

# LA STABILITÉ DU FRONT DE TAILLE DES TUNNELS

*Mécanismes de rupture, justification  
et principes constructifs*



## AVERTISSEMENT

Les documents d'information ont pour but de fournir une information sur une technique ou un problème nouveau ou insuffisamment traité par ailleurs. Le lecteur pourra y trouver des repères susceptibles de l'aider dans son activité. Le contenu et les éventuelles conclusions présentés ne doivent pas être considérés comme des recommandations du CETU. Bien que le maximum soit fait pour s'assurer de la fiabilité des sources utilisées, la responsabilité du CETU ou des auteurs du document ne saurait être engagée.

# LA STABILITÉ DU FRONT DE TAILLE DES TUNNELS

*Mécanismes de rupture, justification  
et principes constructifs*

**décembre 2022**

## Centre d'Études des Tunnels

25, avenue François Mitterrand

69500 BRON – France

Tél. 33 (0)4 72 14 34 00

Fax. 33 (0)4 72 14 34 30

[cetu@developpement-durable.gouv.fr](mailto:cetu@developpement-durable.gouv.fr)

[www.cetu.developpement-durable.gouv.fr](http://www.cetu.developpement-durable.gouv.fr)

# TABLE DES MATIÈRES

<b>1 CONTEXTE ET OBJET DU DOCUMENT</b>	<b>5</b>
<b>2 PRINCIPES GÉNÉRAUX POUR L'ÉTUDE DE LA STABILITÉ</b>	<b>7</b>
2.1 Position du problème	7
2.2 Hypothèses et notations	8
2.3 Configurations de calcul	9
2.4 Approche de la sécurité	10
2.5 Approches de modélisation	11
<b>3 ÉVALUATION DES CONDITIONS DE STABILITÉ</b>	<b>13</b>
3.1 Milieu discontinu	13
3.2 Milieu continu non drainé	14
3.3 Milieu continu drainé sans écoulement	17
3.4 Milieu continu drainé avec écoulement	22
<b>4 OBSERVATIONS ET MESURES CONSTRUCTIVES SUR CHANTIER</b>	<b>26</b>
4.1 Procédés constructifs en méthode conventionnelle	26
4.2 Méthodes de suivi en méthode conventionnelle	28
4.3 Procédés constructifs au tunnelier à front pressurisé	28
4.4 Méthodes de suivi au tunnelier à front pressurisé	29
<b>5 SYNTHÈSE</b>	<b>30</b>
<b>6 GLOSSAIRE</b>	<b>32</b>
<b>7 RÉFÉRENCES</b>	<b>33</b>
<b>8 ANNEXE : RETOURS D'EXPÉRIENCES D'INSTABILITÉS DE FRONT</b>	<b>36</b>

# CONTEXTE ET OBJET DU DOCUMENT

Le front de taille exerce son influence immédiate sur la zone « active » du creusement d'un tunnel en avant et en arrière du front de taille (AFTES GT16, 2018). Repoussée à chaque pas d'avancement, cette zone est le siège de la majorité des réorganisations de contraintes dans le terrain.

Pour les tunnels profonds, la réorganisation des contraintes permet, sans ou avec interventions au front en fonction de la qualité du terrain, la mobilisation d'effets de voûte qui favorisent le développement d'une nouvelle situation d'équilibre. Pour les tunnels à faible profondeur, ces effets de voûte sont plus difficiles à mobiliser et ainsi les déformations, si elles sont mal maîtrisées, peuvent donner lieu à des tassements en surface sources d'endommagement des avoisinants. L'amplitude des déformations dans des terrains médiocres à grande profondeur peut s'accompagner d'une zone décomprimée qui se développe au pourtour de l'excavation et au sein de laquelle peuvent se manifester des phénomènes gravitaires tout comme à proximité de la surface.

De nombreuses instabilités ont été observées dans des contextes géotechniques variés. CEDD (2015) dresse par exemple une liste (non exhaustive) de plus de soixante instabilités survenues entre 1977 et 2014, au front ou en section courante. Les fiches jointes en annexe complètent cette liste à travers quelques exemples assez récents. Les constats suivants en découlent :

- les instabilités de front sont possibles dans des contextes géotechniques variés (fronts homogènes ou mixtes, terrains rocheux fracturés, terrains meubles de type sols, etc.), et pour toutes les méthodes de creusement (méthode conventionnelle, tunnelier ouvert, tunnelier à pression de terre ou à pression de boue, etc.) ;
- en souterrain, les volumes mobilisés peuvent aller de quelques décimètres cubes pour des instabilités locales à plusieurs centaines de mètres cubes pour des instabilités globales intéressant le front dans son ensemble voire les terrains de couverture ;
- l'allure des mécanismes dépend de la nature des terrains : blocs délimités par le réseau préexistant en massif rocheux, mécanismes localisés à la proximité du front en terrain pulvérulent (avec évolution régressive vers la surface) et mécanismes plus volumineux en terrain argileux cohérents ;
- les instabilités induites par une maîtrise partielle ou non appropriée de la stabilité du front de taille peuvent se manifester à la surface avec un effet retardé dans le temps et dans l'espace ;
- les conséquences des instabilités de front sont très variables, qualifiées de « quasiment négligeables » à « très importantes », avec des retards (jusqu'à plusieurs mois) ou des surcoûts importants (jusqu'à plusieurs millions d'euros) et des décès (les ouvriers en souterrain étant les premiers exposés).

En conséquence, une bonne compréhension des mécanismes de déformations du terrain est nécessaire afin d'éviter l'initiation de mécanismes de rupture ou d'en prévoir les conséquences quand ceux-ci n'ont pu être évités, en réponse à quatre enjeux :

- assurer la sécurité du chantier (compagnons en premier lieu et de ses abords (constructions avoisinantes en surface notamment) ;
- permettre la mise en place dans de bonnes conditions des structures de pré-soutènement à l'avant et de soutènement à l'arrière du front de taille ;
- participer à la maîtrise du coût et du planning du projet, en limitant les hors-profils et en évitant les situations de déformations ni anticipées ni maîtrisées ;
- contribuer à la pérennité de l'ouvrage réalisé en limitant la dégradation du terrain encaissant en périphérie de l'excavation et donc les efforts qui s'exercent sur les structures de revêtement définitif.

Ce document d'information a pour objectif de proposer une synthèse générale des mécanismes de rupture, des approches de modélisation disponibles et de leurs domaines d'application, ainsi que des outils de calcul les plus adaptés à chaque projet. En effet, ce sujet n'a pour l'instant pas fait l'objet de norme (norme d'application de l'Eurocode 7 par exemple) ni de recommandation française (AFTES) ou internationale (ITA-AITES) pour les ingénieurs. Le document qui s'en rapproche le plus actuellement est la recommandation de la DAUB (homologue allemand de l'AFTES) publiée en 2016, mais qui reste spécifique au cas des tunneliers, et qui introduit des spécificités nationales.

Il est principalement destiné aux ingénieurs de bureaux d'études, en maîtrise d'oeuvre et en entreprise. En proposant une large synthèse bibliographique, les différents mécanismes d'instabilité sont présentés, et structurés en fonction de la nature des terrains (terrains rocheux plus ou moins fracturés, terrains meubles de type sols grenus ou sols fins, etc.) et de la méthode de creusement (méthode conventionnelle avec ou sans renforcement du front ou présoutènement, tunnelier pressurisé ou non). Il peut ainsi être utile également aux ingénieurs chargés du suivi de travaux (chargé de soutènement côté entreprise, supervision géotechnique côté maîtrise d'oeuvre) pour comprendre le comportement du terrain à l'excavation afin de choisir et adapter les meilleures dispositions constructives en réponse aux mécanismes rencontrés.

Pour chaque configuration, les différentes méthodes de calcul pour évaluer la stabilité du front sont décrites, et une formulation empirique explicite à vocation « opérationnelle » est proposée. Ce document a ainsi pour vocation d'être utilisable facilement par les ingénieurs en donnant une vision synthétique des différentes méthodes existantes et de leur domaine d'application.

Ce document n'aborde pas la question essentielle que constitue le choix des paramètres de calcul, en particulier les paramètres de résistance au cisaillement des terrains. Conformément à l'Eurocode 7-1 (AFNOR, 2005), ce choix doit s'appuyer sur les valeurs mesurées, les valeurs dérivées des essais en place et en laboratoire, complétées par les enseignements de l'expérience. Pour les problématiques de stabilité, une estimation raisonnablement prudente doit être effectuée, notamment concernant la cohésion effective. En cas d'incertitude importante, des calculs « en fourchette » doivent être réalisés.

Si les études conduisent à retenir des conditions d'instabilité du front de taille ou si bien sûr une instabilité est rencontrée pendant les travaux, différents procédés constructifs sont envisageables pour améliorer la stabilité du front ou la sécurité des travaux. Les grands principes des procédés utilisables en méthode conventionnelle et au tunnelier sont ainsi présentés, en parallèle du suivi nécessaire pendant les travaux afin de conforter les hypothèses géotechniques effectuées lors des études de stabilité et d'évaluer les conditions réelles de stabilité.

# PRINCIPES GÉNÉRAUX POUR L'ÉTUDE DE LA STABILITÉ

## 2.1 POSITION DU PROBLÈME

On considère le cas idéal d'un tunnel parfaitement soutenu sur sa section courante, avec un décau nul tel que seul le front de taille, sur lequel s'exerce une certaine pression, est libre de se déplacer.

Dans le cas d'un tunnelier à front pressurisé, cette pression « réelle » est exercée par de l'air comprimé (pression d'air), le matériau excavé (pression de terre) ou de la bentonite (pression de boue, avec boue conventionnelle ou « lourde »). En méthode conventionnelle, une pression de confinement « équivalente » peut être considérée pour prendre en compte l'apport d'un boulonnage du front.

En fonction de l'amplitude de cette pression, des mouvements d'extrusion (vers l'arrière du front de taille) ou de refoulement (vers l'avant du front quand on le regarde depuis l'intérieur du tunnel dans le sens de l'avancement) peuvent apparaître. Leur amplitude dépend notamment de la géométrie de l'ouvrage, de l'état initial des contraintes et des caractéristiques géotechniques des terrains.

L'Illustration 1 en donne une vision schématique et exprime le lien avec les mouvements en surface dans le cas d'un tunnel à faible profondeur hors nappes :

- si la pression exercée sur le front est inférieure à la contrainte horizontale géostatique ( $\sigma_T < \sigma_{h0}$ ), un mouvement d'extrusion du front apparaît, et peut conduire à l'apparition de tassements en surface. Le front peut éventuellement entrer en rupture par effondrement, avec apparition d'un fontis dans un cas extrême ;
- *a contrario*, si la pression exercée sur le front est supérieure à la contrainte horizontale géostatique ( $\sigma_T > \sigma_{h0}$ ), un mouvement de refoulement apparaît par mise en butée des terrains à l'avant du front, ce qui peut conduire à un soulèvement en surface (ce cas n'apparaît toutefois possible qu'au tunnelier à front pressurisé sous très faible couverture).

Dans une approche globale d'évaluation du domaine de pression acceptable sur un projet, on identifie un « domaine de stabilité » (en rouge sur l'Illustration 1) correspondant à la non-atteinte de mécanismes de rupture par effondrement ou refoulement du front de taille. À cela s'ajoute l'évaluation d'un « domaine de déplacements admissibles » (en vert sur l'Illustration 1) conditionné par la sensibilité des avoisinants.

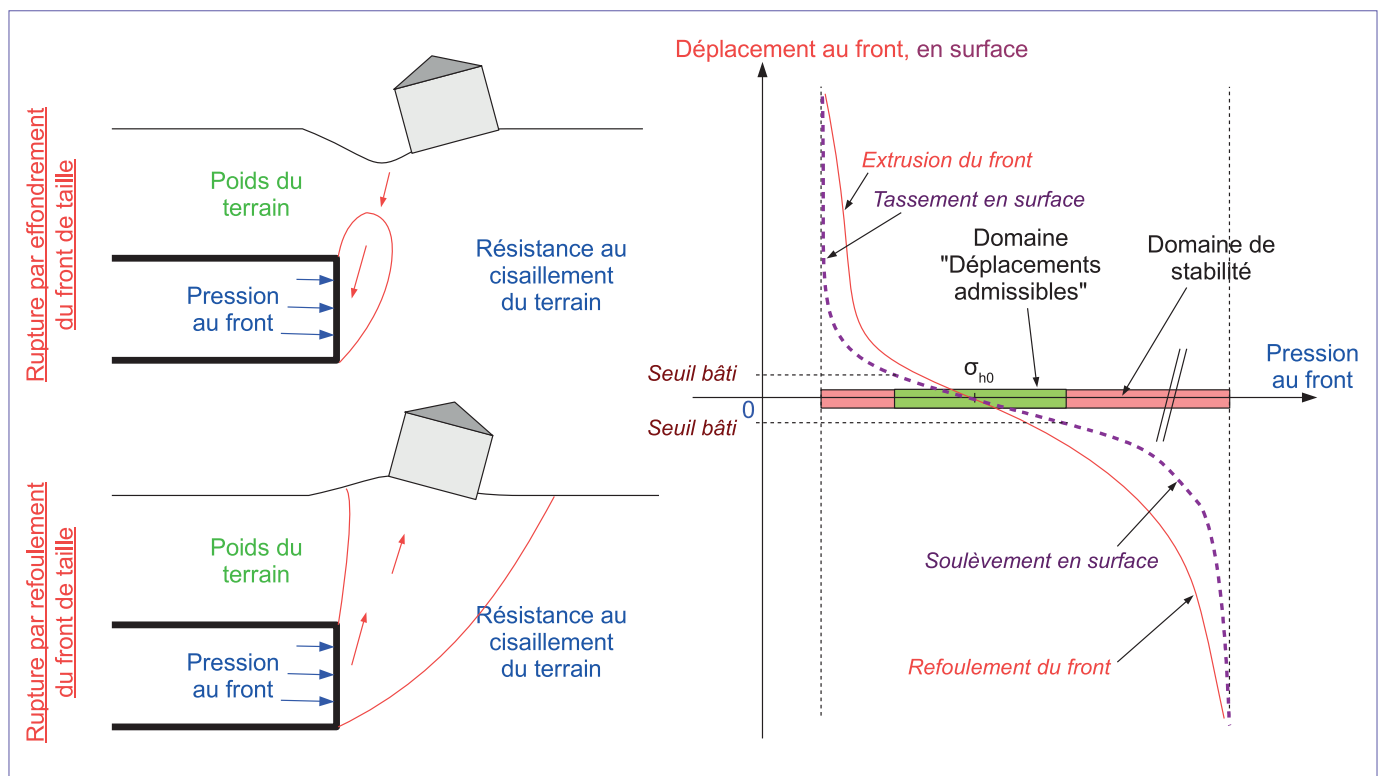


Illustration 1 : Liens entre pression frontale, mécanismes d'instabilité au front de taille et déplacements générés au droit des avoisinants en cas de tunnel à faible profondeur.

Si par ailleurs la pression d'air, de terre ou de boue exercée sur le front ne permet pas de contrebalancer les pressions interstitielles dans le terrain, deux effets liés peuvent apparaître : (i) des forces d'écoulement augmentant l'instabilité du front de taille, et (ii) des volumes d'eau potentiellement importants pouvant conduire à l'envolement du chantier.

**Ce document d'information est principalement consacré à la limite inférieure du domaine de stabilité**, c'est-à-dire à la pression minimale à exercer pour empêcher la rupture par effondrement du front de taille.

La limite inférieure du domaine « acceptable » vis-à-vis de la sensibilité des avoisinants dans le cas d'un tunnel à faible profondeur repose sur des approches semi-empiriques (méthode dite des « pertes de volume ») ou des calculs

numériques. Ce point n'est pas traité ici dans la mesure où il s'agit d'une problématique à part entière. Les recommandations du groupe de travail n°16 de l'AFTES regroupent des éléments sur ce sujet : évaluation de la sensibilité intrinsèque des avoisinants, évaluation des déplacements induits par les travaux souterrains et évaluation du niveau de dommage associé.

Le cas de pressions frontales supérieures aux contraintes horizontales en place s'avère plus simple à traiter d'un point de vue opérationnel. En effet, les approches théoriques (équilibre limite ou calcul à la rupture) consacrées à la rupture par refoulement du front de taille font l'hypothèse d'une mobilisation totale des contraintes de cisaillement le long des surfaces de rupture, ce qui conduit à des pressions frontales maximales largement supérieures à celles conduisant à des mouvements de soulèvement significatifs en surface (Berthoz *et al.*, 2012).

## 2.2 HYPOTHÈSES ET NOTATIONS

L'étude de la stabilité du front de taille repose généralement sur les hypothèses suivantes avec les notations synthétisées en Illustration 2 :

- **Géométrie** : le front de taille est assimilé à un disque de diamètre  $D$ . En méthode conventionnelle, l'excavation réelle n'est pas circulaire et un disque (voire un rectangle) équivalent à la surface du front est souvent retenu. Si l'excavation est très élancée (horizontalement ou verticalement), le choix, plus difficile, s'effectue au regard de la géométrie du mécanisme en jeu. On note  $C$  la couverture,  $H$  la profondeur à l'axe du tunnel, et  $d$  la longueur du découpu (zone non soutenue à l'arrière du front).
- **Hydrogéologie** : on considère le cas d'une nappe libre dont le toit est situé à une hauteur  $H_w$  au-dessus de l'axe du tunnel. En cas de nappe captive, une hauteur  $H_w$  équivalente déduite des pressions hydrostatiques peut être estimée afin de se ramener au même cas d'étude.
- **Géologie et géotechnique** : le front, homogène ou composé de différents faciès, peut comporter :
  - des terrains rocheux « peu fracturés », présentant peu de discontinuités à l'échelle du front et se comportant comme des milieux discontinus à l'échelle de l'ouvrage. Dans ce cas, la stabilité est conditionnée par le poids volumique  $\gamma$  des dièdres instables, l'orientation des discontinuités  $\theta$  et la résistance au cisaillement le long des discontinuités, notamment l'angle de frottement  $\varphi'_{disc}$  ;
  - des terrains « meubles » (sols, roches très fracturées), pouvant être considérés comme continus à l'échelle de l'ouvrage, ou encore de la roche intacte, continue par définition. Dans ce cas, on assimile généralement chaque faciès à un milieu homogène de poids volumique  $\gamma$ , de perméabilité  $k$ , de comportement rigide parfaitement plastique caractérisé par un critère de Mohr-Coulomb ( $c'$ ,  $\varphi'$ ) en conditions drainées, Tresca ( $C_u$ ) en conditions non drainées, ou éventuellement Hoek & Brown pour les terrains rocheux.
- **Charge en surface** : on note  $\sigma_s$  la pression constante exercée en surface, qui prend en compte le poids des bâtiments en surface (en considérant 12 kPa par étage par exemple), des surcharges de chantier (généralement de l'ordre de 20 kPa) ou des surcharges d'exploitation (environ 10 kPa pour une chaussée).

