 15 nœuds, le nombre d'élément étant égale à 3048 contient 9584 nœuds et 18288 point de contraintes, le calcul a demandé 3 heures pour un premier calcul dans un ordinateur (i3) et une demi-heure dans un ordinateur (i5).

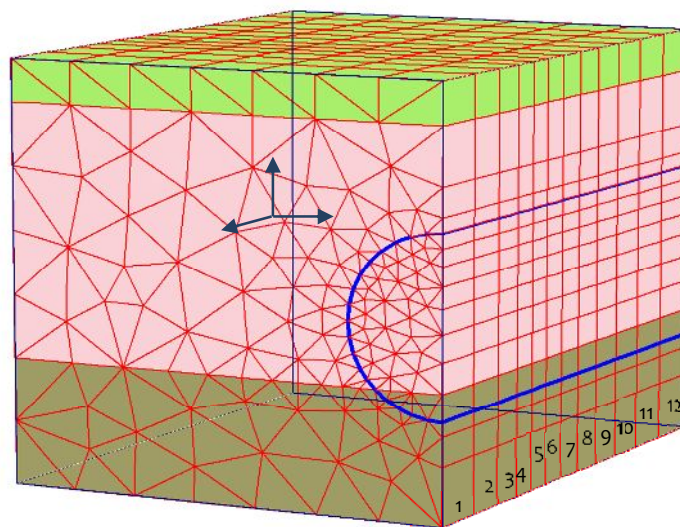


Figure 4.20 Premier modèle d'analyse 3D

4.4.2.1 Cuvette de tassement tridimensionnelle

L'analyse des résultats d'une étude tridimensionnelle constitue une difficulté en raison de la quantité importante d'informations à traiter. Une analyse des résultats à partir de coupes en 2D nécessite déjà à ce stade un effort considérable. Si l'on considère que le volume 3D est formé par une infinité de plans 2D, qui peuvent contenir des informations importantes, alors nous pouvons aisément imaginer la quantité de données à analyser. Nous n'avons présenté donc que quelques résultats sélectionnés parmi les milliers disponibles.

En premier lieu, nous présentons sur la figure (4.21) les déplacements verticaux en configuration tridimensionnelle induits par le creusement du tunnel. On remarque un déplacement vertical au front du tunnel (de l'ordre de d'environ 12mm) qui atteint son maximum en clé se propageant en surface dans les deux directions transversale et

longitudinale en réduisant d'amplitude et en se déployant en avant du front dans les directions longitudinale et transversale.

Ceci dit, nous pouvons conclure, en parallèle, que la pression frontale appliquée à l'origine des calculs est suffisante pour maintenir la stabilité du front. De ces constats, nous pouvons modifier cette dernière en vue de voir son influence sur les déformations du sol (nous verrons ceci plus loin).

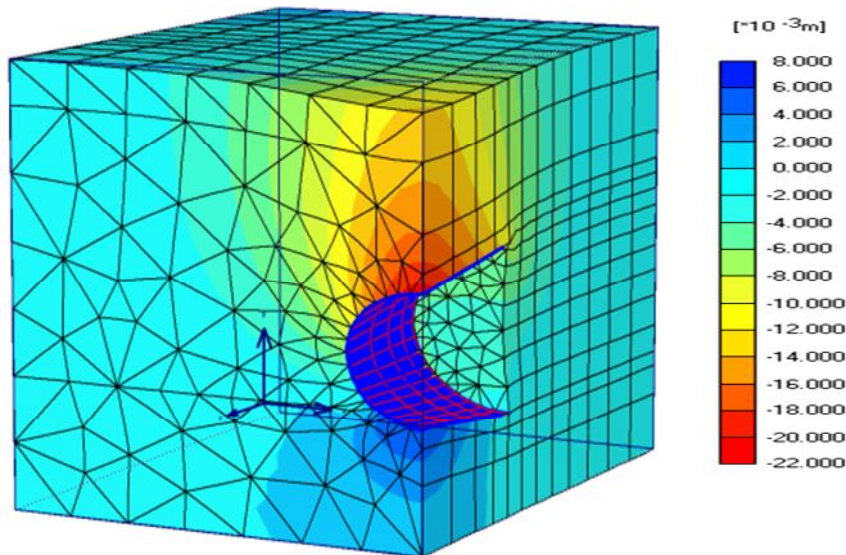


Figure 4.21 Déplacement Vertical à la fin du passage du bouclier

Bien que la figure (4.21) en haut présente d'une façon claire ces déplacements verticaux, les tassements en surface restent les résultats qui intéressent, le plus, les ingénieurs vu leur incidence. Pour cette raison, nous dresserons ci-après (Figure 4.22) la cuvette tridimensionnelle en surface qui nous a permis de mieux comprendre l'effet tridimensionnel causé par le creusement du tunnel.

On constate à travers cette figure (4.22) une certaine réduction des amplitudes des déplacements verticaux en fonction de l'avancement du front (ou de la TBM). Cette atténuation s'élimine à environ 1 diamètre loin du front ; là où les déformations deviennent planes et un simple calcul 2D pourrait suffire à les analyser.

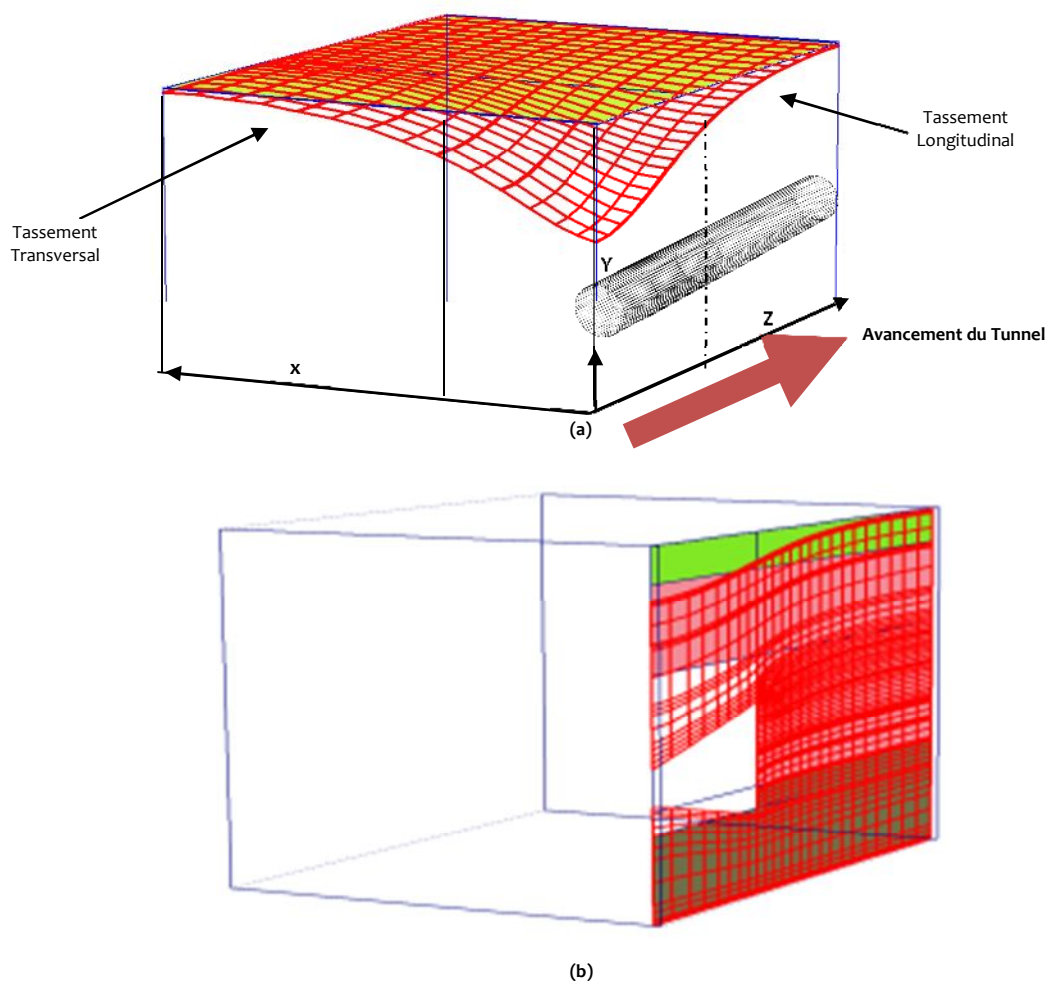


Figure 4.22 Cuvette de tassement de surface tridimensionnelle obtenue de l'analyse EF 3D.
 (a) coupe transversale. (b) Coupe longitudinale
 (Les hachures ne présentent pas le maillage).

De même, nos analyses se sont déployées à présenter les différentes coupes en fonction de l'avancement de la machine (Figure 4.23).

Rappelons que l'avancement de la TBM se fait suivant des tranches (slices) et que chaque slice coïncide avec une étape de calcul. Dans notre cas d'étude, nous avons à modéliser 12 étapes (Cf. figure 4.20).

La figure qui suit (Figure 4.23) présente quelques une de ces étapes d'avancement. Nous constatons la diminution des déplacements verticaux à l'arrière du front où se concentre le tassement maximum avançant au front en se réduisant de 50% et en continuant en avant jusqu'à l'élimination totale à environ 1D (figure 4.23a) là où le creusement ne manifeste aucune influence. De plus, la figure (4.23b) montre les cuvettes de tassement et la déformation du

revêtement montrant l'ampleur du vide annulaire qui diminue au fur et à mesure de l'avancement de la machine.

Nous notons l'atténuation des déplacements jusqu'à l'annulation complète en atteignant la fin de la modélisation.

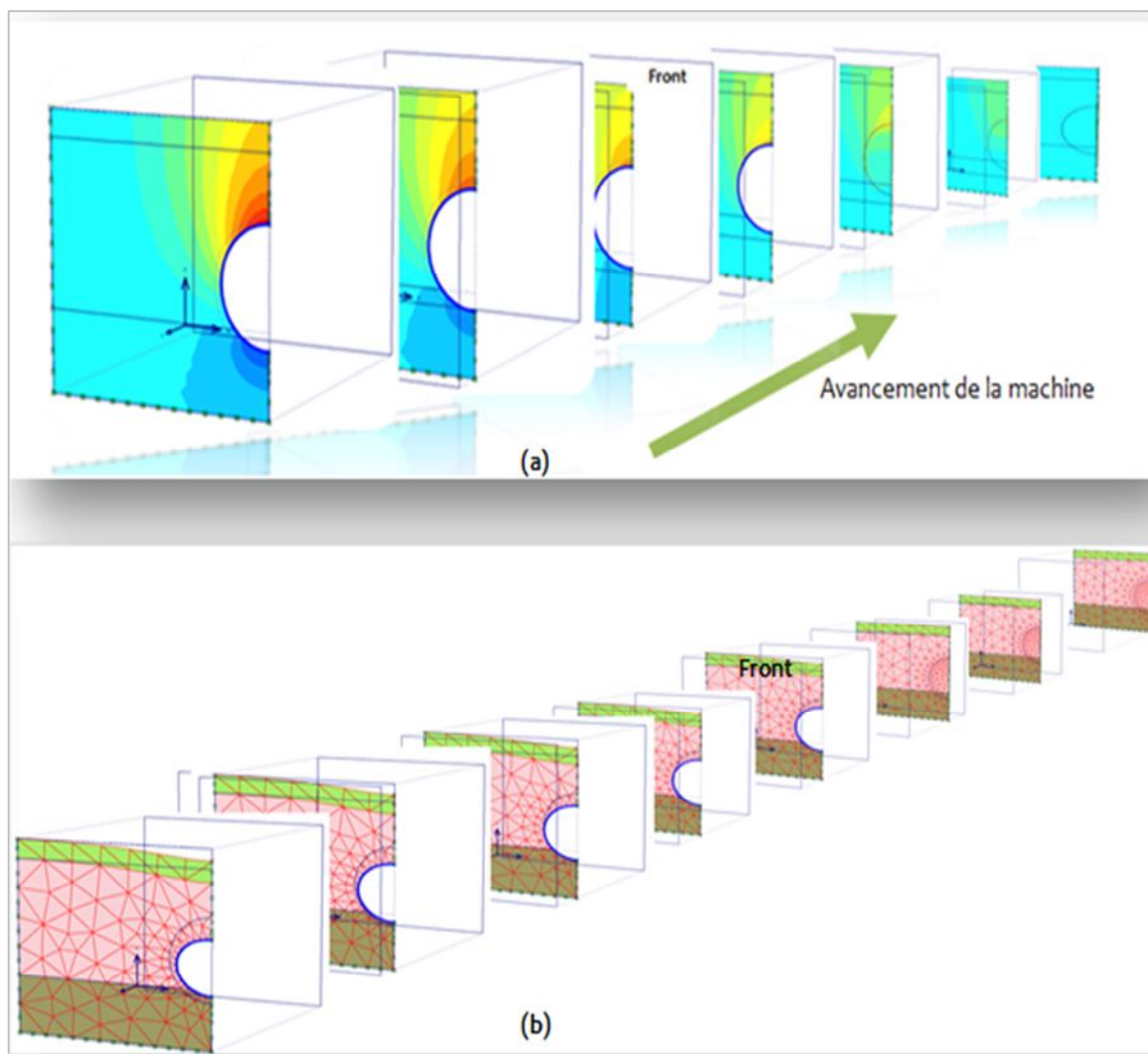


Figure 4.23 Déplacements verticaux en fonction de l'avancement de la TBM : Calcul 3D.

Ceci a été cité dans le chapitre 1, ce qui explique le fait que le modèle transversal bidimensionnel qui repose sur une déformation plane, n'est donc rigoureusement adapté qu'à l'analyse de la réponse du massif loin du front.

De plus, la figure (4.24) affirme ces conclusions, dans la réponse du terrain encaissant (Zone 1) : loin devant le front de taille le massif n'est pas affecté par le creusement. À une certaine distance derrière le front (Zone 3), les déplacements sont presque entièrement dirigés perpendiculairement à l'axe de l'ouvrage, du moins près de l'axe du tunnel (configuration 2D) ;

dans la partie intermédiaire du massif (Zone 2) ; le mouvement est purement tridimensionnel ; la forte composante horizontale des déplacements à proximité du front de taille est claire.

Il apparaît sur cette figure que des conditions de déformations planes sont effectivement remplies à une certaine distance derrière le front de taille (i.e. hors zone d'influence du creusement). Par contre, le processus de déformation est relativement complexe autour du front de taille, avec notamment des déplacements non nuls dans la direction parallèle à l'axe du tunnel ; dans ces conditions l'hypothèse de déformations planes n'est pas satisfaite.

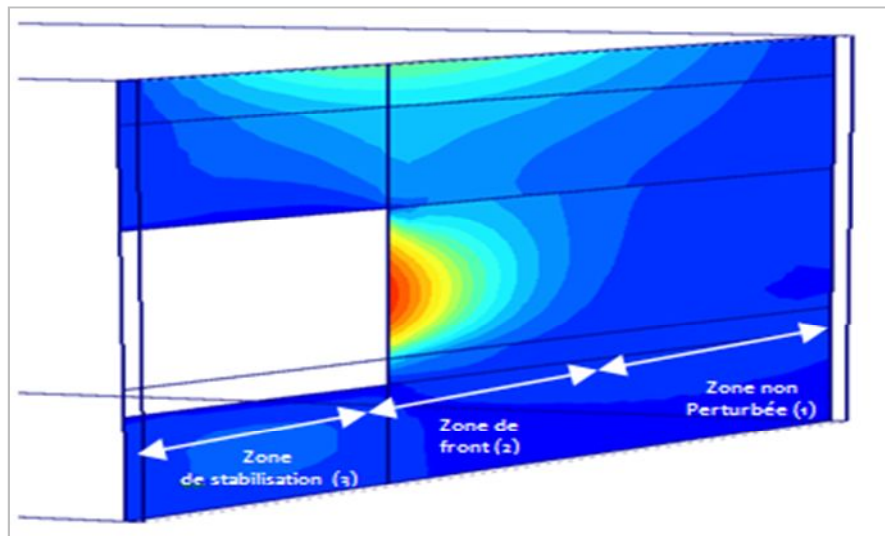


Figure 4.24 Les trois zones d'extrusion du front décrites par Lunardi (1993).

En adoptant une pression au front convenable comme celle utilisé dans cette étude ; les résultats sur la figure (4.25) ci- après pourraient se produire, les déformations s'atténuent en arrivent à la surface. Certes, des déformations se produiront au cours du creusement mais sont, à la rigueur, acceptables.

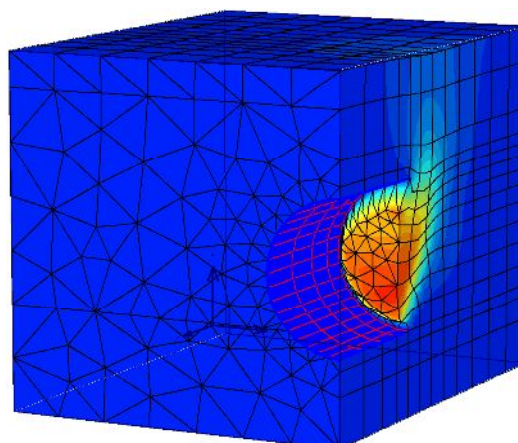


Figure 4.25 Stabilité au front

En vue de donner plus d'explications, les résultats des tassements transversaux en surface ont été présentés sur la figure (4.26). Le S_{\max} trouvé numériquement grâce à Plaxis 3D tunnel est de l'ordre de 12mm.

La figure (4.26) montre une cuvette transverse, élaborée numériquement en 3D, plus large et moins profonde que celle trouvée par la méthode de Peck ; Néanmoins, la forme de la cuvette gaussienne montre une certaine concordance avec les études citées dans la littérature. Notons le bon accord de nos résultats numériques avec ce type de régression (Formule de Peck).

Le S_{\max} issu de l'analyse numérique diffère de celui calculé empiriquement ; nous aurions pu prendre la même valeur de tassement maximal ; comme l'ont fait différents auteurs, et nous aurions pu avoir des cuvettes analogues ; mais notre but dans cette thèse est de montrer la différence existante entre les diverses méthodes.

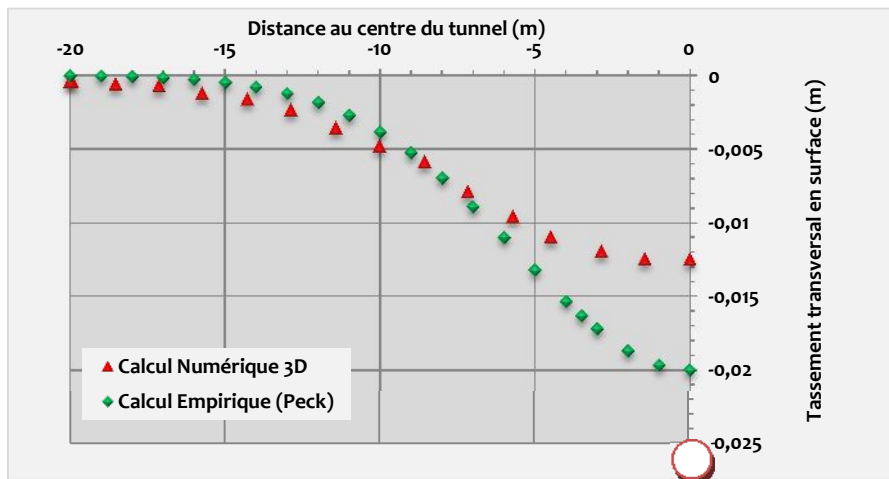


Figure 4.26 Profils transversaux de cuvette de tassements en surface

4.4.2.2 Déplacement Longitudinal

La figure (4.27) ci-après traduit les déplacements longitudinaux en surface, et on y voit clairement la similitude des deux courbes ; pour les tassements maximums, que ce soit numériquement ou empiriquement les deux cuvettes corroborent le modèle cité dans la littérature. La seule différence réside dans la valeur du tassement maximum (S_{\max}) au niveau du front .La courbe numérique se traduit par un tassement de l'ordre de 12mm et celle effectuée par Attewell & Woodman se traduit par un S_{\max} plus grand calculé empiriquement ($S_{\max} = 20\text{mm}$). Il faut en parallèle signaler que le tassement au front est égal à plus ou moins 50% du tassement maximum.

Dans ce même contexte, notons que les déplacements loin devant le front sont quasiment négligeables (Voire nuls) et ceci à une distance de l'ordre d'un diamètre environ.

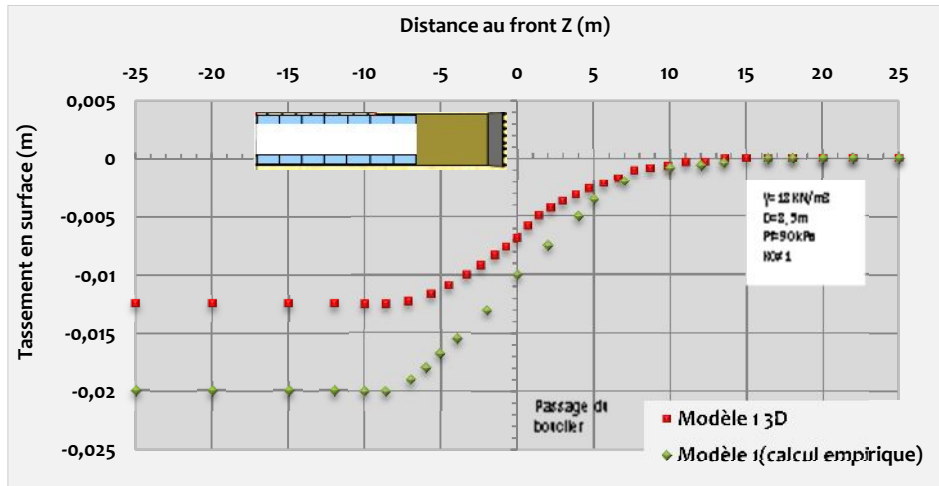


Figure 4.27 Évolution des tassements de surface dans le sens longitudinal. Calcul 3D

Nous exposons ci-dessous la figure (4.28) représentant les résultats de Viggiani & Soccodato (2004) qui modélise, vraisemblablement mal la faible influence de la pression frontale sur les déplacements de surface, des résultats qui s'avèrent contradictoire avec les résultats sur modèle réduit que nous présente Berthoz (2012).

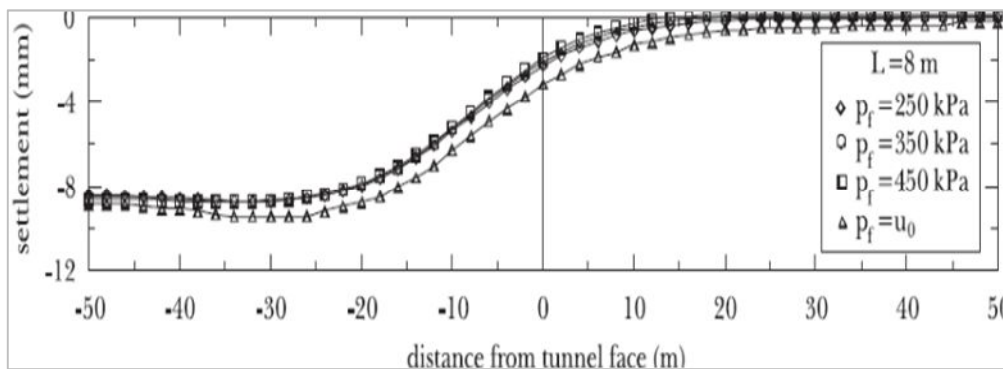


Figure 4.28 Influence de la pression frontale P_f sur les déplacements de surface dans l'axe, dans la direction longitudinale (Viggiani & Soccodato, 2004).

Alors que ces résultats sont trouvés dans les études antérieures, plus ou moins, nous nous sommes posé la question pourquoi ne pas modifier ce même modèle qui s'avère un problème stratifié en un autre purement homogène, sous différentes conditions de drainage, ainsi nous avons pu constater une réelle différence (Cf. figure 4.29).

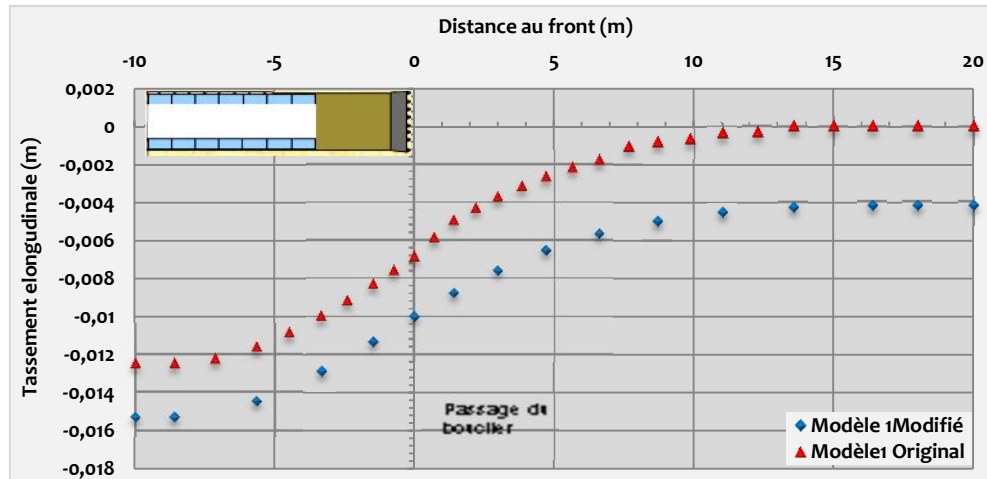


Figure 4.29 Tassement longitudinal de surface : étude paramétrique.

La réponse à cette question est sur la figure (4.29) qui montre à première vue une certaine différence vis-à-vis les tassements longitudinaux en surface, le modèle 1 modifié en sol purement argileux présente plus de tassement (environ 15mm), pareillement, les conditions aux limites deviennent insuffisantes pour cette nouvelle configuration ; ce qui incite à élargir le modèle.

En superposant les quatre exemples de calcul (modèle 1 original, Modèle 1 modifié sous conditions drainées, Modèle 1 modifié sous conditions non drainées et le Modèle d'Attewell & Woodman) nous obtiendrons ce qui suit (figure 4.30) : l'allure des déplacements de surface est correctement reproduite, ce qui donne une étude pertinente, malgré l'écart rencontré entre les courbes causé par la nature des deux sols ainsi que les conditions de drainage.

De plus nous constatons que le tassement au front du modèle 1 3D coïncide parfaitement à celui du modèle 1 modifié avec des conditions non drainées (rappelons que le modèle 1 3D est calculé pour une argile Non drainée). Par ailleurs, les deux modèles 1 modifié ND et D présentent vraisemblablement une divergence absolue et bien lisible, ceci dit il faut noter que les conditions de drainage ont considérablement influencé les résultats.

Tandis que le tassement empirique au front (10mm) présente 50% du tassement maximal ($S_{\max}=20\text{mm}$) coïncidant avec l'arrière du bouclier ; celui-ci, numérique, de l'argile drainée est de 65% du tassement maximal ($S_{\max}(\text{Modèle 1 modifié}) \cong 16\text{mm}$).

De plus, pour le modèle 1 modifié analysé sous des conditions *non drainées* ; des mouvements de refoulement sont observés dont l'amplitude excède les 3%. Noter l'apparition de ce léger refoulement du sol à plus d'un rayon à l'avant du bouclier ; celui-ci n'a pas de sens physique.

On peut relier son origine au refoulement en surface généré par les modèles numériques aux limites des modèles(Figure 4.30).

Ce problème numérique a été expliqué selon Mestat & Arafati (1998) et Finno & Tu (2006), cités par Berthoz (2012) par la simplicité de la loi de comportement considérée qui ne permettait pas aux modules de cisaillement et de compressibilité de varier avec l'état et le chemin de contrainte (élasticité linéaire). Burlon (2007) a par ailleurs montré que la prise en compte d'une élasticité non linéaire dans le modèle de Mohr-Coulomb ne suffisait pas à empêcher ce problème de soulèvement mais qu'il serait nécessaire d'utiliser des modèles présentant un écoulement comme celui de HSM. Ceci nous mène à dresser le tableau (4.4).

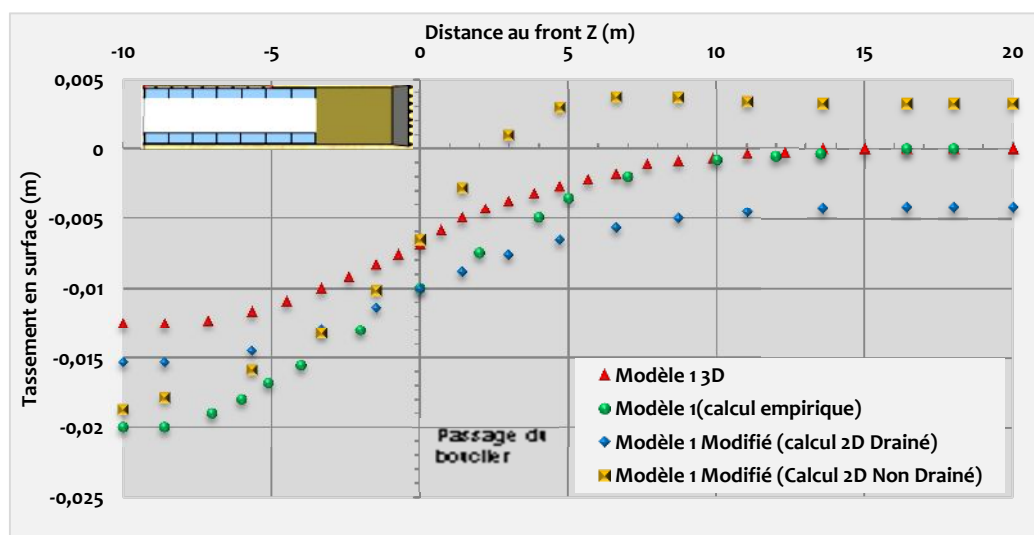


Figure 4.30 Tassement Longitudinal en surface. Comparaison.

Tableau 4.4 Pourcentages des tassements par rapport au Tassement maximum

Modèles d'études	Tassement au front / Tassement maximum
Modèle1 Original	55%
Modèle1 modifié (Calcul drainé)	65%
Modèle1 modifié (Calcul non drainé)	54%
Modèle1 empirique	50%

Ces rapports semblent à première vue assez élevés comme même, mais si on les compare avec ceux tirés des constats de Attewell & Woodman (1986), ces résultats coïncident (Cf. figure 4.31).

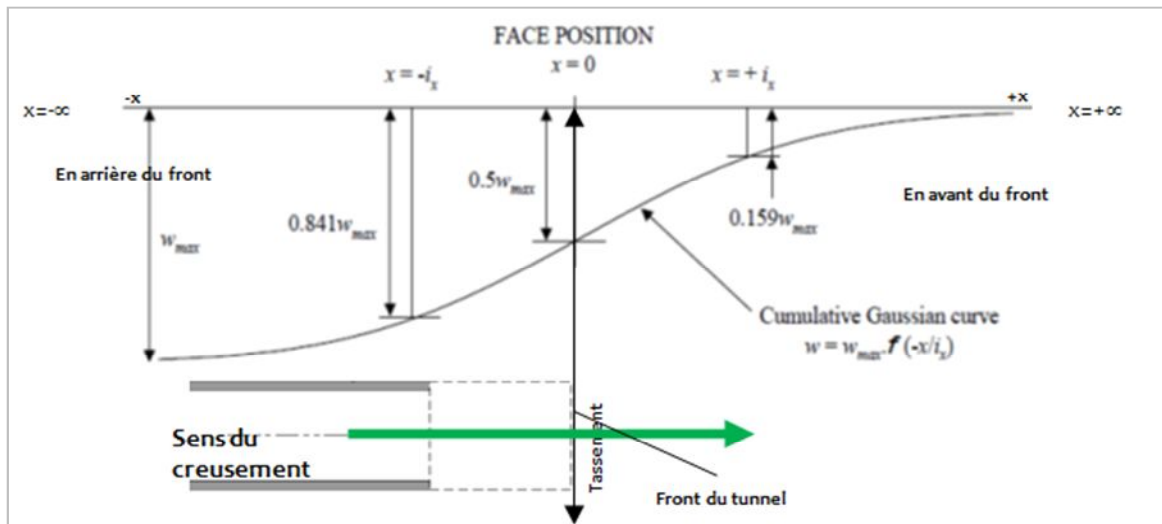


Figure 4.31 Cuvette de Tassement longitudinal basée sur le modèle de Gauss. (Bloodworth, 2002)

4.4.2.3 Analyse de la stabilité au front du premier cas de calcul

L'intérêt d'utiliser un code de calcul par éléments finis est encore plus marqué, lorsqu'il s'agit d'étudier des situations plus complexes telles que celles qui se produisent autour du front de taille d'un tunnel en cours de construction. Le comportement est alors tridimensionnel et les méthodes existantes, qui ont été décrites aux chapitres précédents, ne peuvent satisfaire. Ce problème présente un intérêt accru de nos jours, du fait de la réalisation de nombreux ouvrages souterrains en terrains meubles.

Cette partie a été dédiée à l'analyse de la stabilité du front de taille du tunnel étudié. Tout en excavant le tunnel, le front a besoin d'être soutenu continuellement avec une pression liquide, air, ou avec une pression de sol (Voir Annexe A). Dans notre cas, la pression appliquée est sous forme liquide (de la bentonite). Cette pression est limitée entre deux extrémités (un minimum et un maximum). Une pression trop basse peut mener à l'effondrement du front de tunnel (état actif) ; en revanche une pression trop élevée peut emmener à un blow out (bombement du front) et soulèvement en surface qui est un état passif (Anagnostou, 2002).

Dans la conception des tunnels, il est important de considérer non seulement la stabilité finale, mais aussi la stabilité au cours du creusement. Cette stabilité peut être définie au moyen d'un facteur de sécurité ; ce dernier est implémenté dans Plaxis 3D tunnel.

Dans ce qui suit, nous rechercherons la pression minimum appliquée au front qui est exigée pour maintenir la stabilité du front.

Cette première procédure de modélisation du processus de creusement est illustrée sur la figure (4.32). Après une phase d'initialisation des contraintes, à chaque étape d'excavation, la zone excavée est désactivée, les conditions aux limites et chargement transférées au nouveau front de taille, et un anneau de revêtement (tronçon de la jupe en acier) activé.

Fort heureusement notre logiciel est munit de ces procédures ; ce qui nous a mené à bien cerner ce facteur clé ; on parle de P_f .

La figure (4.32) montre le mécanisme de rupture apporté, notons que notre premier modèle est considéré comme un sol stratifié et ce type de sol n'est pas étudié d'une façon prospère dans la littérature et une obtention du mécanisme de rupture autour du front n'est pas, vraiment, une chose aisée.