- **Méthode de creusement et pression de confinement** :
  - le creusement peut être réalisé au tunnelier ou en méthode conventionnelle. Dans les deux cas, on note  $v_{avct}$  la vitesse moyenne d'avancement du front de taille (intégrant les phases successives de creusement et soutènement) ;
  - une pression  $\sigma_T$  constante est considérée afin de représenter les conditions aux limites sur la surface du front et les parois latérales le long du découpu. En pratique, on retient la valeur s'exerçant dans l'axe du tunnel. En cas de tunnels de très grands diamètres (supérieurs à une dizaine de mètres), il convient de tenir compte du gradient de pression frontale sur la hauteur du front, ou *a minima*, de s'assurer que la pression retenue dans l'axe est représentative des conditions réelles de creusement.

On recherche par le calcul la valeur minimale de cette pression  $\sigma_T$  telle que la stabilité du front est assurée. Si cette valeur est négative (avec les conventions de signe de la mécanique des sols et des roches, c'est-à-dire des contraintes positives en compression), le front de taille est considéré théoriquement auto-stable. Si elle est positive, le front n'est pas auto-stable et des procédés de construction adaptés doivent être mis en œuvre pour en assurer la stabilité. Ces procédés sont dimensionnés sur la base de cette valeur de pression moyennant une marge de sécurité à définir.

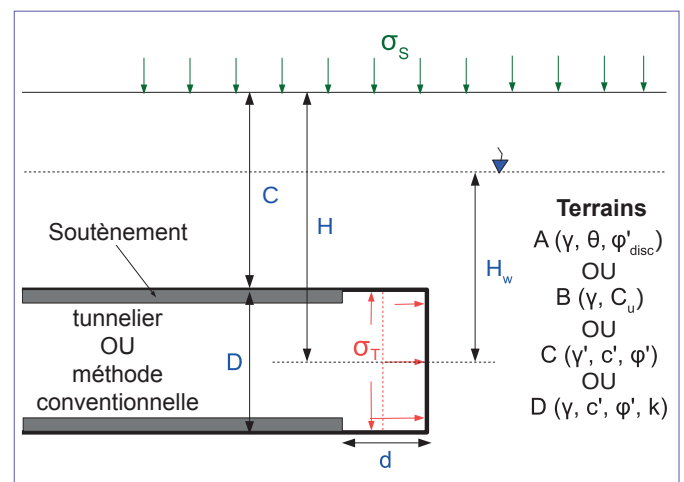


Illustration 2 : Position du problème et notations.



## 2.3 CONFIGURATIONS DE CALCUL

Différentes configurations de calcul découlent des hypothèses précédentes. Ces 4 configurations sont examinées en détail dans le chapitre 4.

### CAS A Milieu discontinu

Dans les massifs rocheux peu fracturés, le réseau des discontinuités découpe des dièdres potentiellement instables. Des chutes de blocs ou des glissements peuvent avoir lieu au front de taille et/ou dans la zone du décaou. La géométrie des dièdres risquant de se décrocher dépend de la géométrie du front de taille et de l'orientation des familles principales de discontinuités. La stabilité de ces dièdres en l'absence de renforcement dépend de leur géométrie, du poids volumique de la matrice rocheuse et de la résistance au cisaillement mobilisable sur les surfaces de discontinuités.

Dans les massifs rocheux globalement peu fracturés, des zones plus fracturées ou des zones de failles présentant des matériaux dégradés, altérés peuvent exister, dans lesquels il peut être pertinent de retenir des mécanismes de type B/C/D ci-dessous.

### CAS B Milieu continu non drainé

Dans le cas d'un creusement au tunnelier ou en méthode conventionnelle à une vitesse d'avancement importante dans des terrains de faible perméabilité, il peut être raisonnable de considérer que le creusement se fait en conditions « non drainées ».

Dans ce contexte, le calcul est effectué en contraintes totales avec le poids volumique total  $\gamma$  des terrains et la résistance au cisaillement non drainée des terrains (paramétrée par une « cohésion non drainée »  $C_u$  et un angle de frottement  $\varphi_u$  nul). La solution du problème (pression frontale minimale empêchant la rupture par effondrement  $\sigma_{T-eff}$ ) s'écrit sous la forme suivante :

$$\sigma_{T-eff} = f_1(\gamma, D, H, \sigma_s, C_u) \quad [1]$$

Le choix entre conditions « non drainées » et « drainées » doit résulter d'une réflexion spécifique à chaque contexte géotechnique et à chaque phasage réel de construction. Sur la base de calculs hydro-mécaniques, Anagnostou & Kovari (1996) donnent par exemple la limite suivante aux conditions non drainées : perméabilité  $k$  inférieure à  $10^{-7}$  à  $10^{-6}$  m/s et vitesse d'avancement du front  $v_{avct}$  supérieure à 0,1 à 1 m/h. Attention par exemple aux périodes d'arrêts de l'avancement sur chantier (opérations hyperbares, week-ends, incidents de chantier) qui pénalisent l'avancement et peuvent conduire à rendre l'hypothèse « non drainée » irréaliste. En cas de doute quant à la réalité de conditions non drainées, les calculs drainés et non drainés peuvent être effectués en parallèle afin de juger de la sensibilité des conditions de stabilité du front à l'égard de cette hypothèse.

### CAS C Milieu continu drainé sans écoulement

Dans le cas de terrains plus perméables ou d'un creusement plus lent (avec les valeurs d'exemple retenues ci-dessus,  $k > 10^{-6}$  m/s et  $v_{avct} < 0,1$  m/h), le terrain est sollicité dans un état « drainé » (c'est-à-dire sans surpressions interstitielles). La stabilité du front de taille est alors conditionnée par les contraintes effectives exercées dans le terrain.

Il n'y a pas d'écoulement de l'eau interstitielle dans le terrain (les pressions d'eau restant égales aux pressions hydrostatiques initiales) dans les cas suivants :

- creusement hors nappe, naturellement ou induit par les travaux (rabattement préalable de la nappe, drainage à l'avancement conduisant à l'absence de pressions hydrostatiques jusqu'à au moins un diamètre à l'avant du front de taille) ;
- creusement au tunnelier pressurisé sous nappe dans des sols relativement grossiers, en dehors de conditions non maîtrisées correspondant au cas « drainé avec écoulement ».

La pression frontale à exercer est alors la somme de la pression exercée par le terrain (calculée en contraintes effectives, avec l'hypothèse d'une isotropie de résistance au cisaillement) et de la pression (hydrostatique) de l'eau, soit :

$$\sigma_{T-eff} = \max(\sigma'_{T-eff}; 0) + u = f_2(\gamma', D, H, \sigma_s, c', \varphi') + \gamma_w \cdot H_w \quad [2]$$

Hors nappe, les contraintes effectives sont égales aux contraintes totales et la solution se réduit sous la forme :

$$\sigma_{T-eff} = f_2(\gamma, D, H, \sigma_s, c', \varphi') \quad [3]$$

### CAS D Milieu continu drainé avec écoulement

En méthode conventionnelle (ou éventuellement au tunnelier fonctionnant en mode ouvert) sous nappe, le déséquilibre hydraulique entre l'intérieur du tunnel (pression nulle) et le terrain (pression interstitielle initiale égale à la pression hydrostatique) conduit à un écoulement vers le front de taille.

Au tunnelier à front pressurisé sous nappe, l'écoulement vers le front est empêché : (a) grâce à la faible perméabilité du cake, le contrôle du débit de marirage et le contrôle de la pression de bulle d'air en calotte de chambre au tunnelier à pression de boue, (b) grâce au bon dimensionnement de la vis d'extraction (longueur et diamètre) couplé à l'ajout d'éventuel adjuvants réduisant la perméabilité dans la chambre d'abatage au tunnelier à pression de terre. Des surpressions interstitielles peuvent toutefois être générées au front si ces conditions sont insuffisamment maîtrisées.

Dans l'ensemble de ces conditions, la distribution des pressions interstitielles (donc également des contraintes effectives) dépend des conditions aux limites hydrauliques du modèle (fonction de  $H_w$ ) et de la perméabilité des terrains ( $k$ ). La pression à exercer au front de taille pour assurer sa stabilité dépend alors des forces d'écoulement. En régime permanent, celles-ci dépendent seulement du gradient hydraulique (fonction de  $H_w$  et  $k$ ). En régime transitoire, le temps ( $t$ ) intervient également, et la durée

à partir de laquelle le front devient instable peut être évaluée. La forme générale de la pression minimale empêchant la rupture par effondrement du front est donc la suivante :

$$\sigma_{T-eff} = f_3(\gamma', D, H, \sigma_s, c', \varphi', H_w, k, t)$$

[4]

## 2.4 APPROCHE DE LA SÉCURITÉ

Trois grandes approches sont possibles dans l'absolu :

- avec des coefficients de sécurité partiels sur les effets des actions : dans ce cas, les calculs sont réalisés sans coefficients de sécurité, puis les efforts obtenus liés à la stabilité des terres (ou la contrainte  $\sigma_{T-eff}$  si le front est homogène et totalement sous nappe) et à la pression de l'eau sont multipliés par des coefficients de sécurité ;
- avec des coefficients de sécurité partiels appliqués avant calcul, directement sur les paramètres de résistance au cisaillement du terrain ;
- en recherchant un coefficient de sécurité global, grâce au calcul du rapport entre les efforts moteurs et les efforts résistants sans pondération des paramètres de terrains ni des effets des actions.

En tant « qu'ouvrages géotechniques de catégorie 3 » (§2.1 de l'Eurocode 7-1), les tunnels sortent actuellement du champ d'application de l'Eurocode 7, toutefois les approches utilisées en pratique sont compatibles avec ses principes. Pour le dimensionnement des structures de soutènement et de revêtement des tunnels par des approches « en déplacements » (type éléments finis), l'AFTES a pris position en recommandant la pondération des effets des actions : efforts normaux et moments de flexion dans les structures (AFTES GT29, 2007). Ce choix est motivé par la volonté de ne pas induire de comportement plastique par la prise en compte de paramètres dégradés pour le terrain qui serait susceptible de perturber artificiellement la distribution des efforts entre le terrain et le revêtement.

Pour l'étude de la stabilité du front de taille en massif rocheux peu fracturé (chutes et glissements de dièdres) par des méthodes « à la rupture » (type équilibre limite, calcul à la rupture), une approche de type « facteur global de sécurité » est recommandée. En effet, une dégradation des paramètres du massif rocheux (niveau de fracturation, état d'altération, résistance au cisaillement sur les discontinuités, etc.) pourrait conduire à une modification significative de la géométrie des blocs, voire à une modification radicale des mécanismes en jeu, le terrain pouvant passer d'un comportement de type milieu discontinu à celui d'un milieu continu. Par analogie avec le boulonnage radial en section courante (AFTES GT30, 2021), un facteur global de sécurité de l'ordre de 1,6 à 1,8 peut par exemple être recherché au front de taille.

En terrains meubles, la recommandation allemande (DAUB, 2016) qui traite plus particulièrement des tunneliers à front pressurisé, préconise de pondérer les effets des actions, avec des coefficients partiels de sécurité de 1,5 sur la pression  $\sigma_{T-eff}$  et de 1,05 sur la pression d'eau. Cette démarche peut être pertinente lorsque  $\sigma_{T-eff} \gg 0$  mais reste discutable lorsque le front est en limite de stabilité, la condition  $\sigma_{T-eff} = 0$  restant vraie quel que soit le coefficient de sécurité considéré.

Par analogie avec les problématiques de stabilité de pente, un facteur global de sécurité peut être estimé en rapportant les efforts moteurs aux efforts résistants. Une approche de calcul avec coefficients partiels sur la résistance du terrain peut également être considérée en terrains meubles (Paternesi et al., 2017) puisque la dégradation des paramètres du terrain (en particulier l'angle de frottement) majore la géométrie du mécanisme mais ne change pas le comportement d'ensemble qui reste de type milieu continu. C'est la démarche retenue dans ce document pour les terrains meubles avec les coefficients de sécurité partiels suivants :

- 1,25 sur  $c'$  et  $\tan(\varphi')$  en conditions drainées ;
- 1,4 sur  $C_u$  en conditions non drainées.

Dans le cas du creusement au tunnelier pressurisé, les pressions minimales  $\sigma_T$  calculées peuvent être majorées de 10 kPa dans le cas d'un tunnelier à pression de boue (SS) et 30 kPa dans le cas d'un tunnelier à pression de terre (EPB) afin de prendre en compte les difficultés de maintien et de contrôle de la pression frontale appliquée (DAUB, 2016). Il est de même raisonnable de majorer de 5 % les pressions d'eau dans le cas d'un milieu continu drainé sans écoulement (cas C, §.2.3).

Attention toutefois, l'approche préconisée consistant à appliquer une pondération partielle sur les paramètres de résistance au cisaillement en terrains meubles est clairement proscrite pour le dimensionnement des structures de soutènement et revêtement, en raison de la modification engendrée sur les phénomènes d'interaction sol / structure.

## 2.5 APPROCHES DE MODÉLISATION

L'ensemble des modèles existants pour l'étude de la stabilité du front de taille peut être regroupé en quatre grandes catégories dont les quelques lignes ci-dessous donnent les grands principes, avec quelques exemples en Illustration 3.

### Les modèles physiques et expérimentations (Exp)

Plusieurs campagnes d'essais ont été réalisées sur des modèles réduits centrifugés ou non (en Angleterre puis en France, plus récemment en Asie), dans des sols purement cohérents, purement frottants, puis cohérents frottants et stratifiés. La rupture du front de taille est généralement provoquée par le déplacement d'une paroi rigide ou le dégonflement d'une membrane souple au front de taille (Illustration 3a).

Ces modèles sont précieux puisqu'ils permettent, d'une part, d'identifier la cinématique des mécanismes de rupture à considérer dans les modèles semi-empiriques et analytiques (Equilibre Limite (EL) et Calcul à la Rupture (CR) décrits ci-après), et d'autre part, d'évaluer les pressions frontales à la rupture dans des conditions contrôlées sans toutefois couvrir l'ensemble de la gamme de variation des différents paramètres.

Le respect des conditions de similitude et la minimisation des effets d'échelle rendent complexes les dispositifs expérimentaux

ainsi que les procédures de mise en place des matériaux et leur caractérisation. La validation des modèles de calcul, idéalement par le retour d'expérience d'instabilités sur des ouvrages réels en vraie grandeur, souffrent d'observations bien souvent lacunaires en particulier sur les mécanismes de déformation et de rupture ainsi que sur les propriétés des matériaux. Quelques informations issues d'instabilités de front observées *in situ* lors de travaux de creusement en méthode conventionnelle et au tunnelier sont reportées en annexe.

### Les modèles développés dans le cadre d'une approche de type équilibre limite (EL)

Cette approche est la plus couramment utilisée dans la pratique courante : elle consiste en un bilan direct des efforts en jeu (Illustration 3b). Sa mise en œuvre dans les massifs de sols, ou de matériaux que l'on peut considérer comme continus à l'échelle de l'ouvrage, nécessite des hypothèses fortes quant à :

- la géométrie du mécanisme : le front étant supposé rectangulaire, le mécanisme le plus classique (Horn, 1961) est constitué d'un coin, délimité par un plan incliné à l'avant du front et deux faces triangulaires latérales en retour, ainsi que d'un prisme droit vertical à base rectangulaire remontant en surface (extension 3D du mécanisme de Terzaghi) ;

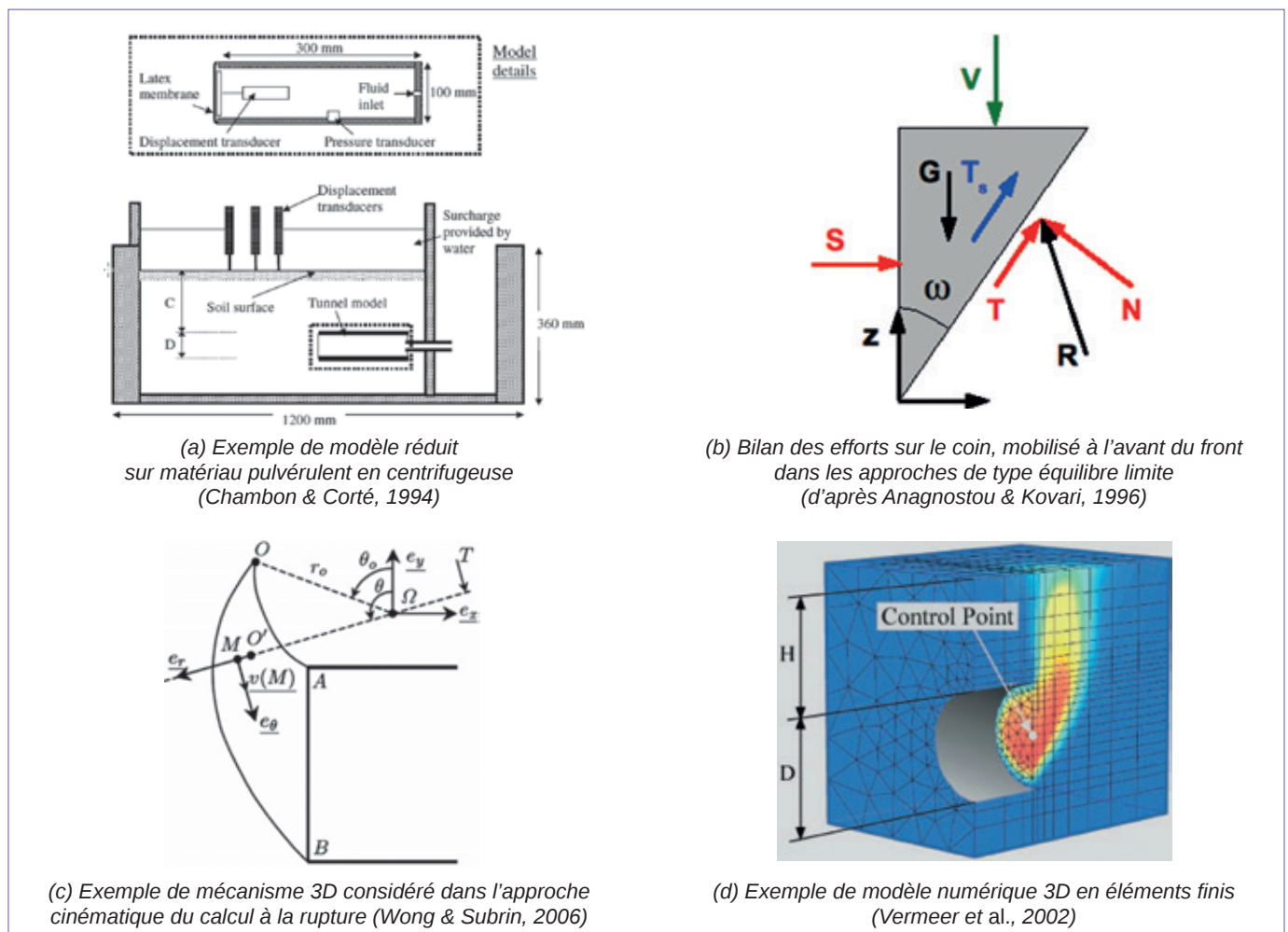


Illustration 3 : Quelques représentations de modèles consacrés à l'étude de la stabilité du front de taille.

- le profil des contraintes appliquées sur chaque face du mécanisme (ou leur résultante globale) : la résistance au cisaillement est définie par le critère de résistance de Coulomb (éventuellement Tresca) et les contraintes normales sur les surfaces de rupture présupposent une valeur du rapport entre les contraintes horizontales et verticales dans le massif.

Le principe consiste à comparer les efforts moteurs (poids du coin et contrainte verticale s'exerçant sur sa face supérieure, éventuelle surcharge en surface, forces d'écoulement) aux efforts résistants mobilisables (résistance au cisaillement du terrain sur les différentes faces du coin et pression frontale simulant l'effet d'un confinement).

Il est possible de prendre en compte des terrains stratifiés horizontalement (par exemple en contexte de bassin sédimentaire) et de considérer l'effet d'une nappe sans changer le mécanisme de rupture considéré.

### Les modèles développés dans le cadre de la théorie du calcul à la rupture (CR)

Les conditions de stabilité du front peuvent être estimées par la théorie du calcul à la rupture (Salençon, 1990), dont les résultats tendent vers ceux de l'analyse limite considérant l'hypothèse d'un comportement rigide parfaitement plastique associé du terrain.

Basée sur la détermination de champs de contraintes statiquement admissibles, l'approche statique, dite par l'intérieur, conduit à une estimation par défaut, donc dans le sens de la sécurité, du domaine des chargements supportables. En d'autres termes, s'il est possible de trouver un champ de contraintes dans le terrain vérifiant les équations d'équilibre, les conditions aux limites en contraintes et le critère de résistance, alors la stabilité du front de taille est assurée. Dans le cas d'une rupture par effondrement, la pression frontale étant un paramètre de chargement qui s'oppose à l'instabilité, cette approche conduit à un majorant de la pression frontale de rupture.

*A contrario*, l'approche cinématique, dite par l'extérieur, est dérivée de la proposition de mécanismes de rupture virtuels cinématiquement admissibles (Illustration 3c), c'est-à-dire vérifiant les conditions aux limites en vitesses. Pour une famille de mécanisme caractérisée par un ensemble de paramètres géométriques, la puissance des efforts extérieurs est comparée à la puissance de dissipation que le terrain peut mobiliser compte tenu de ses capacités de résistance. L'optimisation par rapport à la géométrie du mécanisme conduit à un minorant de la pression frontale de rupture : pour la valeur calculée, la rupture par effondrement du front est certaine.

Par rapport aux approches de type équilibre limite, la géométrie optimale du mécanisme de rupture résulte du calcul par optimisation des paramètres géométriques de la famille de mécanisme considérée. Le résultat ne dépend pas des conditions initiales concernant l'état de contraintes. Les modèles développés en milieu homogène ne s'appliquent pas directement en cas

de terrains hétérogènes puisque les champs de contraintes et de vitesse requièrent la vérification des conditions de continuité entre matériaux de caractéristiques différentes.

Cette approche, quoique peu pratiquée, présente le mérite de proposer des fuseaux de valeurs possibles et donc d'encadrer les conditions de rupture selon une approche rigoureuse et donc de vérifier la pertinence des approches par équilibre limite reposant sur des hypothèses plus nombreuses. Les mécanismes de rupture virtuels construits « à la main » dans le cadre de l'approche cinématique peuvent être affinés par des approches numériques.

### Les modèles numériques (Num)

Les modèles numériques (Illustration 3d) considérés consistent à résoudre le système aux dérivées partielles issu des équations d'équilibre, de la loi de comportement du terrain, des conditions aux limites et des conditions initiales, par l'écriture du problème sous forme discrète (en éléments finis ou différences finies explicites). La précision de la solution ainsi approchée est d'autant plus grande que le maillage est fin. Compte-tenu du caractère tridimensionnel des mécanismes en jeu au niveau du front de taille, les temps de calcul nécessaires pour obtenir une précision acceptable peuvent être significatifs. Une attention particulière doit être portée à la représentativité des hypothèses retenues : blocage radial des nœuds en périphérie du front de taille, gradient vertical de pression frontale (en particulier dans le cas des tunnels de grand diamètre), caractéristiques mécaniques des terrains, etc.

Ce type d'approche en déformation est utilisé pour approcher les conditions de rupture, soit en simulant la réduction progressive de la pression au front, soit en utilisant une méthode consistant à réduire les paramètres de résistance. Par rapport à l'approche par l'extérieur du calcul à la rupture, la recherche de la cinématique de déformation et de rupture se fait parmi une « infinité » de géométries possibles, avec optimisation résultant du calcul numérique sans figer *a priori* la géométrie de la rupture.

Partant d'un état initial de contraintes géostatiques dans le terrain, la rupture par effondrement du front de taille peut être recherchée en diminuant progressivement la pression frontale simulant la procédure d'essai habituellement pratiquée dans les approches expérimentales en laboratoire. Les isovaleurs des déformations plastiques de cisaillement permettent alors d'exhiber la géométrie du mécanisme de rupture et notamment de mettre en évidence les surfaces de rupture dans le cadre de mécanismes par blocs rigides. La pression frontale limite de rupture par effondrement peut également être estimée en représentant l'évolution de l'extrusion de certains points du front de taille en fonction de la réduction de la pression frontale.

Si le front est auto-stable (c'est-à-dire pour une pression au front nulle), la marge de sécurité associée peut être estimée en diminuant progressivement la résistance au cisaillement du terrain jusqu'à la rupture (méthode dite « c-phi réduction ») selon une approche de type pondération des paramètres du terrain.

## ÉVALUATION DES CONDITIONS DE STABILITÉ

On présente, successivement pour les quatre configurations de calcul (A, B, C, D) identifiées au §.2.3, les différents modèles existants suivant les quatre approches (Exp, EL, CR, Num) explicitées au §.2.5.

De très nombreux articles scientifiques ont été consacrés à l'étude de la stabilité du front de taille depuis une quarantaine d'années. En guise d'illustration, citons que, à la date de rédaction de cette note, près de 100 articles sont référencés

sous le mot clé « *Tunnel face stability* » dans les revues scientifiques internationales « *Tunnelling and Underground Space Technology* » et « *Computers and Geotechnics* », dont 60 sur la période 2018-2020 (3 % des articles publiés dans ces revues).

Les références citées ci-après ne sont pas exhaustives et ne retracent pas totalement l'historique des travaux ayant conduit à la construction de l'ensemble de ces modèles : tous les modèles « intermédiaires » n'ont pas été rappelés.

### 3.1 MILIEU DISCONTINU

Dans les massifs rocheux modérément fracturés, assimilables à des milieux discontinus à l'échelle de l'ouvrage, les instabilités au front de taille se manifestent par des chutes ou des glissements de dièdres isolés par le réseau de discontinuités (Illustration 4).

La géométrie des mécanismes de rupture est dictée par l'orientation et le pendage des discontinuités par rapport à l'axe du tunnel, leur extension, leur espacement ainsi que la forme du front de taille. La stabilité naturelle de ces dièdres dépend du poids volumique de la roche et de la résistance au cisaillement mobilisable sur les discontinuités (fonction de la rugosité des épontes, de leur ouverture, d'un éventuel remplissage, de la présence d'eau, etc.). Le phénomène de dilatance empêchée est un facteur essentiel dans la stabilité naturelle des excavations souterraines en milieu rocheux.

À ce titre, la démarche de dimensionnement peut être résumée sous la forme des étapes suivantes :

- **Identification des données géométriques et géo-mécaniques des discontinuités :**

Les principales familles de discontinuités, leur orientation et leur espacement moyen sont évalués grâce à l'analyse structurale du massif déduite d'informations issues principalement de levés de terrain et de sondages carottés. La résistance au cisaillement des discontinuités peut être mesurée à partir d'essais de cisaillement sur discontinuités en laboratoire ou bien évaluée à partir des travaux de Barton (1977) sur l'état de surface (JRC) et la résistance des épontes (JCS). En l'absence de boulons ou avec des boulons non précontraints, il est recommandé par AFTES GT30 (2021) de ne pas retenir de cohésion sur les discontinuités (résistance résiduelle).

- **Identification des blocs potentiellement instables :**

La géométrie des blocs les plus volumineux susceptibles de glisser au front de taille est évaluée par une approche basée sur les projections stéréographiques ou par modélisation numérique 3D. Un schéma de boulonnage permettant d'assurer la stabilité générale peut en être déduit (cf. point suivant).



Illustration 4 : Exemple d'instabilité en massif rocheux dans le tunnel de Chavannes (France, 70).

La stabilité des blocs de plus petits volumes (stabilité locale) pourra être assurée grâce à la résistance au cisaillement du béton projeté, ou en dégagant ces petits blocs instables.

- **Calcul du coefficient de sécurité de chaque bloc et calcul du boulonnage nécessaire pour obtenir un coefficient de sécurité acceptable :**

Le calcul du coefficient de sécurité est obtenu, dans une démarche d'équilibre limite, en faisant le rapport entre les efforts moteurs (poids du bloc) et résistants (résistance au cisaillement le long des discontinuités et apport du boulonnage). Les boulons ont deux effets : d'une part, ils reprennent directement une partie du poids du dièdre, et d'autre part, ils augmentent la résistance au cisaillement mobilisable le long des faces du dièdre, en augmentant la contrainte normale s'ils sont précontraints. Ces deux effets sont bien sûr à intégrer dans les calculs de stabilité. Un coefficient de sécurité de l'ordre de 1,6 à 1,8 peut être recherché, par analogie avec les valeurs préconisées par AFTES GT30 (2021) pour un boulonnage radial en section courante. Pour des situations où l'excavation reste ouverte longtemps, ce coefficient peut monter jusqu'à 2,0.

## 3.2 MILIEU CONTINU NON DRAINÉ

Lors du creusement à une vitesse importante dans des terrains peu perméables homogènes isotropes, une hypothèse de comportement non drainé des terrains peut être légitime quelle que soit la méthode de creusement (méthode conventionnelle ou tunnelier), même si les conditions nécessaires (cf. §2.3) sont rarement réunies en pratique. Dans ce contexte, le critère de résistance des terrains peut être considéré de type « Tresca » (sols purement cohérents) caractérisé par la résistance au cisaillement non drainée (ou par abus de langage « cohésion non drainée »)  $C_u$ . L'illustration 5 synthétise les principales références consacrées à ce sujet.

Broms & Bennermark (1967) sont les premiers auteurs connus à s'être intéressés à cette problématique. Ils réalisent des essais en laboratoire à l'aide d'un échantillon cylindrique d'argile contenu dans un cylindre en acier, comportant un trou de 2 cm de diamètre

modélisant le front de taille. L'ensemble est disposé sur un bâti d'essai triaxial. Dans un premier temps, une contrainte verticale  $\sigma_0$  est imposée à l'échantillon, puis la contrainte normale sur le trou  $p_0$  est réduite progressivement jusqu'à la rupture du front de taille (Illustration 6).

Ces analyses conduisent les auteurs à écrire la condition de stabilité du front de taille dans les terrains purement cohérents sous la forme de l'équation [5], où  $N$  couramment appelé « nombre de stabilité » exprime en fait un facteur de charge par rapport à la résistance du terrain.

$$N = \frac{\sigma_s + \gamma \cdot H - \sigma_r}{C_u} \quad [5]$$

Cas	Type	Référence	Description succincte
Milieu continu homogène non drainé	Exp	Broms & Bennermark (1967)	Premiers essais en laboratoire réalisés en Suède (dispositif expérimental s'apparentant à une cellule triaxiale avec un trou permettant l'extrusion du terrain) ; Analyse d'instabilités de front sur 14 chantiers ; Introduction du « nombre de stabilité ».
		Kimura & Mair (1981)	Essais réalisés en centrifugeuse à Cambridge (Angleterre), avec un tunnel modélisé sous la forme d'un tube de 60 mm pressurisé. Différentes longueurs de découps (nul à « infini », i.e. déformations planes) et épaisseur de couvertures étudiées.
		Bezuijen & Van Seters (2006)	Essais réalisés en centrifugeuse à Delft (Pays-Bas), avec un tunnel modélisé sous la forme d'un tube de 150 mm pressurisé.
	EL	Perazelli & Anagnostou (2017)	Adaptation du modèle d'Anagnostou (2012) réalisé en terrain cohérent-frottant, au cas purement cohérent. La nouveauté réside dans le calcul de la force verticale $V$ s'exerçant sur le dièdre, déduite des approches statiques du calcul à la rupture de Gunn (1980), au lieu d'une voûte de décharge de type « Terzaghi ».
		Champagne de Labriolle (2018)	Extension du modèle de Perazelli & Anagnostou (2017) en considérant une géométrie circulaire du front de taille (au lieu de rectangulaire) et une distribution plus réaliste des contraintes horizontales le long des surfaces de rupture.
	CR	Davis <i>et al.</i> (1980)	Approche cinématique : plusieurs cas étudiés dont mécanisme 3D à deux blocs (cylindres elliptiques). Approche statique : champs de contraintes sphériques et cylindriques + comparaison avec résultats expérimentaux dans le cas d'un mécanisme de rupture en déformation plane en coupe transversale.
		Mollon <i>et al.</i> (2013)	Approche cinématique : mécanisme 3D ayant une forme de tore.
	Num	Ukrichon <i>et al.</i> (2017)	Calculs aux éléments finis 3D avec prise en compte d'une augmentation linéaire avec la profondeur de $C_u$ .

Illustration 5 : Synthèse des approches existantes en conditions « non drainées ».

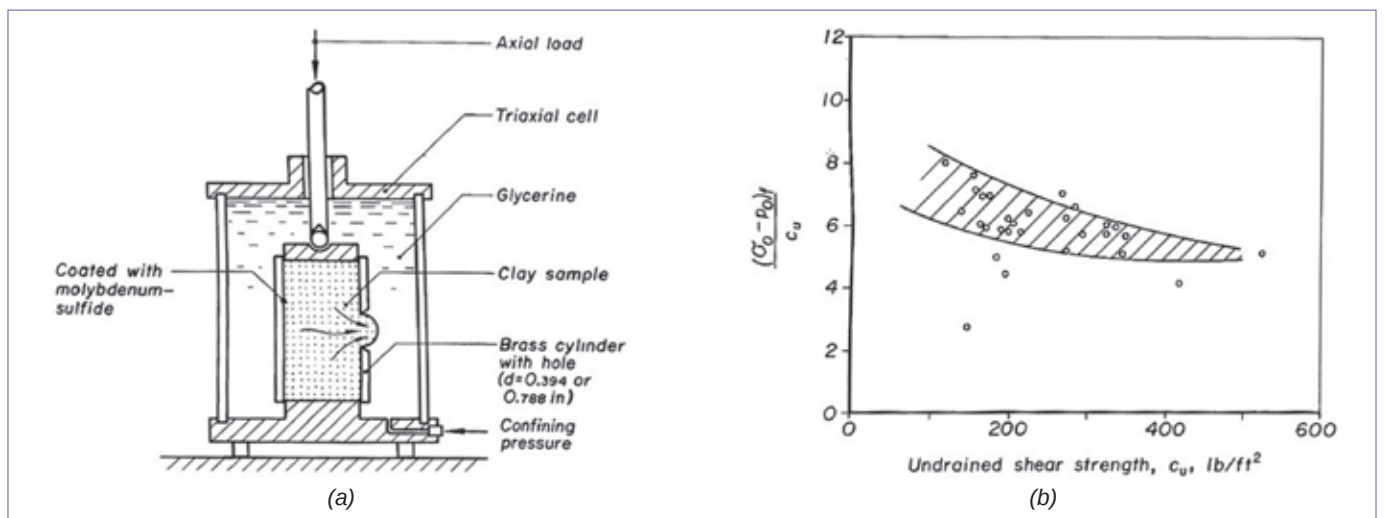


Illustration 6 : Essais en laboratoire de Broms & Bennermark (1967) : (a) dispositif expérimental, (b) synthèse des résultats.

Broms & Bennermark (1967) ont également réalisé une synthèse des conditions de stabilité observées au front lors de onze fonçages de conduites d'assainissement (diamètres compris entre 0,8 et 2,3 m environ) réalisés en Suède, ainsi que trois tunnels d'environ 7 m de diamètre en Norvège et aux États-Unis, pour des épaisseurs de couverture comprises entre 1,5.D et 4.D environ. La plupart présente des nombres de stabilité inférieurs à 6, sans problématiques fortes d'instabilité du front. L'expérience du tunnel de Tyholt (Norvège) en 1950 est en revanche intéressante avec deux instabilités de front observées, pour des rapports C/D (couverture / diamètre) égaux respectivement à 2,0 et 2,2, et des nombres de stabilité de l'ordre de 6,2 et 7,8. La longueur du décousu lors des effondrements n'est pas connue. Une pression d'air comprimée, imposée ensuite dans le tunnel, réduit les nombres de stabilité de 2 unités permettant ainsi d'assurer la stabilité.