Nous remarquons à travers cette figure un mécanisme de rupture sous forme de cheminée ; arrivant à la surface formant un cratère de l'ordre d'environ un diamètre ; ce qui correspond, le plus, au mécanisme de rupture cité dans la partie bibliographique pour des argiles. Néanmoins, cette forme de rupture est assez étroite ; ce qui semble contradictoire aux résultats publiés par l'AFTES pour un sol argileux ; mécanisme plus large. Ceci dit, il ne faut pas oublier qu'on a à faire à un sol stratifié, et ceci devrait rentrer en jeu. En revanche, si le sol étudié dans ce modèle était totalement de l'argile (Cas étudié plus haut), la forme de rupture répandue dans les travaux antérieurs serait aperçue (Cuvette plus large et s'étend plus en surface) (Voir figure 4.33).

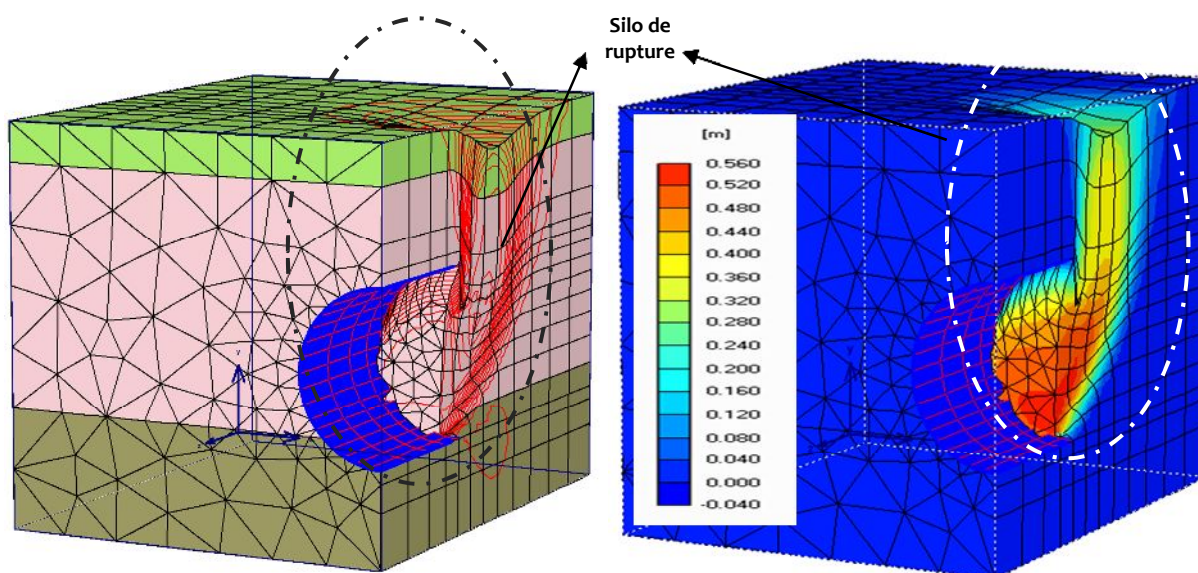


Figure 4.32 Mécanisme de rupture du modèle 1

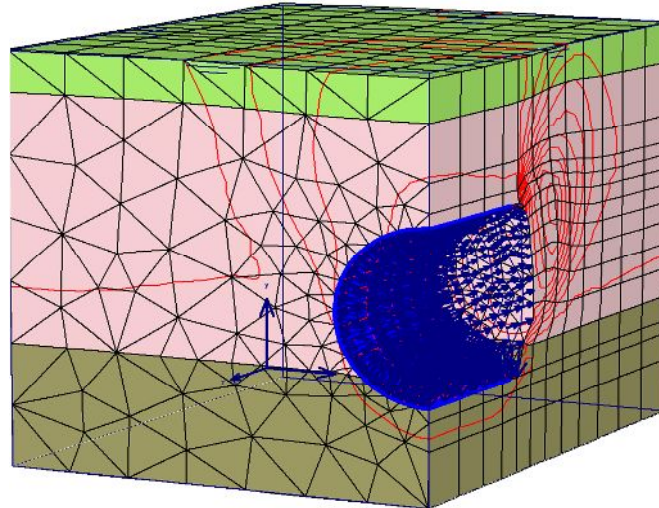


Figure 4.33 Mécanisme de rupture du modèle 1 modifié (Sol complètement argileux)

En plus de la partie consacrée aux calculs de P_f utilisant diverses méthodes et qui nous amènent à considérer les tassements en surface (Voir plus haut); nous nous sommes intéressés à modifier cette pression qui se trouve un élément clé de la stabilité du tunnel en vue de reconnaître la pression minimum exigée pour garantir la stabilité de l'excavation au cours du creusement et aussi afin de voir l'influence de cette caractéristique sur les déplacements.

Les valeurs de la pression frontale présentées sur le tableau (4.2) ont été implémentées dans le code de calcul et analysées afin de voir leur influence sur les déformations au front; ceci dit on fera en parallèle une comparaison entre ces différentes valeurs.

À partir des figures (4.34 et 4.36 plus loin), nous constatons que la pression requise pour une stabilisation du front vaut 90 kPa; valeur au-delà de laquelle les tassements augmentent et que l'augmentation de la pression ne va pas réduire le déplacement au front, au contraire, ça va l'augmenter; ce qui pourrait entraîner une certaine forme de blow out (soulèvement en surface) entraînant le sol dans un état passif. C'est contradictoire par rapport aux diverses études citées dans la partie bibliographique.

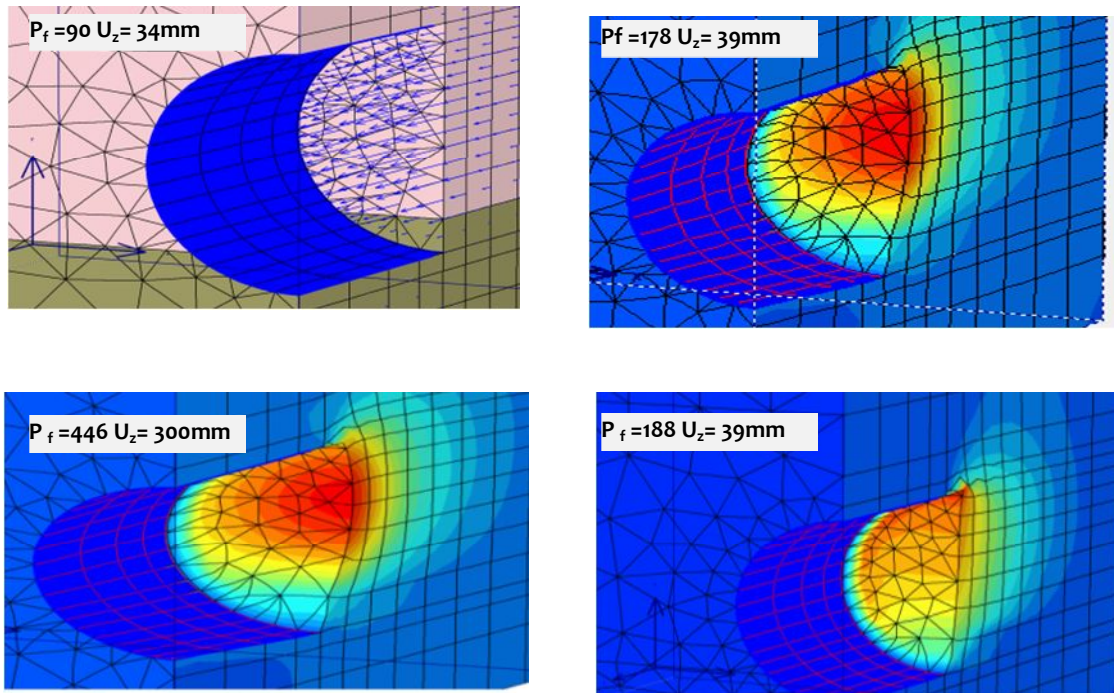


Figure 4.34 Extrusion en fonction de la pression frontale

Certes les essais sur modèle réduit mettent en évidence l'influence forte de la pression frontale sur les déplacements de surface (Berthoz, 2012). Car normalement, une augmentation de la pression frontale diminue l'amplitude des tassements de surface de manière significative à l'avant du bouclier. Cette observation a toutefois des limites puisqu'une pression frontale trop importante peut avoir tendance à accélérer les tassements après le passage du front. Cela peut alors s'expliquer par l'apparition de zones de traction à l'aplomb du bouclier à l'image des mécanismes de rupture par refoulement du front de taille.

Selon ce même auteur et suite à des expériences sur modèles réduits, en absence de pression de surface (Cas de notre étude) et lorsque la pression frontale devient «trop importante», on observe le refoulement d'un bloc rigide à l'avant du front pouvant s'étendre jusqu'à plus de $2D$ à l'avant du bouclier. Le comportement du corps rigide du bloc refoulé et son extension en surface ont conduit l'auteur à proposer le mécanisme de rupture par refoulement de la figure (4.35).

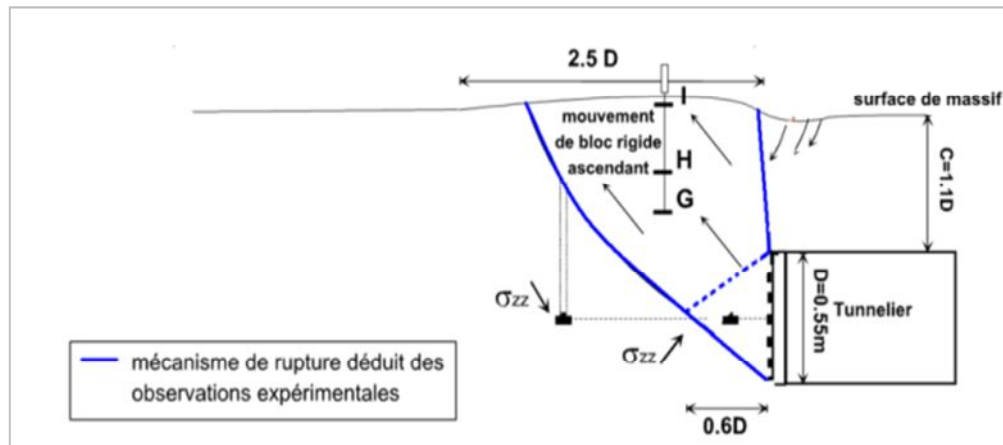


Figure 4.35 Mécanismes théoriques et expérimentaux de rupture par refoulement du front de taille en massif (Berthoz, 2012)

Notons que nos simulations se sont faites sans la présence d'une pression en surface ($\sigma_s=0$) (modélisation d'un bâtiment par exemple) (Voir chapitre 1) qui modifie le mécanisme de refoulement.

En parallèle, nos analyses se sont déployées aux calculs de l'extrusion au front pour d'autres valeurs de pression frontale inférieures à celle qui suffit à maintenir la stabilité ($P_f=90\text{kPa}$). Vraisemblablement, quelques une de ces valeurs ($P_f=70$, $P_f=80\text{kPa}$) ont donné les mêmes résultats de déformations ; néanmoins pour d'autres comme $P_f=50\text{kPa}$, $P_f=40\text{kPa}$, $P_f=30\text{kPa}$ jusqu'à $P_f=0\text{kPa}$; nous nous sommes retrouvé confronté à un échec dans la partie calcul qui atteste une certaine rupture.

Ces observations conduisent à un résultat fort pour la pratique : l'augmentation de la pression frontale a, certes tendance à limiter les tassements de surface à l'avant du bouclier, mais a également pour conséquence d'accélérer les tassements de surface à l'arrière (cf. figure 4.36). La pression frontale maximale à utiliser doit donc être le fruit d'un compromis entre la limitation des tassements de surface à l'avant du front (par une augmentation de la pression frontale) et leur limitation à l'arrière (nécessitant une diminution de la pression frontale).

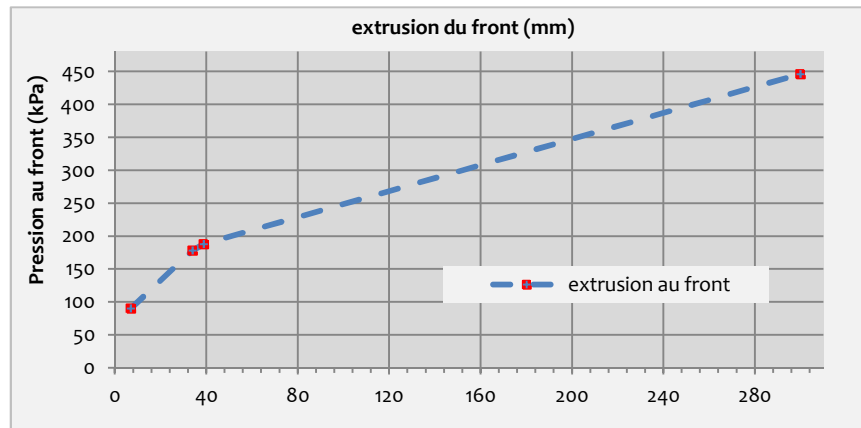


Figure 4.36 Extrusion du front en fonction de la pression frontale. Calcul 3D

De même, nous exposons ci-dessous (figure 4.37) les résultats du déplacement longitudinal en surface en faisant varier ces pressions frontales (calculées analytiquement) en poussant le mécanisme à la rupture. Comme le témoigne cette figure, les déplacements observés peuvent être directement reliés à la valeur de la pression frontale imposée. Cette bonne correspondance confirme l'intérêt que porte l'estimation de cette caractéristique qui pourrait mettre en jeu toute la stabilité. En effet, lorsque celle-ci est supérieure à la poussée des terres, des mouvements de refoulement sont observés dont l'amplitude est croissante avec la valeur de la pression frontale (Berthoz, 2012).

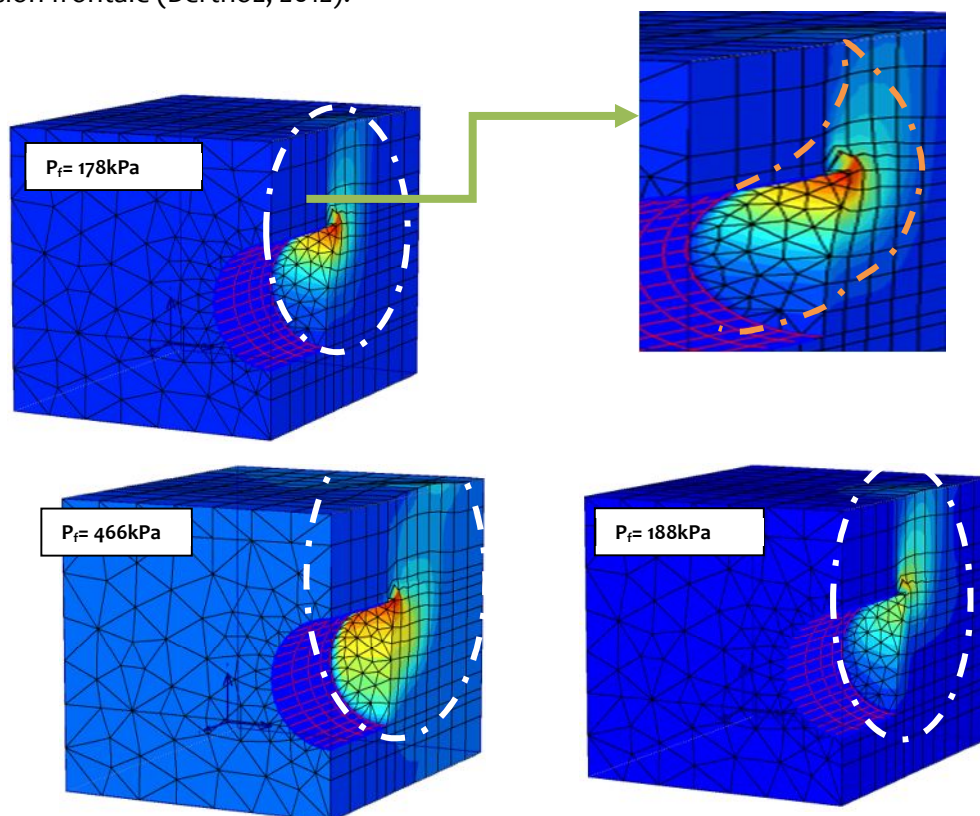


Figure 4.37 Mécanisme de rupture pour différentes pressions frontales. Calcul 3D

D'un autre côté et à première vue, les trois mécanismes de ruptures ressemblent fort beaucoup à ceux trouvés par Mollon et al. (2010) (cf. figure 4.38) ; ils mettent en évidence une cinématique similaire à celle considérée dans le modèle analytique de Subrin (2002), à savoir un mécanisme à deux blocs séparés par une surface de discontinuité prenant naissance en clé.

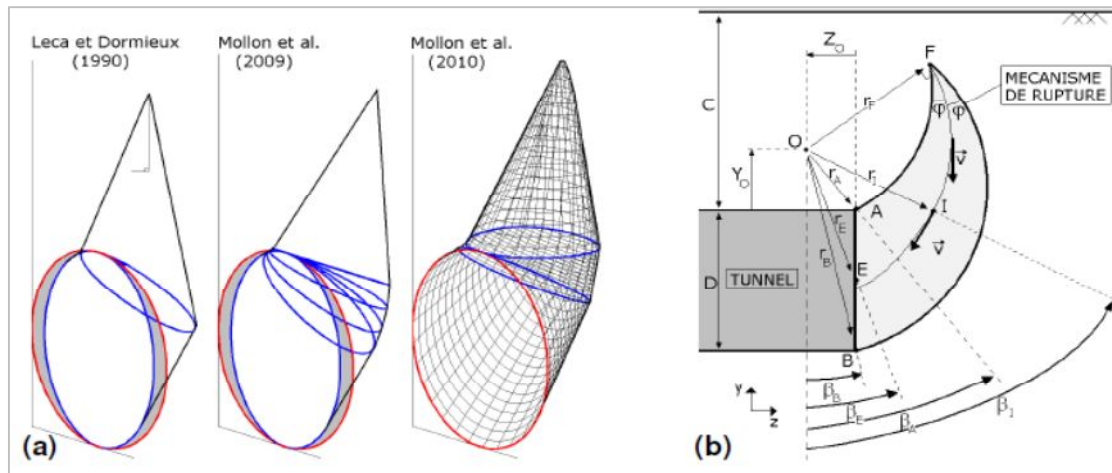


Figure 4.38 Mécanisme de rupture d'après Mollon et al (2010)

4.4.2.4 Déplacements horizontaux

L'évolution des déplacements horizontaux dans les deux directions horizontale et longitudinale mesurés dans le plan vertical passant par l'axe du tunnel au cours du creusement est présentée en figure (4.39).

Notons tout d'abord que l'amplitude de ces déplacements horizontaux est globalement très faible, de l'ordre du millimètre considérant la technique de creusement Pressurisé qui prévient un éventuel excès de tassement. Ceux-ci restent relativement localisés à proximité du front de taille, généralement à moins de $1D$ de celui-ci. L'amplitude de ces déplacements (extrusion ou refoulement) est croissante à l'approche du tunnelier de par l'effet de diffusion de la pression frontale dans le massif.

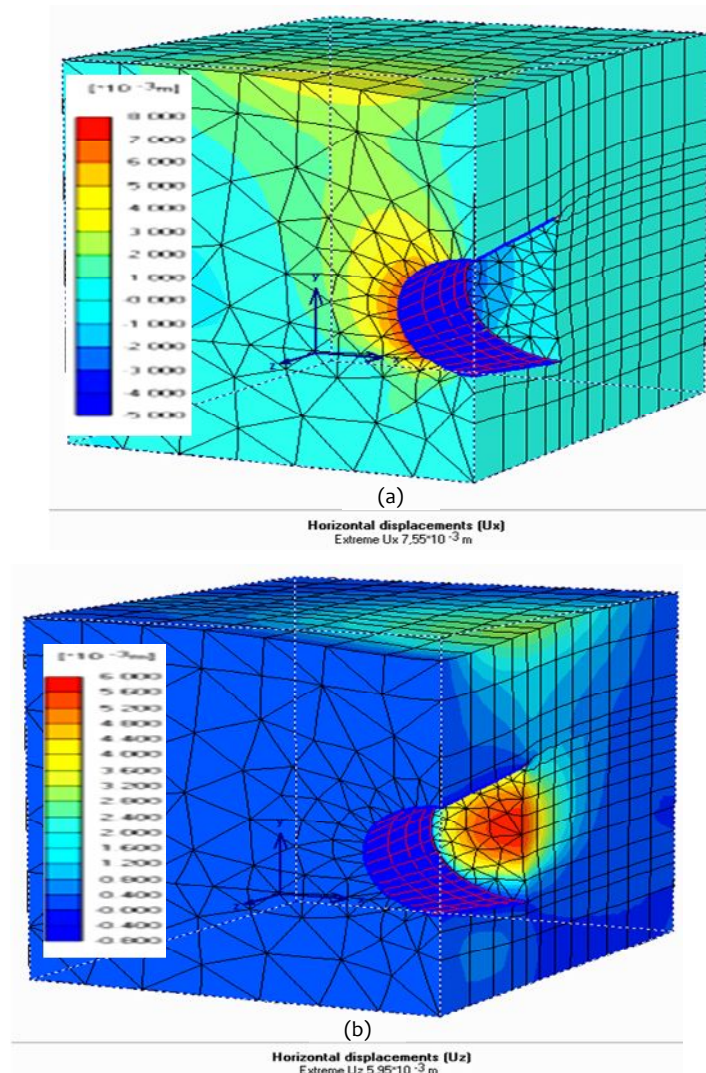


Figure 4.39 Déplacements horizontaux dans (a) la direction transversale : $U_x = 8$ mm.
(b) la direction longitudinale $U_z = 6$ mm

Il faut cependant souligner que les résultats obtenus sont en bonne concordance avec les mesures (même si les amplitudes des déplacements sont sous estimées au voisinage des ouvrages ; $U_x = 8$ mm et $U_z = 6$ mm), à cause d'une éventuelle simplicité du modèle de comportement ou même de la géologie et l'état initial du massif, ou du à la méthode de creusement, la vitesse d'avancement, les caractéristiques du soutènement et le temps écoulé entre le creusement et l'installation du revêtement influencent considérablement l'état d'équilibre final.

4.4.2.5 Déplacements au niveau du tunnel

Nous présentons ci-dessous sur la figure (4.40) la déformation tridimensionnelle du tunnel et évidemment son revêtement (la couleur bleu sur la figure décrit le revêtement et celle en

rouge le raccourcissement (ou la contraction) de celui-ci signifiant la différence entre le diamètre initial et final.

Notons qu'en configuration 2D, nous ne pouvons en aucun cas avoir cette simulation (figure 4.40).

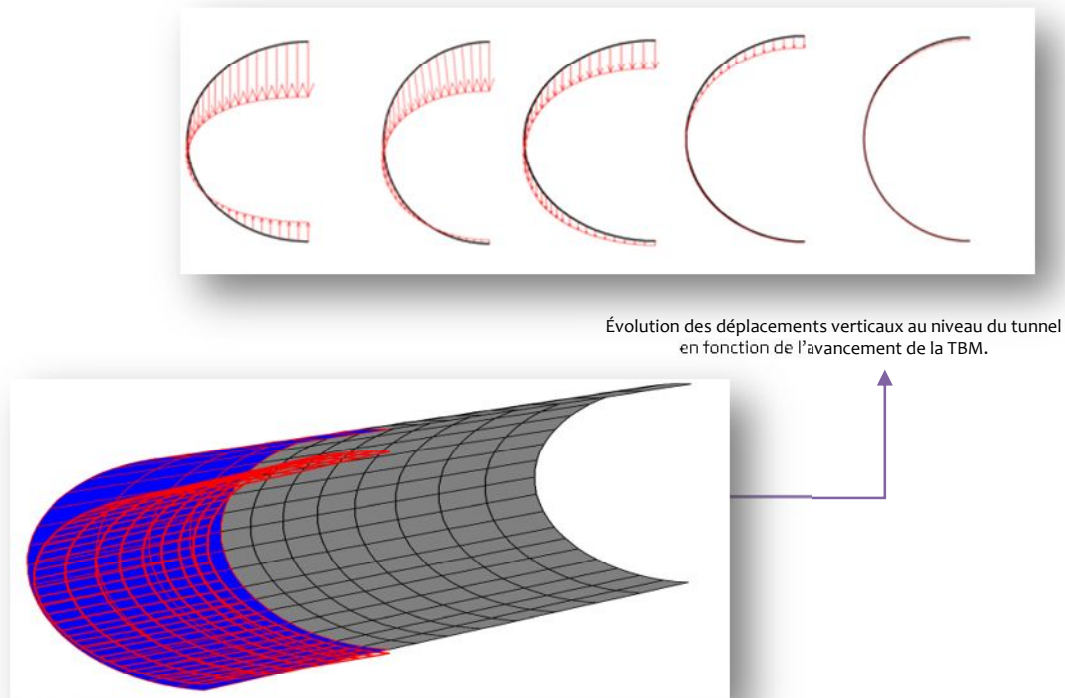


Figure 4.40 Déplacement au niveau du revêtement : Analyse 3D.

4.4.3 Analyses numériques en 2D : Cas avec écoulement

Le bord inférieur du modèle, ainsi que le plan de symétrie du tunnel, sont supposés imperméables (condition par défaut d'un problème de diffusion).

Nous supposons, en parallèle, deux cas d'étude :

- (1) Le premier, en considérant une nappe en recharge ($\phi=H$) (cf. figure 4.41).
- (2) Le deuxième en considérant une nappe à surface libre ($Q=0$) (cf. chapitre 3).

La distribution du débit obtenu respectivement pour ces deux cas est décrite plus bas (Avec ϕ : désignant ici la charge hydraulique et P : pression de l'eau).

Sachant que les résultats du calcul par éléments finis fournissent une série d'informations qui peuvent être utiles à l'ingénieur. La figure (4.41) donne la déformée du maillage décrivant une cuvette un peu plus profonde et plus large sous l'effet d'une nappe en recharge. Toutefois,

cette différence négligeable est attribuée aux conditions de drainage et à la petite perméabilité.

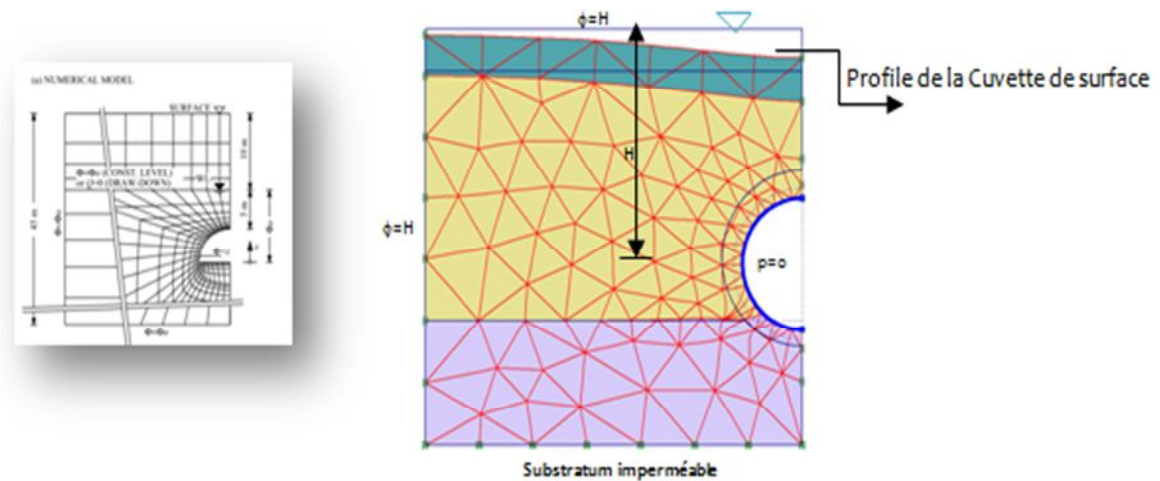


Figure 4.41 Déformée du maillage en présence d'eau et CAL hydrauliques: configuration 2D.

Apparemment, la cuvette de tassement de surface s'étend en largeur plus que les limites du modèle, jusqu'à 3D environ. Ce qui nous oblige à agrandir l'étendue du modèle.

4.4.3.1 Tassement dans la direction Transversale

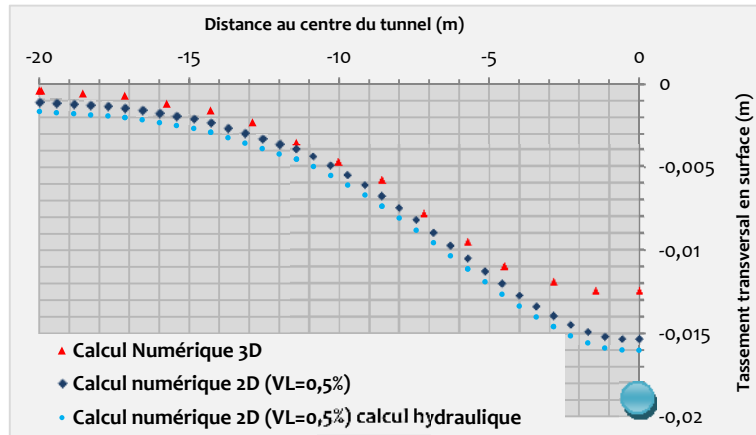
Ci-dessous, la figure (4.42) montrant la comparaison entre les deux cuvettes étudiées, avec et sans considération de l'écoulement.

Comme c'est connu, la considération de l'écoulement augmente le tassement et un calcul fiable ne pourrait être fait sans la considération des écoulements vers la galerie entraînant un déplacement en plus et des débits de fuite. Quoique, dans notre cas d'étude, l'ampleur de cette différence est franchement négligeable comme c'est très lisible sur la figure (4.42). Ceci est probablement causé par les conditions de drainage et la perméabilité des sols étudiés (le sol argileux où est creusé le tunnel en plus grande partie a une très faible perméabilité $K=10^{-7}$ cm/s).

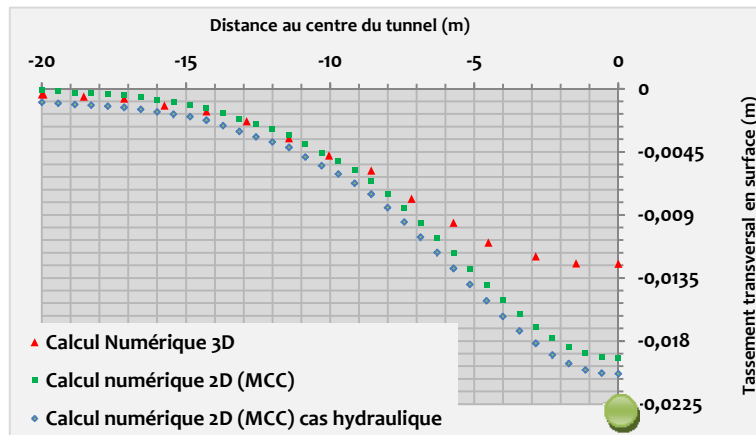
La perméabilité est trop basse et le temps de calcul n'est pas assez étendu pour s'approcher de la déformation finale. Ceci pourrait être vérifié en augmentant le temps de calcul ou la perméabilité ou même en modifiant carrément les CAL.

En se référant à la figure (4.42c), dans le cas de la méthode de la pression frontale, à l'axe du tunnel, le tassement maximum en calcul hydraulique, semble être inférieur à celui sans considération de l'écoulement. Toutefois, à une distance d'environ $1D$, nous remarquons que

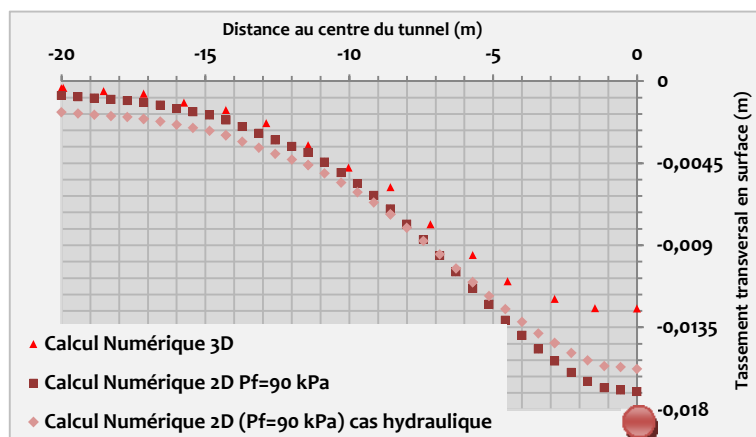
les tassements diminuent par rapport au calcul hydraulique. Nous avons pensé à attribuer cette réduction au poids volumique de la bentonite (14kN/m^3) qui est supérieure à celui de l'eau (10kN/m^3).



(a)



(b)



(c)

Figure 4.42 Tassement transversal de surface : calcul 2D. a) $V_L=0,5\%$. b) MCC. c) $P_f=90\%$.

Nous avons groupé ces différents résultats dans un tableau (Voir Tableau 4.5),

Tableau 4.5 Comparaison des tassements maximum de surface pour le premier modèle

	Calcul 3D	Calcul empirique	Calcul 2D		
			$V_L=0,5\%$	MCC	P_f
Sans écoulement	12mm	20mm	15mm	19mm	17mm
Avec écoulement	-	84mm	16mm	21mm	16mm

Sauf pour le calcul empirique (qui ne tient compte que de la profondeur de la nappe et de la rigidité du massif), les autres tassements maximums ne diffèrent pas tellement.

4.4.3.2 Réponses hydrauliques

D'une manière générale la présence ou non d'eau dans le terrain conditionne grandement la faisabilité d'un tunnel, notamment en terrain meuble. Les valeurs de perméabilité sont obtenues soit par mesure ponctuelle, soit par mesure en grand par pompage pour évaluer les débits entrants. Il faut noter que ces paramètres, quoique, essentiels sont très difficiles à apprécier dans un massif et une extrême prudence est requise pour leur détermination. Les conditions aux limites doivent être également déterminées ; elles constituent un paramètre important pour l'estimation des débits. D'où l'intérêt d'une étude numérique (Cf. figure 4.43).