Des essais en centrifugeuse sur un modèle réduit de tunnel ont ensuite été réalisés à Cambridge sur des argiles (Schofield, 1980 ; Kimura & Mair, 1981). Le tunnel est modélisé sous la forme d'un demi-tube pressurisé de 60 mm de diamètre, porté à une accélération de l'ordre de 120.g simulant un tunnel réel de l'ordre de 7 m de diamètre. Différentes épaisseurs de couverture ( $1,2 < C/D < 3,3$ ) sont étudiées, ainsi que différentes longueurs de décousu  $d$ , comprise entre 0 (déplacements autorisés uniquement au front de taille), et l'infini (étude en section courante d'un tunnel non soutenu).

Ces essais mettent bien en évidence que :

- le mécanisme d'effondrement (Illustration 7a) affecte la totalité du front de taille ;
- la surface de glissement inférieure est inclinée à moins de  $45^\circ$  par rapport à l'horizontale, ce qui conduit à un mécanisme s'étendant assez loin à l'avant du front de taille (quasiment un diamètre à hauteur d'axe du tunnel) ;
- le mécanisme initial se propage très rapidement jusqu'à la surface en cas de couverture faible (1 à 2.D) avec un fontis final s'avancant jusqu'à environ 2.D à l'avant du front, et 0,5.D à l'arrière ;
- il n'apparaît pas clairement de surface de cisaillement à l'intérieur de ce mécanisme.

Les modélisations numériques réalisées plus tard par Ukrichton et al. (2017) confortent également ces observations expérimentales (Illustration 7b).

Bezuijen & Van Seters (2006) ont également effectué deux essais en centrifugeuse à l'université de Delft, pour des faibles épaisseurs de couverture (C/D égal à 0,6 et 0,8). Les auteurs ne décrivent pas la géométrie du mécanisme de rupture observé, mais donnent les valeurs des nombres de stabilité associées à la rupture (cf. Illustration 8).

Différentes approches théoriques ont été développées en parallèle par différents auteurs. Dans le domaine du calcul à la rupture, citons notamment les travaux de Davis et al. (1980) et Mollon et al. (2013), concernant l'approche cinématique (approche par l'extérieur). Davis et al. (1980) ont considéré différents mécanismes en section courante du tunnel, mais également un mécanisme au front de taille (décousu nul), constitué de deux cylindres elliptiques. Mollon et al. (2013) l'ont amélioré en considérant un mécanisme de rupture en forme de tore. Concernant l'approche statique, Davis et al. (2013) ont étudié différents champs de contraintes, de géométrie cylindrique ou sphérique au front de taille.

Parmi les approches d'équilibre limite, Perazzelli & Anagnostou (2017) ont étendu l'approche développée dans le cas des terrains cohérents-frottants (cf. §3.3) au cas de terrains purement cohérents. La principale modification apportée concerne le calcul de la contrainte verticale s'exerçant sur la face supérieure du coin considéré au front de taille. Contrairement au cas cohérent-frottant où celle-ci est déduite d'un mécanisme de Terzaghi, basé sur l'hypothèse de surfaces de glissement verticales, celle-ci est ici déduite de l'approche statique du calcul à la rupture conformément aux travaux de Gunn (1980). Trois formes de champs de contraintes dans un terrain situé au-dessus d'une trappe rectangulaire sont proposés avec : un champ de contrainte de géométrie cylindrique dont l'axe est parallèle à la longueur de la trappe (longitudinalement au tunnel dans notre cas), un champ de contrainte de géométrie cylindrique dont l'axe est parallèle à la largeur de la trappe (c'est-à-dire transversalement au tunnel dans notre cas), et un champ de contrainte de géométrie sphérique englobant la trappe. La valeur minimale de la contrainte verticale issue de ces trois champs est retenue.

Champagne de Labriolle (2018) a amélioré l'approche de Perazzelli & Anagnostou (2017) en considérant la géométrie cylindrique du tunnel. L'intégration des efforts considère en effet des tranches de hauteurs infinitésimales et de largeur variable sur la hauteur du front, contrairement à l'approche de Perazzelli & Anagnostou (2017) où le front est considéré rectangulaire. Enfin, Ukrichton et al. (2017) ont effectué des calculs numériques en éléments finis en considérant un tunnel circulaire et un décousu nul. Perazzelli & Anagnostou (2017) ont également effectué deux calculs numériques en différences finies avec un tunnel de section carrée.

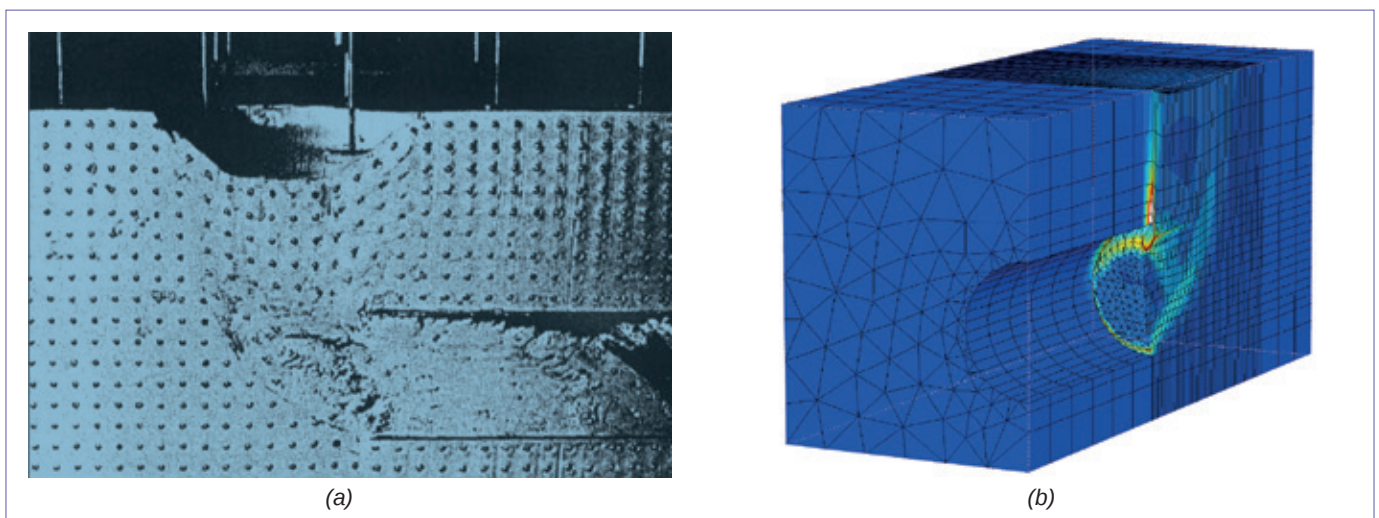


Illustration 7 : Géométrie du mécanisme : (a) Essais en centrifugeuse de Kimura & Mair (1981), (b) Modélisation numérique de Ukrichton et al. (2017).

L'illustration 8 compare les nombres de stabilité  $N$  obtenus par ces différentes approches dans le cas d'un décaou nul et d'une « cohésion non drainée » constante. Cette synthèse montre tout d'abord que les résultats expérimentaux, notamment Kimura & Mair (1981), sont encadrés par :

- les approches par l'extérieur, pour lesquelles la rupture est certaine, qu'elles soient de type « approche cinématique du calcul à la rupture » (Davis *et al.* (1980), amélioré par Mollon *et al.* (2013)), ou numérique (Ukrichon *et al.* (2017) et Perazzelli & Anagnostou (2017)). Noter que l'écart entre les deux approches numériques précédentes peut être lié à la géométrie considérée (front carré ou circulaire), mais également au maillage assez grossier considéré par Perazzelli & Anagnostou (2017) ;
- les approches par l'intérieur, pour lesquelles le front est potentiellement stable, qu'elles soient de type « approche statique du calcul à la rupture » (Davis *et al.*, 1980) ou « équilibre limite du dièdre en tenant compte d'un effort vertical sur le dièdre déduit de l'approche statique du calcul à la rupture » (Perazzelli & Anagnostou (2017), Champagne de Labriolle (2018)).

L'écart entre ces deux grandes catégories d'approches reste assez important, de l'ordre de 30 %. À titre d'exemple, pour un tunnel de 10 m de diamètre avec une couverture de 15 m d'épaisseur, creusé dans un terrain présentant 30 kPa de « cohésion non drainée », le nombre de stabilité est compris entre 6,5 et 9, ce qui conduit à une pression limite au front, sans coefficient de sécurité, comprise entre 130 et 200 kPa.

Notons également les limites suivantes des approches précédemment citées :

- les approches statiques du calcul à la rupture considèrent des champs de contraintes simples, dont il est difficile d'imaginer qu'ils soient pleinement représentatifs de l'état de contrainte régnant autour du front de taille ;
- les modèles d'équilibre limite sont basés sur un coin, délimité au niveau du front de taille par une surface de glissement plane, contraire aux observations expérimentales qui tendent à considérer un arc de spirale ;
- il est surprenant qu'un écart aussi important existe entre les approches numériques et les approches expérimentales.

Compte-tenu des développements précédents, la pression frontale limite de rupture par effondrement peut ainsi être calculée à partir de l'équation [7], en intégrant la réflexion du §2.4 sur la prise en compte de la sécurité. Le choix de la valeur du nombre de stabilité critique  $N_{crit}$  est à effectuer par l'ingénieur sur la base de l'illustration 8, à l'intérieur du fuseau illustré. Les valeurs basses du fuseau conduisent à un dimensionnement plus sécuritaire.

$$\sigma_{T-eff} = \sigma_s + \gamma \cdot H - N_{crit} \cdot \frac{C_u}{FS} + \Delta P_c, FS = 1,4,$$

$N_{crit}$  choisi sur l'illustration 8,

$$\Delta P_c = \begin{cases} 10 \text{ kPa (SS)} \\ 30 \text{ kPa (EPB)} \\ 0 \text{ sinon} \end{cases}, \left[ \begin{array}{l} \forall d/D \leq 0,2 \\ \forall C_u / (\gamma \cdot D) > 0,3 \end{array} \right]$$

[7]

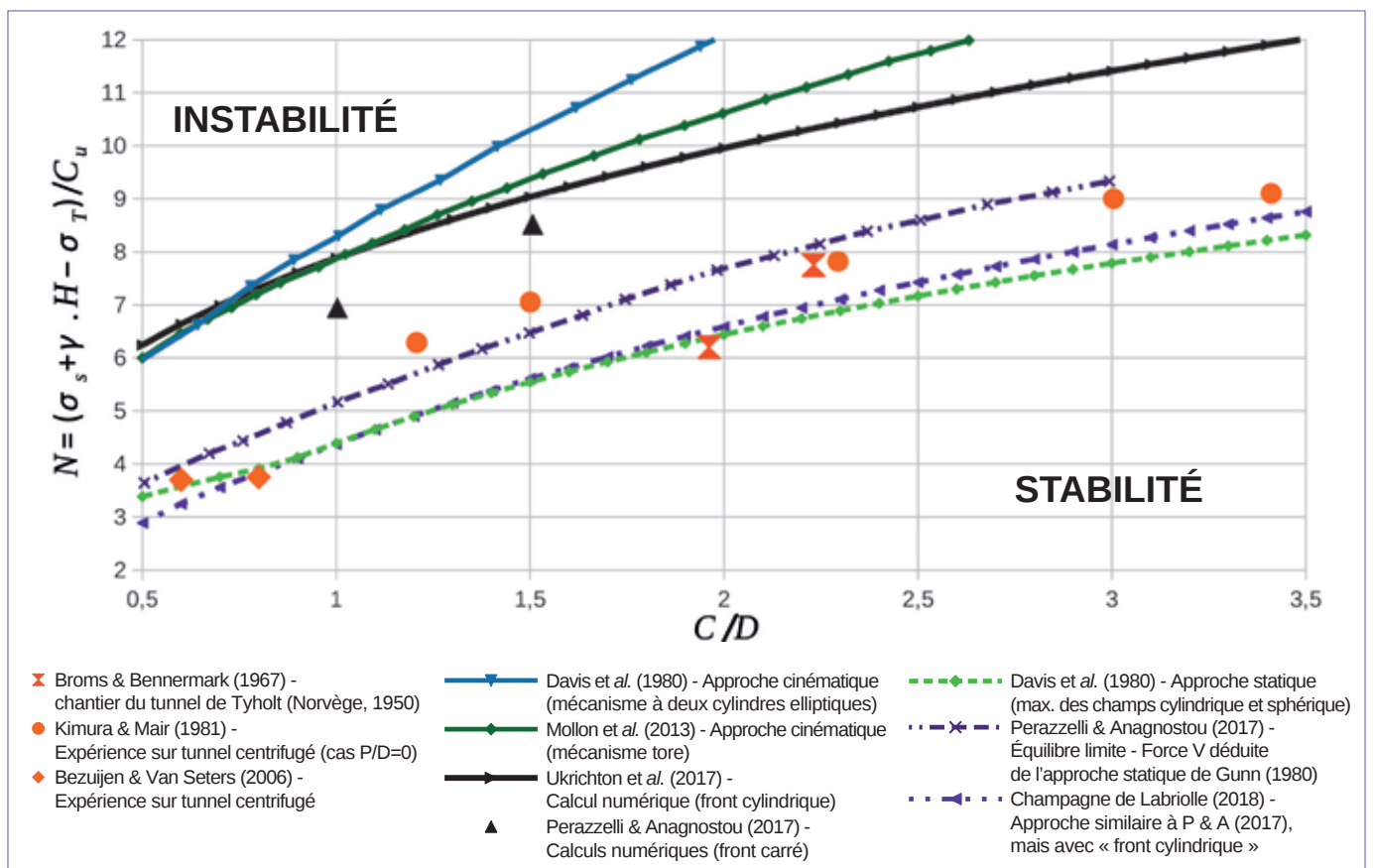


Illustration 8 : Comparaison des nombres de stabilité déduits des différents modèles existants.



L'influence de la longueur du découpu sur la stabilité du front de taille a également été étudiée par différents auteurs. Citons notamment les essais en centrifugeuse de Kimura & Mair (1981), réalisés pour un découpu important, égal à 0,5.D, 1.D, 2.D et infini (c'est-à-dire équivalent à un calcul de stabilité en section courante). Les résultats obtenus révèlent des nombres de stabilité significativement plus faibles en « déformations planes » (découpu infini) que dans le cas d'un découpu nul (N divisé par deux environ). Pour un découpu limité à 0,2.D, on peut estimer que le nombre de stabilité est réduit d'environ 0,5 d'après les conclusions obtenues par les auteurs.

Les calculs analytiques de Champagne de Labriolle (2018) conduisent au même ordre de grandeur pour un découpu de longueur

0,2.D (cf. Figure 24 de l'auteur) dans le cas d'une « cohésion non drainée » supérieure ou égale à 50 kPa (soit  $C_u / (\gamma \cdot D) > 0,3$ ). Pour des « cohésions non drainées » très faibles ( $C_u / (\gamma \cdot D) < 0,3$ ), l'influence du découpu dans l'approche de Champagne de Labriolle (2018) est plus importante qu'indiqué au paragraphe précédent.

Quelques auteurs, notamment Ukrichton et al. (2017) et Champagne de Labriolle (2018) ont par ailleurs intégré une évolution de la « cohésion non drainée » avec la profondeur. Les résultats obtenus ne sont pas présentés ici dans la mesure où il est rare, en pratique, de disposer de suffisamment de résultats d'essais pour mettre en évidence cette évolution de la résistance au cisaillement avec la profondeur.

### 3.3 MILIEU CONTINU DRAINÉ SANS ÉCOULEMENT

#### 3.3.1 Terrain homogène

Dans le cas de terrains perméables et d'un creusement lent (à titre indicatif, comme précédemment, avec  $k > 10^{-6}$  m/s et  $v_{avct} < 0,1$  m/h), le terrain est sollicité dans un état « drainé ». La stabilité du front de taille est dans ce cas conditionnée par les contraintes effectives exercées dans le terrain. On considère ici qu'il n'y a pas d'écoulement de l'eau interstitielle dans le terrain (les pressions d'eau restent égales aux pressions hydrostatiques initiales). Cette condition est rencontrée si le creusement a lieu hors nappe ou si un tunnelier à front pressurisé est utilisé (hors conditions décrites ultérieurement au §3.4).

Dans cette configuration, les calculs sont effectués en contraintes effectives avec :

- le poids volumique  $\gamma^*$  des terrains égal à  $\gamma^* = \gamma_{sat} - \gamma_w$  (poids volumique déjaugé) si le tunnel est sous la nappe, ou à  $\gamma_h$  (poids volumique humide) si le tunnel est situé hors nappe ;
- la résistance au cisaillement drainée, exprimée sous la forme d'une cohésion effective  $c'$  et d'un angle de frottement interne  $\varphi'$  dans le cadre d'un critère de Mohr-Coulomb.

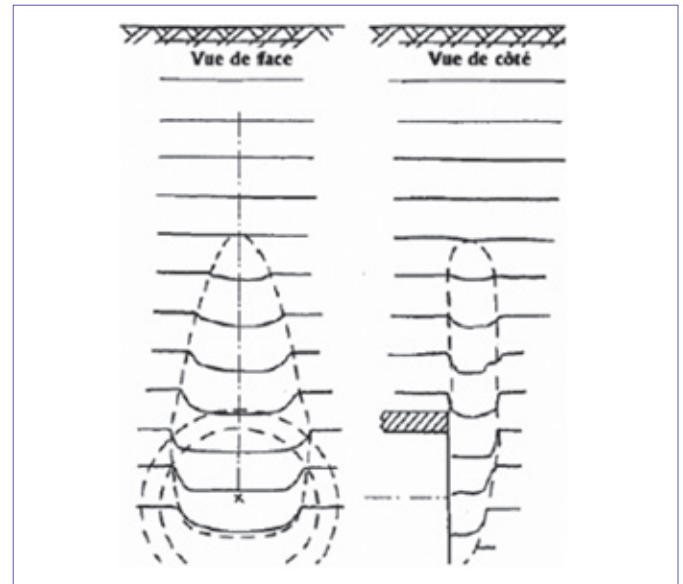


Illustration 9a : Géométrie du mécanisme de rupture en terrain cohérent-frottant (coupes transversales et longitudinales) : essais de Chambon & Corte (1989).

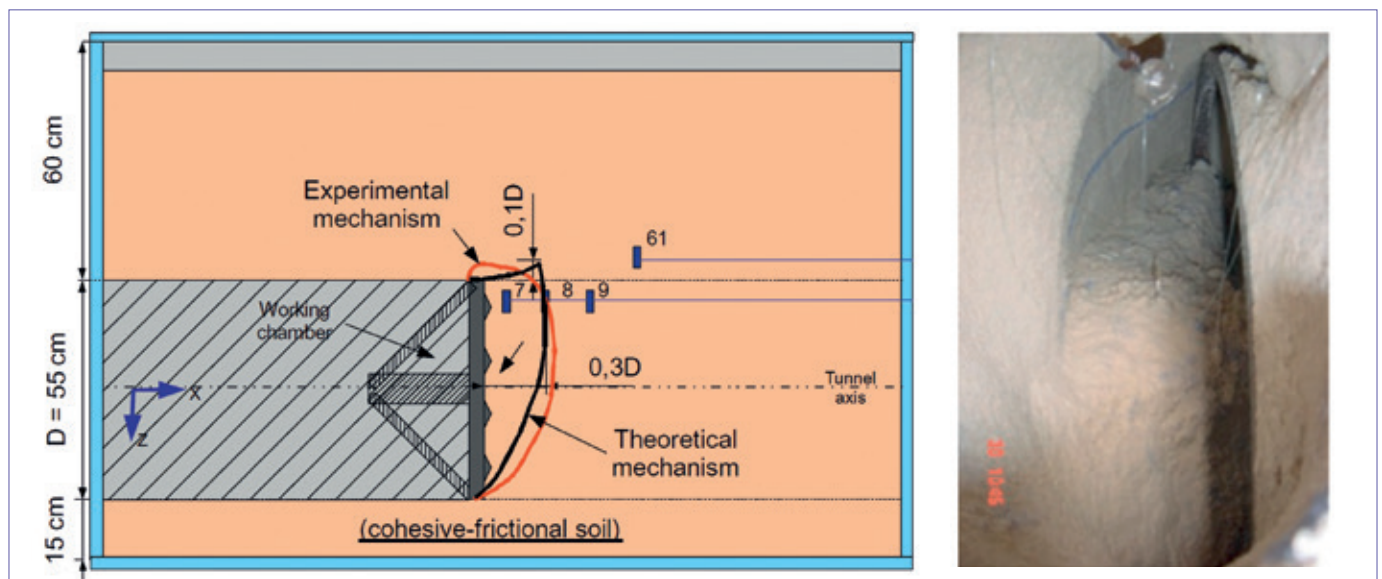


Illustration 9b : Géométrie du mécanisme de rupture en terrain cohérent-frottant (coupes transversales et longitudinales) : essais de Berthoz et al. (2012).

Le cas des sols partiellement saturés est généralement traité en considérant une cohésion effective et un angle de frottement « apparents » déduits d'essais en laboratoire réalisés sur le sol pris dans un état de saturation identique à celui observé sur site.

Différentes campagnes d'essais ont été réalisées en laboratoire dans cette configuration. Citons notamment les essais de :

- Chambon & Corté (1989) réalisés en centrifugeuse avec des sables secs, où le creusement est généré via le dégonflage d'une membrane souple au front de taille, avec un soutien radial constant grâce à un tube métallique ;
- Berthoz et al. (2012) réalisés sur un modèle réduit de tunnelier à pression de terre non centrifugé, avec des sables secs ou légèrement humides, leur conférant une cohésion de quelques kPa correspondant à une dizaine de kPa en vraie grandeur.

Cas	Type	Référence	Description succincte
Milieu continu homogène drainé sans écoulement	Exp	Chambon & Corté (1989)	Essais centrifugés de tubes rigides à fronts flexibles sur des terrains cohérents frottants → Forme des mécanismes + valeur de pression frontale pour quelques valeurs de H/D.
		Messerli et al. (2010)	Essais non centrifugés de tubes rigides à fronts déplaçables sur des sables secs → Forme des mécanismes + valeurs de pression frontale limite pour quelques valeurs de H/D.
		Berthoz et al. (2012)	Essais sur modèle réduit non centrifugés en terrains purement frottant et cohérents frottant → Forme des mécanismes, valeurs de pression frontale limite pour quelques valeurs de $c'$ .
	Num	Vermeer et al. (2002)	Modèles en éléments finis 3D avec un terrain de comportement élastique parfaitement plastique régi par un critère de Mohr-Coulomb, et un déplacement autorisé uniquement au front (déplacements radiaux bloqués en paroi). Différentes valeurs d'angle de dilatance et de coefficient de pression des terres au repos ont été testées, sans effet significatif sur la pression de rupture par effondrement.
		Alagha & Chapman (2019)	Un modèle similaire à celui de Vermeer et al. (2002) a été utilisé, avec quelques études paramétriques complémentaires.
	EL	Anagnostou & Kovari (1996)	Mécanisme type Horn (1961). Equilibre du coin au front avec ces hypothèses : (1) front rectangulaire ( $B^*H$ ), (2) Effort vertical sur le coin déduit d'une voûte de décharge avec $\sigma_H = K_1 \sigma_{v0}$ où $K_1 = 0,8$ , (3) Effort de cisaillement le long du coin déduit en supposant que la contrainte verticale augmente linéairement avec la profondeur sur la hauteur du coin, avec la contrainte horizontale proportionnelle via un facteur $K_2 = 0,4$ .
		Anagnostou (2012)	Reprise du modèle d'Anagnostou & Kovari (1996) en : (1) supprimant l'hypothèse (3) précédente et en la remplaçant par une analyse de type « voûte de décharge » dans le plan horizontal, (2) choisissant $\sigma_H = 1,0 \sigma_v$ (au lieu de 0,8) pour le bloc (hypothèse (2)) et le coin.
		DAUB (2016)	Préconise d'utiliser la méthode d'Anagnostou & Kovari (1996) mais avec un coefficient $K_2 = (K_0 + K_2)/2$ au lieu de 0,4.
		Champagne de Labriolle (2018)	Reprise du modèle d'Anagnostou & Kovari (1996) en : (i) exprimant K à partir de l'hypothèse que le critère est vérifié sur les frontières du mécanisme (donc relation entre $\sigma_v$ et $\sigma_H$ , qui ne sont pas forcément contraintes principales) ; (ii) considérant le caractère circulaire du front de taille (au lieu de rectangulaire).
	CR	Leca & Dormieux (1990)	Approche cinématique : modèle initial : 1 ou deux blocs 2D.
		Wong & Subrin (2006)	Approche cinématique : modèle 3D à un bloc défini par des spirales logarithmiques sans surface de discontinuité interne.
		Mollon et al. (2011)	Approche cinématique : modèle 3D avec un nombre important (mais variable) de surfaces de discontinuités découpant des blocs définis par des arcs de spirales logarithmiques.
		Zou et al. (2019)	Approche cinématique : reprise du modèle de Mollon et al. (2011) en remplaçant la partie du mécanisme située au-dessus de la clé du tunnel par une pression déduite d'un mécanisme de type « équilibre limite » avec une hypothèse de contrainte normale sur ce mécanisme ( $K_s$ ) tiré de diverses approches (analytique, numérique, expérimentale).
		Li et al. (2019)	Approche cinématique : reprise de la géométrie du modèle de Wong & Subrin (2006), en considérant un sol partiellement saturé.
		Quarmout et al. (2019)	Approche cinématique : modèle 3D à deux blocs (un tétraèdre au front, et un prisme à base triangulaire au-dessus). Résolution par la méthode KEM (Kinematic Element Method), qui n'est pas exactement du Calcul à la Rupture, mais s'y apparente.
Li & Yang (2020)		Approche cinématique : mécanisme 3D à un bloc défini par des spirales logarithmiques sans surface de discontinuité interne, et avec troncature du critère de résistance en traction.	
Senent et al. (2020)		Approche cinématique : mécanisme 2D à 3 blocs, en considérant l'existence d'un décousu. Prise en compte possible également d'une voûte parapluie.	

Illustration 10 : Synthèse des approches existantes en milieu continu homogène drainé sans écoulement.

Ces essais, dont les résultats sont présentés en Illustration 9, révèlent que le mécanisme :

- intercepte tout le front de taille ;
- est peu étendu à l'avant du front de taille (moins de 0,5.D) et remonte peu au-dessus de la clé (0,1.D environ pour un angle de frottement interne de l'ordre de 35°) ;
- peut se propager par rupture progressive jusqu'à la surface dans le cas d'une faible épaisseur de couverture.

De nombreux modèles numériques et analytiques ont également été consacrés à cette configuration. L'illustration 10 en donne les principales références.

Les modélisations numériques réalisées par Vermeer et al. (2002) ou Berthoz et al. (2012), confirment ces grands traits des mécanismes observés en milieu cohérent-frottant, sur lesquels se sont appuyés différents modèles analytiques récents (Wong & Subrin (2006), Mollon et al. (2011), etc.).

La pression frontale minimale de rupture par effondrement associée à ce type de mécanisme peut s'exprimer sous la forme suivante :

$$\sigma_{T-eff} = \max(\sigma'_{T-eff}; 0) + FSE \cdot \gamma_w \cdot H_w$$

$$\text{avec } \sigma'_{T-eff} = N_y \cdot \gamma^* \cdot D - \frac{c'}{\tan(\varphi')}$$

[9]

Différents auteurs ont exprimé la fonction  $N_y$  de l'équation [9] via différentes approches. L'illustration 11 en synthétise les résultats.

In fine, l'ensemble des approches citées ici convergent. Vermeer et al. (2002) ont également effectué des calculs numériques en considérant une longueur non soutenue  $d$  non nulle. Ils ont montré que  $N_y$  augmente assez significativement (c'est-à-dire que la pression minimale nécessaire à exercer au front de taille et au droit du découps augmente), lorsque la longueur non soutenue devient supérieure à environ 0,3.D. Senent et al. (2020) l'ont également montré via une approche analytique en calcul à la rupture (mécanisme longitudinal 2D à 3 blocs définis par des spirales logarithmiques).

Compte-tenu de la cohérence entre ces différents résultats, l'expression [10], déduite de Vermeer et al. (2002) peut être retenue pour la plupart des cas rencontrés en pratique ( $d/D \leq 0,5$ ,  $C/D \geq 0,8$  et  $\varphi' \geq 20^\circ$ ).

$$\sigma_{T-eff} = \max(\sigma'_{T-eff}; 0) + FSE \cdot \gamma_w \cdot H_w$$

$$\text{avec } \sigma'_{T-eff} = N_y \cdot \gamma^* \cdot D - \frac{c'}{\tan(\varphi')} + \Delta P_c$$

$$\text{où : } N_y = \frac{2+3 \cdot (d/D)^{\frac{6 \cdot \tan \varphi'}{FS}}}{18 \cdot \frac{\tan \varphi'}{FS}} - 0,05 \quad \left[ \begin{array}{l} \forall d/D \leq 0,5 \\ \forall \varphi' \geq 20^\circ \\ \forall C/D \geq 0,8 \end{array} \right],$$

$$FS = 1,25, \quad FSE = 1,05,$$

$$\gamma^* = \begin{pmatrix} \gamma_{sat} - \gamma_w \text{ (sous nappe)} \\ \gamma_h \text{ (hors nappe)} \end{pmatrix}, \quad \Delta P_c = \begin{pmatrix} 10 \text{ kPa (SS)} \\ 30 \text{ kPa (EPB)} \\ 0 \text{ sinon} \end{pmatrix}$$

[10]

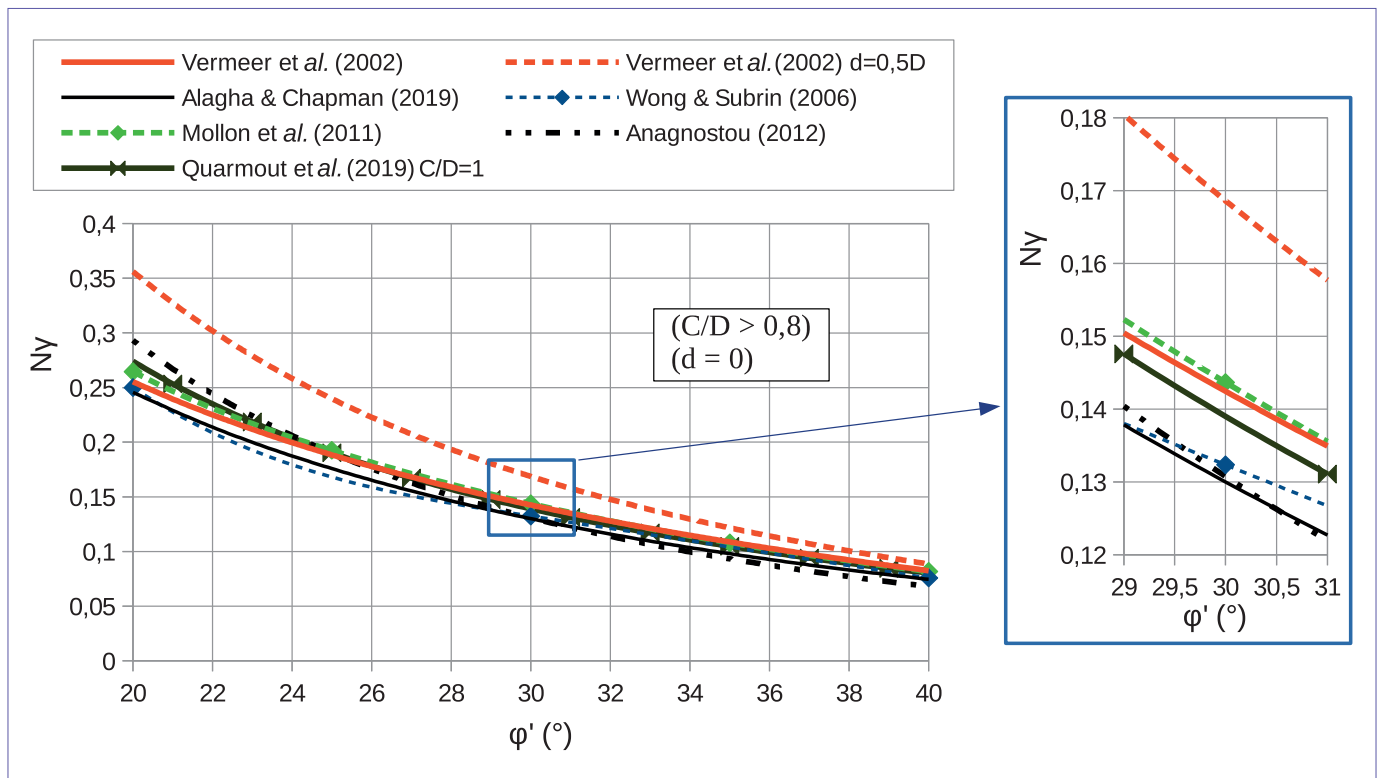


Illustration 11 : Comparaison entre les différents modèles existants.

Dans le cadre de l'approche cinématique du calcul à la rupture, le mécanisme peut intercepter la surface du terrain naturel en cas de tunnel à très faible profondeur dans des terrains peu frottants (typiquement pour  $C/D \leq 0.3$  (cot  $\varphi' - 1$ ) environ). La pression minimale de stabilité du front est alors fonction de la surcharge en surface  $\sigma_s$  et peut s'exprimer sous la forme de l'équation [11] (Wong & Subrin 2006), analogue aux approches classiques à la rupture pour le dimensionnement des fondations superficielles ou profondes.

$$\sigma_{T-eff} = N_y \cdot \gamma \cdot D - N_s \cdot \sigma_s - (1 - N_s) \cdot \frac{c'}{\tan(\varphi')} + \Delta P_c \quad [11]$$

Les calculs numériques réalisés par Alagha & Chapman (2019) montrent également que l'influence de l'épaisseur de couverture (rapport  $C/D$ ) devient significative lorsque l'angle de frottement interne du terrain est très faible ( $\varphi' < 20^\circ$ ). Cette hypothèse de tunnel très peu profond et de terrains très peu frottants est toutefois peu fréquente dans le cadre des projets.

L'ensemble des modèles numériques et analytiques présentés considère un critère de Mohr-Coulomb avec une résistance à la traction non nulle des terrains. Li & Yang (2020) ont réalisé des calculs analytiques (par l'approche cinématique du calcul à la rupture) et numériques pour cerner l'influence de cette hypothèse discutable dans les sols. Les calculs réalisés montrent que les approches classiques (sans tronquer le critère en traction) ont tendance à sous-estimer les pressions de confinement à la rupture. Cette sous-estimation reste faible pour  $\varphi' \geq 20^\circ$  et  $c' \leq 20$  kPa (Illustration 12) mais devient significative en cas de terrains peu frottants et fortement cohérents ( $\varphi' \leq 20^\circ$  et  $c' \geq 20$  kPa). En pratique cependant, les terrains ayant de telles résistances au cisaillement peuvent vraisemblablement être considérés comme « non drainés » donc traités par l'approche décrite au §3.2.

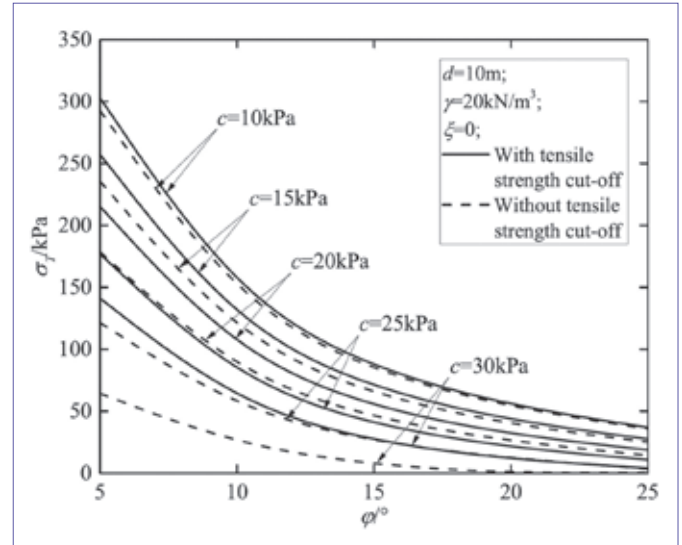


Illustration 12: Influence de la résistance au traction sur les pressions limite de rupture par effondrement (Li & Yang, 2020). Ici,  $d$  est le diamètre du tunnel ( $D$ ) et  $\xi = 0$  signifie que le critère n'est pas du tout tronqué.