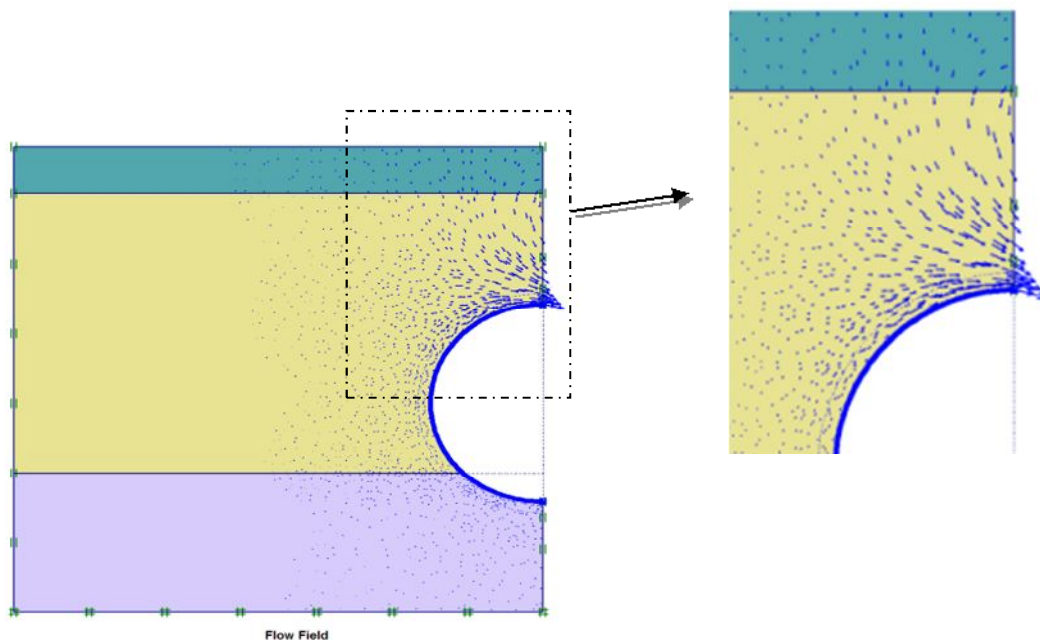


Figure 4.43 Débit de fuite (les lignes de courant)

On peut noter la forte concentration des lignes de courant au voisinage de la clé du tunnel où les gradients hydrauliques sont les plus élevés. En revanche, dans la partie inférieure de la galerie, ces valeurs sont pratiquement faibles. Cette concentration de gradients, peut être causée aussi par les conditions aux limites choisies.

La figure (4.44) qui suit montre l'évolution du débit à l'axe vertical du tunnel pour les trois méthodes. À première vue le débit maximum se trouve au voisinage de la clé du tunnel et il est presque identique pour les trois méthodes ($Q_{\max} \cong 3,5$ l/jour).

En plus, les conclusions suivantes ont été tirées :

En surface (à $y=2m$), les débits sont pratiquement négligeables (point (1) sur la figure 4.44); après quoi, on constate une certaine augmentation du débit dans la couche de sable supérieure ($k=10^{-3}cm/s$), on remarque un certain débit sortant (vu son signe) de l'ordre d'environ 0,8l (point (2) sur la figure 4.44) qui continue à augmenter en changeant de direction pour avancer vers la clé du tunnel (Débit entrant) pour atteindre une valeur maximale ($Q_{\max}=3,3l/jour$) (point (3) sur la figure 4.44); une valeur qui se réduit brusquement pour s'annuler entièrement à cette position (point (4) sur la figure 4.44) et continue à l'être jusqu'à la base du modèle. Nous avons pensé à attribuer cette chute brutale à l'imperméabilité du revêtement qui interdit quelconque écoulement infiltrant le tunnel en les déviant loin du tunnel et aussi au cake injecté dans le vide annulaire permettant ainsi une presque parfaite étanchéité. Ceci dit, il faut signaler que ce résultat est surtout mis en évidence pour les deux méthodes (CC & P_f); contrairement à la méthode du volume perdu qui semble garder un débit qui s'amortie linéairement jusqu'à atteindre la base du tunnel (point (5) sur la figure 4.44) pour s'annuler complètement. Ceci peut être accordé au vide annulaire ($V_L=0,5\%$) qui semble être installé donnant ainsi l'occasion à de petites infiltrations avant la pose du soutènement.

Malgré ces constats, on voit le parfait accord entre les trois méthodes jusqu'à la clé du tunnel, où on constate l'apparition d'une divergence des résultats trouvés.

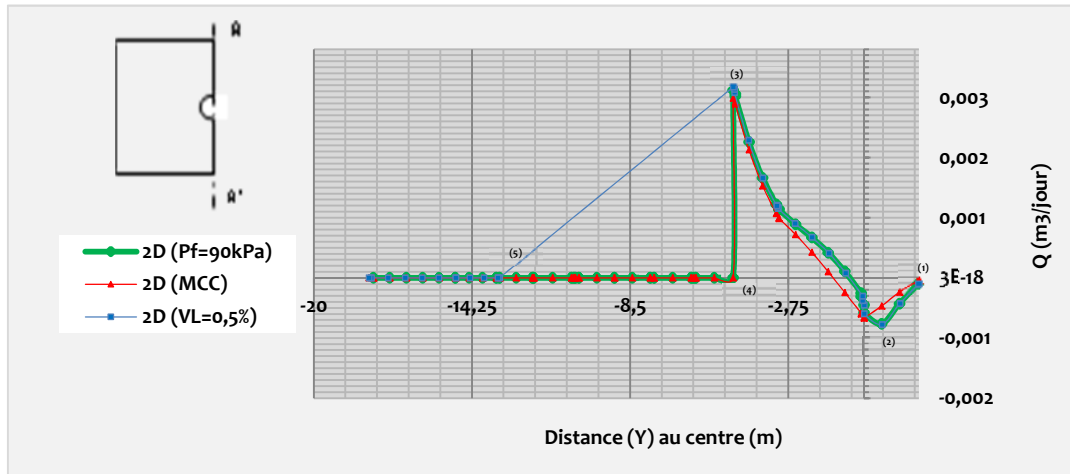


Figure 4.44 Débit de fuite à l'axe vertical du tunnel (à $x=0$): Cas d'une nappe en recharge

La compréhension de l'écoulement d'eaux souterraines dans un tunnel est importante dans la conception et la construction de diverses excavations souterraines. Bien qu'il y ait les modèles numériques capables de modéliser l'écoulement d'eaux souterraines dans un tunnel (Chisyaki, 1984 ; Tal & Dagan, 1983, 1984 ; Meiri, 1985 ; Anagnostou, 1995), une solution analytique est encore souhaitable dans des applications directes ou dans la validation et la vérification des modèles numériques. C'est pourquoi, nous dressons ci-dessous le tableau 4.6 résumant les débits calculés analytiquement par différents auteurs (voir chapitre 3).

Tableau 4.6 Résultats analytiques du débit (cas du régime permanent)

Auteur	Q (l/jour)
Polbarinova-Kochina et Freeze & Cherry	3,4
Goodman et al.	4,2
Lei	3,95
Karlsruud	4,8
El Tani	0,35
Heuer	5,25
Calcul numérique	3,5

De même, on a comparé la valeur du débit maximal trouvé numériquement à celle de Polbarinova-Kochina (1962), Freeze & Cherry (1979), Goodman et al. (1965), Lei (1999), Karlsruud (2001), Heuer (1995) semblait être satisfaisante. En revanche, pour El Tani (1999), la valeur différait d'environ 1/10, ce qui paraît irréaliste.

En plus de ces résultats, nous avons modélisé la variation du débit maximum (Q_{max}) en fonction de l'éloignement de l'axe du tunnel, et ceci en adoptant les trois méthodes (Voir figure 4.45). On perçoit une diminution du débit à partir d'une valeur maximale jusqu'à l'annulation complète à environ $2,5D$ de l'axe vertical du tunnel.

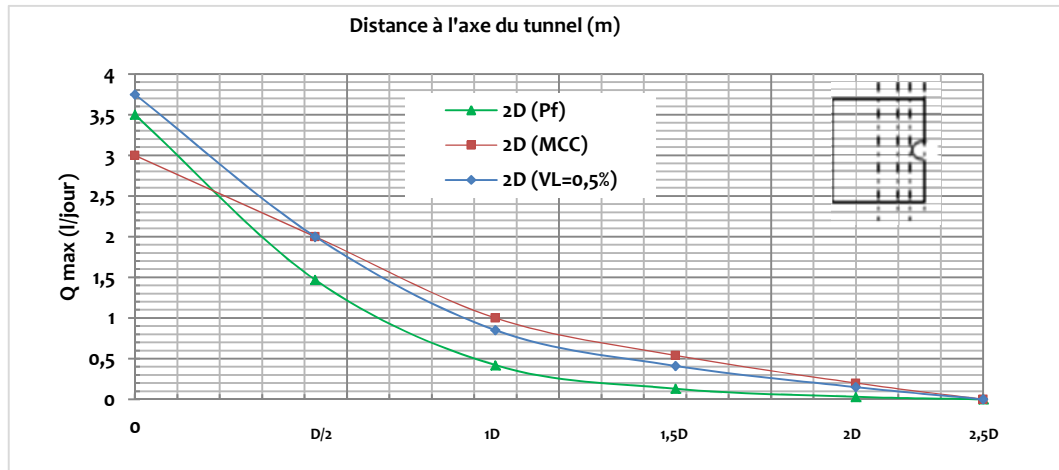


Figure 4.45 Débit maximum (Q_{max}) en fonction de l'éloignement de l'axe du tunnel : Calcul 2D. Cas d'une nappe en recharge

De même ces calculs ont été réalisés pour le cas d'une nappe à surface libre ($Q=0$). La figure (4.46) montre l'intérêt que porte une modification des CAL.

Notons le rabattement de la nappe suite à l'absence de recharge de la nappe causé par une condition à la limite faisant annuler le débit en surface de la nappe (Cf. figure 4.46).

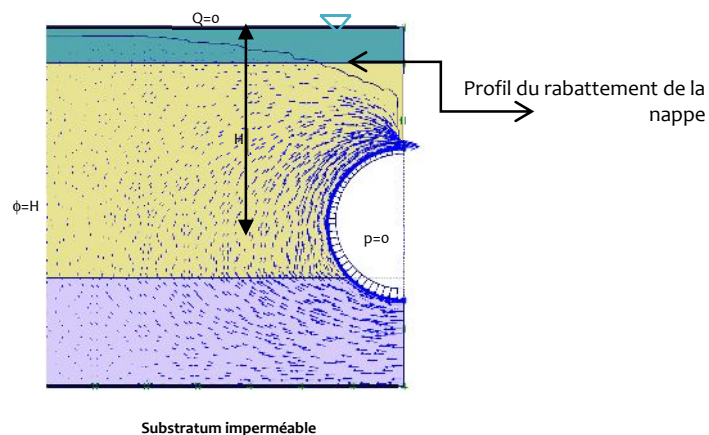


Figure 4.46 Débit de fuite (les lignes de courant) : Nappe à surface libre.

Tandis que la figure (4.46) montre la forte concentration des lignes de courant au voisinage du radier, la figure (4.47), quant à elle, montre la variation du débit maximum (Q_{max}) en fonction de l'éloignement de l'axe du tunnel dans le cas d'une nappe libre. On discerne une diminution

du débit à partir d'une valeur maximale jusqu'à l'annulation complète mais cette fois-ci à environ un rayon.

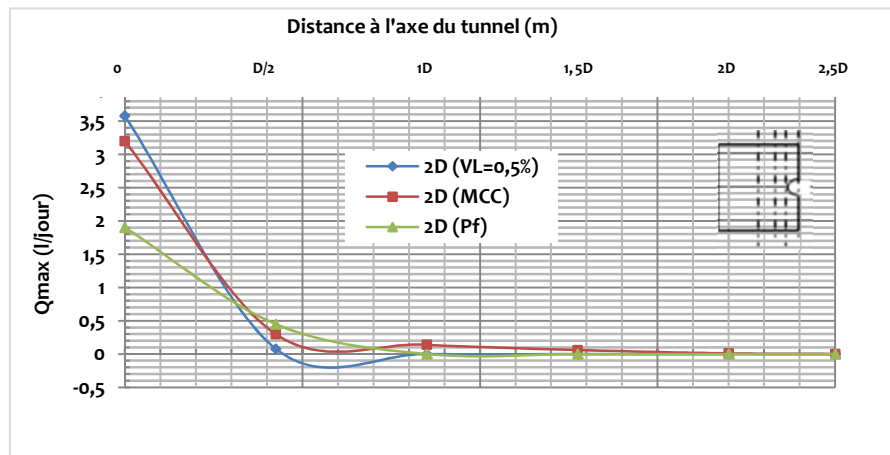


Figure 4.47 Débit maximum (Q_{max}) en fonction de l'éloignement de l'axe du tunnel : Calcul 2D. Cas d'une nappe à surface libre.

4.5 ANALYSE DES TASSEMENTS DU 2ÈME CAS D'ÉTUDE - CREUSEMENT À LA NATM

En vue de faire une autre analyse, le modèle 1 a été modélisé en adoptant la technique de creusement autrichienne (NATM) (Figure 4.48), notre objectif étant de voir l'intérêt que porte l'une ou l'autre méthode.

Ainsi, nous présentons à travers la figure (4.49a) le maillage élément fini utilisé pour ce deuxième cas de figure et la modélisation obtenue en commençant le phasage des travaux (4.49b).

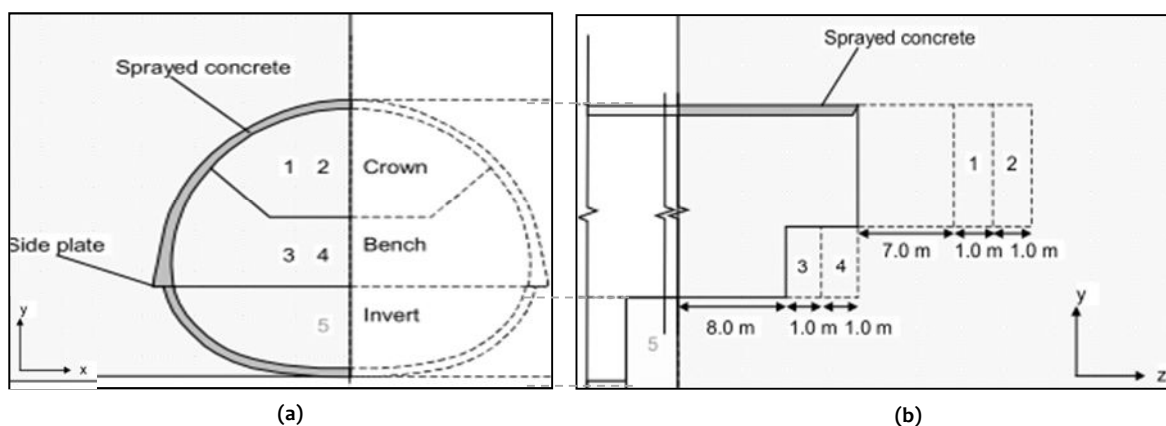


Figure 4.48 Géométrie de la NATM. a). Vue plane b). Vue longitudinale (Brinkgreve, 2002)

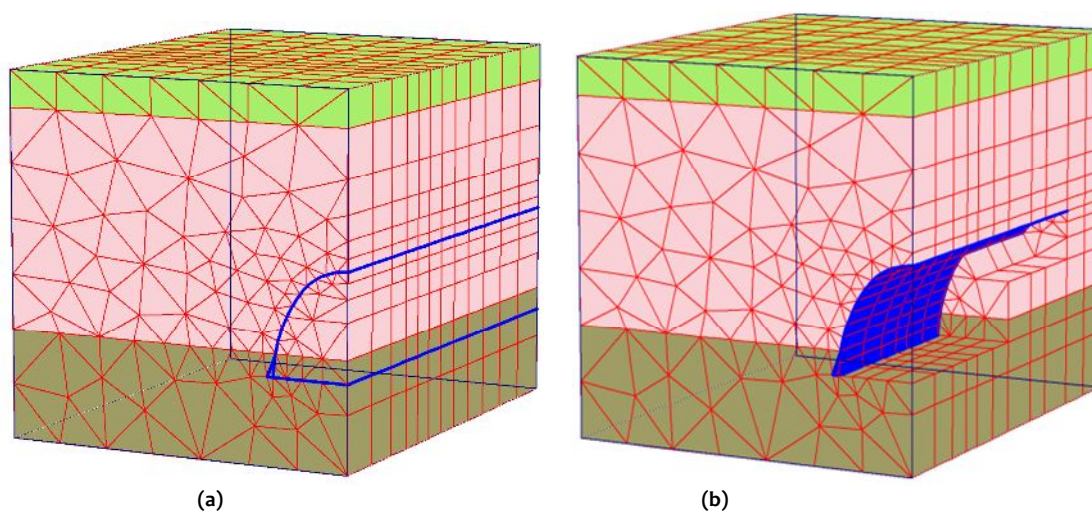


Figure 4.49 (a) Maillage du modèle. (b) Après phasage des travaux.

À la partie inférieure du tunnel, le revêtement est épais pour fournir l'appui nécessaire pour la partie supérieure. Ceci est modélisé à l'aide d'une petite poutre latérale.

En fait, la construction de tunnel à la NATM est un processus continu. Par conséquent, une situation initiale est créée d'abord puis chacune des quatre parties d'excavation est divisée en deux phases, à savoir l'excavation avant la pose du revêtement provisoire avec un déconfinement partiel et, ensuite, l'installation du revêtement de béton projeté avec un déconfinement total.

Il faut tout de même signaler qu'en creusant à la NMA, le creusement se fait en premier lieu suivant le revêtement ; ceci étant modélisé dans Plaxis 3D en phasage (une seule tranche à chaque phase). Par conséquent, nous nous sommes retrouvés avec un temps de calcul considérable et des phases sans soutènement. Ce qui a marqué nos résultats comme nous verrons plus loin.

La figure (4.50) montre les déplacements verticaux causés par le creusement séquentiel ; on constate un écart important comparé à ceux causés par la TBM (étudié plus haut) causant la rupture. Ces déplacements se déploient en avant du front se propageant jusqu'à la surface, ce qui nous donne un mécanisme de rupture assez cohérent comme même (correspondant à celui de l'argile).

En parallèle, On remarque que les déformations sont réduites à la partie soutenue et inversement pour celle qui ne l'est pas encore. Toutefois, il faut signaler que cette rupture est causée par l'absence du soutènement. Vu qu'il y'a un certain temps de pose pour placer le soutènement (particularité du creusement séquentiel) causant cette échelle de déformation.

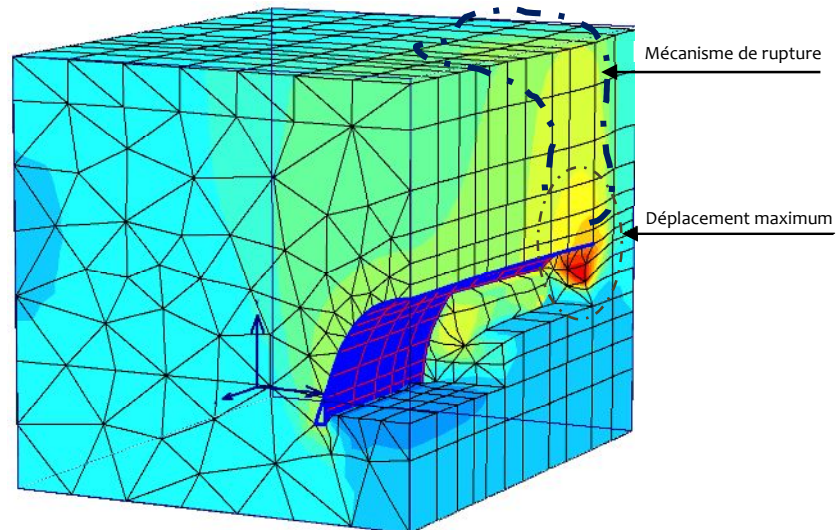


Figure 4.50 Déplacement vertical

Aussi, nous avons essayé de comprendre ce mécanisme de déformation lié au creusement séquentiel dans un sol stratifié. Signalons ici qu'au cours de nos recherches, rares sont les travaux élaborés en vue de faire une comparaison entre les deux techniques de creusement en 3D ; l'unique étude trouvée était celle de Yoo et al., (2012) (figure (4.51) qui à première vue ressemble fort beaucoup à nos résultats d'étude excepté quelques incohérences : le modèle des auteurs débutent par une valeur nulle et atteint son maximum de 16cm à une distance pas loin du front pour se réduire à zéro en atteignant l'avant du front.

Noter, aussi que ce cas d'étude s'est avéré très lent et plus compliqué que celui traité pour le creusement mécanisé.

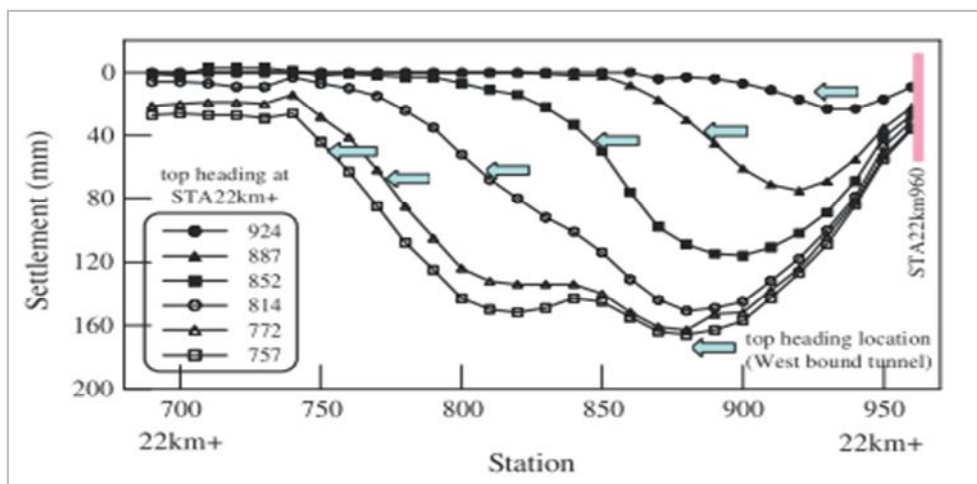


Figure 4.51 Tassement longitudinal (Yoo et al., 2012)

On dresse ci-après, sur la figure (4.52), les tassements en surface coïncidant avec l'avancement des travaux. Au niveau de cette figure, nous avons posé des pointillés verticaux afin de démontrer l'influence du passage de la machine :

- Au début de l'excavation, avant la pose du soutènement et avec un déconfinement de 60%, le tassement est maximum (il est de 16cm) ; ensuite, il diminue après la pose du soutènement dans la partie supérieure; une réduction de l'ordre de 62% qui n'a pas continué (Voir point (1) sur la figure (4.52)).
- En dépassant le front d'environ 3m (phase 2), il apparaît une certaine augmentation dans les tassements qui continue jusqu'à une distance d'environ 15m derrière le front (point (2) sur la figure (4.52)) causée par les travaux, l'absence du revêtement et le déconfinement ; après quoi, ils se réduisent suite à la pose du revêtement mais ne s'annulent pas complètement.
- En avant du front, une diminution des tassements apparaît clairement en point (3) sur la figure (4.52) et continue jusqu'à l'arrêt des travaux (fin de la modélisation) atteignant 7cm.

De plus, nous avons découpé la dernière partie de la courbe à gauche afin de montrer l'analogie avec la cuvette de tassement longitudinale tirée des travaux antérieurs et trouvée dans notre étude ci-présente (Creusement à la TBM). Nous ne pouvons expliquer ce résultat ; sauf pour dire qu'après un certain nombre de phases d'excavation à la NATM, le tassement longitudinal en surface est similaire à la forme de la cuvette trouvée dans la première modélisation dans le cas d'un tunnel circulaire.

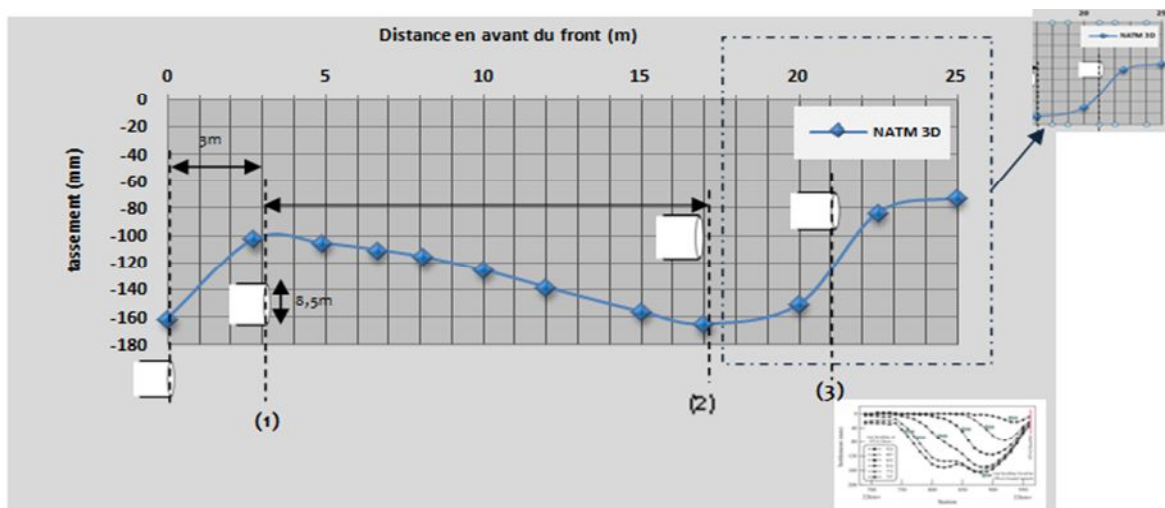


Figure 4.52 Profil longitudinale du creusement à la NATM

À ce stade d'étude, nous préférons s'arrêter et ne plus aller plus loin.

4.6 ANALYSE DU 3ÈME CAS D'ÉTUDE - CREUSEMENT À LA TBM DANS UN SOL HOMOGÈNE

Le massif du sol peut se composer de matériaux cohérents ou non. Les sites utilisés comme cas d'étude sont fréquemment classifiés en tant qu'un de ces deux types, bien qu'en réalité aucun site n'adapte jamais l'une ou l'autre définition exactement, et la plus part d'entre eux sont classifiés hétérogène (cas du premier modèle analysé).

Plusieurs chercheurs ont identifié une différence dans les mouvements du sol due au creusement d'un tunnel. Les mouvements dans les sols pulvérulents semblent être limités à une région plus étroite au-dessus du tunnel que dans les sols cohérents (figure 4.53). (Bloodworth, 2002).

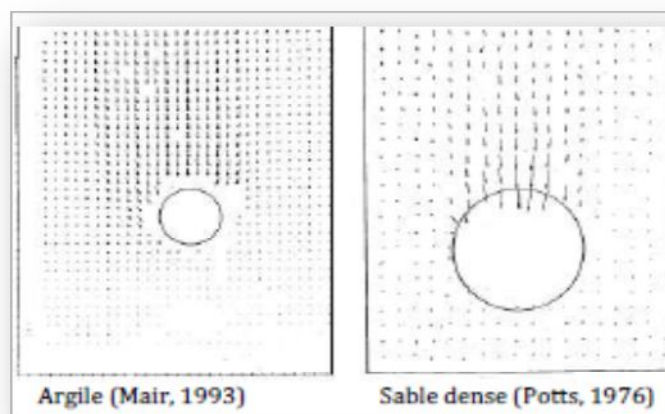


Figure 4.53 Comparaison des mouvements du sol au cours du creusement autour des tunnels en sable et en argile (Bloodworth, 2002)

Il apparait aussi, grâce aux recherches publiées à l'AFTES (1995) et d'autres (cf. chapitre 2) que la déformation du front de taille au niveau des sols pulvérulents s'accompagne de la formation d'une cheminée de largeur réduite au-dessus du tunnel (figure 4.54). Si le processus n'est pas arrêté, le mécanisme se développe en direction de la surface. En revanche, dans le cas des terrains argileux, le schéma de rupture obtenu montre que les déplacements affectent une part importante du massif situé devant le front de taille; la rupture se traduit en surface par la formation d'un cratère de dimensions supérieures à celles du diamètre du tunnel. Dans ce cas, l'expérience montre que les ruptures au front de taille mettent en jeu des volumes de sol considérables.

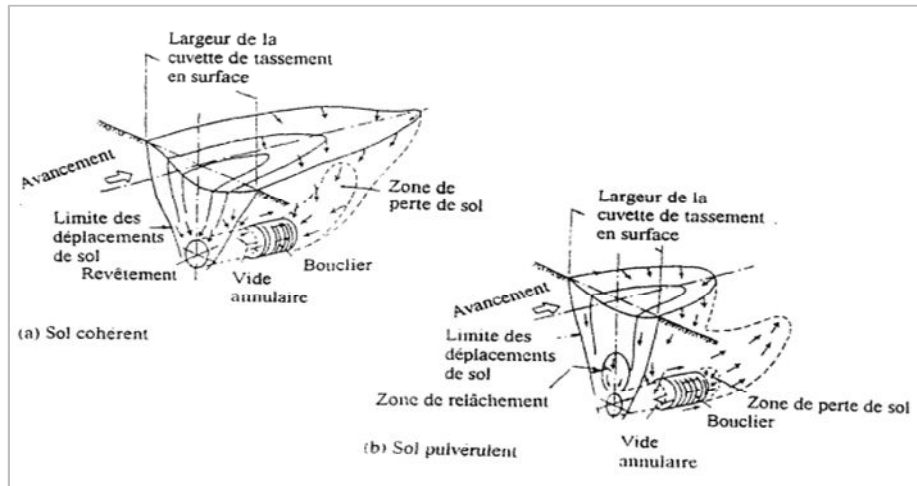


Figure 4.54 Vue tridimensionnelle des mouvements du sol au cours du creusement autour des tunnels en sable et en argile (Yamada et al., 1986. Cité par Atwa, 1996)

Broere (2001), à travers des essais sur modèles réduits, a constaté que le mécanisme de rupture dans les argiles et les sables est pratiquement différent. Les tests dans les sables montrent (fig.4.55) une forme de cheminée, tandis que dans les argiles, le mécanisme est décrit par une zone beaucoup plus large influencée par l'instabilité. C'est généralement conforme aux formes observées, mais il peut exister des cas différents. Par exemple concernant les cuvettes de tassement, cette différence peut apparaître surtout dans les largeurs (Ran et al., 2003, Marshall et al., 2012) (Voir figure 4.61).

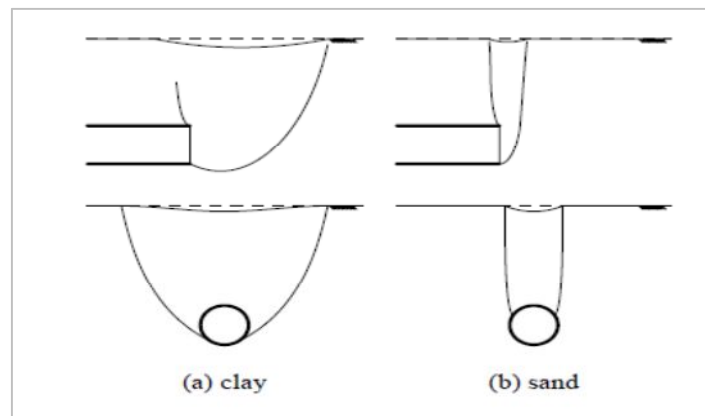


Figure 4.55 Forme globale du mécanisme de rupture observé dans les sables et dans les argiles (Broere, 2001)

Les mesures réalisées sur les chantiers récents montrent que la valeur absolue des tassements est aujourd'hui de l'ordre de 10 à 20 mm (AFTES, 1995). Ceci dit nous ne pouvons pas assurer que ces résultats sont fiables et conformes à la réalité et peuvent être calés sur tous les cas

existants, car normalement chaque cas est unique, certaines conclusions d'études sont pratiquement contradictoires avec d'autres (l'étude de Ran et al. Fig. 4.61).

Dans le cadre de cette nouvelle étude, nous nous sommes intéressés à l'analyse des tunnels creusés dans les sols homogènes (cohérent ou frottant). De là, nos résultats se sont déployés aux tassements induits en surface dans les deux directions longitudinale et transversale à différents niveaux : eu front, à la fin du bouclier, en avant et derrière le front causés par la construction des tunnels peu profonds et évidemment à la stabilité au front.

4.6.1 Définition du problème

Dans l'intention d'investir le développement des tassements frontaux et transversaux en surface ainsi que les déplacements horizontaux d'un tunnel circulaire peu profond creusé dans un sol homogène, un bloc de $25 \times 30 \times 30\text{m}$ a été divisé en 280 éléments constituant 1732 nœuds et 2436 points de contrainte. L'excavation et le revêtement ont été simulés en adoptant les deux méthodes : Volume perdu et Convergence-Confinement. Le revêtement sous forme de voussoirs en béton a une rigidité normal de l'ordre de $EA = 143\text{GN}$, et une rigidité flexionnelle de $EI = 14\text{GNm}^2$.

La modélisation est exécutée en utilisant les deux codes de calcul : Plaxis 2D comme première approximation et ensuite Plaxis 3D tunnel. Un modèle bidimensionnel est considéré avec un critère élastoplastique parfait de Mohr-Coulomb et un autre (HSM) décrivant ainsi le comportement complexe du sol. Les paramètres du Modèle Mohr-Coulomb et ceux du Hardening Soil (HSM) sont cités dans le tableau (4.7), pour la géométrie du modèle, on a pris celui de Liu (1997) et pour les données on a choisi ceux de Moller (2006) pour les deux natures de sol : Le sable et l'argile (tableau 4.6).

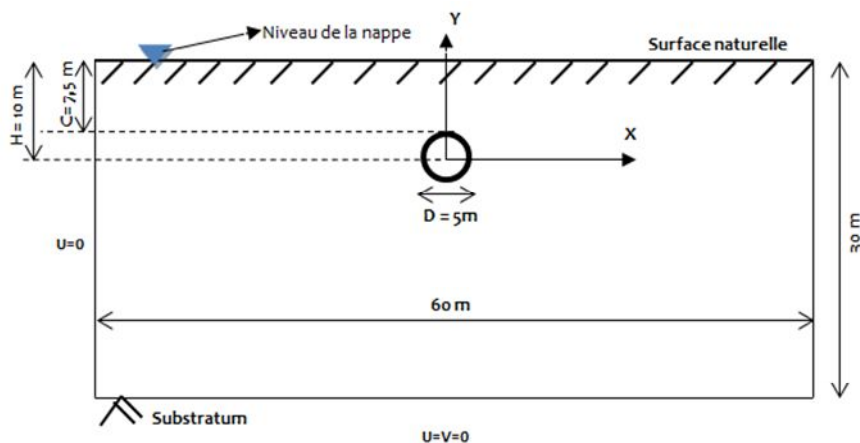


Figure 4.56 Model choisi (Liu, 1997).

U : déplacement Vertical; V : déplacement Horizontal, H : Profondeur du tunnel, D : diamètre du tunnel, l'exemple sera modélisé en moitié vue la symétrie du modèle.

Des simulations de tunnel ont été effectuées en analysant l'évolution du tassement en surface pendant le creusement du tunnel. Comme c'est cité plus haut, l'influence des modèles de comportement, (M-C et HSM) et la nature du sol sur le tassement ont été analysés. Nous avons choisi de traiter nos calculs avec les deux méthodes de calcul convergence-confinement (CC) et la perte du volume (LVM).