En terrain purement frottant (sables secs ou saturés), un mécanisme d'écoulement prenant naissance en clé et remontant jusqu'en surface, à l'image d'un « sablier » (Illustration 13), peut être mobilisé d'après les essais sur modèle réduit réalisés par Berthoz et al. (2012). En pratique, ce type de mécanisme d'écoulement de grains solides ne pourrait être rencontré que dans le cas d'un creusement au tunnelier à pression de terre hors nappe dans les sables. En effet, en méthode conventionnelle, des traitements de terrain seraient nécessaires et de la bentonite serait injectée au tunnelier à pression de boue. Ces deux derniers cas conduiraient à l'existence d'une cohésion sur une faible longueur de terrain à l'avant du front, empêchant l'apparition de ce mécanisme d'écoulement. Dans l'ensemble de ces cas, utiliser l'approche de l'équation [10] avec une cohésion nulle est sécuritaire.

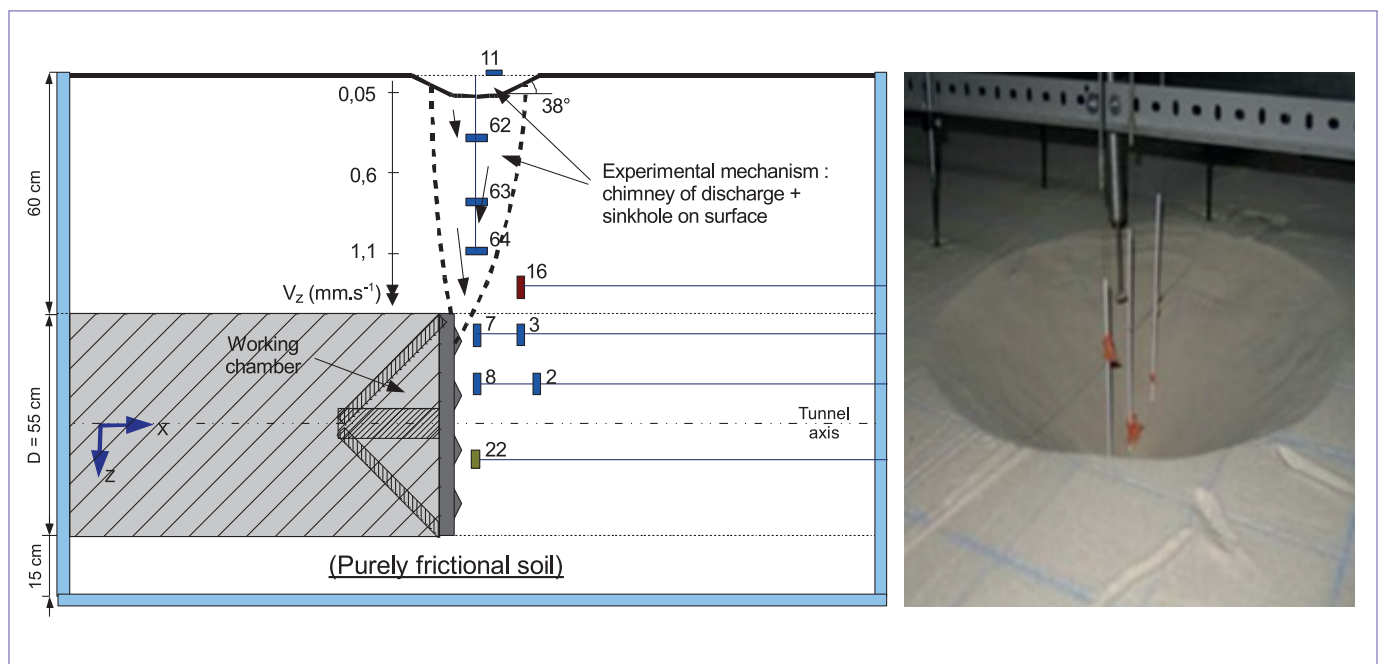


Illustration 13 : Géométrie du mécanisme de rupture en terrain purement frottant (Berthoz et al., 2012).

### 3.3.2 Terrain stratifié

Quelques auteurs ont étendu les approches précédentes au cas de terrains stratifiés horizontalement, avec des couches de résistances au cisaillement différentes, mais toujours avec l'hypothèse qu'elles sont individuellement isotropes. L'illustration 14 en dresse un rapide panorama.

Retenons notamment les modélisations physiques en terrains stratifiés de Berthoz et al. (2012). Ces essais ont permis d'exhiber les mécanismes de rupture associés, tel que celui présenté en Illustration 15 dans le cas d'un terrain tricouche (partie inférieure du front cohérente frottante autostable, partie supérieure du front purement frottante, et couverture cohérente frottante).

Berthoz (2012) a également étendu le mécanisme de Wong & Subrin (2006) au cas d'un massif stratifié bicouche où la

partie supérieure du front (de hauteur  $\beta.D$ ) à une résistance au cisaillement inférieure à celle de la partie inférieure. La diminution du facteur  $N_v$  associée, c'est-à-dire l'augmentation de la stabilité liée à la taille du front réduite, est donnée en Illustration 16b.

Les approches d'équilibre limite (EL) permettent assez facilement de tenir compte de plusieurs couches de résistances au cisaillement différentes, sur la hauteur du front et dans l'épaisseur de la couverture, tels les développements présentés dans Broere (2001), repris par Vu et al. (2015) puis Champagne de Labriolle (2018). Ces deux modèles considèrent un mécanisme de type « coin et prisme vertical » similaire à celui de Horn (1961), repris dans Anagnostou & Kovari (1996), avec des spécificités relatives notamment à la prise en compte des effets de voûte, via le rapport  $K$  entre les contraintes horizontale et verticale.

Cas	Type	Référence	Description succincte
Milieu continu stratifié drainé sans écoulement	Exp	Berthoz et al. (2012)	Essais sur modèle réduit non centrifugés en terrains bicouche et tricouche → Forme des mécanismes.
	EL	Piakowski & Kowalewski (1965)	Front découpé en 10 tranches dans la hauteur. Pour chaque tranche, pression au front calculée dans chaque tranche en fonction du coefficient de poussée du terrain (théorie de Rankine) et d'un coefficient de forme permettant la prise en compte des effets de voûte dans la direction horizontale.
		Broere (2001) et Vu et al. (2015)	Approche identique à celle d'Anagnostou & Kovari (1996) mais avec : (1) un découpage par tranches du front, permettant l'application à des fronts hétérogènes ; (2) la prise en compte des effets de voûte horizontaux via le choix de $K_1 = K_2 = K_0$ et le remplacement de $R$ par $R/(1+\tan\theta)$ .
		Champagne de Labriolle (2018)	Approche en sol homogène transposable en raisonnant par couches horizontales de résistance au cisaillement différentes.
	CR	Berthoz (2012)	Extension du modèle de Wong & Subrin (2006) au cas d'un milieu stratifié bicouche.
		Ibrahim et al. (2015)	Extension du modèle de Mollon et al. (2011) au cas d'un milieu stratifié bicouche.
		Pan & Dias (2017)	Extension du modèle de Mollon et al. (2011) au cas d'un tunnel non circulaire. <i>In fine</i> , le cas étudié est similaire à celui étudié par Berthoz (2012) et Ibrahim et al. (2015).
		Zou et al. (2019)	Extension du modèle de Mollon et al. (2011) au cas d'une évolution linéaire avec la profondeur de la cohésion et de l'angle de frottement du terrain.

Illustration 14 : Synthèse des approches existantes en milieu continu stratifié drainé sans écoulement.

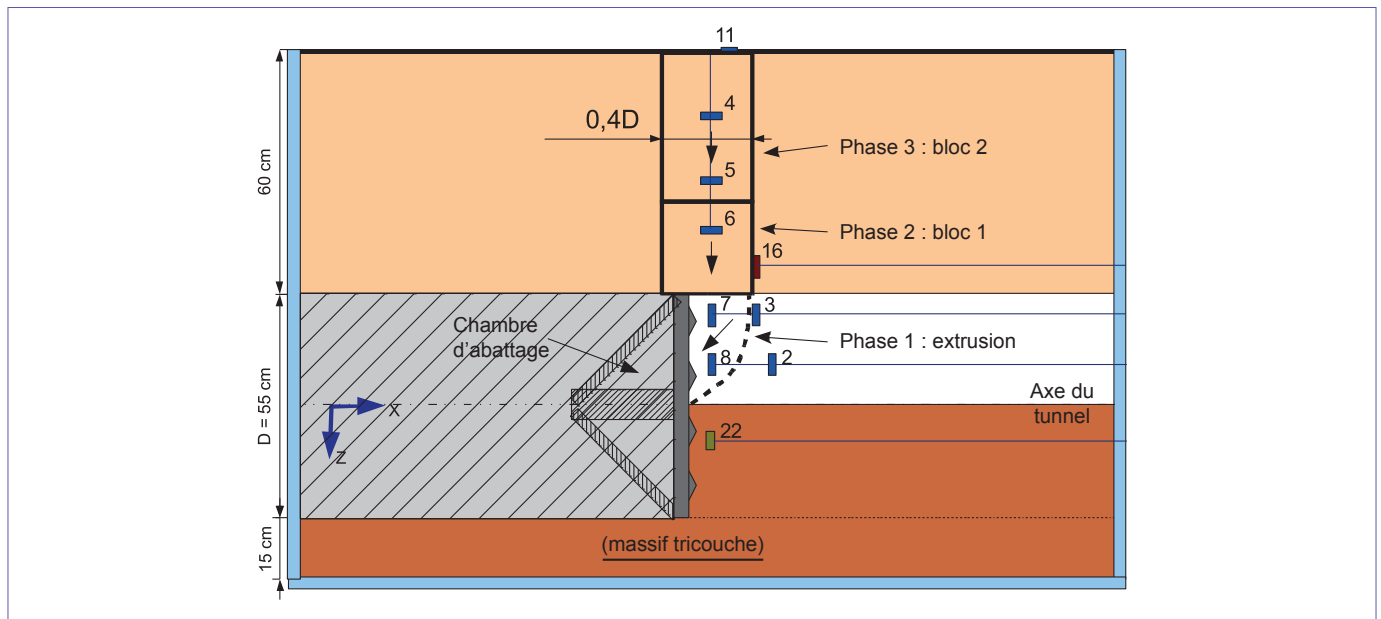


Illustration 15 : Mécanisme de rupture en sol stratifié (couche purement frottante entre deux couches cohérentes frottantes), (Berthoz et al., 2012).

Ces travaux restent cependant assez difficiles à exploiter dans la mesure où il n'existe pas d'expression directe du résultat : une feuille de calcul est nécessaire. Lorsque les contrastes de résistances entre les différentes couches ne sont pas trop importants, considérer un milieu homogène de résistance au cisaillement égale à celle de la couche réelle la moins résistante peut être considéré en toute première approche dans le cadre des projets.

Dans le cas d'un fort contraste, avec une couche très résistante en partie haute (dalle rocheuse), le mécanisme peut simplement être tronqué à la partie inférieure (meuble) du front, la contrainte verticale s'exerçant sur le coin étant automatiquement réduite grâce à la cohésion considérée dans la couche supérieure. Si la couche très résistante est en partie basse du front de taille, il peut simplement être considéré une hauteur réduite du front de taille.

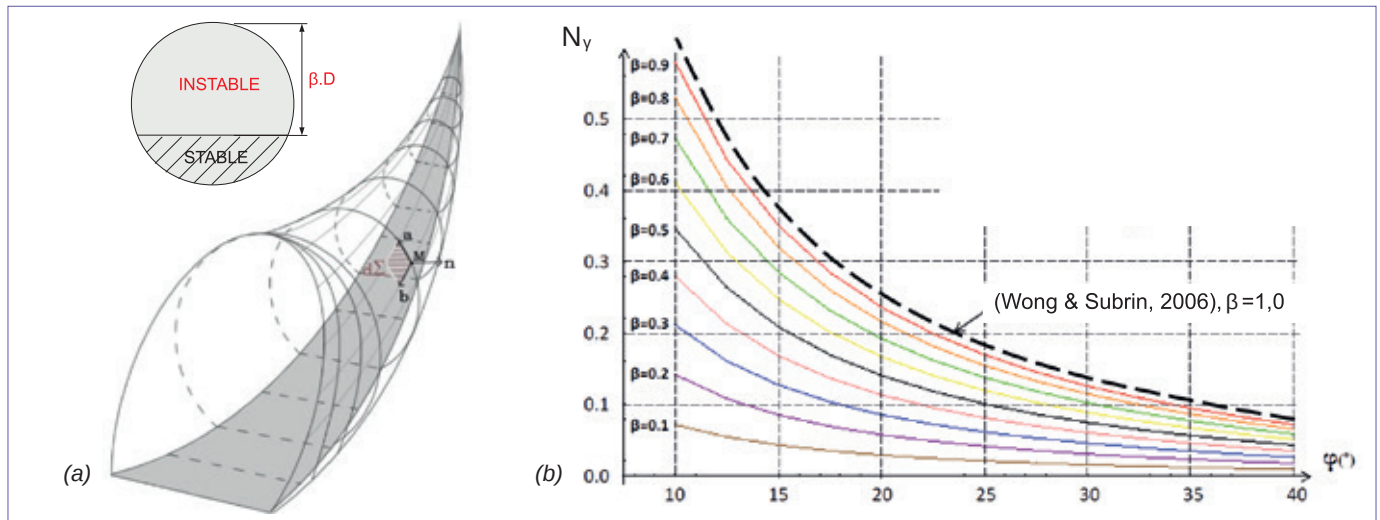


Illustration 16 : Terrain stratifié bicouche (Berthoz, 2012) : (a) Géométrie du mécanisme, (b) Abaque.

## 3.4 MILIEU CONTINU DRAINÉ AVEC ÉCOULEMENT

### 3.4.1 Écoulement vers le front de taille

Lors du creusement en méthode conventionnelle ou avec un tunnelier à front ouvert dans un terrain saturé en eau, un écoulement vers le front de taille apparaît avec des forces d'écoulement diminuant la stabilité. Les principaux auteurs ayant étudié cette problématique sont synthétisés en Illustration 17.

La force d'écoulement atteint son maximum lorsque le régime hydraulique permanent est atteint avec une vitesse d'écoulement maximale. De manière conservatrice, la plupart des calculs effectués dans ce cas de calcul considèrent par conséquent

le régime permanent atteint. Cette hypothèse est légitime dès que la perméabilité des terrains  $k$  est supérieure ou égale à  $10^{-7}$  à  $10^{-6}$  m/s et que la vitesse d'avancement du front  $v_{avc}$  est inférieure ou égale à 0,1 à 1 m/h (à titre indicatif comme précédemment d'après Anagnostou & Kovari (1996)). Rappelons que l'hypothèse d'une isotropie des terrains est effectuée, à la fois en ce qui concerne la résistance au cisaillement et la perméabilité. Schuerch *et al.* (2019) ont également étudié la phase transitoire de l'écoulement, en quantifiant la durée pendant laquelle le front de taille reste stable à court terme. Cette question est par exemple posée lors des opérations hyperbares de maintenance de la roue de coupe des tunneliers pressurisés.

Cas	Type	Référence	Description succincte	
Milieu continu drainé avec écoulement vers le front	Exp	Lü <i>et al.</i> (2018)	Essais sur modèle réduit non centrifugés dans des sables secs, saturés sans écoulement, et saturés avec écoulement. Comparaison des mécanismes et des pressions limites de rupture par effondrement.	
	Num	Schuerch <i>et al.</i> (2019)	Modélisation en éléments finis 3D avec couplage hydro-mécanique pour une analyse en régime transitoire.	
	EL	Perazelli <i>et al.</i> (2014)	Extension du modèle d'Anagnostou (2012) en prenant en compte les forces d'écoulement vers le tunnel. Pour cela, la charge hydraulique $h$ est supposée ne dépendre que de la distance au front $x$ pour le coin, avec une expression calée grâce à une modélisation numérique aux éléments finis de l'écoulement.	
	CR		Pan & Dias (2016)	Extension du modèle de Mollon <i>et al.</i> (2011) en ajoutant une composante $N_w$ modélisant les forces d'écoulement ( $i.e. \gamma_w$ ) au calcul classique en contraintes effectives (fonction de $N_y$ ). $N_w$ est déduit d'un calcul d'écoulement sur Flac.
			Pan & Dias (2018)	Extension du modèle de Pan & Dias (2016) au cas d'un critère de plasticité de Hoek & Brown pris en compte via une optimisation de la géométrie du mécanisme en fonction de l'angle de frottement interne correspondant à la linéarisation de H&B et en gardant un couple $(c, \phi)$ cohérent avec le critère H&B initial (si $\phi$ augmente, $c$ diminue et $N_c$ augmente).

Illustration 17 : Synthèse des approches consacrées à un milieu continu drainé avec écoulement vers le front.

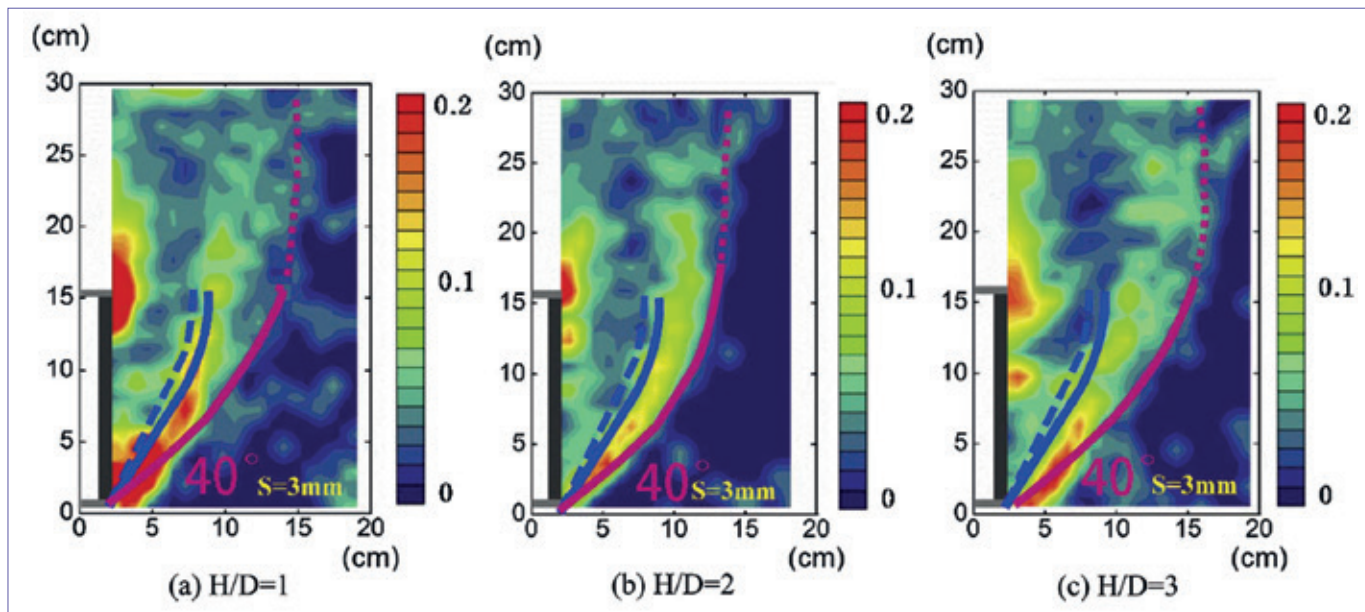


Illustration 18 : Résultats expérimentaux de Lü et al. (2018) : géométrie des mécanismes en présence d'un écoulement (en violet) pour différentes hauteurs de nappe ( $H$ ) par rapport à la clé du tunnel. Les mécanismes observés pour des terrains secs (trait bleu pointillé) et saturés sans écoulement (trait bleu plein) sont également présentés. Les axes des abscisses et ordonnées correspondent aux distances par rapport au pied du front. L'échelle de couleur correspond aux isovaleurs de déformations plastiques.