Tableau 4.7 Paramètres des modèle MC et t HS (Moller, 2006)

	Modèle de comportement	Condition de drainage	E MPa	E_{50}^{ref} MPa	E_{oed}^{ref} MPa	E_{ur}^{ref} MPa	γ_d kN/m ³	c kPa	ϕ (°)	K_x m/jour	K_y m/jour
Argile	HSM	Non drainé	-	12	7	35	20	7	31	10^{-4}	10^{-4}
	MC		48	-	-	-	20	7	31	10^{-4}	10^{-4}
Sable	HSM	drainé	-	35	30	105	20	0,01	35	1	1
	MC		40	-	-	-	20	0,01	35	1	1

Note : γ_{unsat} = poids volumique non saturé, c=cohésion; ϕ = angle de frottement, k=perméabilité, E_{50}^{ref} =module d'élasticité de référence, E_{ur}^{ref} =module d'élasticité pour chargement et déchargement.

4.6.2 Analyses empirique et numérique en 2D (sans écoulement)

En fait, nous avons commencé l'analyse comme celle du premier modèle en supposant en premier qu'il n'y avait pas d'écoulement et ensuite ; nous avons présenté l'effet d'eaux souterraines sur nos résultats.

Après une série d'études paramétriques, nous avons opté pour un choix de $V_L=2\%$ (Voir tableau 4.8) et un taux de déconfinement de l'ordre de 60%, ces choix correspondaient à ceux trouvés dans la littérature.

Tableau 4.8 Influence du volume perdu sur les tassements maximums en surface

	Calcul empirique		
	$V_L = 0,5\%$	$V_L = 1\%$	$V_L = 2\%$
Sable	11,17mm	22,35mm	44 ,7mm
Argile	7,8mm	15,7mm	31,3mm

Nos résultats se sont déployés aux tassements en surface vue l'influence de ceux-ci sur les structures sudjacentes et la gravité des conséquences.

Les résultats présents dans cette section présentent un intérêt dans la mesure où ils caractérisent deux natures de sols extrêmes (frottant et cohérent) en absence et en présence

d'écoulement et en modifiant le comportement en allant du modèle simple de Mohr Coulomb à celui présentant plus de complexité avec écoulement (HS).

4.6.2.1 Comparaison entre différentes méthodes de calcul pour les deux natures de sol

La figure (4.57) montre une harmonie presque parfaite entre le modèle du sol cohérent calculé moyennant la méthode du volume perdu ($V_L=2\%$) et celle de Peck ($V_L=2\%$) qui n'est pas le cas des sols frottant montrant une certaine divergence dans le tassement maximum. Toutefois, en employant un V_L moins élevé de l'ordre de 1% dans la formule empirique pour ce sol frottant, nous aboutissons à une cuvette de tassement qui concorde.

Concernant les tassements trouvés par la méthode Convergence Confinement (CC), nous constatons l'écart de cette modélisation comparé aux deux autres méthodes, nous pensons attribuer ce résultat à la distance non soutenue (P) (cf. chapitre 1) qui a été choisie égale à 1m s'avérant une distance assez réduite ainsi produisant des tassements inférieurs.

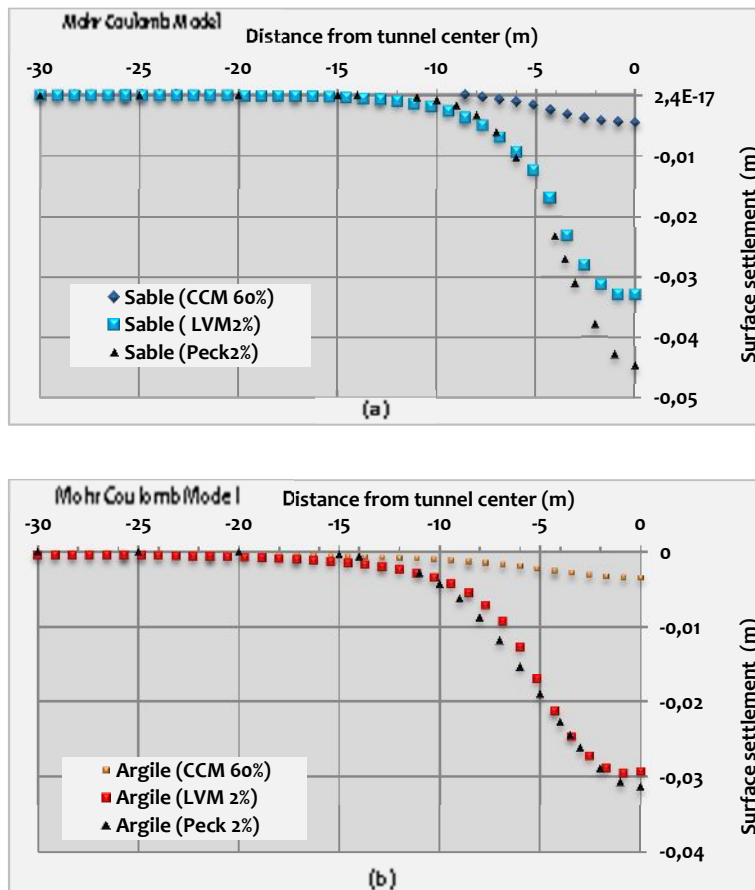


Figure 4.57 Comparaison de Tassement en surface : a) cohérent b) Frottant (cas1: Mohr-Coulomb)

En adoptant le modèle avec écouissage (HSM), l'analyse a révélé l'insuffisance des limites dédiées au modèle spécialement pour le sable. La figure (4.58) montre les résultats de cette modélisation. Subséquemment, il serait intéressant de noter l'influence des conditions aux limites sur le comportement des sables en adoptant le modèle par écouissage, qui d'ailleurs décrit mieux le sol. Toutefois, en termes de largeur, la figure (4.58a) montre que la cuvette de tassement 2D pour un volume perdu de l'ordre de ($V_L=2\%$) dans les sables épouse parfaitement celle modélisée avec la méthode de CC, les deux modèles atteignent un tassement de l'ordre d'environ 9mm à une distance d'environ 2,5D. Ceci dit, pour le tassement maximum, nous devrions revoir cette valeur du volume perdu et ceci en réduisant ce dernier à $V_L=1\%$ pour qu'on puisse avoir un parfait accord entre les deux résultats ; ce qui n'était pas le cas en employant le critère de rupture de Mohr- Coulomb.

Concernant, les argiles (figure 4.58b), le modèle HS a entraîné plus de tassement maximum pour la méthode CC comparant à celui de MC. Ceci peut être apprêté à l'étendue du maillage, car d'après nos constatations un modèle avec écouissage exige une plus grande limite du modèle ou même la complexification du modèle lui-même qui décrit mieux le comportement réel des sols.

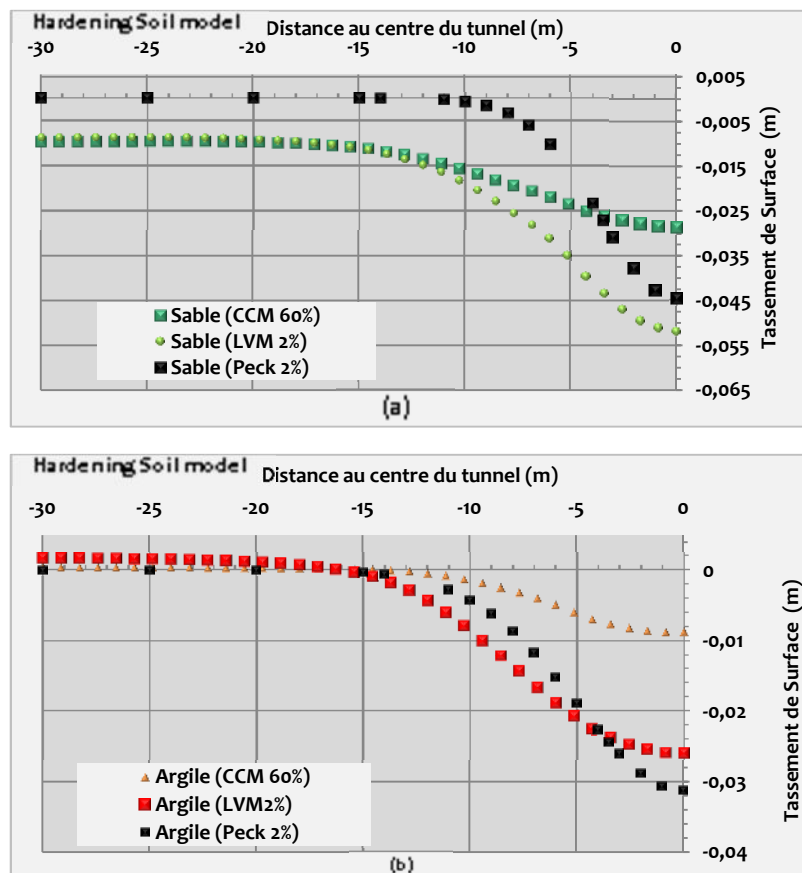


Figure 4.58 Comparaison de Tassement en surface : a) cohérent b) Frottant (cas2: HSM)

4.6.2.2 Comparaison entre les deux natures de sol

Une comparaison entre les deux natures de sol est présentée ci-dessous (figure 4.59) en vue de voir l'influence des caractéristiques d'un massif sur les mouvements engendrés par le creusement d'un tunnel. Les deux natures extrêmes sont modélisées par les deux lois de comportement (MC et HSM). À travers la figure (4.59), nous pouvons tirer les conclusions suivantes :

(1) En utilisant le modèle de Mohr- Coulomb, les argiles tassent moins que les sables, plus ou moins, l'écart n'est pas vraiment significatif. Aussi, la méthode de contraction (LVM) dégage plus de tassement pour les sols pulvérulents. Au contraire, le sable présente moins de tassements dans le modèle HSM (ce modèle qui s'est avéré, par expérience, donnant des amplitudes de tassement plus réalistes (Karki, 2006; Vermeer, 2005) ; excepté pour l'argile de LVM.

(2) La méthode empirique de Peck, employée généralement pour donner un ordre de grandeur pour des tassements semble être plus près de la méthode de contraction (LVM) avec surtout un $V_L=1\%$ que ce soit pour les argiles ou les sables ; une méthode qui s'avère utile au stade de l'avant-projet.

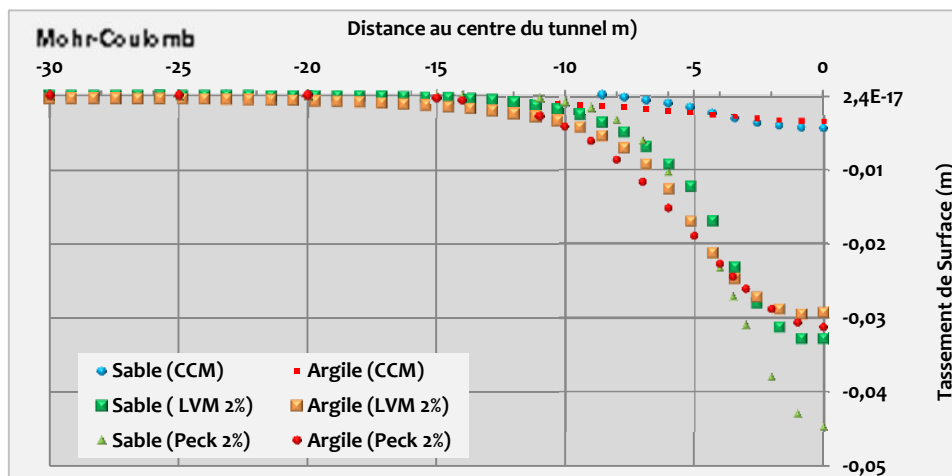


Figure 4.59 Comparaison de Tassement en surface : Cas 1 (M-C)

L'utilisation de la loi de MC comme première approximation nous a permis d'avoir ces résultats. En ce qui suit, les résultats obtenus du deuxième modèle, plus sophistiqué et plus complexe, sont exposés (Cf. Figure 4.60).

Les trois méthodes montrent qu'en employant le Modèle avec écoulement, les sables semblent bénéficier de plus de tassements comparés aux argiles.

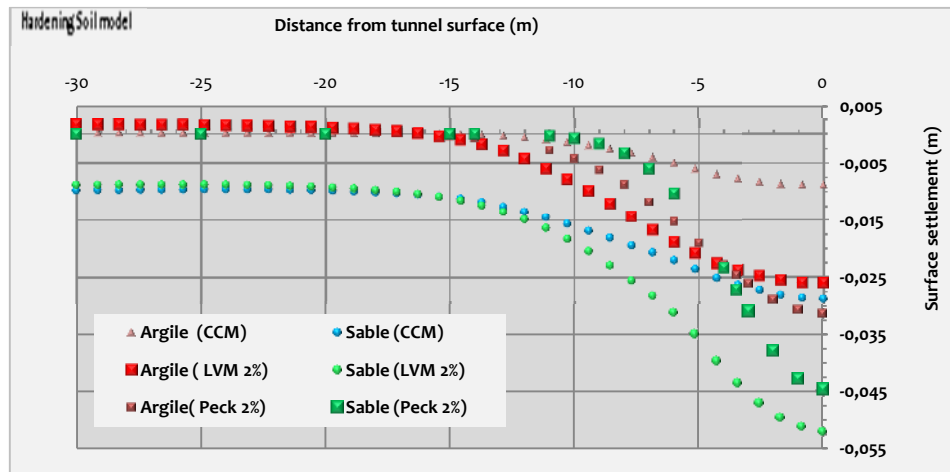


Figure 4.60 Comparaison de Tassement en surface : Cas 2 (HSM)

Ran and al. (2003) présentent des résultats de calcul dans cette thématique (Figure 4.61), les cuvettes de tassement des sables est plus profondes et plus étroites que celles des argiles. Ces résultats ont été confirmés par d'autres auteurs (Bloodworth, 2002).

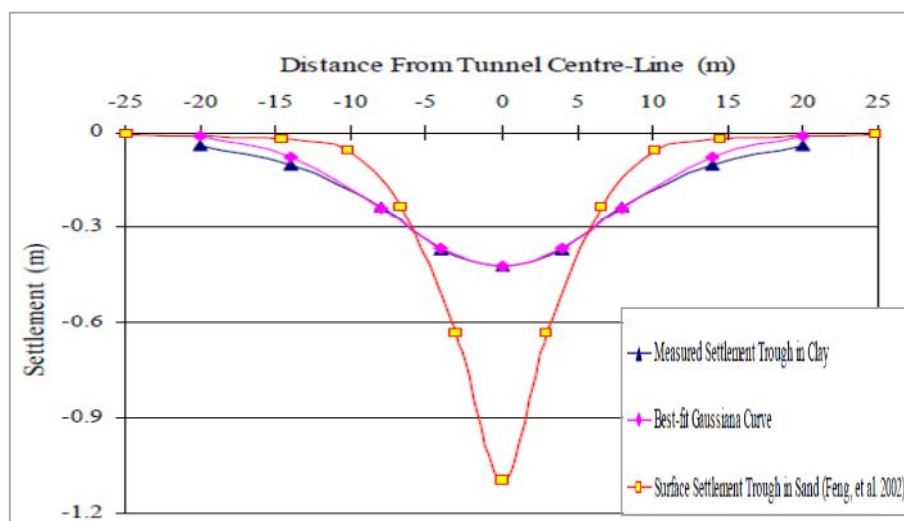


Figure 4.61 Tassement de surface dans les argiles et les sables (Ran and al., 2003)

Il est, bien entendu, difficile de tirer des conclusions générales de l'examen de ces cas de calcul. Toutefois, cette étude souligne l'intérêt d'effectuer plusieurs analyses et les caler aux résultats expérimentaux ou à ceux tirés de la littérature ou même plus, à des analyses tridimensionnelles complètes pour obtenir une vision satisfaisante du comportement réel.

Noter qu'il faut tout de même souligner l'influence que porte l'étendue (la largeur) de la cuvette qui peut jouer un rôle primordial dans l'interprétation des résultats.

4.6.2.3 Comparaison entre les deux lois de comportement

Les résultats de la variation de modèles de comportement sont exposés sur la figure 4.62 en vue d'une étude comparative montrant l'influence de l'adoption d'un tel ou tel modèle.

Rappelons que les calculs avec la méthode du volume perdu sont faits avec un $V_L=2\%$ et ceci a influencé les résultats considérablement.

De plus, comme conclusion tirée de cette analyse : le modèle avec écrouissage paraît dégager à priori plus de tassement pour les deux natures de sol ce qui nous paraît évident vu le nombre de données qu'il introduit.

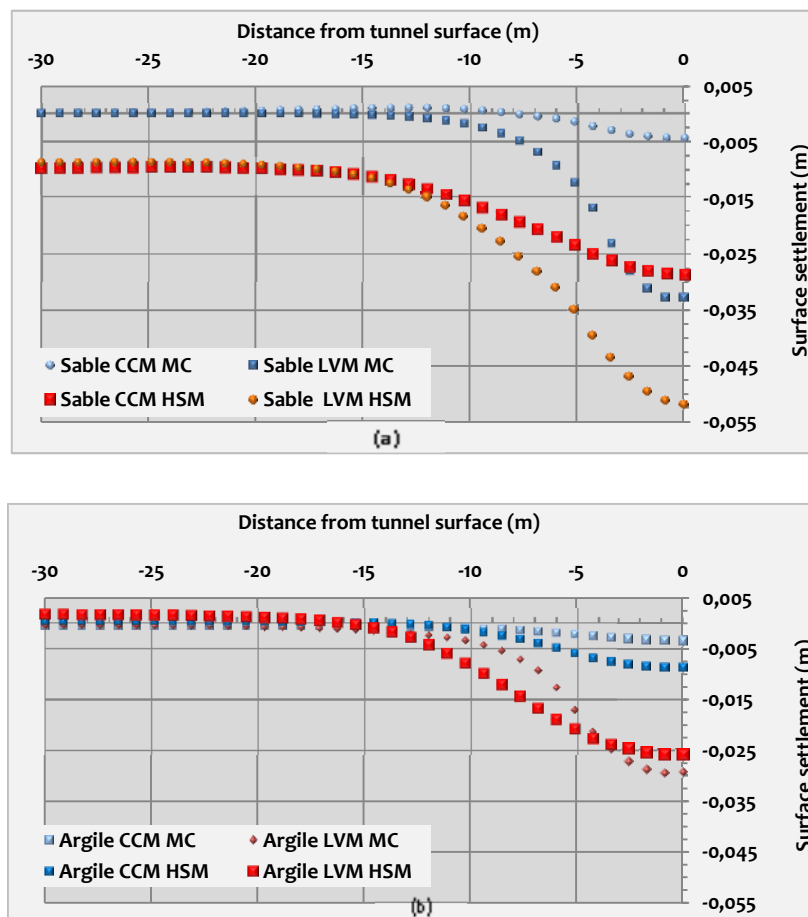


Figure 4.62 Tassement transversales en surface : a) Sol frottant. b) Sol cohérent

En vue d'une comparaison et d'une validation de nos résultats, les deux lois de comportement (HS et Mohr Coulomb) ont été confrontées avec des mesures in situ dans l'étude de Vermeer &

Moller & Ruse (2005) (figure 4.63), apparemment, le modèle HS donne des résultats plus approchés des mesures trouvées sur chantier.

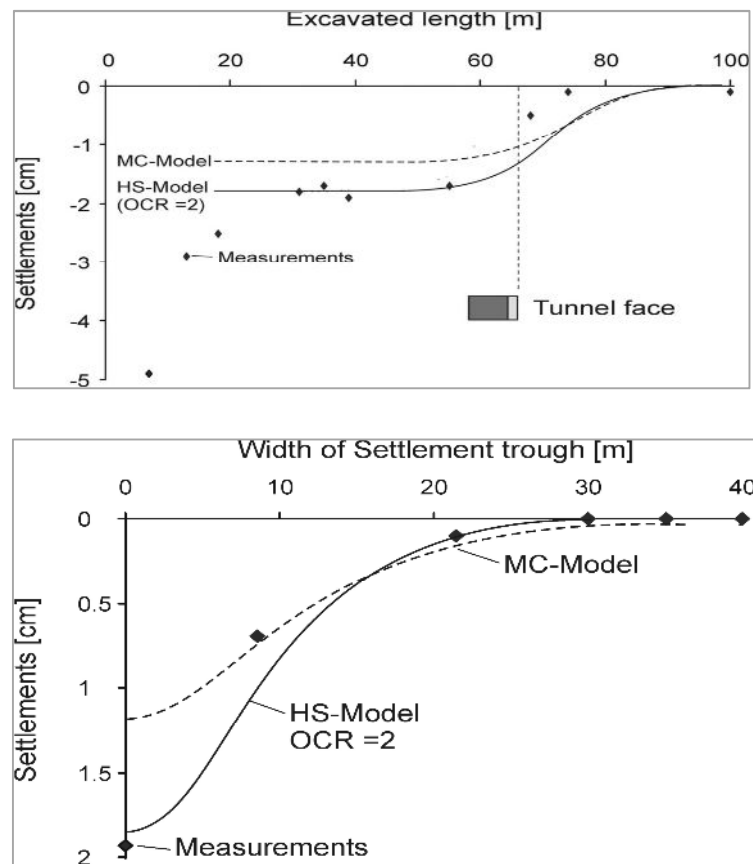


Fig. 4.63 Profil du sol du creusement NATM (Allemagne)
Tassement transversal et longitudinal (Vermeer & Moller & Ruse., 2005)

4.6.3 Analyses Numériques en 3D (Conditions sèches)

En analysant les deux extrêmes de modèles cités en haut en 3D, nous obtenons des résultats qu'on expliquera au fur et à mesure de notre avancement, une étude paramétrique sera exposée en parallèle.

4.6.3.1 Cas d'un sol purement frottant : Modélisation 3D

Le sol purement frottant traité en haut en configuration bidimensionnelle ; a été traité dans cette partie en 3D, nous avons obtenu un déplacement maximum de l'ordre d'environ 15mm pour un modèle MC et un autre de l'ordre de 16mm pour un modèle HS (Voir figure 4.64). Notre constat est clair ; les déplacements maximums se trouvent en clé du tunnel et se déploient en surface. Noter aussi que ces déplacements s'étendent sur les deux directions longitudinale et transversale, résultats qu'on n'a pas la possibilité de rencontrer dans une configuration 2D.

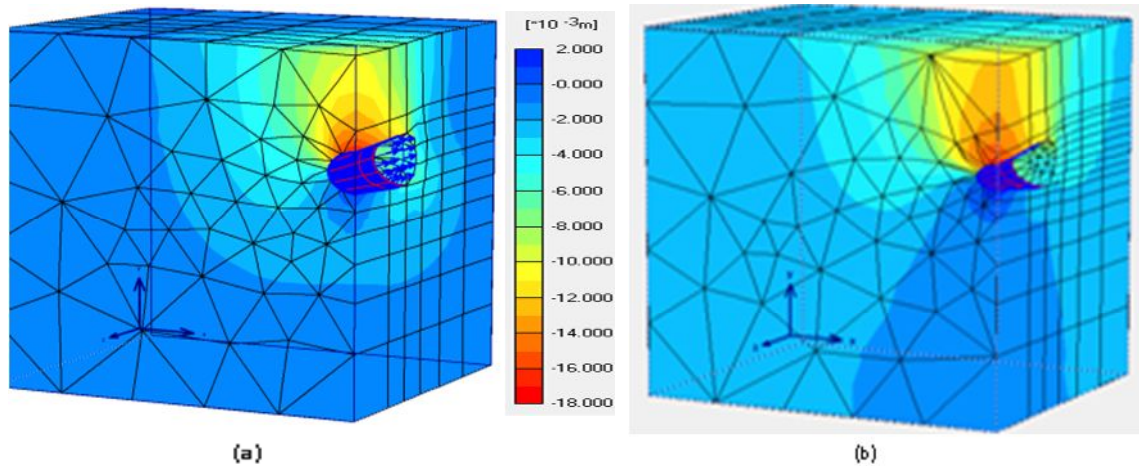


Figure 4.64 Déplacements verticaux pour sol pulvérulent. a) Analyse MC. b) Analyse HSM

Les tassements longitudinaux en surface se traduisent sous forme de la courbe dressée ci-après (Figure 4.65a) qui épouse parfaitement la forme de la cuvette longitudinale citée dans les travaux antérieurs. Le tassement au front présente, à première vue, environ 60% du tassement maximum trouvé derrière le front, ces tassements s’amortissent et s’éliminent à 2D en avant du front. Les tassements se manifestent de manière importante au passage du bouclier et pendant quelques jours après ce passage. La stabilisation est atteinte après un temps d’autant plus long suivant la nature du sol.

En ce qui concerne les tassements transversaux calculés en employant la configuration 3D (cf. Figure 4.66b); le tassement maximum S_{max} est, formellement, égale à celui trouvé en tassement longitudinal.

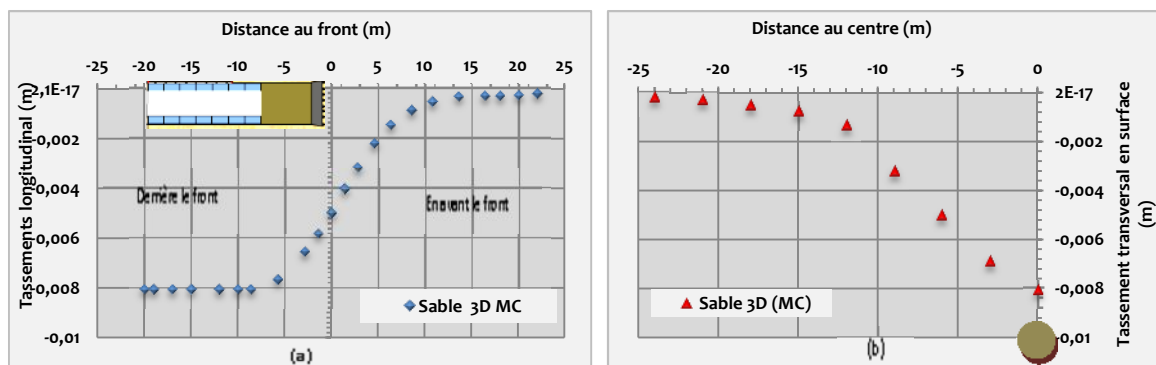


Figure 4.65 Profil EF 3D du tassement en surface du sable. a) longitudinal. b) Transversal : sol frottant

Une autre analyse dans le cadre de cette comparaison, concernant le modèle avec écrouissage a été rajoutée (voir figures 4.66 & 4.67), comme c’était déjà cité plus haut ; ce modèle nous a permis d’avoir des tassements (transversale et longitudinale) en surface plus élevés même en configuration 3D.

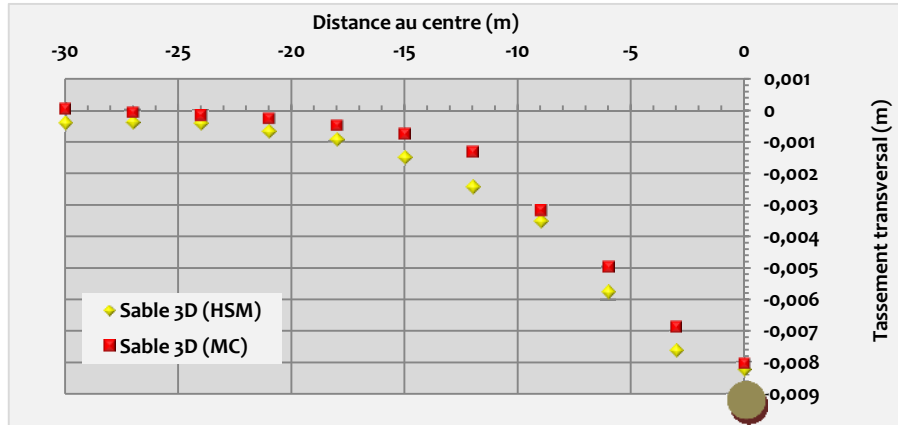


Figure 4.66 Tassement transversal en surface : calcul 3D

Un autre calcul a été effectué utilisant la formule de la gaussienne cumulative de Attewell & Woodman pour deux valeurs de VL (0,5% et 2%) ; la figure (4.67) illustre le résultat ainsi qu'une comparaison avec le calcul numérique usant des deux critères MC et HSM.

Apparemment, la cuvette de Attewell & Woodman pour un volume perdu de 0,5% coïncide parfaitement aux deux cuvettes issues du calcul numérique 3D. Ceci nous mène à certifier une fois de plus que les pertes de volume assez élevées génèrent des erreurs plus marquantes. Néanmoins, il faut tout de même signaler le parfait accord des courbes avec le modèle des tassements longitudinaux cité dans la littérature.

De même, comme l'illustre la figure 4.67 et comme c'est déjà constaté, le tassement évolue avec l'avancement du front de taille. Il s'amorce à l'approche du front, augmente rapidement à son passage et se stabilise progressivement après son passage.

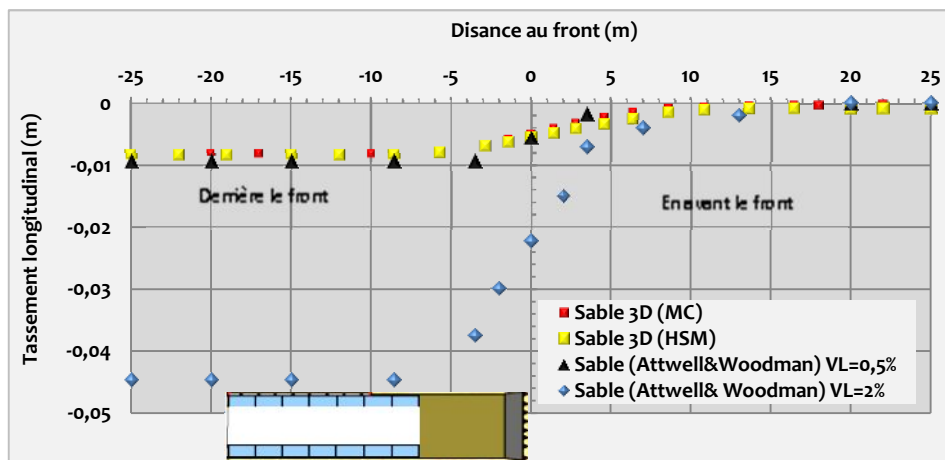


Figure 4.67 Évolution des tassements longitudinaux de surface en avant et derrière le front

Les figures ci-dessous (4.68 et 4.69) montrent les déplacements horizontaux dans les deux directions x et z en adoptant les deux lois de comportement : les déplacements horizontaux dans le sens latéral se sont manifestés avec un déplacement maximum U_z au niveau des flancs du tunnel de l'ordre d'environ 18mm et un déplacement horizontal suivant x de $U_x=5\text{mm}$ qui semble être inférieur à celui généré dans la direction longitudinale (U_z). En revanche, en adoptant le modèle avec écrouissage (figure 4.69), les déplacements horizontaux dans le sens longitudinal semblent diminuer de 45% comparés à ceux analysés avec le modèle avec écrouissage.

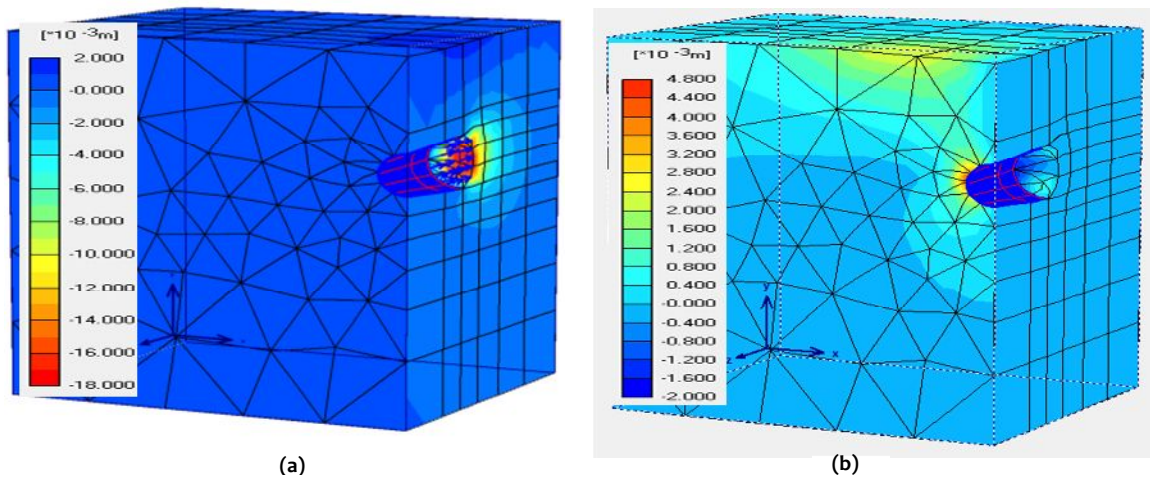


Figure 4.68 Déplacements horizontaux a) sens longitudinal ($U_z=18\text{mm}$)
b) Sens transversal ($U_x=5\text{mm}$). M-C

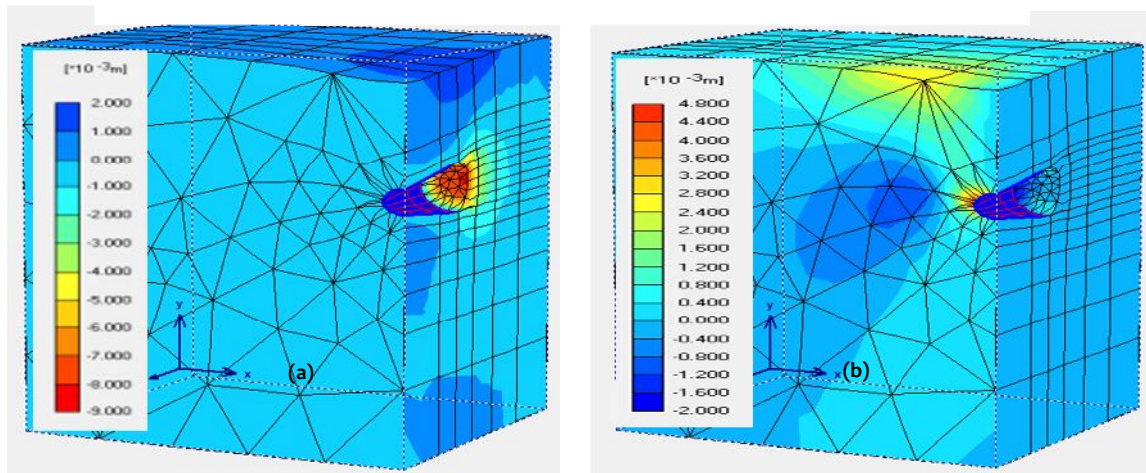


Figure 4.69 Déplacements horizontaux a) sens longitudinal ($U_z=8\text{mm}$)
b) Sens transversal ($U_x=5\text{mm}$) : HSM

4.6.3.2 Stabilité au front de taille dans le sable

En usant du même concept que celui du premier modèle, qui signifie pousser le modèle vers la rupture, nous obtenons le mécanisme de rupture illustré dans la figure (4.70). Le modèle

semble épouser parfaitement le mécanisme cité dans la littérature ; une forme de rupture étroite se propageant jusqu'à la surface avec un cratère s'étalant à 1 diamètre environ, néanmoins, les déplacements s'atténuent en s'approchant de la surface.