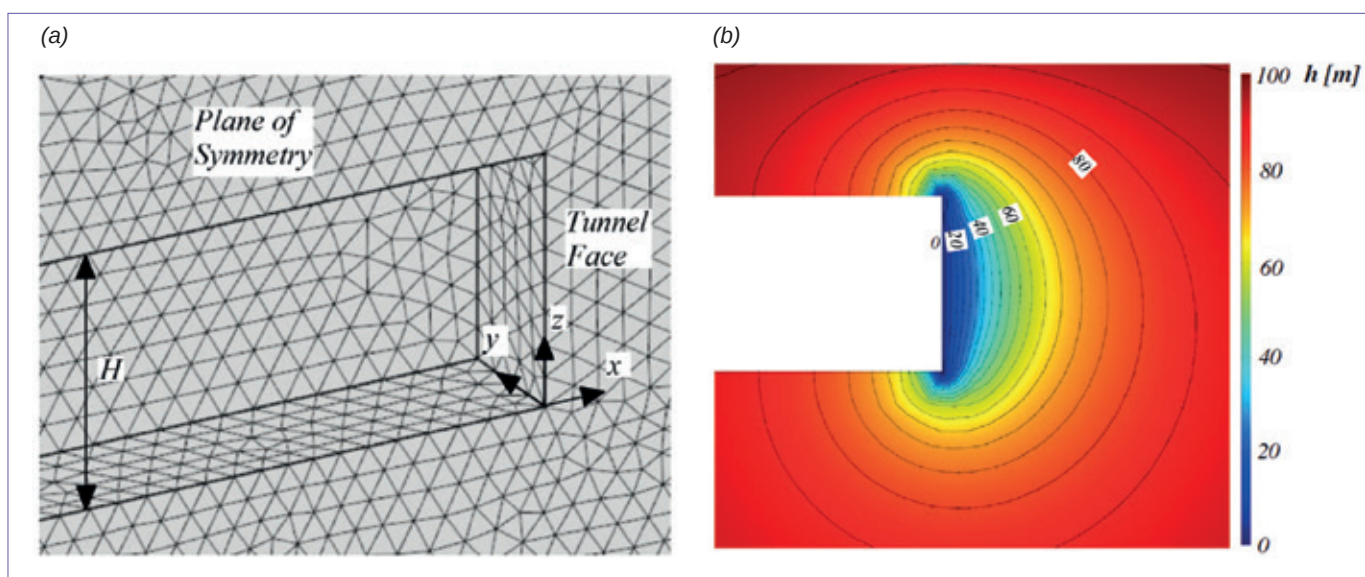


Illustration 19 : Calculs en éléments finis des forces d'écoulement de Perazzelli et al. (2014) : (a) maillage, (b) isovaleurs de charge hydraulique.

Considérons tout d'abord le régime permanent atteint. Lü et al. (2018) ont effectué des essais sur modèle réduit non centrifugé, avec un tunnel de diamètre  $D = 15$  cm et une épaisseur de couverture comprise entre 0,5 et 2.D. Le terrain est constitué de sables. Compte-tenu du  $d_{10}$  de ce sable (85 microns environ), sa perméabilité est de l'ordre de  $5.10^{-5}$  à  $10^{-4}$  m/s d'après la relation de Hazen (AFTES GT8, 2006). L'instabilité du front est générée en reculant une plaque rigide. Trois conditions d'essais sont étudiées : sable sec, sable saturé en eau mais sans écoulement (plaque au front « étanche ») et sable saturé en eau avec écoulement (plaque au front totalement perméable).

Ces essais montrent que les forces d'écoulement conduisent à une inclinaison du pied de la surface de glissement du mécanisme plus faible en présence d'écoulement (environ  $40^\circ$  par rapport à

l'horizontale d'après l'illustration 18) que pour le même matériau sec ( $63^\circ$ ) ou saturé sans écoulement ( $57^\circ$ ). Le mécanisme s'étend en conséquence plus loin à l'avant du front en présence des forces d'écoulement, et mobilise un plus grand volume de terrain à la rupture.

Différents modèles analytiques ont été développés pour évaluer la pression frontale  $\sigma'_T$  nécessaire en présence d'un écoulement. Dans ces modèles, les forces d'écoulement sont estimées grâce à des calculs numériques (aux éléments finis ou aux différences finies) comme le montre l'illustration 19. Celles-ci sont ensuite injectées dans les modèles analytiques de stabilité du front de taille présentés aux paragraphes précédents. Perazzelli et al. (2014) ont à ce titre adapté le modèle d'équilibre limite d'Anagnostou & Kovari (1996), et Pan & Dias (2016, 2018) ont étendu le modèle de calcul à la rupture de Mollon et al. (2011).

Les calculs effectués par les différents auteurs montrent que :

- l'instabilité du front de taille augmente significativement lorsque la hauteur d'eau augmente (cf. Illustration 20), ce qui s'explique par l'augmentation de l'amplitude des forces (motrices) d'écoulement lorsque le gradient hydraulique augmente ;
- l'instabilité du front de taille augmente lorsque le poids volumique des terrains diminue (traits pointillés par rapport aux traits pleins sur l'illustration 21b) ;
- les tendances sont similaires, mais un écart existe entre les résultats obtenus par Perazzelli et al. (2014) et Pan & Dias (2016, 2018). Cet écart dépend notamment de l'amplitude de la charge hydraulique (Illustration 20) ;
- une perméabilité horizontale des terrains supérieure à la perméabilité verticale (anisotropie) améliore la stabilité du front par rapport au cas isotrope de perméabilité minimale (Pan & Dias, 2016).

Les analyses menées en régime transitoire par Schuerch et al. (2019) sur la base de calculs aux éléments finis hydro-mécaniques couplés permettent d'évaluer la durée pendant laquelle les forces d'écoulement restent suffisamment faibles pour que le front reste stable. Différentes valeurs de charge hydraulique, épaisseur de couverture et coefficients de pression des terres au repos ont été étudiées. Des abaques en ont été déduits. À titre d'exemple, l'illustration 21 présente la durée maximale d'auto-stabilité (à gauche) et la pression de confinement nécessaire en régime

permanent (à droite) dans un cas particulier. Ces figures sont déduites de Schuerch et al. (2019) et Perazzelli et al. (2014), après uniformisation des notations utilisées. Les points rouges correspondent aux hypothèses suivantes avec les notations de l'illustration 2 :  $D = 10$  m,  $H_w = H = 15$  m,  $\gamma = 20$  kN/m<sup>3</sup>,  $K_0 = 1$ ,  $k = 10^{-8}$  m/s,  $E = 20$  MPa,  $c' = 25$  kPa et  $\varphi' = 25^\circ$ . Avec ces hypothèses, les calculs montrent que la durée  $t_s$  critique d'autostabilité du front est égale à 700 s, et qu'une pression  $\sigma'_T$  égale à 15 kPa doit être appliquée sur le front de taille en régime permanent pour en assurer la stabilité.

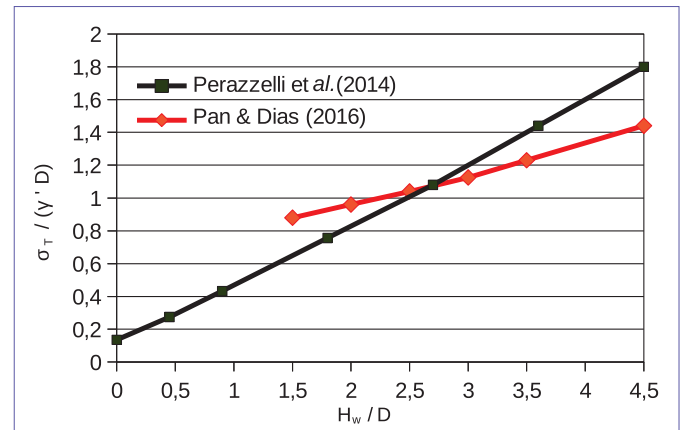


Illustration 20 : Comparaison entre les solutions existantes avec les hypothèses suivantes : tunnel circulaire de diamètre  $D$ ,  $\gamma_w / \gamma' = 1,0$  (i.e.  $\gamma = 20,0$  kN/m<sup>3</sup>),  $c' = 0$  kPa,  $\varphi' = 30^\circ$ .

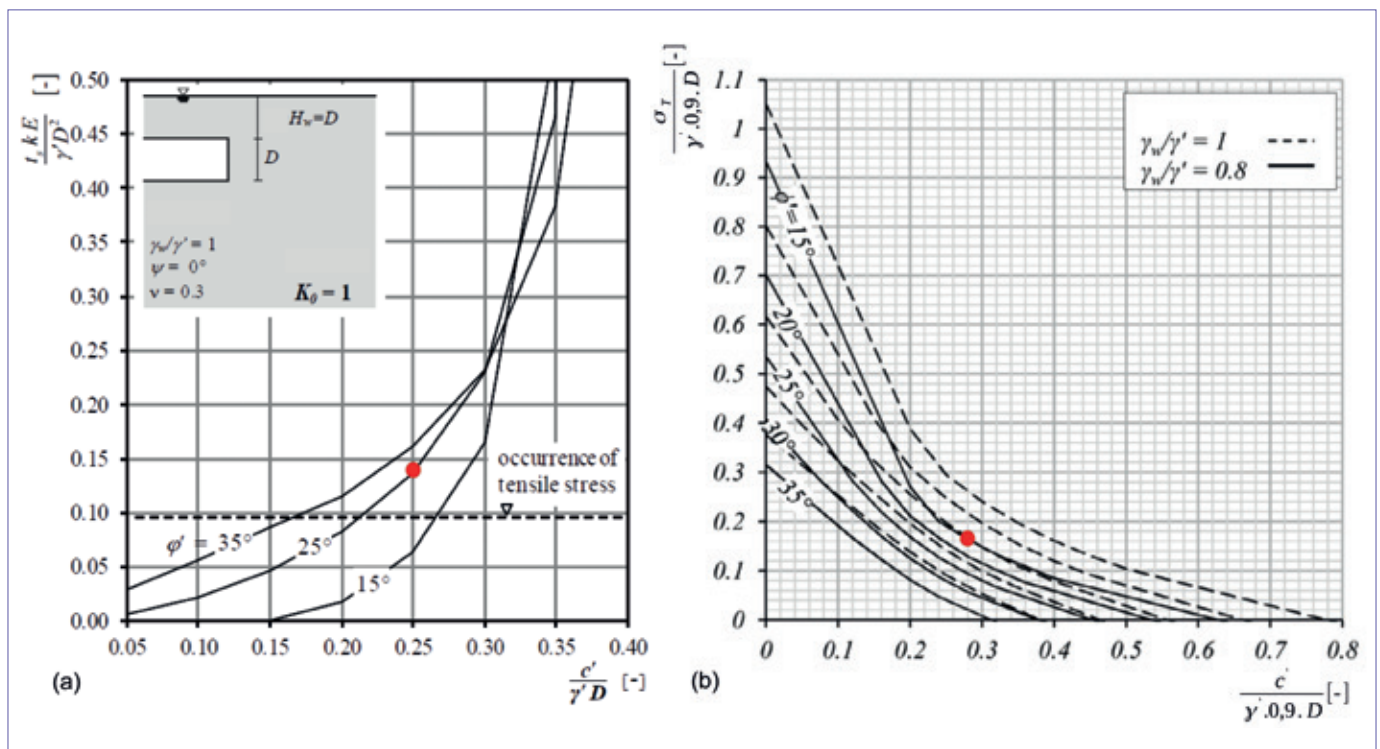


Illustration 21 : (a) Évaluation de la durée limite de stabilité, d'après Schuerch et al. (2019), et (b) évaluation de la pression de confinement nécessaire pour assurer la stabilité en régime permanent, d'après Perazzelli et al. (2014). Sur ces deux figures, les notations ont été modifiées pour être cohérentes avec celles de l'illustration 2. Elles correspondent au cas suivant :  $H_w = H = 1,5 \cdot D$ ,  $K_0 = 1$ . Les deux points rouges correspondent au cas décrit dans le corps de texte.



### 3.4.2 Écoulement vers le terrain

Le creusement avec un tunnelier à front pressurisé peut générer des surpressions interstitielles dans le terrain à l'avant du front de taille, diminuant de fait les contraintes effectives, donc la résistance au cisaillement sur les surfaces de rupture du mécanisme d'instabilité du front.

Des mesures effectuées par Xu & Bezuijen (2018) aux Pays-Bas lors du creusement avec un tunnelier à pression de boue dans des sables ( $10^{-5} < k < 10^{-3}$  m/s) montrent que celles-ci atteignent 50 kPa à proximité immédiate du front et 10 kPa à 10 m à l'avant du front (Illustration 22a). Lors des phases de pose des voussoirs (arrêt du creusement), ces surpressions se dissipent rapidement jusqu'à s'annuler (retour à la pression hydrostatique). Ce phénomène a également été mesuré par les mêmes auteurs dans le cas d'un creusement au tunnelier à pression de terre utilisant des adjuvants (Illustration 22b), avec des pics de surpressions qui sont même plus importants (100 kPa à proximité immédiate du front, et 20 à 30 kPa à 10 m à l'avant du front) dans le cas présenté. Les conditions de creusement associées ne sont par contre pas décrites précisément par les auteurs.

Broere (2001) a mené des développements analytiques pour exprimer l'amplitude des surpressions interstitielles  $\Delta u$  en fonction de la granulométrie ( $d_{10}$ ) et de la perméabilité ( $k$ ) du terrain, de la résistance au cisaillement de la bentonite ( $\tau_F$ ) et de la pression hydrostatique initiale ( $u_0$ ). Le champ de contraintes effectives en tout point du mécanisme de rupture peut en être déduit et appliqué aux modèles décrits dans le §3.1.

Les études paramétriques effectuées par Broere (2001) montrent cependant que la prise en compte des surpressions interstitielles dans l'étude de la stabilité du front de taille conduit à une faible augmentation de la pression frontale (inférieure à 20 kPa) dans la grande majorité des cas étudiés.

En conséquence, une première approche dans ce cas de figure (creusement au tunnelier à pression de boue ou au tunnelier à pression de terre avec beaucoup d'adjuvants fins dans des terrains sableux de perméabilité comprise entre  $10^{-5}$  et  $10^{-3}$  m/s) peut être de calculer la pression frontale minimale de rupture par effondrement sans tenir compte des surpressions interstitielles, puis d'augmenter celle-ci forfaitairement de 30 kPa.

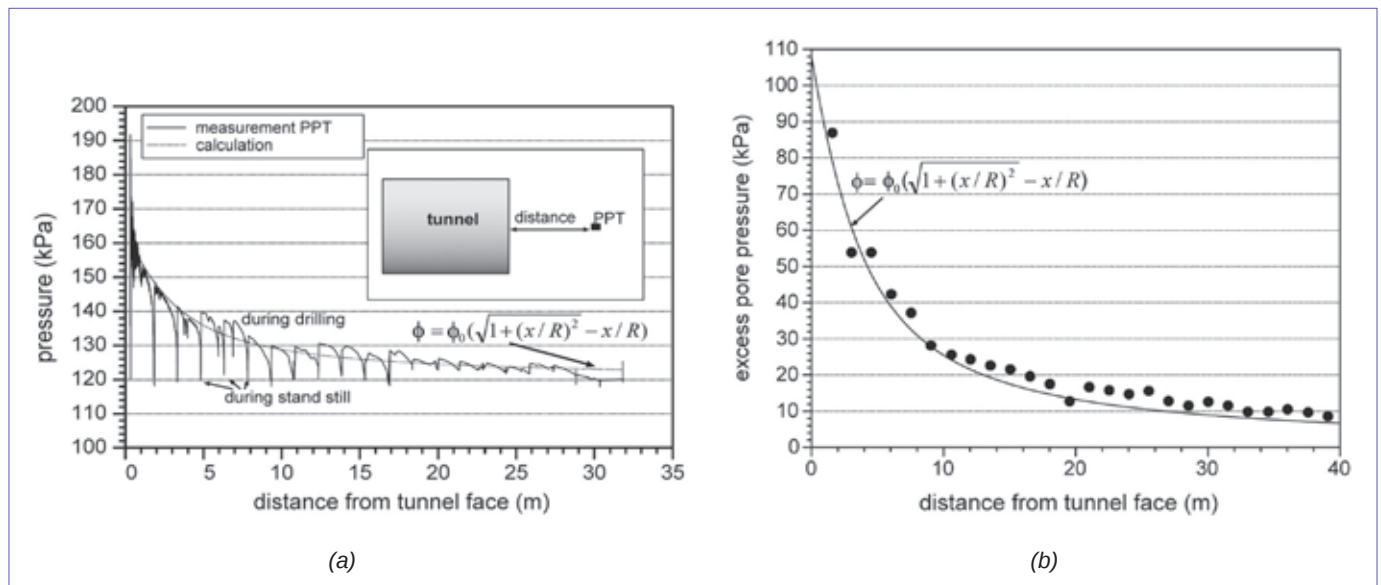


Illustration 22 : Surpressions interstitielles mesurées à l'avant d'un tunnelier à pression de boue (a) et d'un tunnelier à pression de terre (b) par Xu & Bezuijen (2018).