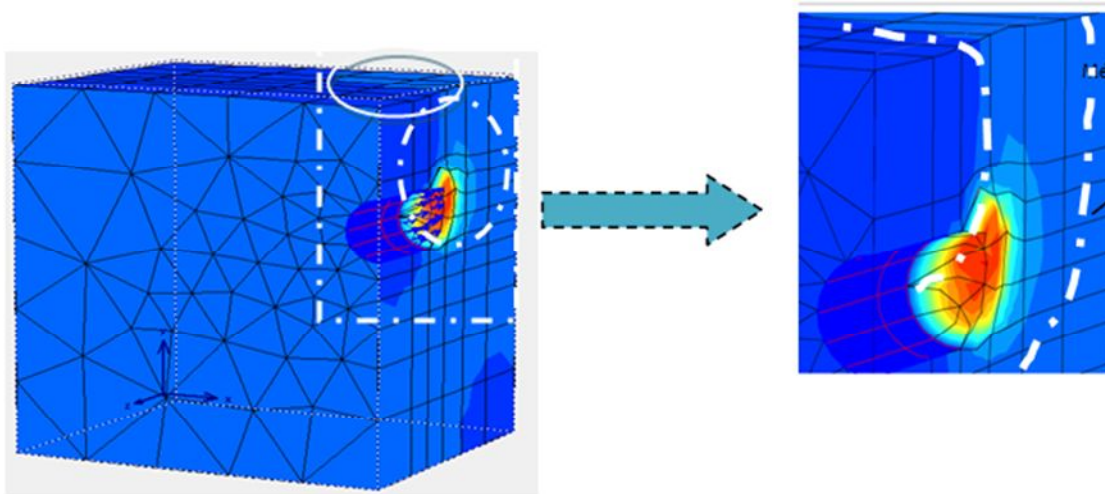


Figure 4.70 Stabilité au front. Sol frottant.(MC)

De plus, la figure (4.71) montre la rupture au front grâce à une étude basée sur le modèle avec écrouissage (*HSM*). Les mêmes conclusions ont été tirées sauf que cette fois ci ; le mécanisme de rupture s'est étalé vers la surface en s'amortissant d'avantage.

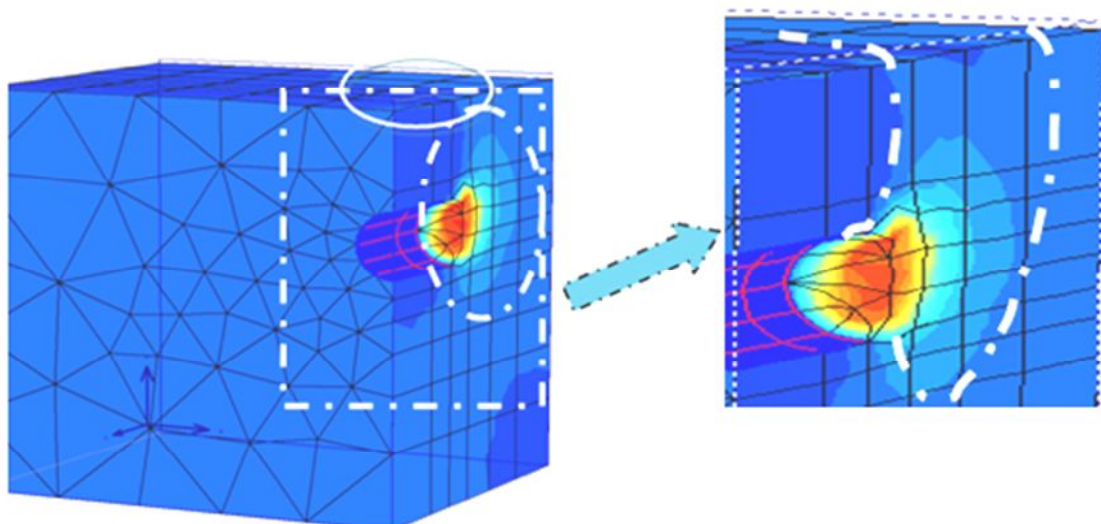


Figure 4.71 Stabilité au front. Sol frottant. (HSM)

4.6.3.3 Cas d'un sol cohérent : Modélisation 3D

En poursuivant le même raisonnement, le sol cohérent traité en haut en configuration bidimensionnelle, a été traité dans cette partie en 3D ; nous avons obtenu un déplacement

vertical maximum de l'ordre de 17mm en utilisant le modèle M-C (Cf. figure 4.72). Les déplacements maximums se trouvent en clé du tunnel et se déploient en surface ; accédant un tassement S_{max} de l'ordre de 7mm. Noter aussi que ces déplacements s'étendent sur les deux directions longitudinale et transversale, résultats qu'on n'a pas la possibilité de rencontrer dans une configuration 2D.

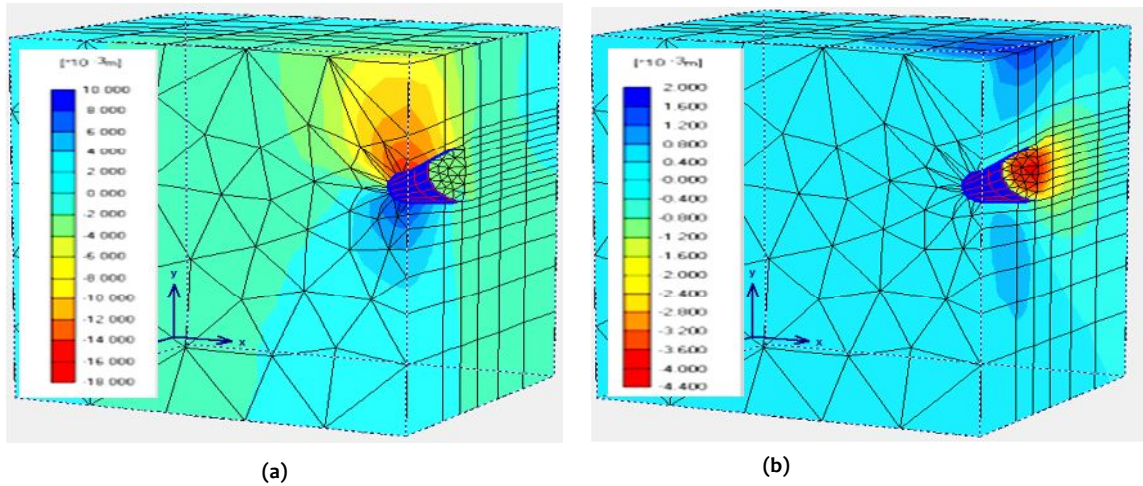


Figure 4.72 a) Déplacement vertical ($U_y=17\text{mm}$).
b) Déplacement horizontal ($U_z=4\text{mm}$) : Sol Cohérent. MC

En utilisant le deuxième modèle (avec écouvissage), l'analyse a donné la figure 4.73 ; le mécanisme exhibé numériquement semble mobiliser un volume de sol analogue à celui du modèle tiré des autres travaux antérieurs.

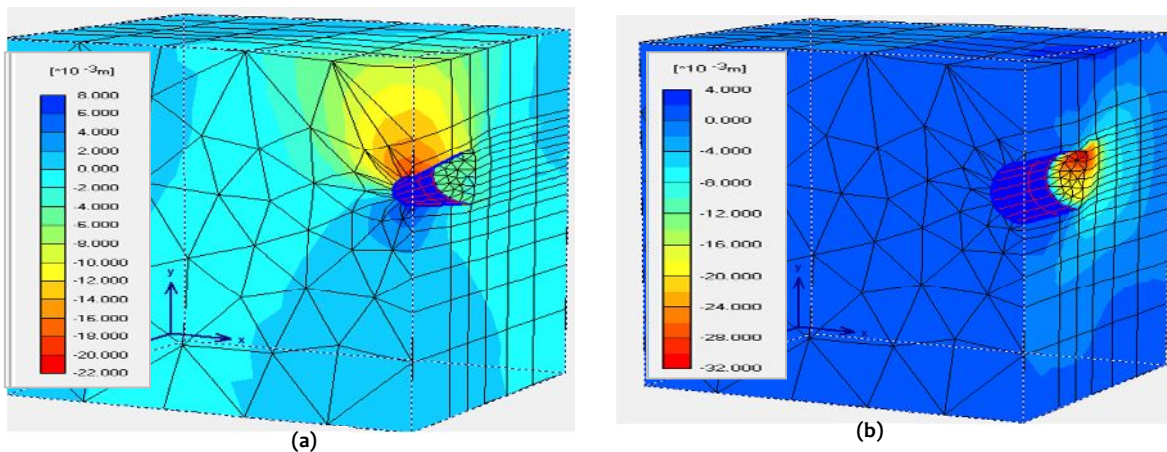


Figure 4.73 Déplacement vertical ($U_y=21\text{mm}$). b) Déplacement horizontal. ($U_z=32\text{mm}$) : Sol Cohérent. HSM.

Les deux cuvettes de tassement transversale et longitudinale sont données ci-après (figure 4.74). La comparaison entre les deux lois de comportement affirme que le modèle avec

écrouissage présente toujours plus de tassement que ce soit en direction transversale ou longitudinale.

Les principales déformations sont obtenues dans la direction longitudinale sur une distance d'environ deux diamètres derrière le front et s'annulent à un diamètre et demi devant celui-ci. (Figure 4.74a). Noter que dans le sol frottant les déformations s'est annulées à une distance d'environ deux diamètres et demie devant le front.

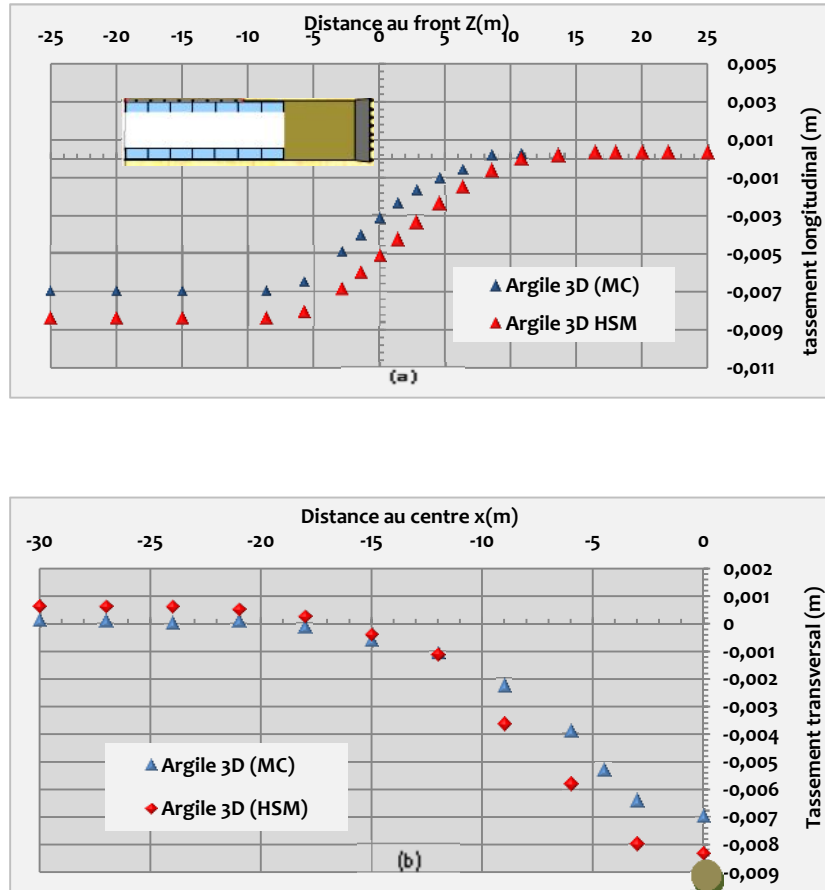


Figure 4.74 Profil 3D des : (a) tassements longitudinaux. (b) tassements transversaux : sol cohérent

Les résultats des calculs issus de cette analyse ont été comparés à ceux modélisés en faisant modifier le P_f . La comparaison a été basée sur le cas de figure correspondant à l'application d'une pression sur toute la périphérie du tunnel.

En se plaçant à une distance en avant du front de taille de 1D (pour laquelle on peut considérer que l'effet du front de taille est négligeable), effectivement, les tassements sont négligeables (cf. fig. 4.75).

Nous remarquons, en parallèle, que pour les trois pressions frontales ($P_f=50, 100, 200\text{kPa}$) : les différentes cuvettes concordent d'une manière étonnante : résultat qu'on n'avait pas pu voir

dans les sols hétérogènes (modèle 1). En revanche en doublant la pression ($P_f=400$ kPa), les tassements diminuent d'environ 50% derrière le front et même, on peut faire le constat d'un refoulement en avant du front.

Noter aussi, que les tassements longitudinaux s'éliminent en avant du front à une distance inférieure en employant une pression de 400kpa qu'en employant les autres pressions. Ceci nous amène à constater l'effet de ce paramètre même loin de sa zone d'injection.

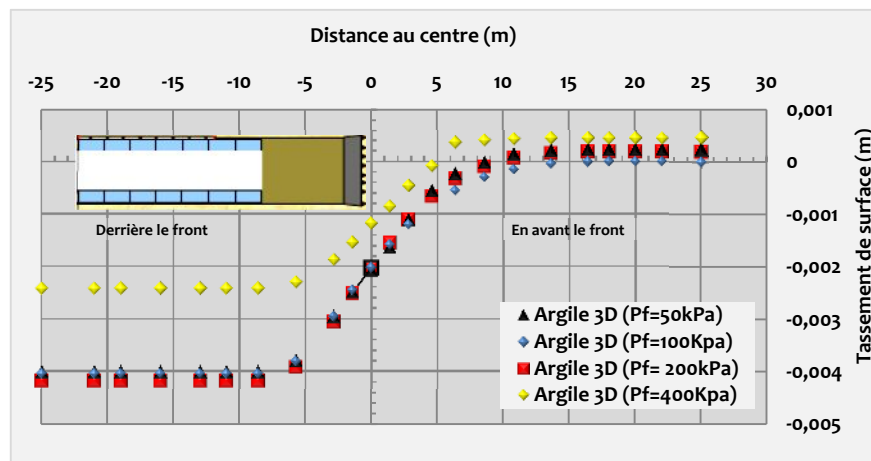


Figure 4.75 Profil 3D des tassements longitudinaux en fonction de P_f

De plus, nous présentons les résultats concernant les déplacements longitudinaux obtenus par les deux calculs empiriques ($V_L=0,5\%$, $V_L=2\%$) sur la figure (4.76) et comparés à ceux trouvés en 3D. Une conclusion intéressante peut être tirée de cela : on en déduira que l'influence de V_L est d'autant plus importante que ce dernier est élevée, il en ait de même pour les sables que pour les argiles, mais que les autres variables peuvent avoir aussi un impact qui n'est pas négligeable.

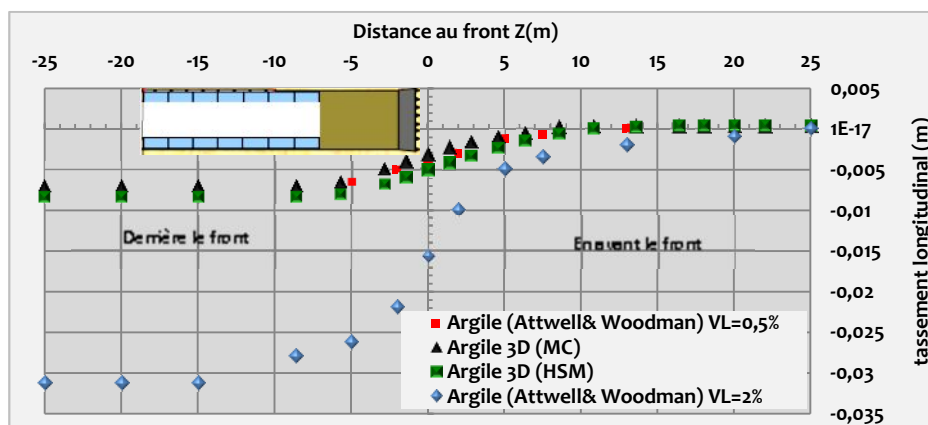


Figure 4.76 Profil 3D des tassements longitudinaux dans les argiles

4.6.3.4 Stabilité au front de l'argile

La figure (4.77) montre que l'impact du creusement est nettement plus réduit pour le modèle (MC) que pour celui d'écoulement. En comparant ces résultats à ceux des travaux antérieurs, nous n'avons pas pu avoir un mécanisme de rupture s'étendant jusqu'à la surface mais un mécanisme qui s'étend en avant du front, ceci dit, la forme de rupture citée dans la littérature existe mais avec une certaine atténuation des mouvements se concentrant surtout au front. Le même constat a été conclu des analyses en HSM mais avec plus d'ampleur.

À vrai dire, En ce qui concerne la rupture par effondrement du front de taille en massif homogène purement frottant, nous avons bel et bien remarqué que les modèles théoriques actuels (Chapitre2) permettaient une bonne prédiction des formes de rupture du front dans le cas du creusement au tunnelier pressurisé (cheminée d'écoulement prenant naissance en clé du tunnelier). Le bon accord avec nos résultats numériques en atteste (voir plus haut). Par contre, les modèles trouvés dans cette partie consacrée à l'étude de l'argile montre une rupture au front qui semble ne pas coïncider parfaitement avec les modèles théoriques existants pour lesquels la cinématique de rupture qu'ils génèrent est sous forme de cheminée d'écoulement prenant naissance en clé de tunnel et se propageant éventuellement jusqu'en surface, notre résultat, se propageait en avant du front. Nous avons pensé à attribuer ce résultat au fait que l'argile utilisée n'est pas purement cohérente mais présente un certain degré de frottement (c'est effectivement un sol cohérent frottant) et aussi au fait que ce mécanisme est causé par le faible diamètre du tunnel qui ne permettait pas à cet éventuel mécanisme de se développer dans les argiles.

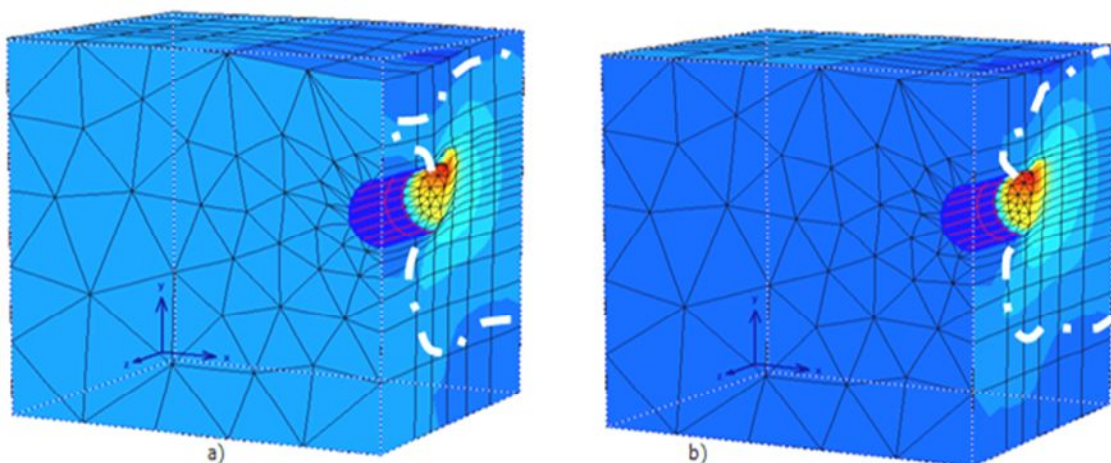


Figure 4.77 Mécanisme de rupture au front. Sol cohérent frottant : a) MC. b) HSM

4.6.4 Comparaison entre les analyses 2D et 3D pour le 3^{ème} cas d'étude (Cas sec)

En vue de comparer l'ampleur des tassements transversaux simulés par différentes méthodes de calcul, nous dressons les figures qui suivent regroupant ainsi les différentes cuvettes transversales en surface en vue de les comparer.

Les résultats de cette partie présentent un intérêt dans la mesure où ils caractérisent l'utilité d'une considération particulière du volume perdu dans les sols meubles vue qu'une éventuelle réduction de ce paramètre nous rapproche formellement du modèle 3D pour les deux lois de comportement.

4.6.4.1 Cas d'un sol purement frottant

La cuvette tirée du calcul tridimensionnel paraît synchroniser assez bien à celle tirée du calcul 2D dont $V_L=0,5\%$, (Voir figure 4.78a). L'allure des déplacements de surface est correctement reproduite.

On constate aussi que plus on augmentait le volume perdu, les tassements maximums augmentaient et s'élargissaient. Quant au modèle empirique (Peck), il apparaît utile, ce qui permet de se positionner quant aux études préliminaires.

La cuvette 2D analysée avec un volume perdu égale à 2% est à éviter dans les analyses, puisqu'il apparaît qu'elle sollicite un volume très grand comparé aux autres courbes. Ce qui met en évidence l'inutilité de cette analyse et de se contenter d'y étudier les autres volumes.

La Figure (4.78b) fait la synthèse des courbes de tassements de surface obtenues lors de l'étude consacrée à la loi de comportement par écrouissage (HSM). Nous ferons la même remarque en ce qui concerne le volume perdu de 2%. Néanmoins, nous notons que cette cuvette manifeste une amplitude dépassant celle de Peck et présente une étendue plus large que les limites du modèle. Pareille pour la méthode Convergence – Confinement.

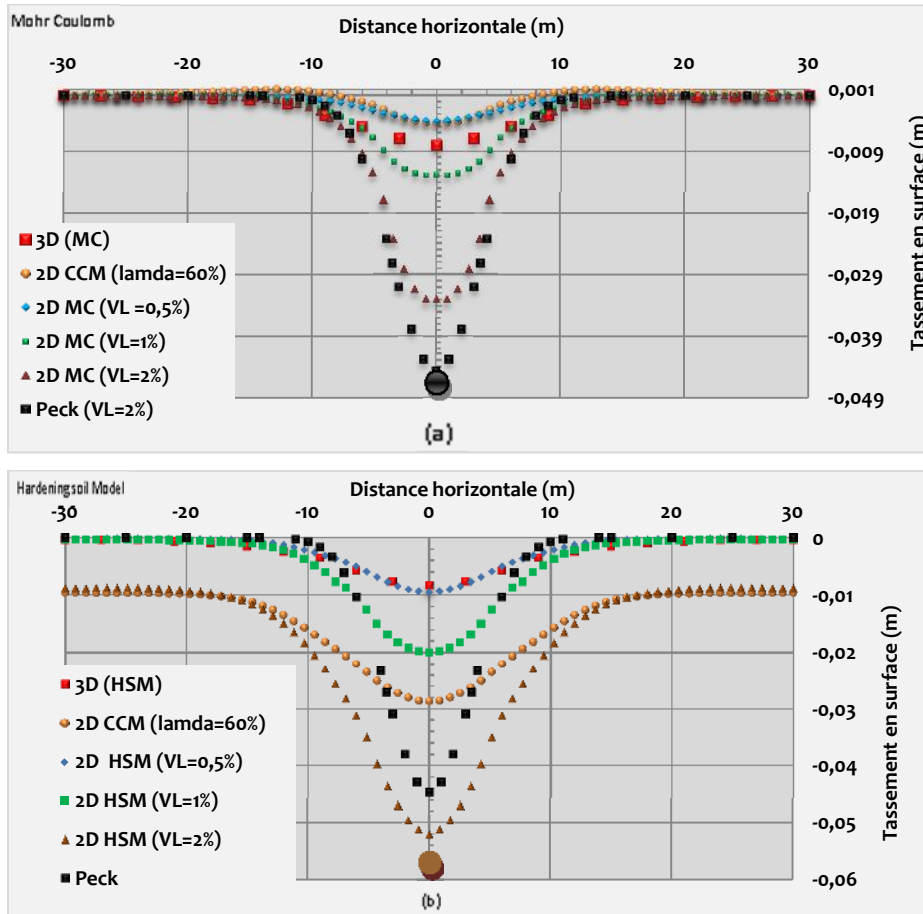


Figure 4.78 Tassement transversal en surface 2D dans le Sable : a) MC b) HSM

4.6.4.2 Cas d'un sol cohérent

La figure (4.79) ci-dessous montre une étude comparative entre les différentes méthodes de calcul dans le sol argileux : on parle de la méthode Convergence- Confinement (pour deux valeurs de déconfinement), de celle Gaussienne et de la méthode du volume perdu (V_L allant de 0,5% à 2%) et ceci en utilisant les deux lois de comportement MC et HS.

La figure (4.79) montrant cette étude paramétrique semble privilégier la méthode CC avec un déconfinement atteignant les 40% en réduisant le tassement en largeur et en profondeur, ce qui semble normale vue le taux de déconfinement utilisé (lié à la distance non soutenue).

De même, d'une façon générale, on trouve un bon accord entre les valeurs prédites et celles traitées numériquement pour un volume perdu de 2% (Peck & MC). Ceci nous paraît évident puisque nous avons utilisé cette valeur de volume perdu dans les deux cas d'analyse.

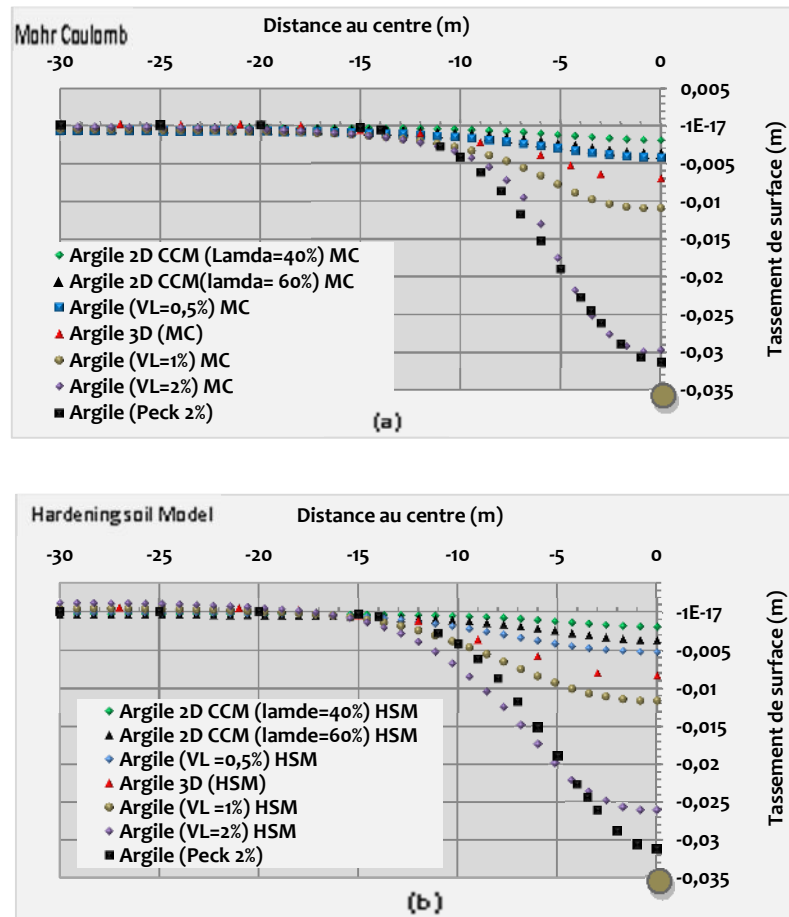


Figure 4. 79 Tassement transversal en surface dans l'Argile : a) MC b) HSM

À une distance 3D, le tassement s'élimine, donnant ainsi une largeur de cuvette de 6D pour la majorité des courbes étudiées par le modèle HS. En revanche, le modèle MC génère des largeurs moins significatives.

Pareillement, les deux calculs moyennant la méthode (CC) (avec $\lambda=40\%$ et 60%) et le volume perdu ($V_L=0,5\%$) corroborent parfaitement et s'approchent du calcul tridimensionnel spécialement dans le calcul employant le critère de MC.

Certes les tassements au plan médian de l'ouvrage présentent un grand avantage d'appréciation du comportement des sols vis-à-vis un creusement, mais il faut tout de même ne pas négliger la forme de la cuvette en terme de largeur qui peut révéler un intérêt important concernant l'ampleur des tassements et même une différence au niveau des interprétations.

4.6.5 Analyses 2D des deux cas de figure pour le modèle 3- Cas avec écoulement

4.6.5.1 Analyse numérique

Afin de vérifier l'importance de l'effet des eaux souterraines sur la nature d'un sol, une série d'analyses éléments finis (EF) 2D a été exécutée. Un des problèmes géotechniques rencontré pendant la construction des tunnels implique les débits souterrains. Ces derniers peuvent présenter des difficultés et complications au cours de la construction et après, ainsi que des coûts plus élevés en raison d'un éventuel retard dans le projet menant parfois, à même un arrêt définitif des travaux. Par conséquent, il est essentiel d'estimer les volumes et les taux des débits qui sont susceptibles d'apparaître au voisinage du tunnel ou même s'infiltrant dedans.

Sachant à l'avance le volume de ces débits, il peut être possible de choisir un meilleur itinéraire de tunnel et ainsi, concevoir une canalisation voir drainage approprié.

Pour ceci, nous avons modélisé l'exemple 3 en considérant l'effet des écoulements, en vue de faire une autre étude comparative. Nous présentons dans la figure qui suit (4.80), les cuvettes du tassement de surface pour les divers cas d'étude.

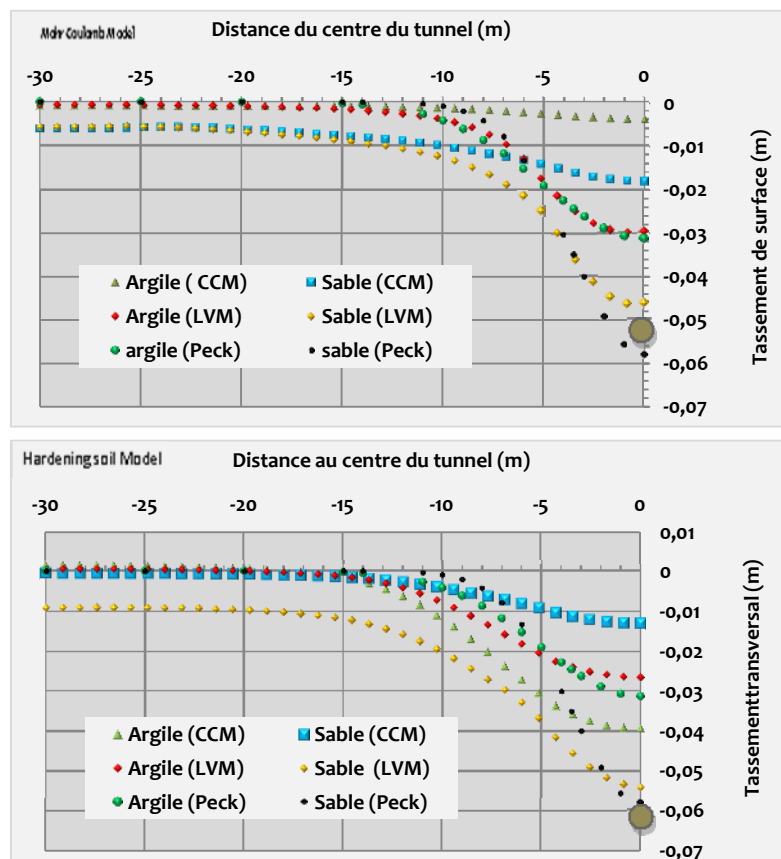


Figure 4.80 Évolution du Tassement pour les deux natures du sol (Cohérent & Frottant). A) MC. b) HSM. Cas 2: Calcul hydraulique

En ce qui suit, nous avons préféré séparer chacune des natures à part pour pouvoir les traiter davantage (cf. figure 4.81): ainsi, nous pouvons voir clairement le parfait accord entre les cuvettes de tassement calculées par Peck et la méthode du volume perdu en employant le critère de MC. Cependant, la méthode CC présente une incohérence dans le modèle HS comparée aux résultats précédents.

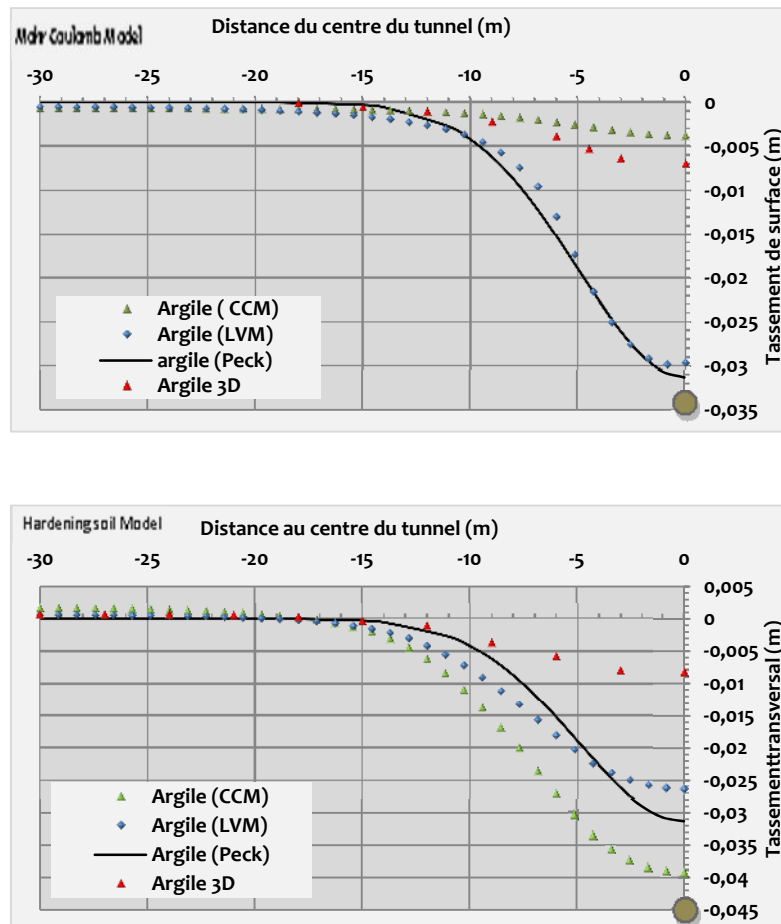


Figure 4.81 Évolution du Tassement pour sol Cohérent: MC & HSM : Calcul hydraulique

De même, la figure (4.82) montre une certaine divergence dans les résultats comparés à ceux tirés du calcul dans des argiles : il paraît, ainsi, que le résultat de Peck ne corrobore plus celui de la méthode V_L dans les sables même pour un $V_L=2\%$. Ceci dit la perméabilité peut avoir influencé ces résultats.

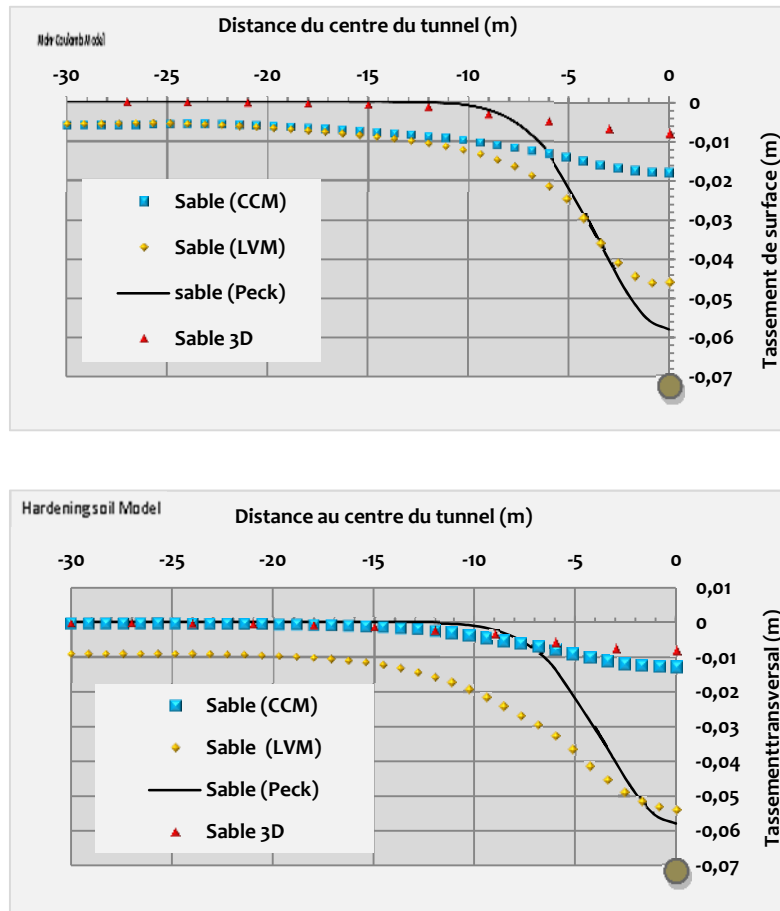


Figure 4.82 Évolution du Tassement pour sol Frottant. MC&HSM
Calcul hydraulique

4.6.5.2 Calcul analytique

El Tani (2001) propose une équation rendant possible le calcul du déplacement vertical en surface causé par la perte de la pression Δp à une profondeur h d'une couche de sol :

$$w = \frac{H\Delta p}{2G_{xz}} \frac{e^{-\sqrt{\frac{3k_x}{k_x} \frac{x}{H}}} - \sqrt{k_z G_{xz} / k_x E_z} e^{-\sqrt{\frac{3E_z}{G_{xz}} \frac{x}{H}}}}{E_z / G_{xz} - k_z / k_x} \quad (4.2)$$

Avec $\Delta p = p$ (après excavation) – p (avant excavation)

p (avant excavation) = $\gamma_w h$

Où k_x , k_y , E_x , E_y et G_{xy} sont les conductivités hydrauliques et les coefficients élastiques (voir le tableau 4.7). En supposant que l'axe horizontal est x et verticale y .

H n'est pas la profondeur du tunnel mais la distance de la nappe à une couche rigide et imperméable égale à $2h$ (h étant la profondeur de la nappe au centre du tunnel).

Dans cette présente étude, le cas isotrope en déformation plane a été considéré. Ainsi, on aura des simplifications et en remplaçant dans (4.2), nous aboutissons à :

$$S(x) = \frac{H\Delta p}{G} \frac{e^{-\sqrt{3}\frac{x}{H}} - \sqrt{1/3} e^{-\frac{x}{H}}}{4} \quad (4.3)$$

Pour un tunnel drainant avec une pression après excavation nulle (CAL) alors la perte de pression est : $\Delta p = -\gamma_w h = -100$ kPa. D'où :

$$S(0) = \frac{H\Delta p}{G} \frac{\sqrt{3}-1}{4\sqrt{3}} \quad (4.4)$$

Ainsi, $S_{\max} = S_{\max}(\text{Peck}) + S(\text{drainage}) = 57.9\text{mm}$, de même pour les argiles ; $S_{\max} = 42,3\text{mm}$.

Notons qu'au cours de cette étude, nous n'avons pas utilisé le nouveau tassement maximum de l'argile ($S_{\max} = 42,3\text{mm}$) ; (le lecteur pourra le constater lui-même en consultant les résultats d'études) et ceci en raison qu'on avait trouvé irréaliste le fait d'utiliser la même perte de pression pour les deux natures de sol qui sont extrêmement différents. En développant l'équation (4.4), nous aurons :

$$S(0) = 0,528 * \Delta p * h / E \approx 5,28 * h^2 / E \quad (4.5)$$

Dans cette équation (4.5), c'est uniquement le module d'élasticité qui varie, par ailleurs cela paraît illogique de prendre ceci comme référence.

Nous réunissons dans les tableaux 4.9 et 4.10 les résultats concernant les tassements pour chaque modèle utilisé séparément.

En considérant l'effet de l'écoulement, on constate que les tassements dans les argiles sont pratiquement insignifiants comparés à ceux dans les sables dans le cas de l'utilisation du modèle de MC. Nous présumons que ce résultat est causé par la faible perméabilité en ajoutant les conditions du non drainage.

Contrairement au modèle HS qui apparaît provoquer une certaine incohérence dans les analyses consacrées à la méthode Convergence- Confinement, on constate la réduction de 50% des tassements maximums comparés au cas traité sans écoulement dans les sables inversement aux argiles où le S_{\max} a considérablement augmenté (de 5mm à 39mm) (Cf. Tableau 4.10).

Il faut tout de même signaler que ce modèle sophistiqué a donné naissance à plus de tassement en général en faisant intervenir le calcul hydraulique.

Tableau 4.9 Comparaison entre les tassements Maximums (MC)

	S_{max} (Mohr Coulomb)					
	Sable			Argile		
	2D		Peck	2D		Peck
	CCM	LVM		CCM	LVM	
Sans écoulement	4mm	33mm	57,90 mm	3mm	29mm	31,30 mm
Avec écoulement	18mm	46mm		4mm	30mm	

Tableau 4.10 Comparaison entre les tassements Maximums (HSM)

	S_{max} (HSM)					
	Sable			Argile		
	2D		Peck	TBM		Peck
	CCM	LVM		CCM	LVM	
Sans écoulement	27mm	52mm	44,70 mm	5mm	25mm	31,30 mm
Avec écoulement	13mm	54mm	57,90 mm	39mm	26mm	

4.6.5.3 Réponses hydrauliques autour des tunnels

Sur la figure (4.83), on montre les résultats concernant les lignes de courant en adoptant une nappe en recharge d'où l'absence du rabattement. Les débits augmentent tout en s'approchant de l'excavation, le tunnel joue le rôle d'un drain.

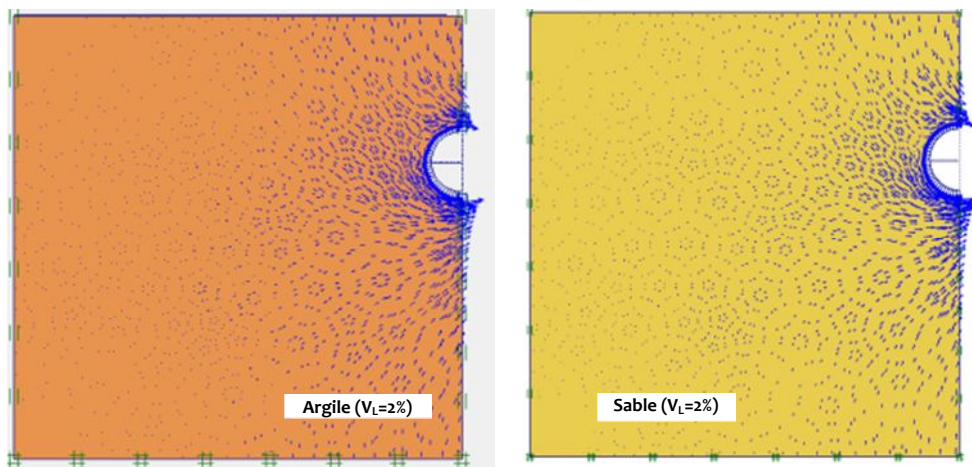


Figure 4.83 Débit de fuite (Argile, Sable)

D'un autre côté, nous exposons sur la figure (4.84), le débit maximum à de diverses distances de l'axe vertical du tunnel ; les remarques suivantes ont été faites :

- Dans les sables, les débits sont plus grands.
- De plus, nous avons noté que les résultats trouvés par la méthode Convergence-Confinement ne sont pas très différents de ceux aperçus par la méthode de contraction.

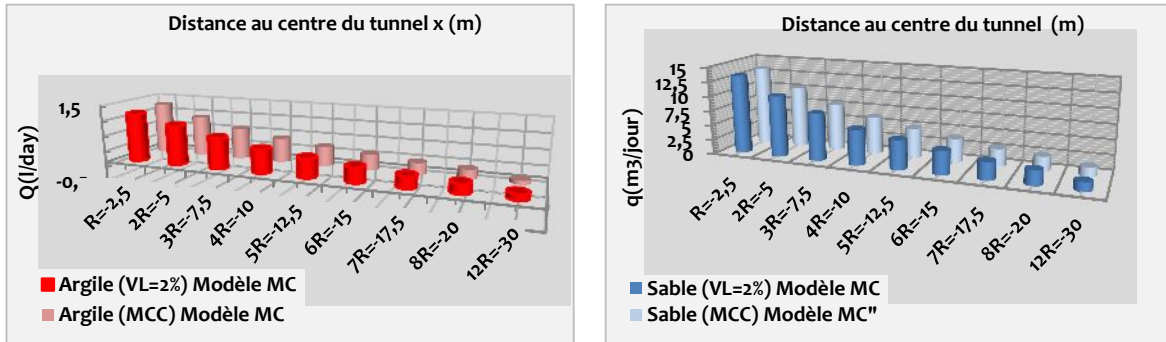


Figure 4.84 Débit de fuite : MC

Nous montrons sur le schéma 4.85 la différence considérable entre les écoulements dans les deux natures de sol. Les argiles ont un débit beaucoup moins significatif que les sables considérant la perméabilité de ce dernier.

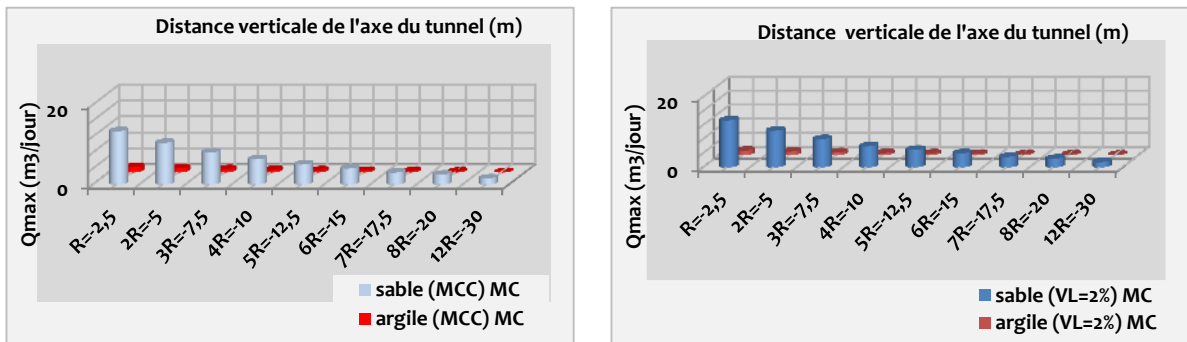


Figure 4.85 Comparaison du débit de fuite entre les deux natures de sol (MC)

Le même travail a été fait pour le modèle HS avec écrouissage, et nous avons trouvé les mêmes résultats, ce qui nous a menés à conclure que la variation du modèle de comportement n'influence en aucun cas les résultats concernant les débits. Nous avons essayé d'expliquer ce résultat en l'attribuant au fait que le débit est plus concerné par la perméabilité des sols (k) ainsi que par les propriétés mécaniques (C , ϕ) que par les autres données introduites en

modélisant avec le HSM. Vu que ces données ne changent pas d'un modèle à l'autre, cela paraissait logique que de telles résultats se manifestent.

Nous dressons ci-dessous le tableau 4.11 résumant les débits calculés analytiquement par les différents auteurs cités dans la partie bibliographique en vue de renforcer nos résultats.

Tableau 4.11 Résultats analytiques du débit

Auteurs	Argile	Sable
Goodman (1965)	$3 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3/\text{jour/m}$	$3 \cdot 10 \text{ m}^3/\text{jour/m}$
Lei (1999)	$3,39 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3/\text{jour/m}$	$3,39 \cdot 10 \text{ m}^3/\text{jour/m}$
Karlsurd (2001)	$3,22 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3/\text{jour/m}$	$3,22 \cdot 10 \text{ m}^3/\text{jour/m}$
El Tani (2003)	$2,93 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3/\text{jour/m}$	$2,93 \cdot 10 \text{ m}^3/\text{jour/m}$
Calcul Numérique (MC)	$1,5 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3/\text{jour/m}$	$17 \text{ m}^3/\text{jour/m}$
Calcul Numérique (HSM)	$1,7 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3/\text{jour/m}$	$16,5 \text{ m}^3/\text{jour/m}$

Noter que les formules analytiques utilisées sont identiques et que seulement les perméabilités qui vont être changés, c'est pour cette raison qu'on trouvera les mêmes résultats entre les sables et les argiles, la seule différence réside dans l'ampleur.

Apparemment le calcul analytique donne les valeurs semblables pour les différents auteurs pour chaque cas de figure à part ; néanmoins l'apport du débit maximum trouvé dans les sables est clairement supérieur à celui trouvé dans les argiles en raison, évidemment de la perméabilité.

De plus, pour le calcul numérique, nous avons noté que les débits trouvés dans les tunnels correspondaient à la moitié de ceux calculés analytiquement vu qu'un calcul analytique repose sur des hypothèses trop simplificatrices.

4.7 CONCLUSION

À travers ce chapitre, nous avons visé à s'approcher d'une modélisation tridimensionnelle par une série de calcul 2D moyennant trois procédures de calcul (méthode du volume perdu (MVL), méthode Convergence Confinement (MCC), et la méthode de pression frontale (P_f)); nous avons tenté d'évaluer la pertinence et la précision de ces procédures sur différents cas de creusement. Pour cela, nous avons étudié et analysé différents exemples de creusement dans différentes natures de sol, les modèles retenus concernaient : un sol purement frottant, un sol cohérent frottant et un autre hétérogène à tricouches en adoptant deux lois de comportement ; une avec écrouissage (HSM) et l'autre sans (MC). Deux techniques de creusement ont été adoptées : la technique au bouclier (TBM) et celle Autrichienne (NATM),

mais à vrai dire, la technique pressurisée a pris la plus grande part dans ces analyses à cause des incohérences qu'on a pu trouver concernant les résultats obtenus d'une part et d'autre part, à cause des difficultés pour l'interprétation qu'on a dû affronter.

Dans cette analyse, nous avons montré l'utilité des calculs empiriques comme première approximation au stade de l'avant-projet ; toutefois, il faut, tout de même, faire attention quant au choix concernant la valeur du volume perdu (V_L) qui devrait, à priori, être égale à 0,5% ; une valeur qui nous a permis d'arriver à un très bon accord avec les calculs 3D ; alors nous incitons une fois de plus à être vigilant concernant le choix de ce paramètre qui s'est avéré très influençant que ce soit pour une étude empirique ou même numérique. Nous avons, en parallèle, montré l'intérêt que porte une analyse 2D mais moyennant des méthodes de calcul appropriées afin de tenir compte de la tridimensionnalité du creusement, confrontées à des résultats 3D, il s'est avéré que les deux méthodes dites de contraction et de la pression frontale fournissaient des résultats proches du processus réel du creusement. Quant à l'approche par CC ; on a exhibé qu'elle pouvait prédire des tassements semblables à ceux en 3D à condition de réduire la distance non soutenue.

La présente étude a aussi décelé que quelque soit la configuration (2D ou 3D) utilisée, nous aboutissons qualitativement aux mêmes résultats en termes de courbes transversales qui s'apparentent parfaitement à la forme de Gauss sans exception pour les différentes natures de sol moyennant la TBM. En revanche pour la méthode Autrichienne, les résultats étaient différents, nous avons essayé d'expliquer mais ceci reste nos propres constatations.

Nous avons en parallèle montré l'influence de la nature du sol sur l'ampleur des tassements, la présence d'une éventuelle couche drainante et perméable pourrait influencer les résultats concernant les tassements.

Pareillement, on a abouti à la conclusion que dans le cas d'un sol hétérogène, le modèle 2D basé sur la méthode du volume perdu avec un $V_L=0,5\%$ donne une cuvette de tassement plus proche de celle du 3D. En revanche, pour le sol homogène, l'étude a décelé, en général, que les deux modèles 2D se basant sur la méthode du volume perdu (avec un $V_L=0,5\%$) et la MCC avec un taux de déconfinement de 60% procurait un parfait accord avec une analyse 3D que ce soit avec un modèle élastoplastique (MC) ou avec un modèle HS, excepté pour le sol purement frottant qui, vraisemblablement, avec un modèle HS a donné un tassement complètement différent de celui du 3D et de celui qu'on attendait en adoptant la méthode MCC et même la réduction du taux de confinement ne pourrait en aucun cas se rapprocher du résultat souhaité.

L'analyse a montré aussi, qu'en sol hétérogène les tassements s'éliminent à environ un diamètre en avant du front dans la direction longitudinale et à 2,5D dans la direction transversale en employant un calcul 3D. En revanche, dans une analyse 2D, ces tassements s'éliminent à 3,5D pour les deux méthodes de calcul (P_f et LVM) et à 2D dans un calcul utilisant la MCC, ce qui montre la surestimation de ce type de calcul.

Encore, les résultats mis en évidence montraient un tassement dans le sol purement frottant supérieur, en général, à celui dans le sol cohérent frottant d'une part et d'autre part, que le creusement dans les sols homogènes peut induire des tassements inférieurs à ceux dans les sols hétérogènes.

L'étude a mis en évidence, en parallèle, l'effet d'une loi de comportement plus sophistiquée, représentant plus fidèlement le comportement du sol sur la réponse de celui-ci que ce soit en section courante ou dans une configuration 3D. À savoir, ceci a donné naissance à plus de tassement et les limites du modèle ne suffisaient plus à dégager l'ampleur de ces tassements précisément dans le cas du sol purement frottant (sable).

Les résultats numériques ont, pareillement, montré que l'augmentation de la pression frontale agissait sur le sol homogène mais avait un effet inverse sur le modèle stratifié.

Des informations sur les mécanismes de rupture par effondrement du front de taille ont pu être obtenues au cours de cette analyse. En massif homogène cohérent frottant, une rupture allant en avant du front a été mise en évidence alors qu'en massif purement frottant, nous avons bel et bien remarqué que les modèles théoriques actuels permettaient une bonne prédiction des formes de rupture du front dans le cas du creusement au tunnelier pressurisé (cheminée d'écoulement prenant naissance en clé du tunnelier), le bon accord avec nos résultats numériques en atteste. Par contre, les modèles trouvés dans notre thèse montrant la rupture au front d'un massif homogène cohérent semble ne pas coïncider parfaitement avec les modèles théoriques existants pour lesquels la cinématique de rupture qu'ils génèrent est sous forme de cheminée d'écoulement prenant naissance en clé de tunnel et se propageant éventuellement jusqu'en surface ; notre résultat à nous se propageait en avant du front. D'autre part, en massif stratifié, le mécanisme de rupture s'est révélé très proche de celui observé en massif homogène purement frottant.

Le calcul hydromécanique a décelé des tassements supérieurs à ceux trouvés avec un simple calcul mécanique vu que l'eau augmentait considérablement ces déformations au sein du massif, mais nos résultats n'ont montré qu'une faible différence probablement causée par la faible perméabilité et les conditions de drainage choisies.

Conclusion Générale

Les résultats présentés dans ce document mettent en lumière l'intérêt des diverses méthodes dans l'étude géotechnique des tunnels dans le but de l'évaluation des mouvements causés par le creusement ; l'étude a comporté une analyse bibliographique et des analyses théoriques et numériques à l'aide des codes de calcul Plaxis 2D et Plaxis 3D tunnel.

La structuration en quatre chapitres de cette thèse est en accord avec cette démarche globale: Après une première partie bibliographique comportant trois chapitres représentant des synthèses sur les travaux réalisés sur trois sujets complémentaires : (1) Comportement mécanique des tunnels en configuration tridimensionnelle, (2) Stabilité du front de taille des tunnels creusés en terrain meuble et Évaluation de la pression au front, (3) Comportement hydraulique des sols meubles autour des tunnels ; une deuxième partie consacrée à l'analyse théorique et numérique des mouvements causés par le creusement de plusieurs cas de tunnels dans différentes natures de sol a été arborée, les modèles retenus concernaient : un sol purement frottant, un sol cohérent frottant et un autre hétérogène à tricolches (couche imperméable entre deux couches perméables de rigidité différente) en adoptant deux lois de comportement ; une avec écrouissage (HSM) et l'autre sans (MC). Deux techniques de creusement ont été adoptées : la technique au bouclier et celle Autrichienne, mais à vrai dire, la technique pressurisée a prit la plus grande part dans ces analyses à cause des incohérences qu'on a pu trouver concernant les résultats obtenus d'une part et d'autre part, à cause des difficultés pour l'interprétation qu'on a dû affronter. Deux approches numériques ont été développées pour étudier ce phénomène : des calculs tridimensionnels en tenant compte des déformations induites en avant du front de taille et des calculs bidimensionnels pour une analyse en section courante en vu d'une comparaison.

La recherche bibliographique a permis de cerner la phénoménologie du creusement liée aux réponses mécanique et hydraulique et à la stabilité au front et d'exposer les méthodes de calcul existantes pour l'étude et l'estimation de ces réponses. Certain nombre de ces méthodes ont toutefois des limites liées aux hypothèses géométriques qu'elles adoptent et ne permettent d'étudier qu'une partie des phénomènes impliqués. L'application de la méthode des éléments finis pour l'étude permet une analyse plus adaptée d'où le but de la large campagne de simulation effectuée dans ce document sur différents modèles et qui a mis en évidence :

L'intérêt que porte une analyse 2D moyennant des méthodes de calcul appropriées afin de tenir compte de la tridimensionnalité du creusement, la modélisation 2D appariée aux trois procédures a prouvé son efficacité : Confrontées sur les résultats 3D, il s'est avéré que les deux

méthodes dites de contraction et de la pression frontale fournissaient des résultats proches du processus réel du creusement. Quant à l'approche par CC ; on a exhibé qu'elle pouvait prédire des tassements semblables à ceux en 3D à condition de réduire la distance non soutenue.

En outre, l'utilité des calculs empiriques comme première approximation au stade de l'avant projet a été mise en évidence ; les deux cuvettes dites Gaussienne de Peck (1969) et celle Gaussienne Cumulative de Attewell & Woodman (1986) semblent être les principales méthodes empiriques utilisées dans l'ingénierie des tunnels pour quantifier les tassements. Il faut signaler le parfait accord des courbes avec le modèle des tassements cité dans la littérature, le tassement longitudinal évolue avec l'avancement du front de taille, il s'amorce à l'approche du front, augmente rapidement à son passage et se stabilise progressivement après son passage.

De même, nous avons mis en évidence l'influence considérable du volume perdu sur l'amplitude des tassements, plus il y a perte de volume, plus les tassements augmentent. D'où l'intérêt d'un choix judicieux concernant la valeur de ce paramètre qui devrait a fortiori être inférieure ou égale à 0,5% ; une valeur qui nous a permis d'aboutir à un très bon accord avec les calculs 3D.

Ce travail a par ailleurs dégagé l'influence de la nature du sol sur l'ampleur des tassements ; la présence d'une éventuelle couche drainante et perméable pourrait influencer les résultats concernant les tassements. Pareillement, on a abouti à la conclusion que dans le cas d'un sol hétérogène, le modèle 2D donnant une cuvette de tassement la plus proche de celle de 3D était celui basé sur la méthode du volume perdu avec un $V_L=0,5\%$ que ce soit en terme de profondeur ou de point d'inflexion. En revanche, pour le sol homogène, l'étude a décelé, en général, que les deux modèles 2D se basant sur la méthode du volume perdu (avec un $V_L=0,5\%$) et la MCC avec un taux de déconfinement de 60% procurait un parfait accord avec une analyse 3D que ce soit avec un modèle élastoplastique (MC) ou avec un modèle (HS), excepté pour le sol purement frottant qui, vraisemblablement, avec un modèle HS a donné un tassement complètement différent de celui du 3D et de celui qu'on attendait en adoptant la méthode CC et même la réduction du taux de confinement ne pourrait en aucun cas se rapprocher du résultat souhaité.

Les analyses ont aussi montré, qu'en sol hétérogène les tassements s'éliminent à environ un diamètre en avant du front dans la direction longitudinale et à 2,5D dans la direction transversale en employant un calcul 3D. En revanche, dans une analyse 2D, ces tassements s'éliminent à 3,5D pour les deux méthodes de calcul (P_f et LVM) et à 2D dans un calcul utilisant la MCC, ce qui montre la surestimation de ce type de calcul d'où l'utilité d'un bon choix du taux de déconfinement visant à subjuguer la distance de pose qui, son augmentation fait amplifier les tassements cause d'un éventuel retard dans le durcissement du béton injecté au niveau du

vide annulaire. Encore, les résultats mis en évidence montraient un tassement dans le sol purement frottant supérieur, en général, à celui dans le sol cohérent frottant.

Les analyses numériques ont, pareillement, montré que l'augmentation de la pression frontale agissait sur le sol homogène mais avait un effet inverse sur le modèle stratifié. Ces observations conduisent à un résultat fort pour la pratique : l'augmentation de la pression frontale a, certes tendance à limiter les tassements de surface à l'avant du bouclier, mais a également pour conséquence d'accélérer les tassements de surface à l'arrière. La pression frontale maximale à utiliser doit donc être le fruit d'un compromis entre la limitation des tassements de surface à l'avant du front (par une augmentation de la pression frontale) et leur limitation à l'arrière (nécessitant une diminution de la pression frontale).

L'intérêt de cette thèse, était en parallèle de mettre en évidence des informations sur les mécanismes de rupture par effondrement du front. En massif purement frottant, nous avons bel et bien remarqué que les modèles théoriques actuels permettaient une bonne prédiction des formes de rupture du front dans le cas du creusement au tunnelier pressurisé, le bon accord avec nos résultats numériques en atteste. Par contre, les modèles trouvés dans notre thèse montrant la rupture au front d'un massif homogène cohérent semble ne pas coïncider parfaitement avec les modèles théoriques existants pour lesquels la cinématique de rupture qu'ils génèrent est sous forme de cheminée d'écoulement prenant naissance en clé de tunnel et se propageant éventuellement jusqu'en surface ; notre résultat à nous se propageait en avant du front. Nous avons expliqué ce résultat par le fait que le modèle utilisé représenté un sol cohérent frottant et pas simplement cohérent et aussi que le tunnel modélisé dans cette nature de sol étudié est de faible diamètre ($D=5m$). D'autre part, en massif stratifié, le mécanisme de rupture s'est révélé très clair et même très proche de celui observé en massif homogène purement frottant, vu que les mécanismes de rupture par effondrement n'existent pratiquement pas dans les travaux antérieurs, nous ne pouvons affirmer l'authenticité de ce résultats mais, du moins nous pouvons l'expliquer en le calant sur les autres mécanismes de rupture : la présence de sols pulvérulents de part et d'autre la couche argileuse à donné cette forme de rupture. Enfin, Nous pouvons dire que nous avons bel et bien trouvé les bornes inférieure et supérieure de l'analyse limite (MAL) qui est bien lisible à travers les résultats dans les sols cohérents; elles sont respectivement de 50 kPa et 400kPa. Résultats qu'on n'a pas pu fournir pour les autres simulations malheureusement. Noter aussi, que les tassements longitudinaux dans cette nature de sol s'éliminent en avant du front à une distance inférieure en employant une pression de 400kpa qu'en employant les autres pressions. Ceci nous amène à constater l'effet de ce paramètre même loin de sa zone d'injection ou même d'influence (le front).

Les analyses numériques ont, pareillement, montré que l'augmentation de la pression frontale agissait sur le sol homogène mais avait un effet inverse sur le modèle stratifié.

Notre étude a aussi mis en évidence que si près du front de taille les effets tridimensionnels ne sont pas négligeables, par contre loin en arrière du front de taille on peut considérer que le champ de déformation est plan ; le tassement évolue avec l'avancement du front de taille, il s'amorce à l'approche du front, augmente rapidement à son passage et se stabilise progressivement comme l'ont illustré les figures dans le chapitre. D'un autre côté, pour le premier modèle, les trois mécanismes de ruptures ressemblaient fort beaucoup à ceux trouvés par Mollon et al. (2012).

Il faut cependant souligner que les résultats obtenus sont en bonne concordance avec les mesures (même si les amplitudes des déplacements sont sous estimées au voisinage des ouvrages), cause d'une éventuelle simplicité du modèle de comportement ou même de la géologie et l'état initial du massif, ou du à la méthode de creusement, la vitesse d'avancement, les caractéristiques du soutènement et le temps écoulé entre le creusement et l'installation du revêtement influencent considérablement l'état d'équilibre final.

Le calcul hydromécanique a décelé des tassements supérieurs à ceux trouvés avec un simple calcul mécanique vu que l'eau souterraine augmentait considérablement ces déformations au sein du massif, mais nos résultats n'ont montré qu'une faible différence probablement causée par la faible perméabilité et les conditions de drainage choisies.

Les perspectives à donner à ce travail sont multiples :

- En poursuite directe de ces travaux de thèse, l'essentiel des recherches doit à présent être fondé sur l'analyse de données de chantier et de modèles réduits.
- L'analyse 2D a permis un bon calage des résultats en termes de tassements transversaux, alors une éventuelle analyse plane axisymétrique ou longitudinale permettra un bon discernement de ce phénomène sans avoir recours à l'analyse 3D.
- Les résultats découverts dans le cadre de cette thèse doivent être étendus à l'analyse de l'interaction avec d'éventuelles constructions sudjacentes (superstructures, fondations profondes ou superficielles, réseaux enterrés...) ceci semble être une perspective intéressante.
- La modélisation sur modèle réduit pourra être source de compréhension des phénomènes et d'élaboration d'une base de données nécessaire à l'amélioration des modèles analytiques et numériques développés en terrain vierge.
- Les recherches pourront se fonder sur des modélisations en configuration 3D en considération de l'important rôle déstabilisateur de l'eau.

BIBLIOGRAPHIE

1. Abdel-Meguid M., Rowe R.K., Lo K.Y. (2002), 3D Effects of Surface Construction over Existing Subway Tunnels, *The International Journal of Geomechanics*, Vol. 2 Number 4, pp. 447-469
2. Abu-Krishna A. (2006). Analysis of TBM tunnelling using the Convergence-Confinement method. International Symposium on: Utilization of underground space in urban areas. 6-7 November 2006, Sharm El-Sheikh, Egypt.
3. Abu-Krishna A. (2007). Numerical modeling of face stability for TBM tunneling. *Underground Space – the 4th Dimension of Metropolises – Barták, Hrdina, Romancov & Zlámál (eds) 2007 Taylor & Francis Group, London, ISBN 978-0-415-40807-3.*
4. AFTES (1983). La méthode Convergence Confinement, recommandations, *Tunnels et ouvrages souterrains*, n°59. 32p.
5. AFTES (1995). Tassements liés au creusement des ouvrages en souterrain. *Revue Tunnels et Ouvrages Souterrains*, vol. 132, pp. 373-395.
6. AFTES (1999). Settlements related to the digging of the underground works. Text of the recommendations of the working group No 16, presented by Leblais, Y. with the collaboration of Andre, D. and Hat, C.
7. AFTES (2002). La méthode Convergence- Confinement. *Revue Tunnels et Ouvrages Souterrains*, vol. 170, pp. 79-89.
8. Anagnostou G. (2002). Urban tunneling in water bearing ground –Common problems and soil-mechanical analysis methods. *Proc. 2nd Int. Conference on Soil Structure Interaction in Urban Civil Engineering.*
9. Anagnostou G., Kovári K (1994). Stability Analysis for tunnelling with Slurry and EPB shield. *Mir 94, Gallerie in condizioni difficili. Torino, 29 Novembre-1 December, 1994.*
10. Anagnostou G., Kovári K (1994). The Face Stability of Slurry-shield-driven Tunnels, *Tunnelling and Underground Space Technology*, 9, No. 2, pp. 165-174.
11. Anagnostou G., Kovári K. (1996). Face Stability Conditions with Earth Pressure Balanced Shields. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 11, No. 2, 165-173.
12. Anagnostou G., Kovári K. (1997). Face stabilization in closed shield tunnelling. *Rapid Excavation and Tunnel Construction, Las Vegas.*
13. Anagnostou, G. (2008). The Effect of Tunnel Advance Rate on the Surface Settlements. *The 12th International Conference of International Association for Computer Methods and Advances in Aeromechanics (IACMAG). Goa, India*
14. Anagnostou, G., and Kovari, K. (1996b). Face stability in slurry and EPD shield tunnelling, *Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground*, edited par Mair et Taylor, 1996, Balkema, Rotterdam, pp. 453-458.
15. Arjoui, P., Jeong J. H., Kim C. Y., Park K. H. (2009). Effect of drainage conditions on porewater pressure distributions and lining stresses in drained tunnels. *Tunnelling and Underground Space Technology* 24 (2009) 376–389.
16. Armando M. S. N. A. (1997). Analyse de la stabilité des ouvrages souterrains par une méthode cinématique régularisée. Thèse de doctorat : Ecole Nationale des ponts et chaussées.
17. Atahan C. (1995). Modélisation numérique du creusement d'un tunnel à l'aide d'un bouclier à pression de boue. Thèse de doctorat : Ecole Nationale des ponts et chaussées.
18. Attewell, P. B. (1978). Ground movements caused by tunnelling in soil. Pages 812-948 of: *Large ground movements and structures.* Pentech Press, London.

19. Atwa M. (1996). Calcul des tassements de consolidation engendrés par le creusement de tunnels dans des argiles. Thèse de doctorat, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris, 475p.
20. Atwa M., Leca E., Rat M., Humbert P. (1994), Analyse des écoulements hydrauliques vers les tunnels en régime transitoire, Bull, de Liaison LPC, n° 189, pp. 21-34.
21. Atwa M., Magnan, J. P., Leca, E. (2001). Analyse de la consolidation des sols autour des tunnels creusés dans l'argile. Laboratoire centrale des ponts et chaussées. Paris.
22. Augarde C. E., Burd, H.J., Houlsby, G.T. (1995). A three-dimensional finite element model of tunnelling. Numerical Models in Geomechanics — NUMOG M Pande & Pietruszczak (eds Balkema, Rotterdam. ISBN 90 5410 568 2.
23. Augarde C.E, Liu G. (1994). Analysis of settlement damage to masonry structures. Proc. 3 rd European Conf. Numerical Methods in Geotechnical Engineering (ed. I.M. Smith), 203-208.
24. Augarde C.E. (1997). Numerical Modeling of tunnelling processes for assessment of damage to structures. D.Phil. Thesis, University of Oxford.
25. Barbosa R. E. (2009) Analytical solution for a deep tunnel excavated in a porous elasto-plastic material considering the effects of seepage forces. ROCKENG09: Proceedings of the 3rd CANUS Rock Mechanics Symposium, Toronto, May 2009 (Ed: M.Diederichs and G. Grasselli)
26. Berthoz N. (2012). Modélisation physique et théorique du creusement pressurisé des tunnels en terrains meubles homogènes et stratifiés. Thèse Doc. Ecole Nationale des Travaux Publics de l'Etat.
27. Berthoz N., Branque D., Wong H., Subrin D. (2010a). Evolution des champs de contraintes et déplacements autour d'un tunnelier à front pressurisé, Actes des Journées Nationales de Géotechnique et de Géologie de l'Ingénieur, Grenoble, France, pp. 779-786.
28. Bezuijen A. (2007). Bentonite and grout flow around a TBM. Proc. ITA 2007, Prague.
29. Bezuijen A., Talmon A.M. (2008). Processes around a TBM. GEOtechniek – april 2008.
30. Bitetti, B., Mandolini, A., Frits Van Tol, A., W. Broere (2005). On the effects of Line 6 tunnel excavation in Naples.
31. Bloodworth A. G. (2002). Three-dimensional analysis of tunnelling effects on structures to develop design methods: Thèse de doctorat : Université d'Oxford, Grande Bretagne.
32. Boubou, R. (2010). Prise en compte du mode de pressurisation du front et de la géologie dans l'étude de l'impact du creusement de tunnels. Thèse de doctorat : INSA de Lyon. France
33. Bouvard-Lecoanet A., Colonbet G., et Esteulle F. (1988). Ouvrage souterrains. Conception. Réalisation. Entretien. Paris : Presse de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, 271p.
34. Brinkgreve R.B.J., Vermeer P.A. (2001). Plaxis 3D Tunnel (Validation manual). Balkema, Lisse. COB Centre for Underground Construction (1996). Parameterset voor de predicties, COB Report K100-W-004. Gouda.
35. Brinkgreve, R.B.J., Broere, W. (2004). PLAXIS 3D Tunnel Version 2, PLAXIS bv, Netherlands.
36. Brinkgreve, R.B.J., Broere, W., Waterman, D. (2004). PLAXIS 2-D Professional Version 8.0 – User's Manual. PLAXIS b.v., The Netherlands.
37. Broere W. (1998). Face stability calculation for a slurry shield in heterogeneous soft soils, Proc. of the world tunnel congress 98 on tunnels and metropolises, Sao Paulo, Rotterdam : Balkema, 1, 215-218.
38. Broere W. (2001). Influence of Infiltration and Groundwater Flow on Tunnel Face Stability. O. Kusakabe, K. Fujita & Y. Miyazaki (eds.) Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground, Tokyo, Japan, 2000, pp. 339-344.
39. Broere W. (2001). Tunnel face stability and new CPT applications. Ph.D. Thesis, Delft university of Technology, Delft. University Press, The Netherlands.
40. Broere W. (2003). Influence of excess pore pressures on the stability of the tunnel face. J. Saveur (ed.) (Re) Claiming the Underground Space, ITA, Amsterdam, 2003, pp. 759-765.

41. Broere, W, Brinkgreve R.B.J. (2002). Phased simulation of a tunnel boring process in soft soil. Numerical Methods in Geotechnical Engineering, Mestat (ed.) 2002, Presses de l'ENPC/ LCPC, Paris, pp. 529-536.
42. Butscher, C. (2012). Steady-state groundwater inflow into a circular tunnel Tunnelling and Underground Space Technology 32 (2012) 158–167.
43. Carranza-Torres C. (2013). Stability of Shallow Tunnels in Soils Using Analytical and Numerical Methods. Brezilian tunnelling comitee. Auditorio da Cia Metropolitana do Estado de Sao Paulo-METRO.
44. Carranza-Torres C., Zhao J. (2007). Analytical and numerical study of the effect of water pressure on the mechanical response of cylindrical lined tunnels in elastic and elasto-plastic porous media. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences 46, 531–547.
45. CENTRE DES ETUDES DES TUNNELS (C.E.TU) (2005, 2006, 2012). Mécanique des Roches et Travaux Souterrains Cours et exercices corrigés. Par : Martin, F., Centre d'Études des Tunnels. Saïtta, A. Laboratoire Régional des Ponts-et-Chaussées d'Aix-en-Provence. France.
46. Chambon P. (1990). Etudes sur modèles réduits centrifugés; application aux tunnels à faible profondeur en terrain meuble pulvérulent. Thèse de doctorat de l'Université de Nantes.
47. Chambon P., Corté J.F. (1989). Stabilité du front de taille d'un tunnel faiblement enterré: modélisation en centrifugeuse. Proc. Int. Conf. Tunnelling and Microtunnelling in Soft Ground: From field to theory, Paris, pp. 307-315.
48. Chambon P., Corte J.F. (1990). Stabilité du front de taille d'un tunnel dans un milieu frottant : approche cinématique en calcul à la rupture, Revue Française de Géotechnique, vol. 51, pp. 51-59.
49. Chambon P., Corte J.F. (1994). Shallow tunnels in cohesionless soil: stability of tunnel face. Journal of Geotechnical Engineering – ASCE 120 (7), 1148–1165. De Borst, R., Vermeer, P.A., 1984. Possibilities and limitations of finite elements for limit analysis. Geotechnique 34 (2), 199–210.
50. Chen W.F. (1975). "Limit analysis and soil plasticity". Elsevier, Amsterdam, 630 pp.
51. Chisyaki T (1984). A study of confined flow of ground water through atunnel. Ground Water 22(2):162–167.
52. Davis, E.H., Gunn, M.J., Mair, R.J. and Seneviratne, H.N. (1980). "The stability of shallow tunnels and underground openings in cohesive material". Géotechnique, Vol. 30, N° 4, pp. 397-416.
53. Demagh, R., Emeriault F. et Kastner R. (2008). Modélisation 3D du creusement de tunnel par tunnelier à front pressurisé dans les sols surconsolidés. Journées Nationales de Géotechnique et de Géologie de l'Ingénieur (JNGG'08) Nantes, 18-20 juin 2008, 305-312.
54. Dias D. (1999). Renforcement du front de taille des tunnels par boulonnage. Etude numérique et application à un cas réel en site urbain. Thèse de Doctorat. Lyon : INSA de Lyon, 320 p.
55. Dias D., Janin, J.P., Soubra, A.H., et Kastner, R. (2008), "Three-dimensional face stability analysis of circular tunnels by numerical simulations", The Challenge of Sustainability in the Geoenvironment 'GeoCongress 2008', New Orleans, USA.
56. Dias, D., Kastner, R. (2005). Modélisation numérique de l'apport du renforcement par boulonnage du front de taille des tunnels. Canadian Geotechnical Journal, 2005, vol. 42, pp.1656– 1674.
57. Di Yuan, Li A. B., Xibing Li, A., Charlie, C. Li B, Bingren Huang A, Fengqiang Gong Wei Zhang a(2012). Case studies of groundwater flow into tunnels and an innovative water-gathering system for water drainage.
58. Dolzhenko, N. (2002). Etudes expérimentale et numériques de modelé renduit bidimensionnel du creusement d'un tunnel. Développement d'une loi de comportement spécifique. In : Thèse de doctorat : INSA de Lyon. France.
59. Dormieux L. et Leca E., (1993), Stabilité du front de taille d'un tunnel dans un milieu sans résistance à la traction, Symposium International Sols indurés et Roches tendres, Athènes, Vol. 2, pp. 1409-1415.

60. Doyuran, V. Assessment of groundwater inflow into a metro tunnel (Ankara) Department of Geological Engineering, Middle East Technical University, 06531Ankara.
61. El Houari N., Allal M. A. (2013). Numerical study of the settlement caused by the tunneling in the presence of the flow Arabian Tunnelling Conference & Exhibition 10-11 December 2013. Dubai United Arab Emirates.
62. 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. 2014, Bund. Z
63. El Houari N., Allal M. A., Abou-Bekr N. (2011). Numerical Simulation of the Mechanical Response of the Tunnels in the Saturated Soils by Plaxis. *Jordan Journal of Civil Engineering*, vol 5, N°01, pp 09-31.
64. El Houari N., Allal M. A., Abou-Bekr N. (2012). *Modélisation Numérique de la Réponse Mécanique Autour des Tunnels* by Nesrine El Houari . Paperback, 188 Pages, Published 2012. ISBN-13: 978-3-8381-8498-2, ISBN: 3-8381-8498-X. http://www.isbns.net/author/Nesrine_El_Houari.
65. El Houari N., Allal M.A., Abou-Bekr N (2008). Ground movement using Plaxis 2D. 20th Canadian Tunneling Conference, Ontario, Canada, 27-28 October 2008.
66. El Houari N., Allal M.A., Abou-Bekr N. Simulation numérique de la réponse mécanique des sols meubles due au creusement des tunnels peu profonds. Colloque International Terre et Eau, Annaba, Algeria 17-19 Novembre 2008.
67. 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.
68. El Tani M. (2003). Circular tunnel in a semi-infinite aquifer. *Tunnelling Underground Space Technology*. 18 (1), 49–55.
69. El Tani, (2010). Helmholtz evolution of a semi-infinite aquifer drained by a circular tunnel. *Tunn.Undergr. Space Technol*. 25, 54–62.
70. Emeriault F., Yan J., Kastner R. (2008) Validation d'une procédure de modélisation numérique des mouvements induits par un tunnelier de très grand diamètre dans les argiles molles. In : *XXVIe Rencontres Universitaires de Génie Civil*, Nancy, pp. 1-8.
71. Ezzeldine O. Y. (1999). Estimation of the Surface Displacement Field due to Construction of Cairo Metro Line El Khalafawy- St. Therese. *Tunnelling and Underground Space Technology*, Vol. 14, No. 3, pp. 267-279. www.Elsevier.Com/locate/tust.
72. Fahimifar M. R. Zareifard. A theoretical solution for analysis of tunnels below groundwater considering the hydraulic–mechanical coupling. *Tunnelling and Underground Space Technology* 24 634–646 12.
73. Farhadian H. Aalianvari A., H. KATIBEH Mining (2012). Optimization of Analytical Equations of Groundwater Seepage into Tunnels: A Case Study of Amirkabir Tunnel, Metallurgy and Petroleum Dept., Amirkabir University, Tehran, Iran.
74. Fernández G., Alvarez T. A. (1994). Seepage-induced effective stresses and water pressures around pressure tunnels. *J. Geotech. Eng.* 120 (1), 108–128.
75. Font-Capo J. (2012). Interaction between groundwater and TBM (Tunnel Boring Machine) excavated tunnels PhD Thesis. Institute of Environmental Assessment and Water Research (IDAEA), Spanish Research Council (CSIC).
76. Font-Capo J., Vázquez-Suñé E., Carrera J., Martí D., Carbonell R., Pérez-Estaun A. (2011). Groundwater inflow prediction in urban tunneling with a tunnel boring machine (TBM). *Engineering Geology*. 121 (1–2), 46–54.
77. Franzius J. N. (2003). Behaviour of buildings due to tunnel induced subsidence. Thesis (PhD). London: Imperial College, University of London.
78. Galli G., Leonardi A. (2004). Three-dimensional modelling of tunnel excavation and lining: *Computers and Geotechnics* 31. 171–183. www.elsevier.com/locate/compgeo.

79. Gattinoni P., Scesi L., Terrana S. (2008). Hydrogeological risk analysis for tunnelling in anisotropic rock masses World Tunnel Congress - Underground Facilities for Better Environment and Safety – India .
80. Gesta P. (2007). Travaux souterrains: Technique de l'ingénieur. T.O.S, Paris. France. C5 565 et C5 570
81. Greenwood J.D. (2003). Three-dimensional analysis of surface settlement in soft ground tunneling, Master of Engineering in Civil and Environmental Engineering, University of Minnesota, USA, 90p.
82. Huang F., Yang X.L. (2011). Upper bound limit analysis of collapse shape for circular tunnel subjected to pore pressure based on the Hoek–Brown failure criterion. *Tunnelling and Underground Space Technology* 26 (2011) 614–618.
83. Hwang, J.H., Lu, C.C., 2007. A semi-analytical method for analyzing the tunnel waterinflow. *Tunnelling and Underground Space Technology* 22, 39–46.
84. Janin, J. P. (2012). Tunnels en milieu urbain : Prévisions des tassements avec prise en compte des effets des pré-soutènements (renforcement du front de taille et voûte-parapluie). Thèse Doc. Lyon: Laboratoire de Génie Civil et d'Ingénierie Environnementale de l'INSA de Lyon. 267p.
85. Javad M., Shahriar K., Moarefvand P. (2011). Tunnel Face Stability Analysis in Soft Ground in Urban Tunneling by EPB Shield. (Case Study: 7 th Line in Tehran Metro). *Australian Journal of Basic and Applied Sciences*, 5(11): 589-601, 2011 ISSN 1991-8178.
86. Kaçar O. (2007). 3d finite element modelling of surface excavation and loading over existing tunnels. Thesis (PhD). Middle east technical university. Graduate school of natural and applied sciences.
87. Karakus, M (2007). Appraising the methods accounting for 3D tunnel effects in 2D planes strain Fe analysis. *Tunneling and Underground Space Technology*, 22: 47-56. www. Elsevier.Com/locate/tust.
88. Karki R. (2006). Effects of Deep Excavations on Circular Tunnels in Fine-grained Soils. A thesis submitted to the College of Graduate Studies and Research in partial fulfilment of the requirements for the Degree of Master of Science in the Department of Civil and Geological Engineering University of Saskatchewan, Saskatoon, SK, Canada.
89. Karlsrud K. (2001). Control of water leakage when tunneling under urban areas in the Oslo Region. *Norwegian Tunneling Society Publication* 12, 27-33.
90. Kasper T., Meschke G. (2004). A 3D finite element simulation model for TBM tunneling in soft ground. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, vol. 28, pp. 1441-1460.
91. Kasper T., Meschke G. (2006a). On the influence of face pressure, grouting pressure and TBM design in soft ground tunnelling. *Tunnelling and Underground Space Technology*, vol. 21, pp.160-171.
92. Kasper T., Meschke G. (2006b). A numerical study of the effect of soil and grout material properties and cover depth in shield tunnelling. *Computers and Geotechnics*, vol.33, pp.234-247.
93. Katzenbach R., Breth H. (1981).Nonlinear 3-D Analysis for NATM in Frankfurt Clay .Proceedings Loth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Stockholm, Sweden, Session 2, Vol. I, pp. 315-318. Technical University of Darmstadt, Federal Republic of Germany.
94. Kolymbas D., Wagner P. (2007). Groundwater ingress to tunnels – the exact analytical solution. *Tunn. Undergr. Space Technol.* 22 (1), 23–27.
95. Kyung-Ho Park A., Adisorn Owatsiriwong A., Joo-Gong Lee B. A. (2012). Analytical solution for steady-state groundwater inflow into a drained circular tunnel in a semi-infinite aquifer: A revisit. School of Engineering and Technology, Asian Institute of Technology, P.O. Box 4, Klong Luang, Pathumthani 0, Thailand.
96. Lake, L. M., Rankin, W. J. and Hawley, J. (1992).Prediction and effects of ground movements caused by tunnelling in soft ground beneath urban areas.CIRIA Funders Report / CP / 5.
97. Leca E. (2000). Etude du comportement des tunnels creusés en terrains meubles : Laboratoire centrale des ponts et chaussées. Etude et recherche des LCPC, série Géotechnique. GT 66-96 pages. Paris. France.

98. Leca E. (2007). Settlements induced by tunneling in Soft Ground. *Tunnelling and Underground Space Technology* 22 (2007) 119–149.
99. Leca E., Dormieux L. (1990). Upper and lower bound solutions for the face stability of shallow circular tunnels in frictional material. *Géotechnique*, Vol. 40, N° 4, pp. 581-606.
100. Leca E., Dormieux L. (1992). Contribution à l'étude de la stabilité du front de table d'un tunnel en milieu cohérent. *Revue Française de Géotechnique* no. 61, pp 5–16.
101. Leca E., Panet M. (1988). Application du calcul à la rupture à la stabilité du front de taille d'un tunnel. *Revue Française de Géotechnique*, N° 43, pp. 5-19.
102. Lee C.J., Wu B.R., Chen H.T., Chiang K.H. (2006). Tunnel stability and arching effects during tunneling in soft clayey soil, *Tunneling and Underground Space Technology*, vol. 21, n°2, pp. 119-131.
103. Lee I.-M. (2007). Groundwater considerations in tunnelling. Steady-state groundwater inflow into a circular tunnel.
104. Lee I.-M., Nam S.W. (2004). Effect of tunnel advance rate on seepage forces acting on the underwater tunnel face. *Tunnelling and Underground Space Technology* 19 (2004) 273–281.
105. Lee I.-M., Nam S.W. (2006). Seepage Force Considerations in Tunnelling International Symposium on Underground Excavation and Tunnelling. 2-4 February 2006, Bangkok, Thailand.
106. Lee S. W., Jung J. W., Nam S.W., Lee I.M. (2006). The influence of seepage forces on ground reaction curve of circular opening. *Tunnelling and Underground Space Technology* 22.28-38. www.elsevier.com/locate/tust.
107. Lee Y., Yoo C. (2006). Behavior of a bored tunnel adjacent to a line of load piles. *Tunneling and underground Space Technology*, vol 21, n°3, pp. 370-377.
108. Lee Y.L. (1994). Prise en compte des non-linéarités de comportement des sols et des roches dans la modélisation du creusement d'un tunnel. Thèse de doctorat, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris, 310p.
109. Lei, S. (1999). An analytical solution for steady flow into a tunnel. *Ground Water* 37,23–26.
110. Li D., Li X., Li C. C., Huang B., Gong F., Zhang W (2009). Case studies of groundwater flow into tunnels and an innovative water-gathering system for water drainage. *Tunnelling and Underground Space Technology* 24. 260–268.
111. Liu G. (1997). Numerical modelling of damage to masonry buildings to tunnelling. Thèse de doctorat : Université d'Oxford. Grande Bretagne.
112. Lunardi, P. (1997). Conception et exécution des tunnels d'après l'analyse des déformations contrôlées dans les roches et dans les sols, présoutènement et préconfinement, *Revue Française de Géotechnique*, n°80, pp. 17-34.
113. Lunardi, P., (1993). La stabilité du front de taille dans les ouvrages souterrains en terrain meuble : études et expériences sur le renforcement du noyau d'avancement". *Proceedings International Symposium Renforcement des sols : expérimentations en vraie grandeur des années 80*, Paris, pp. 93-131.
114. Mansour, M. A. M. (1996). Three- dimensional numerical modelling of hydroshield tunnelling. Ph. D. Thesis, University of Innsbruck.
115. Maranha J. R., Maranha das Neves E. (2000). 3D Analysis of ground displacements due to the construction of lisbon underground.
116. Maréchal J. C., Perrochet p. (2003), Nouvelle solution analytique pour l'étude de l'interaction hydraulique entre les tunnels alpins et les eaux souterraines. *Manuscrit auteur, publié dans Bulletin de la Société Géologique de France* 174, 5 (2003) 441-448.
117. Marshall A., Farrell R., Klar A., Mair R. (2012). Tunnels in Sands: the effect of size, depth and volume loss on greenfield displacements. *Géotechnique* 62, N° 5,385-399.
118. Mašín, D. and Herle, I. (2003). Numerical analysis of tunnels in London clay using different constitutive models. Research grant sspi-ct-501837-Noah's ark under the EC. 6 th FP and gacr 205/03/1467.

119. Mazek SA., El Ghamrawy M.K. (2013). Assessment of empirical method used to study tunnel system performance. Proceeding of the 18th International Conference of soil mechanics and geotechnical engineering, Paris 2013.
120. Melis M., Medina L., Rodriguez J.M. (2002). Prediction and analysis of subsidence induced by shield tunnelling in the Madrid metro extension. *Canadian Geotechnical Journal* 39, 1273–1287.
121. Migliazza M., Chiorboli M., Giani G.P. (2009), “Comparison of analytical method, 3D finite element model with experimental subsidence measurements resulting from the extension of the Milan underground”, *Computers and Geotechnics*, Vol. 36, 113-124.
122. Ming H., Meng-Shu W., Zhong-Sheng, Tan, Xiu-Ying W. (2010). Analytical solutions for steady seepage into an underwater circular tunnel. *Tunnelling and Underground Space Technology* 25 (2010) 391–396.
123. Molinero J, Samper J, Juanes R (2002) Numerical modeling of the transient hydrogeological response produced by tunnel construction in fractured bedrocks. *Eng Geol* 64(4):369–386.
124. Moller S.C. (2006). Tunnel induced settlements and structural forces in linings. Ph thesis, Institute of Geotechnical Engineering, University of Stuttgart (Germany), 174p.
125. Moller S.C., Vermeer P.A. (2005). Prediction of settlements and structural forces in linings due to tunnelling. In: Fifth International Symposium on Geotechnical Aspects of Under-ground Construction in Soft Ground, Amsterdam, Preprint Volume, Session 4, pp. 141–149.
126. Moller S.C., Vermeer P.A. (2005). Simulation of the NATM using 2D and 3D numerical analyses. *FELSBAU*, 2006, vol. 24, n° 2, pp. 52–58.
127. Moller S.C., Vermeer P.A. (2008). On numerical simulation of tunnel installation. *Tunneling and Underground Space Technology*, vol. 23, pp. 461-475.
128. Mollon G. (2010). Etude déterministe et probabiliste du comportement des tunnels. Thèse de doctorat. L'institut national des sciences appliquées de Lyon. France. 387p.
129. Mollon G., Dias D., Soubra A.H. (2010). Face stability analysis of circular tunnels driven by a pressurized shield. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* 136 (1), 215–229.
130. Mollon G., Dias D., Soubra A.H. (2010). Rotational failure mechanisms for the face stability analysis of tunnels driven by a pressurized shield. *International journal for numerical and analytical methods in geomechanics*. ASCE. Vol. 36, n°1, pp. 215-229.
131. Monition L., (1980). Effets de l'urbanisation sur les eaux souterraines.
132. Mroueh H., Shahrour I. (2002). A full 3D finite tunneling-adjacent element analysis of structures interaction. Laboratory of Mechanics of Lille (uracnrs 1441). *Computers and Geotechnics*, 30, 245.
133. Mroueh H., Shahrour I. (2007). A simplified 3D model for tunnel construction using tunnel boring machines. *Tunneling and Underground Space Technology*, 23: 38-45. www.Elsevier.Com/locate/tust.
134. Mroueh, H. (1998). Tunnels en site urbain : Modélisation numérique et interaction creusement - ouvrages existants. Thèse de doctorat. : Génie Civil. Ecole Centrale de Lille. France. 132p.
135. Ng C.W.W., Lee K.M., Tang D.K.W. (2004). Three-dimensional numerical investigations of new Austrian tunnelling method (NATM) twin tunnel interactions. Published on the NRC Research Press Web site at <http://cgi.nrc.ca>.
136. Nguyen P. G. (2003). Modélisation numériques des soutènements d'excavation. Thèse de doctorat. École nationale des ponts et chaussées.
137. Oreste P.P. (2009). Face stabilization of shallow tunnels using fiberglass dowels. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers, Geotechnical Engineering* 162, Issue GE1, pp.
138. Park J. K., Tanner Blackburn J., Ahn J. H. (2007). Upper bound solutions for tunnel face stability considering seepage and strength increase with depth Zachry. Department of Civil Engineering, Texas A & M University, College Station, TX, USA 1997.
139. Park K. H. (2004). Analytical solution for tunneling- induced ground movement in clays. *Tunneling and Undergrounds Space Technology*, 20: 249-261. www.Elsevier.Com/locate/tust.

140. Park K.H., Owatsiriwong A., Lee J.G. (2008). Analytical solution for steady-state groundwater inflow into a drained circular tunnel in a semi-infinite aquifer: a revisit. *Tunnelling. Underground. Sp. Technol.* 23 (2), 206–209.
141. Park K.-H., Owatsiriwong, A., Lee, J.-G. (2008). Analytical solution for steady-state groundwater inflow into a drained circular tunnel in a semi-infinite aquifer: A revisit. *Tunnelling Underground Space Technology.* 23 (2), 206–209.
142. Perrochet P, Dematteis A. (2007). Modeling transient discharge into a tunnel drilled in a heterogeneous formation. *Ground Water* 45(6):786–790.
143. Perrochet P. (2005a). Confined flow into a tunnel during progressive drilling: An analytical solution. *Ground Water* 43 (6), 943–946.
144. Perrochet P., (2005b). A simple solution to tunnel or well discharge under constant drawdown. *Hydrogeol. J.* 13, 886–888.
145. Perrochet P., Dematteis, A. (2007). Modeling transient discharge into a tunnel drilled in a heterogeneous formation. *Ground Water* 45 (6), 786–790.
146. PLAXIS V.8.2 (2003). Finite element codes for soil and rock'n'roll analyses, 2 nd version, 8.2. Material Models Manual. Reference Models Manual. Manual Scientific Models. Manual Tutorial models.
147. Preisig G., Dematteis A., Torri R., Monin N., Milnes E., Perrochet P. Modelling Discharge Rates and Ground Settlement Induced by Tunnel Excavation. *Rock Mech Rock Eng DOI* 10.1007/s00603-012-0357-4
148. Ran X., Leung c.f., Cho y.k. (2003). Pile responses due to tunneling in clay. the sixteenth kccnn symposium on civil engineering. December 8-10, 2003, korea .
149. Repetto L., Tuninetti A., Guglielmetti V., Russo G. (2006). Shield tunnelling in sensitive areas: a new design procedure for optimisation of the construction-phase management.
150. Rowe R. K., Lo K.Y., Kack G.J.A (1983). Method of estimating surface settlement above tunnels constructed in soft ground. *Canadian Geotechnical Journal*, vol. 20, n° 1, pp. 11-22.
151. Russo G. (2003). Evaluating the required face-support pressure in epbs advance Mode. GEODATA SpA. Torino (Italy).
152. Sagaseta C., Gonzales C. (2001). Patterns of soil deformations around tunnels. Application to the extension of Madrid Metro. *Computers and Geotechnics* 28.445–468.
153. Seidenfub T (2006). Collapses in tunnelling. Master thesis. Master Degree Foundation Engineering and Tunnelling Stuttgart, Germany.
154. Serratrice J.F., Magnan J.P. (2002). Analyse et prévision des tassements de surface pendant le creusement du tunnel nord de la traverse souterraine de Toulon. *Bulletin des laboratoires des Ponts et Chaussées*, n° 237, pp. 5-36.
155. Skiker A. (1995). Stabilité du front de taille d'un tunnel creusé par la méthode de prédécoupage mécanique, Thèse : Génie Civil : Ecole Centrale de Nantes, 189 p.
156. Subrin D. (2002). Etudes théoriques sur la stabilité et le comportement des tunnels renforcés par boulonnage, thèse de doctorat de l'Institut National des Sciences Appliquées de Lyon, France.
157. Sun S. S., Pei H., Zhang S. (2006). Analysis of face stability and ground settlement in EPB shield tunnelling for the Nanjing metro. IAEG 2006 .Paper number 274. The Geological Society of London.
158. Swoboda G., Marence M., Mader I. (1994). Finite element modelling of tunnel excavation. *International Journal of Engineering Modelling*, vol. 6, pp. 51-63.
159. Swoboda G, Abu-Krishna A (1999). Three-dimensional numerical modelling for TBM tunnelling in consolidated clay. *Tunnelling and Underground Space Technology*; 14(3):327–333.
160. Takano D., Otani J., Nagatani H., Mukunoki T. (2006). Application of X-ray CT boundary value problems in geotechnical engineering – Research on tunnel face failure. *Geocongress 2006, GSP N°* , 1-6.

161. Trompille, V. (2003). Etude expérimentale et théorique du comportement d'un tunnel renforcé par boulonnage frontal. Thèse Doc. Lyon : Institut National des Sciences Appliquées de Lyon, 219 p.
162. Valizadeh Kivi, Sadaghiani M.H., Ahmadi M.M. (2012). Numerical modeling of ground settlement control of large span underground. *Tunnelling and Underground Space Technology* 28 (2012) 1–9.
163. Vanoudheusden E. (2006), Impact de la construction de tunnels urbains sur les mouvements de sol et le bâti existant. Incidence du mode de pressurisation du front, Thèse de doctorat, INSA de Lyon. XXVèmes Rencontres Universitaires de Génie Civil 2007 - PRIX RENE HOUPERT.
164. Vanoudheusden E., Emeriault F., Kastner R., Robert J. (2007). Corrélations entre paramètres de creusement de tunneliers à front pressurisé et tassements de surface – Application au cas de la ligne B du métro de Toulouse » *Proceedings of the XIV ECSMGE, Madrid*.
165. Vedat D. (2005). Assessment of groundwater inflow into a metro tunnel (Ankara). *Géoline 2005 – Lyon, France – 23rd - 25th, May/Mai 2005*.
166. Verdier A. (1991). TUNNELS ET OUVRAGES SOUTERRAINS, N° 112. Juillet/Aout 1992. 237-239.
167. Vermeer P.A. (2001). On a smart use of 3D-FEM in tunnelling. *Plaxis Bulletin* (11), 2-7.
168. Vermeer P.A., Moller S. C., Ruse N. (2005). On the Application of Numerical Analysis in Tunnelling. Institute of Geotechnical Engineering, Pfaffenwaldring 35, 70569 Stuttgart, Germany.
169. Vermeer P.A., Moller S.C. (2008). On numerical simulation of tunnel installation. *Tunnelling and Underground Space Technology* 23 (2008) 461–475.
170. Vermeer P.A., Ruse N. (2000). Face stability when tunneling in soil and homogeneous rock. *Proc. Developments in Theoretical Soil Mechanics – The John Booker Memorial Symposium*. Sydney, 123-138.
171. Vermeer P.A., Ruse N., Marcher T. (2002). Tunnel heading stability in drained ground. *Felbau, Jg., 20(6)*, pp. 8-18.
172. Vermeer P.A., Ruse N., Marcher T. (2002). Tunnel heading stability in drained ground. *Felsbau: 8 – 18*.
173. Verruijt A., Booker J.R. (200) Complex Variable Analysis of Mindlin's Tunnel Problem. *Proc. Developments in Theoretical Soil Mechanics – The John Booker Memorial Symposium*. Sydney, 3-22.
174. Viggiani G., Soccodato F.M. (2004). Predicting tunneling-induced displacements and associated damage to structures. *Rivista italiana di geotechnical*, vol. 4, pp. 11-25.
175. Wang H., Lu J. H., C. C. (2007). A semi-analytical method for analyzing the tunnel water inflow. *Tunnelling and Underground Space Technology* 39–46.
176. Wong K.S., Ng C.W.W., Chen Y.M., Bian X.C. (2012). Centrifuge and numerical investigation of passive failure of tunnel face in sand. *Tunnelling and Underground Space Technology* 28. 297–303
177. Wu J. S. (2010). Numerical simulation of viscoelastoplastic land subsidence due to groundwater overdrafting in Shanghai, China. *Journal of Hydrologic Engineering* , 15 (3), 223–236.
178. 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.
179. Yang S.-Y., Yeh H.D., (2007). A closed-form solution for a confined flow into a tunnel during progressive drilling in a multi-layer groundwater flow system. *Geophys. Res. Lett.* 34, L07405.
180. Yoo C. Kim S.B., Kim J.W., You K.H. (2008). Effect of drainage conditions on porewater pressure distributions and lining stresses in drained tunnels Ponlawich .
181. Yoo C., Lee Y. J., Kim S.H., Kim H. T. (2012). Tunnelling-induced ground settlements in a groundwater drawdown environment – A case history. *Tunnelling and Underground Space Technology* 29 69–77.

A.1 Creusement au Tunnelier Pressurisé (TBM)

Apparus à la fin du XIX^{ème} siècle, les tunneliers ou TBM (Tunnel Boring Machines) regroupent sous le même terme l'ensemble des machines permettant une excavation mécanique à pleine section. La puissance, l'avancement journalier, l'aisance et la précision du pilotage, ainsi que l'adaptation à tous les types de terrains rencontrés sont autant d'atouts qui font l'objet d'améliorations continues depuis les premiers modèles archaïques. Chaque machine est un prototype, conçu pour un ouvrage précis, mais qui peut être réutilisé sur un autre chantier pour peu que la géométrie et la géologie conviennent. Le tunnelier du métro de Lille a par exemple été réutilisé à Rennes. Son coût de fabrication et de fonctionnement élevé le rend compétitif pour les gros projets ou les longues galeries dans des horizons géologiques assez homogènes.

Ce mode de creusement est utilisé pour les terrains à faible résistance, quand le front de taille ne peut pas assurer l'équilibre des pressions hydrostatiques ou de la pression des terres sans soutènement. Dans ce mode, le terrain est excavé en pleine section par des techniques mécanisées qui réalisent l'excavation des terrains et assurent également le soutènement latéral et frontal. Ces étapes peuvent être réalisées par les différents types de tunnelier. (Boubou, 2010).

A.1.1 Le tunnelier

C'est est une machine conçue pour l'excavation des tunnels dans les sols à résistance moyenne. Elle réunit tout ce qu'il faut pour construire automatiquement un tunnel dans des conditions optimales. En général, il creuse une section transversale circulaire (excavation en pleine section) en assurant : le soutènement du sol, la mise en place du revêtement définitif du tunnel et l'évacuation des déblais de l'excavation. C'est un engin permettant de percer des tunnels. Chaque tunnelier est adapté en fonction de la nature du sol et de la géométrie de l'ouvrage à réaliser (diamètre, courbure, pentes). Le tunnelier assure plusieurs fonctions (Cf. figure A.1) :

(1) Abattage du terrain. (2) Évacuation des déblais (marinage). (3) Mise en place du soutènement. Lors des travaux de creusement d'un tunnel, il faut assurer à la fois la stabilité du terrain au creusement, diminuer le tassement en surface en maintenant si besoin le chantier hors d'eau, il y a donc intérêt à perturber au minimum le champ de contraintes initiales dans le sol et éviter le déconfinement latéral et vertical. Pour cela le système du tunnelier est complété par l'application d'une pression au front de taille et par l'injection d'un coulis de

bouillage à l'arrière de la jupe destiné à remplir l'espace annulaire laissé entre le terrain excavé et le revêtement. Dans les massifs de faible résistance, l'avancement du tunnelier est assuré par des vérins longitudinaux qui s'appuient sur le soutènement déjà installé en général constitué de voussoirs en béton préfabriqués.

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.

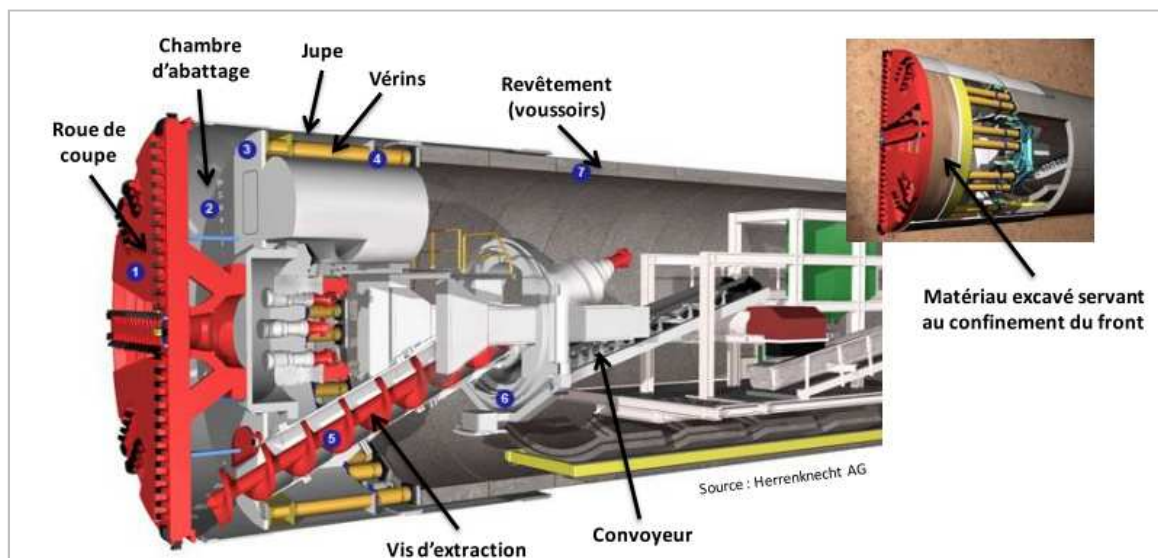


Figure A.1 Schéma de principe d'un tunnelier à pression de terre (Berthoz, 2010)

Ces machines sont destinées au creusement et à la construction de tunnels dont les parois nécessitent un soutènement ou même un revêtement définitif immédiat ; mais dont le front d'attaque est stable pendant une durée suffisante pour ne nécessiter aucun 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 microtunneliers.

Le choix du type de creusement pour chaque projet dépend de plusieurs critères qui sont établis à partir des données géotechniques du site (la valeur de la cohésion du sol et celle de la pression de l'eau) et à partir de données géométriques telles que la hauteur de recouvrement et le diamètre du tunnel.

Les machines de construction de tunnels (TBM) se distinguent de celles de creusement par le fait qu'elles comportent obligatoirement un bouclier¹ ;

A.1.2 Description du 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) (Cf. figure A.2), la stabilité du front de taille est 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).

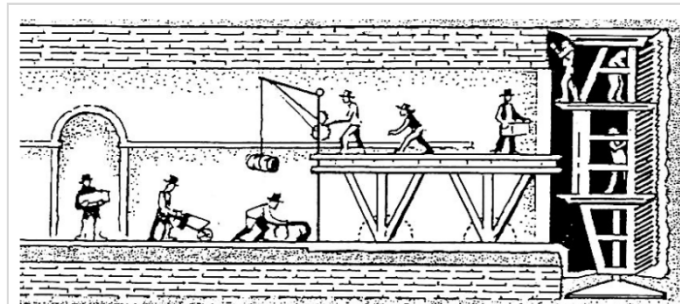


Figure A.2 La Tonnelle à Londres en 1825 (Dolkhenko, 2010)

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

- (1) Le comportement mécanique du terrain.
- (2) La géométrie du tunnel.
- (3) Les conditions hydrogéologiques.

La décision de recourir à l'emploi d'un tunnelier avec bouclier pour réaliser le creusement d'une excavation résulte d'une analyse extrêmement rigoureuse de plusieurs types de critères: environnement, conditions géomécaniques, coûts, délais.

Sur le chantier, l'utilisation d'un bouclier est devenue très courante mais dépend de plusieurs critères comme la nature des terrains, la proximité de la surface, le mode de soutènement utilisé. A partir de ces critères on distingue deux grandes catégories de bouclier :

¹ Bouclier : c'est une structure cylindrique rigide qui progresse au fur et à mesure du creusement et qui assure la stabilité des parois à proximité du front jusqu'à la pose du soutènement.

(1) Les boucliers ouverts.

(2) Les boucliers fermés.

A.1.3 Boucliers mécanisés à front ouvert

Ces machines se divisent en deux catégories :

1. Boucliers à attaque ponctuelle

Les caractéristiques de ce type de machines sont :

- Soutènement continu des parois des tunnels.
- Absence de confinement du front.
- Le creusement est effectué par engin ponctuel.

Toutes ces machines s'accommodent de sections non circulaires et peuvent être associées à différents types de revêtement et de soutènement.

2. Boucliers à attaque globale

Cette catégorie regroupe toutes les machines à plateau rotatif et à bouclier, mais sans confinement du front autre qu'un simple confinement mécanique exercé par le plateau lui-même, un tel confinement suppose néanmoins qu'en cas de forte poussée du front, l'ensemble plateau/ bouclier puisse trouver, même à l'arrêt, une force de réaction suffisante pour éviter le recul. Le niveau d'avancement de telles machines est supérieur à celui de la catégorie précédente mais le coût est plus élevé, elles concernent donc des chantiers plus importants (longueur à creuser de 1 km et d'avantage).

A.1.4 Boucliers mécanisés à front confiné (boucliers fermés)

Les boucliers mécanisés à front confiné constituent la dernière génération des tunneliers, ils sont capables de faire face à des situations particulièrement difficiles qui nécessitaient auparavant la mise en œuvre de méthodes spéciales onéreuses telles que les traitements de terrains ou congélation. Il s'agit essentiellement de terrain meuble et aquifère (Gesta, 2007).

Ce genre de tunnelier par opposition aux familles précédentes comporte à l'avant une chambre étanche (chambre d'abattage) qui n'est pas en communication avec l'atmosphère du tunnel et dans laquelle sont installés les moyens d'excavation.

Compte tenu des caractéristiques mécaniques des terrains auxquels ils sont destinés, ces tunneliers sont obligatoirement associés à la pose d'un revêtement du tunnelier pour que les parois de la galerie soient soutenues en permanence.

Les poussées nécessaires pour assurer la progression du tunnelier sont nettement plus fortes que dans le cas des tunneliers à front ouvert car elles doivent inclure la pression de

confinement qui s'exerce sur la paroi arrière de la chambre et qui tend à faire reculer le tunnelier.

Il existe trois sortes de confinement pour assurer, partiellement ou totalement l'équilibre des trois phases dont est constitué le terrain en place :

A.1.4.1 Confinement par air comprimé (bouclier à air comprimé)

C'est le mode de confinement le plus ancien utilisé dès le début du siècle (métros de Londres, Paris, Berlin). Le confinement est réalisé par mise en pression de l'air continu dans la chambre d'abattage, l'ensemble du tunnel était généralement mis en pression ce qui accroissait la pénibilité des travaux.

A.1.4.2 Confinement hydraulique (bouclier à boue)

Dans ce type de machine, le creusement des terrains s'effectue par une tête d'abattage munie d'outils. L'agent de support du front de taille est un liquide très fluide «la boue» composée d'eau et d'un additif qui forme une couche étanche (le cake) mise en pression sur la surface du front de taille. Cette couche transfère la pression du fluide au terrain pour équilibrer la poussée hydrostatique et supporter la pression des terres. Par la suite, la boue est évacuée avec les déblais de forage puis elle est traitée de manière à permettre sa récupération et son recyclage. Cette méthode de creusement est bien adaptée aux sols pulvérulents et aux terrains hétérogènes. Elle peut également être utilisée pour les autres types de terrain. La présence d'argile dans le sol peut causer quelques difficultés de colmatage et de séparation des déblais des boues. L'hétérogénéité du sol peut aussi présenter quelques problèmes d'extraction et de traitement des déblais.

C'est un mode où la boue est utilisée pour la stabilisation du front de taille, dans ce cas, la chambre avant du tunnelier est remplie d'une boue bentonitique maintenue à une pression telle qu'elle puisse à la fois équilibrer la pression hydrostatique interstitielle du terrain et exercer sur les grains qui le constitue une pression suffisante pour les maintenir en place au fur et à mesure de la progression du front. La pression minimale nécessaire pour assurer cet équilibre est d'autant plus élevée que les caractéristiques mécaniques du sol sont faibles.

L'une des conditions de succès de ces tunneliers est le maintien d'une pression réellement constante dans la chambre pendant toute la phase de creusement. Les variations brutales de la pression sont en effet susceptibles d'entraîner des éboulements du front, et par conséquent des désordres en surface.

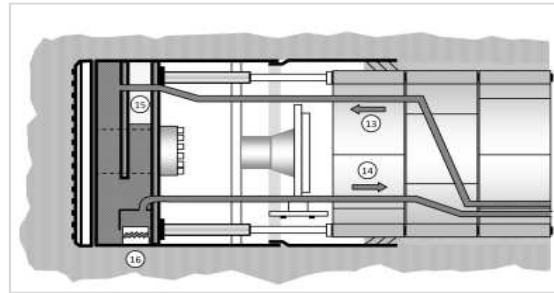


Figure A.3 Coupe schématique d'un tunnelier à pression de boue (CETU, 2012)

Pour les sols pulvérulents ou fins : on utilisera un tunnelier équipé de dents, ces dernières faisant office de couteaux entraînant le sol. Le front sera fermé et dit à pression de terre si l'unique confinement est issu de la compression des déblais sur le front de taille par la machine. Si cette pression ne suffit pas à assurer la stabilité du terrain, dans le cas de sables aquifères par exemple, on devra utiliser des tunneliers à pression de boue qui creusent dans une chambre d'abattage remplie de bentonite. Cette dernière assure un confinement uniforme et génère un cake sur quelques centimètres en avant du front, assurant l'intégrité et la tenue du terrain.

L'usage des TBM, en particulier ceux à pression de boue, est très intéressant pour les faibles hauteurs de couverture, car on maîtrise bien mieux les tassements. Ils sont par exemple indispensables et irremplaçables pour les traversées sous fluviales (sous le lit des fleuves et rivières). Les récents chantiers du tunnel du Lötschberg et du Gothard ont montré qu'il était également possible de les utiliser sous très forte couverture, moyennant quelques adaptations spécifiques.

Le domaine d'application de cette méthode est très large car elle donne des résultats très satisfaisants. La bonne maîtrise de la qualité de la boue et le contrôle de la pression de confinement permet de diminuer le tassement de surface. Par contre, les désavantages de cette méthode sont les coûts élevés des stations de séparation et de traitement de la boue et la consommation importante de boue.

Le pilotage d'un tunnelier est affaire de spécialiste. Bien qu'assistés par ordinateur, les pilotes doivent doser la poussée de chaque vérin pour contrôler la trajectoire mais également assurer le bon fonctionnement du creusement. En effet, dans le cas des fronts fermés, si la roue de coupe tourne trop vite par rapport à la translation de la machine, alors le terrain risque d'être avalé en trop grande quantité. A faible profondeur dans des sols pulvérulents cela peut avoir de lourdes conséquences : création de fontis, de cheminées et tassements importants en surface.

A.1.4.3 Confinement pâteux (bouclier à pression de terre)

Par définition, le bouclier à pression de terre est un bouclier à front pressurisé dont la pression sur le front de taille est exercée par le terrain excavé.

Les tunneliers à pression de terre sont plus satisfaisants que ceux cités auparavant pour la raison que le confinement agit directement sur la pression totale du terrain au voisinage du front (pression intergranulaire et interstitielle), ce confinement permet aussi d'éviter le retraitement des boues souvent coûteux et encombrant.

Dans le cas des tunneliers de diamètres moyens le confinement pâteux est préféré, tandis qu'il est beaucoup moins sensible dans les tunneliers de faibles diamètres où le confinement à la boue est généralement préféré en raison de la facilité offerte par l'évacuation hydraulique des déblais.

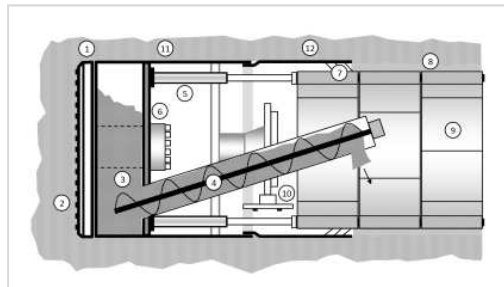


Figure A.4 Coupe schématique d'un tunnelier à pression de terre. (CETU, 2012).

A.1.5 Organes de tunnelier

Un tunnelier présente très souvent trois parties distinctes (figure 4) :

(1) **La tête de coupe rotative** : C'est l'organe qui porte les outils, elle doit assumer les fonctions de découpe de terrain et de ramassage des déblais. Elle est à la fois poussée au terrain grâce aux vérins longitudinaux et animée d'un mouvement de rotation par ses moteurs d'entraînement qui peuvent être hydrauliques ou électriques. Des ouvertures sont pratiquées dans la tête pour permettre le passage des matériaux extraits.

(2) **Outils de coupe** : Plusieurs types d'outils peuvent être installés sur les têtes des tunneliers. On utilise, soit des disques, soit des pics. Les disques conviennent à l'attaque des formations rocheuses, même homogènes et résistantes. Les pics ou les dents travaillent à la façon des dents en raclant le terrain dans lequel ils pénètrent. Ils conviennent pour des terrains meubles ou cohérents et sont alors disposés sur les bras ou le long des fentes radiales de la tête de coupe. Pour répondre à la tendance actuelle d'utilisation des tunneliers dans des formations variées ou hétérogènes, il est fréquent de disposer sur la tête de coupe, à la fois, de disques qui désagrègent les parties rocheuses et des pics qui fragmentent les zones de terrains moins cohérents.

(3) **Appui arrière** : Pour progresser, tout tunnelier doit pouvoir disposer vers l'arrière d'une réaction d'appui suffisante pour vaincre la somme des forces longitudinales qui s'opposent à

cette progression. Ces forces dépendent de la nature du terrain et de l'architecture du tunnelier. Il existe, en principe, plusieurs catégories de forces :

- (1) Les forces qui doivent être exercées sur la tête d'abattage et sur ses outils pour assurer sa pénétration.
- (2) Les forces de frottement du terrain le long de la jupe.
- (3) Les forces de confinement du front (*air comprimé, boue ou confinement pâteux*).

L'ensemble de ces forces peut atteindre plusieurs milliers de tonnes s'il s'agit de tunneliers de grand diamètre munis de jupes et d'un dispositif de confinement du front.

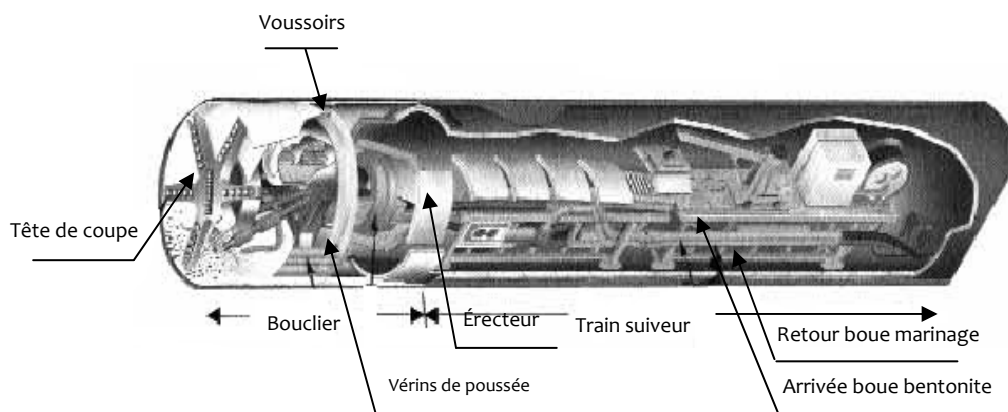


Figure A.5 Coupe de la machine tunnelier (CETU, 1998)

A.2 La Nouvelle Méthode Autrichienne (NTAM)

Le creusement en section divisée est choisi quand les caractéristiques du terrain sont insuffisantes pour assurer la stabilité du front ou dans le cas de grandes dimensions de l'ouvrage. Le creusement est effectué en phases successives de haut en bas, de bas en haut ou de façon symétrique avec soutènement de chaque partie creusée.

Dans ce mode de creusement, il est indispensable de mentionner la Nouvelle Méthode Autrichienne (NATM). C'est une méthode utilisée depuis longtemps en milieu rocheux et dans le cas des tunnels en terrain meuble. Elle consiste en un boulonnage distribué radialement sur la partie excavée avec une couche de béton projeté qui assure la stabilité du tunnel lors du creusement (Kaçar, 2012).

L'avantage de cette méthode est sa facilité de mise en œuvre ainsi que sa modularité en fonction des conditions rencontrées pendant le creusement. Elle est donc bien adaptée aux tunnels de faible longueur. En revanche, elle n'est pas utilisable pour les travaux en terrain très peu cohérent ou argileux, de même que dans les terrains aquifères sans traitement préalable.

Apparue dans les années 60, la technique de soutènement combinant boulons et béton projeté s'est imposée sur presque tous les chantiers de tunnels, tant son efficacité est grande. En couplant l'usage du béton projeté avec un boulonnage radial systématique, il s'est avéré que dans la majorité des terrains rencontrés des résultats intéressants sont apparus. En autorisant une convergence contrôlée, le système boulons-béton crée une redistribution des contraintes dans le massif et un état d'équilibre stable. Pour l'ancien mineur, habitué à poser des soutènements très résistants, et donc rassurants, la NATM semble bien légère. Mais au lieu de "supporter" simplement le terrain perturbé par le creusement, elle permet à celui-ci de se soutenir lui-même. En d'autres termes, c'est la roche elle-même qui participe au soutènement.

Toutefois, il faut signaler que cette méthode autrichienne ne constitue pas, à proprement parler, un procédé de construction, mais repose essentiellement sur le principe que le massif encaissant possède une certaine possibilité à reprendre les contraintes libérées par le creusement et que les phases de réalisation doivent être ajustées à l'avancement, de manière à tirer de meilleur partie de la capacité de résistance du terrain ; de ce fait la recherche d'une optimisation du soutènement, tant du point de vue de ses caractéristiques mécaniques que du choix de l'instant de pose derrière le front de taille. (CETU, 2012)

De part sa conception optimisée et facilement ajustable, ce type de soutènement, plus que tout autre, doit être associé à une auscultation précise du tunnel. Cette méthode n'est pas utilisable pour les travaux en terrain très peu cohérent ou argileux, de même que dans les terrains aquifères sans traitement préalable.

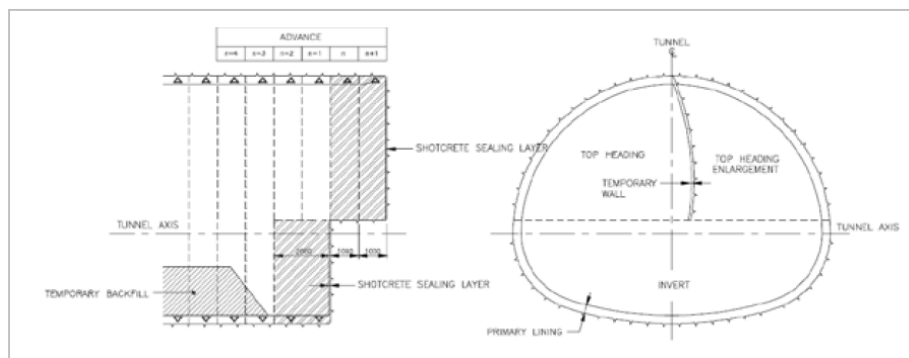


Figure A.6 (a) Application de la nouvelle méthode autrichienne (b) Boulonnage du front. (CETU, 2006)

En autorisant une convergence contrôlée, le système boulons-gunité (et éventuellement treillis soudé ou fibres métalliques ou en verre) crée une redistribution des contraintes dans le massif et un état d'équilibre stable.

Cette technique, relativement peu onéreuse, est donc celle qui sera systématiquement proposée en profil-type de base pour le soutènement.

De part sa conception optimisée et facilement ajustable, ce type de soutènement, plus que tout autre, doit être associé à une auscultation précise du tunnel.

A.2.1 La Philosophie de la NATM

- Le sol autour d'un tunnel devrait être entièrement mobilisé.
- La mobilisation est réalisée en permettant une déformation suffisante du sol.
- Un soutènement initial avec des caractéristiques appropriées devrait être installé.
- L'instrumentation est installée pour surveiller les déformations du système initial du soutènement et la distribution de la charge sur lui.
- Dans le cas échéant, des variations dans le soutènement primaire et dans l'excavation sont prises en se basant sur les résultats de surveillance.

Les dispositifs principaux de la technique de construction souvent désignée sous le nom de NATM sont :

- Le tunnel est séquentiellement excavé et soutenu, les étapes d'excavation et les surfaces d'excavation de front peuvent être modifiées (des excavations partielles typiques du front sont montrées dans la figure A.7).
- Le soutènement primaire est fourni par le béton projeté en combinaison avec une partie ou tout ce qui suit :
 - a) Ancrage en acier
 - b) Voûtes en acier (normalement treillis)
 - c) Renforcement du front (par exemple par des boulons).

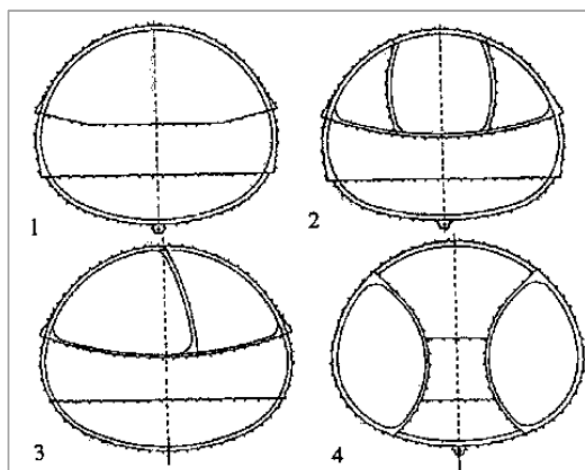


Figure A.7 Plusieurs types d'excavation du front (Kolymbas, 2005, Cité par Quasar, 2007)

A.2.2 LA NATM dans les sols meubles

En creusant un tunnel dans des sols meubles, les sols peuvent être définis comme étant des natures de terrain qui exigent un soutènement immédiat après l'excavation. L'utilisation du béton projeté en tant que soutènement primaire est un concept relativement nouveau en comparaison avec le creusement d'un tunnel dans les roches. (Kasar, 2010)

Le creusement des tunnels dans les sols meubles et dans des secteurs urbains est de grande importance puisque les tassements induits peuvent endommager les structures sus-jacentes et quelques précautions devraient être prises afin de limiter ces tassements.

Les applications de NATM dans les sols meubles diffèrent des applications dans la roche au niveau de l'excavation et dans la pose du soutènement provisoire. L'excavation par étapes devrait être limitée jusqu'à un degré en termes de dimensions et durée afin de réduire le tassement qui est l'un des problèmes les plus importants produits dans les sols.

Annexe B.

La Méthode Convergence-Confinement

B.1 Définition

Plutôt que de méthode, il conviendrait de parler de concept. Les idées et théories qui sont liées à ces deux termes : convergence et confinement, sont reprises dans toutes les autres approches du dimensionnement.

La convergence est liée à un déplacement, Le confinement est la pression radiale qui s'applique sur le pourtour de l'excavation, en présence d'un soutènement. Il constitue en quelque sorte le chargement du soutènement. On parle aussi de déconfinement, mais pour le terrain. Il s'agit de la décompression causée par la présence du tunnel. Ce déconfinement s'amorce bien en avant du front (un diamètre environ).

Pour situer le contexte, cette méthode est née suite au succès de la NATM dans les années 70. Sa conceptualisation complète remonte au tout début des années 80.

La méthode convergence-confinement est une méthode analytique : toutes les formules sont explicites et peuvent être entrées sur une simple calculatrice.

B.2 Hypothèses

L'hypothèse forte est la considération unidimensionnelle du problème :

- Hypothèse des déformations planes.
- Hypothèse d'isotropie des contraintes initiales ($K_0=1$) et d'isotropie du massif.
- La cavité étudiée a une forme cylindrique.

L'état initial est défini par l'état de contrainte isotrope. H est la hauteur de couverture et γ le poids volumique des terrains sus-jacents. La contrainte initiale dans le massif est donc :

$$\sigma_0 = \gamma H$$

B.3 Courbe de convergence-Courbe de confinement

Pour passer d'un état tridimensionnel, avec un terrain que se déconfinent progressivement autour du front de taille, à un état de déformation plane (que l'on rencontre traditionnellement dans une section éloignée du front), on introduit une pression fictive en paroi. Cette pression, uniformément répartie sur le pourtour de l'excavation, a une valeur qui décroît avec l'éloignement au front. P_i varie ainsi de σ_0 à 0, de l'état de contrainte initial à l'état entièrement

déconfiné. L'évolution de P_i est donc gouvernée par la distance x , qui permet de se situer par rapport au front de taille (où $x = 0$). On écrit :

$$P_i = (1 - \lambda(x)) \sigma_0$$

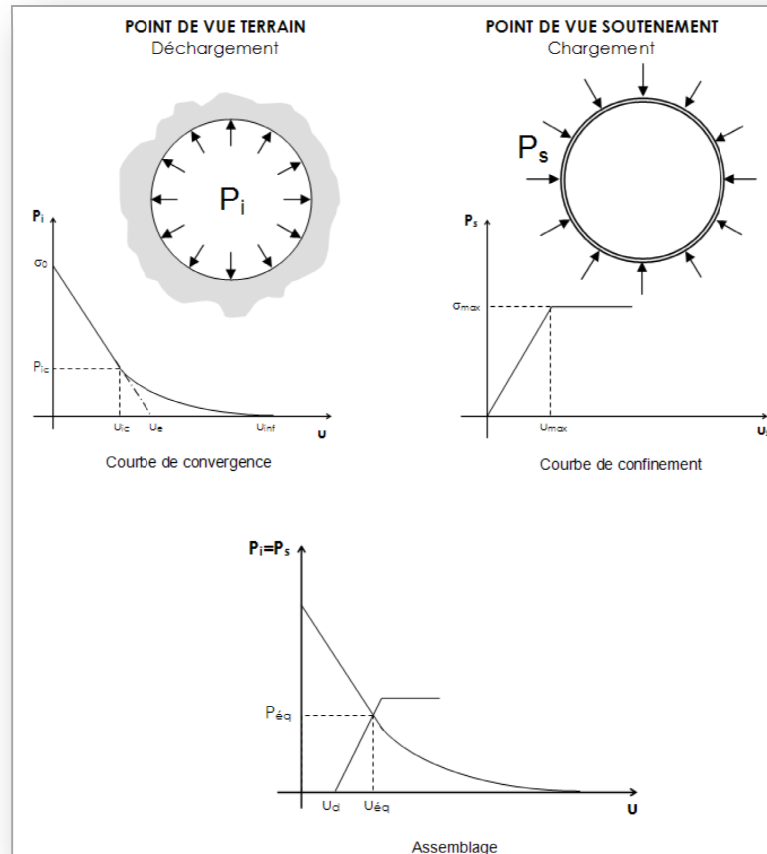


Figure B.1 Courbes de convergence, de confinement et assemblage.

$\lambda(x)$ est appelé taux de déconfinement car il caractérise l'état du massif à l'endroit x considéré. Il varie de 0 (état initial, en avant du front de taille) à 1 (état complètement déconfiné, loin en arrière du front).

Plusieurs auteurs ont proposé des formules, nous en retiendrons une, la plus simple, lorsque le terrain reste en élasticité :

$$\lambda(x) = \alpha + (1 - \alpha) \left(1 - \left[\frac{m_0 R}{m_0 R + x} \right]^2 \right)$$

α et m_0 sont deux constantes (on prendra respectivement 0.25 et 0.75) et R le rayon d'excavation.

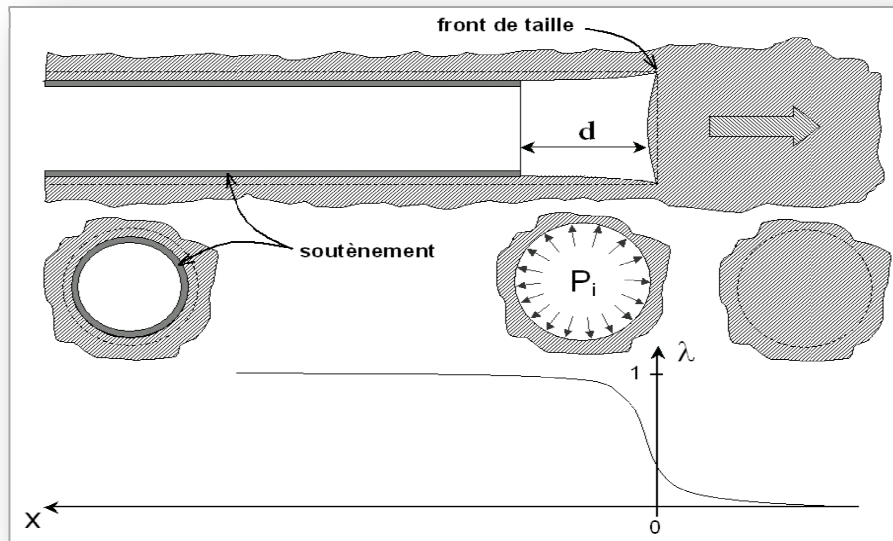


Figure B.2 Notion de pression fictive et de déconfinement autour du front de taille.
(Martin, 2012)

La courbe de convergence (Fig. B.1) est la courbe donnant la valeur du déplacement en paroi en fonction de la pression fictive P_i , et en l'absence de soutènement. Il s'agit d'une courbe paramétrique de paramètre x qui se représente sur un graphe (P_i, u) .

Lorsque le terrain est de bonne qualité, dans les roches dures par exemple, il se peut que la paroi reste en élasticité durant tout le déconfinement.

Une deuxième courbe est requise pour la méthode. Il s'agit de la courbe de confinement (Fig. B.1), qui va permettre de caractériser le comportement du soutènement sous son chargement. Le chargement considéré est purement radial, il s'agit d'une pression appliquée sur tout le pourtour extérieur de la structure¹. Le calcul du déplacement radial u_s en fonction de la pression appliquée P_s permet de tracer la courbe de confinement sur un graphe identique à celui de la courbe de convergence.

On distingue également deux phases dans les modèles classiques :

- Une phase élastique, de $u_s = 0$ à $u_s = u_{\max}$. Le soutènement se comporte linéairement.
- Une phase plastique, après u_{\max} . Cette zone correspond à la rupture du soutènement, elle est donc interdite.

Une fois paré de nos deux courbes : l'une caractérisant le comportement du terrain et l'autre celui du soutènement, on va pouvoir les coupler pour étudier l'interaction sol-structure.

¹On considère souvent une structure circulaire en forme de coque, typiquement du béton projeté, pour simplifier les calculs. Mais la courbe de confinement se détermine aussi pour les autres soutènements.

Résumé

Cette thèse aborde les aspects théoriques et numériques du creusement des tunnels. Elle rentre dans la vaste gamme de contribution à l'étude des comportements mécanique et hydraulique des tunnels en terrain meuble et aquifère et analyse les déformations du front de taille dans des sols homogène et hétérogène en employant à la fois plusieurs procédures de calcul visant à faire des confrontations. Elle traite de l'ensemble des problèmes posés par le creusement au tunnelier pressurisé (TBM) ainsi que la Méthode Autrichienne (NATM) en utilisant des modèles de comportement élastoplastique avec et sans écrouissage. Elle conçoit plusieurs synthèses bibliographiques sur la phénoménologie du creusement en deux configurations bidimensionnelle et tridimensionnelle, sur les mécanismes de stabilité au front et les méthodes de calcul pour l'évaluation de la pression frontale, sur les méthodes utilisées pour l'estimation des tassements ainsi que sur la problématique du creusement en terrain aquifère et sur les différentes méthodes de calcul des débits entrants vers l'excavation. Plusieurs études numériques ont été réalisées à l'aide des logiciels Eléments Finis Plaxis 2D et Plaxis 3D Tunnel, présentant ainsi des simulations d'un ensemble de modèles de tunnels visant à estimer l'ampleur des tassements, des déplacements horizontaux ainsi que la réponse hydraulique des sols environnants. Des approches analytiques et empiriques ont été, par ailleurs, utilisées en vue de faire des comparaisons. Ce travail s'est consacré, pareillement, à la modélisation hydromécanique ; les résultats de calcul sont confrontés à ceux obtenus par des analyses non couplées.

MOTS CLÉS

Tunnel, Modélisation 3D, Tassement, Réponses hydrauliques, TBM, NTAM.

Summary

This thesis approaches the theoretical and numerical aspects of tunnelling. It returns in the vast range of contribution to the study of the mechanical and hydraulic behaviors of the tunnels in bearing soils and analyzes the deformations of the face in homogeneous and heterogeneous soils by employing at the same time several procedures of calculation. It deals with the whole of the problems arising from the tunnelling with the pressurized machine (TBM) as well as the Austrian Method (NATM) by using models of elastoplastic behavior with and without hardening. It conceives several bibliographical syntheses on the phenomenology of the tunnelling in two-dimensional and three-dimensional configurations, on the mechanisms of stability to the face and the methods of calculation for the evaluation of the face pressure, on the methods used for the estimate of settlements like on the problems of the tunnelling in bearing ground and on the various methods of calculation of the flows entering towards the excavation. Several numerical studies were carried out using the software Plaxis 2D and Plaxis 3DTunnel, thus presenting simulations of a whole of models of tunnels aiming at estimating the extent of settlements, of horizontal displacements as well as the hydraulic response of the surrounding grounds. Analytical and empirical approaches, in addition, were used in seen to make comparisons. This work was devoted, also, with hydro-mechanical modeling ; the computation results are confronted with those obtained by not coupled analyses.

KEY WORDS

Tunnel, 3D Modeling, Settlement, Hydraulically Responses, TBM, NTAM.