# OBSERVATIONS ET MESURES CONSTRUCTIVES SUR CHANTIER

Cette partie est consacrée aux principes constructifs permettant d'assurer la stabilité du front de taille, avec quelques indications quant au suivi de ces conditions de stabilité. Deux cas sont distingués : le cas du creusement

en méthode conventionnelle et le cas des tunneliers à front pressurisé. Le cas des tunneliers ouverts est en partie couvert par les informations indiquées pour le creusement en méthode conventionnelle.

## 4.1 PROCÉDÉS CONSTRUCTIFS EN MÉTHODE CONVENTIONNELLE

Pour contrôler la stabilité du front de taille, différents procédés sont possibles en méthode conventionnelle. On retiendra notamment la diminution de la section, le drainage, la réalisation de boulons de front, puis les traitements de terrains. Les paragraphes suivants donnent quelques grands principes pour chacun de ces procédés.

### Diminution de la section

La stabilité du front est d'abord fonction de la taille de l'ouvrage : celle-ci est d'autant plus grande que ses dimensions sont réduites. Un creusement en section divisée (calotte puis stross) ou le maintien d'un merlon central permettent par conséquent d'améliorer la stabilité, avec toutefois des conséquences non négligeables sur la mise en œuvre des soutènements en paroi, et plus globalement sur l'avancement du chantier.

### Couche de béton projeté

Bien qu'elle ne soit pas justifiée par le calcul en pratique, une purge suivie d'une fine couche de béton projeté fibré (2 à 5 cm d'épaisseur) doivent être effectuées sur le front de taille après chaque pas d'excavation afin, en premier lieu, d'assurer la sécurité des ouvriers vis-à-vis de la chute de « petits blocs ».

L'efficacité du béton projeté résulte en effet de deux actions. D'une part, celui-ci permet de protéger le terrain contre l'altération superficielle (limitation de la dessiccation liée à la mise à l'air du terrain et limitation des circulations d'eau source de délavage et de forces d'écoulement). D'autre part, cette couche de béton projeté a une « action mécanique très locale (d'ordre centimétrique), mais suffisante pour empêcher les micro-déplacements, et par suite les micro-ruptures, qui seraient susceptibles de conduire à une dégradation des caractéristiques du massif en profondeur, par un phénomène de « décohésion en chaîne : le grain de sable qui s'échappe libère le caillou qui assurait le calage du bloc, et ainsi de suite » (béton projeté de « type 1 » au sens de AFTES GT20, 2001).

### Rabattement et drainage

Les calculs présentés dans la partie 3.4 ont démontré, si c'était nécessaire, l'impact très négatif de l'eau sur la stabilité du front de taille. Rabattre la nappe au préalable ou bien drainer le terrain à l'avancement constitue ainsi une excellente méthode pour réduire les pressions interstitielles à l'avant du front de taille et empêcher l'apparition de forces d'écoulement significatives défavorables à la stabilité. Il est préférable que ce drainage soit périphérique afin d'éviter les instabilités locales du noyau d'avancement.

Zingg & Anagnostou (2016) ont effectué des calculs analytiques et numériques de stabilité du front de taille dans des sols ( $0 < c' < 400$  kPa et  $\varphi' = 30^\circ$ ) en faisant varier le nombre, la longueur et la position de ces forages. Les auteurs concluent, sur la base d'abaques permettant de quantifier l'effet du drainage sur la stabilité du front, qu'une très bonne efficacité est obtenue avec 4 à 6 forages de 10 cm de diamètre et de 1,5.D de longueur situés à proximité de la paroi du tunnel, en partie supérieure du front.

La mise en place d'un rabattement ou d'un drainage à l'avancement peut toutefois conduire à des tassements de consolidation sur une zone étendue autour de l'ouvrage.

### Boulonnage de front

En cas d'insuffisance des procédés précédents, des boulons de front peuvent être mis en œuvre.

Dans le cas de milieux discontinus, où les mécanismes sont de type « chutes de dièdres », quelques boulons à ancrage continu de longueur modérée (jusqu'à 6 m) orientés en fonction des discontinuités sont généralement suffisants. Leur dimensionnement repose sur des méthodes d'équilibre limite conformément au §3.1.

Dans le cas de milieux continus ou continus équivalents, des boulons horizontaux longs (généralement 1,5 à 2,0.D, jamais moins de 0,5.D) en fibre de verre sont nécessaires. La longueur des boulons et leur fréquence de renouvellement (généralement par tiers) doivent être suffisants à tout instant pour assurer la stabilité et contrôler les déformations du front. En particulier, le calcul devra être effectué en considérant la longueur la plus faible des boulons, c'est-à-dire juste avant leur renouvellement.

La longueur, la section et le nombre de ces boulons de front peuvent être calculés par différentes approches. La plus simple consiste à calculer la contrainte  $\sigma_T$  nécessaire pour assurer la stabilité du front avec les approches décrites au §2.5 et en déduire la force de confinement totale à reprendre par le boulonnage. Le nombre et la section des boulons permettant de reprendre cet effort tient compte de la longueur d'ancrage minimale compte-tenu du frottement latéral ( $q_s$ ) mobilisable autour de chaque boulon, en tenant compte du fait que l'ancrage doit être vérifié sur la longueur « active » (en tête) comme sur la longueur « passive » (en pied) sans atteindre la rupture en traction des boulons (Peila, 1994). La recommandation AFTES GT30 (2021) peut fournir quelques informations sur ce point concernant les facteurs de sécurité à utiliser et la détermination de la valeur du  $q_s$  notamment.

D'autres approches plus élaborées tenant compte explicitement des boulons dans l'étude de la stabilité du front sont possibles. Une synthèse (ancienne) des différentes approches de dimensionnement est disponible dans Clouterre (2002). Citons notamment les travaux de Leca (1997) et Subrin (2002) s'inscrivant dans l'approche cinématique du calcul à la rupture, ou ceux plus récents de Anagnostou & Perazzelli (2015) par équilibre limite. Il est également possible de nos jours de réaliser des modélisations numériques 3D avec simulation explicite des boulons (Zapata Franco (2020) par exemple), qui permettent en outre d'évaluer l'effet du boulonnage sur les déplacements induits dans le terrain.

## Voûte parapluie

La réalisation d'une voûte parapluie a principalement pour objectif d'assurer la stabilité du décaou, et de limiter la pré-convergence et la convergence d'où une limitation des déplacements générés en surface. Celle-ci a cependant également un effet bénéfique sur la stabilité du front de taille dans la mesure où elle réduit le volume du mécanisme de rupture en tronquant la partie supérieure.

Différentes approches de dimensionnement des voûtes sont possibles, allant d'un simple calcul aux réactions hyperstatiques d'un tube isolé soumis à une charge de terrain estimé grâce à un mécanisme de type Terzaghi, à des modélisations numériques 3D. Quelques références peuvent être trouvées dans Gilleron (2016) par exemple.

L'effet de la voûte parapluie sur la stabilité du front reste cependant limité. À titre d'illustration, les calculs 2D numériques et analytiques (calcul à la rupture) réalisés par Senent et *al.* (2020) dans des terrains cohérents frottants sans écoulement estiment que la présence de la voûte parapluie réduit la pression de confinement nécessaire pour assurer la stabilité du front d'environ 15 %.

Il convient également de rappeler ici que la réalisation d'une voûte parapluie est un procédé constructif lourd. Compte-tenu du diamètre important des forages à réaliser, il est indispensable que les tubes soient scellés les uns après les autres, après la foration de chaque trou, afin d'éviter un « pré-découpage » du terrain et l'apparition de tassements très importants en surface liée à la phase de mise en place préalable au creusement proprement dit.

## Traitements de terrain

Différents procédés de traitement du terrain visant à augmenter globalement la résistance au cisaillement du terrain et à réduire sa perméabilité peuvent être réalisés. Citons notamment les injections, la congélation ou le jet-grouting.

L'évaluation des caractéristiques mécaniques des sols traités n'est pas un sujet immédiat. Une marge de sécurité suffisante doit être considérée lors de la conception, et des essais de contrôle à l'issue d'un plot d'essai sont recommandés. Au stade de la conception, le lecteur intéressé pourra par exemple se référer aux références suivantes pour obtenir des premières informations :

- pour les injections : des cohésions comprises entre quelques dizaines et quelques centaines de kPa sont observées (Dano, 2001 ; Chang et *al.*, 2009 ; etc). L'efficacité du traitement à grande échelle reste un sujet difficile. L'ingénieur doit rester prudent quant à la valeur de cohésion retenue dans son dimensionnement ;
- pour le jet-grouting : des ordres de grandeur des cohésions et perméabilités atteignables sont données dans Croce et *al.* (2014) et Toraldo et *al.* (2018). Ces derniers proposent également une méthodologie pour estimer la résistance au cisaillement des terrains à grande échelle à partir d'essais de compression uniaxiale et de tomographie sonique ;
- pour la congélation : ISGF WG2 (1992) propose une première estimation des caractéristiques mécaniques des sols gelés, notamment l'augmentation de leur cohésion lorsque la température du sol diminue.

## 4.2 MÉTHODES DE SUIVI EN MÉTHODE CONVENTIONNELLE

En méthode conventionnelle, le front de taille est visible après chaque pas d'avancement. Ce moment doit par conséquent être mis à profit pour valider les hypothèses géotechniques (au sens large) retenues lors des études, et en particulier valider les conditions de stabilité du front de taille. Les levés de front de taille en sont la formalisation. Des exemples de levés du front sont disponibles en annexes 1 et 2 de AFTES GT24 (2008).

### Concernant la « validation des hypothèses géotechniques »

Les informations importantes concernent :

- la nature des terrains ;
- un ordre de grandeur de la résistance au cisaillement du terrain par des observations empiriques (pelable au couteau, difficile à morceler au marteau, etc.), des essais au pénétromètre de poche dans les sols, des essais Franklin pour les blocs rocheux ;
- l'orientation et l'état des discontinuités dans les massifs rocheux ;
- le nombre et le débit des venues d'eau.

Des paramètres caractérisant le milieu rocheux fracturé, basés sur le Rock Mass Rating de Bienawski (1989), l'indice Q de Barton (NGI, 2013) ou le Geological Strength Index de Marinos et *al.* (2005) peuvent aussi être déduits des observations et comparés aux valeurs attendues.

### Concernant la « validation des conditions de stabilité du front de taille »

Les signes d'instabilité du front de taille sont à relever avec précision sur les levés du front. Ces signes consistent en des chutes de blocs, l'apparition de fissures au front ou des mouvements d'extrusion (mesurés grâce à un extrusomètre ou à des cibles topographiques en cas d'arrêt prolongé).

Ces indices doivent permettre au chargé de soutènement de conclure quant à l'auto-stabilité ou non du front de taille, à la géométrie des mécanismes en jeu en cas d'instabilité, et à l'adaptation des procédés de soutènement du front en cas d'instabilité.

Il est également important de vérifier la bonne répartition des boulons au front (s'assurer que leur déviation reste modérée) ainsi que leur bon scellement au terrain.

## 4.3 PROCÉDÉS CONSTRUCTIFS AU TUNNELIER À FRONT PRESSURISÉ

Les tunneliers à front pressurisé permettent d'assurer la stabilité du front de taille et limiter les déplacements du terrain autour de l'excavation. Différents modes de confinement existent, en fonction de la nature du matériau contenu dans la chambre d'abattage :

- **un confinement pâteux**, où la chambre d'abattage est principalement remplie du matériau excavé, avec quelques additifs (eau / mousses / polymères / argile). Ces additifs visent à rendre le matériau de confinement suffisamment imperméable afin de limiter les circulations d'eau internes, mais pas trop visqueux pour que le couple sur la roue de coupe reste raisonnable, ni trop liquide pour que le marin puisse être transporté facilement par bande transporteuse. Ce mode de confinement est celui exercé par les tunneliers à pression de terre avec chambre pleine ;
- **un confinement liquide**, où la chambre d'abattage est remplie de boue. Cette boue doit être assez visqueuse pour permettre la création d'une membrane étanche au front (cake) permettant d'exercer réellement une pression sur le squelette granulaire du terrain. Elle ne doit cependant pas être trop visqueuse afin de transporter facilement les matériaux excavés jusqu'à la centrale de traitement des boues et d'être recyclée facilement. Ce mode de

confinement est celui exercé par les tunneliers à pression de boue ;

- **un confinement gazeux**, où la chambre d'abattage est remplie d'air comprimé. Ce mode de confinement est celui exercé par les tunneliers à pression d'air, mais aussi par les tunneliers à pression de terre lorsque la chambre d'abattage est partiellement remplie, ou par les tunneliers à pression de terre et pression de boue lors des opérations hyperbares.

Dans tous les cas, ces dispositifs nécessitent l'évaluation d'une pression de confinement frontale « de consigne » permettant d'assurer la stabilité du front de taille, de contenir les pressions hydrostatiques et, lorsque c'est pertinent, de limiter les déplacements admissibles au droit des avoisinants.

La question de la pression de confinement régnant le long du bouclier est également primordiale : si celle-ci est très faible, la stabilité du front en sera dégradée (passage au cas d'un creusement avec décousu non nul dans les approches théoriques précédemment décrites). Plus largement, l'expérience prouve que la pression régnant le long du bouclier conditionne directement l'amplitude des déplacements induits en surface dans le cas d'un creusement à faible profondeur.

Le mode « fermé » des tunneliers à front pressurisé ne permet pas d'obtenir des informations précises relatives à la nature des terrains, ni aux conditions de stabilité réelles du front de taille. La borne inférieure du domaine de stabilité a par conséquent peu de chance d'être réévaluée pendant les travaux. Néanmoins, les interventions hyperbares peuvent être utilisées pour faire un levé partiel du front.

Par contre, le domaine des « déplacements admissibles » et la pression de consigne qui en découle sont à recalculer régulièrement pendant les travaux grâce à la rétro-analyse des déplacements mesurés dans le cadre du Plan d'Avancement Tunnelier (PAT), fait par sections successives de creusement. Cet outil, qui se veut dynamique et itératif, a les objectifs suivants pour le maître d'ouvrage, le maître d'œuvre et l'entreprise :

- synthétiser dans un document unique et partagé, et par tronçon du projet, les conditions géologiques, hydrogéologiques et géotechniques attendues, les valeurs de consigne des paramètres-clé de la machine, les contrôles nécessaires, l'identification spatiale des possibles risques résiduels, etc. ;
- synthétiser le retour d'expérience au fur et à mesure de l'avancement et le réutiliser pour les sections de creusement successives au sein du même projet, et aussi pour les projets futurs ;

- améliorer la cadence de creusement, grâce par exemple à la possibilité de revoir les pressions de confinement en intégrant le retour d'expérience ;
- mieux maîtriser les impacts sur les avoisinants, lorsque cela est nécessaire.

Pour répondre à ces objectifs, le PAT (AFTES GT16, 2018) doit inclure :

- une synthèse des données recueillies lors des travaux : (i) les données d'auscultation des avoisinants et du terrain, (ii) les données relatives au modèle géotechnique, et (iii) les données relatives aux conditions de pilotage du tunnelier (pressions dans la chambre d'abattage, effort de poussée sur la roue de coupe, effort de poussée total, mesures au fontimètre, masses extraites...) ;
- la comparaison de ces données « réelles » avec les hypothèses retenues lors des études ;
- la réalisation de rétro-analyse pour recalibrer certaines hypothèses des modèles et permettre la mise à jour des prévisions des déplacements induits sur la suite du projet (visant une amélioration de la fiabilité du scénario de référence).

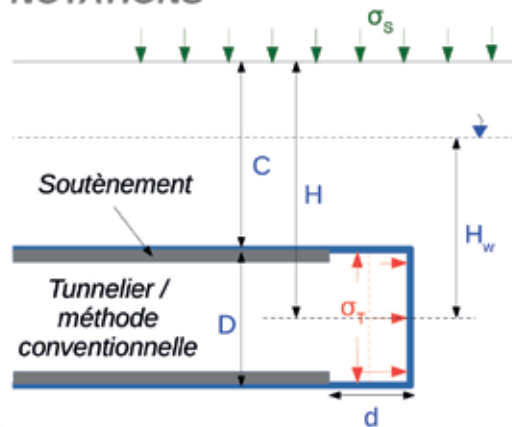
Pour répondre aux points ci-dessus et être utile pendant le chantier, la démarche mise en œuvre doit être suffisamment flexible et synthétisée dans des formats relativement simples (par exemple des synoptiques sur le profil en long du tunnel) pour être rapide et faciliter la communication.

## SYNTHÈSE

### POURQUOI ASSURER LA STABILITÉ DU FRONT ?

- > Assurer la sécurité des ouvriers,
- > Limiter les impacts sur les constructions avoisinantes en cas de tunnels à faible profondeur,
- > Maîtriser les coûts et délais de réalisation de l'ouvrage,
- > Contribuer à la pérennité de l'ouvrage en limitant les hors-profils et zones de terrain décompressées.

### NOTATIONS



Domaine des déplacements admissibles (ex : extrusion autorisée, tassements autorisés en surface)

Domaine de stabilité



Pression minimale pour empêcher la rupture par effondrement du front  $\sigma_{T-eff}$

### ÉTUDE EN MILIEU CONTINU DRAINE SANS ÉCOULEMENT

**Domaine d'application :** creusement en méthode conventionnelle ou au tunnelier ouvert sans pressions interstitielles significatives au voisinage du front (naturellement, ou en raison d'un drainage), ou creusement au tunnelier à front pressurisé.

**Mécanisme d'effondrement :** un bloc affectant la totalité du front, peu étendu à l'avant (moins de 0,5.D), remontant peu au-dessus de la clé initialement, mais pouvant se propager verticalement par rupture progressive.

**Méthode de calcul :**

$$\sigma_{T-eff} = \max(\sigma'_{T-eff}; 0) + FSE \cdot \gamma_w \cdot H_w \quad \text{avec} \quad \sigma'_{T-eff} = N_y \cdot \gamma^* \cdot D - \frac{c'}{\tan(\varphi')} + \Delta P_c$$

$$\text{où : } N_y = \frac{2 + 3 \cdot (d/D)^{\frac{6 \cdot \tan \varphi'}{FS}}}{18 \cdot \frac{\tan \varphi'}{FS}} - 0,05 \quad \begin{cases} \forall d/D \leq 0,5 \\ \forall \varphi' \geq 20^\circ \\ \forall C/D \geq 0,8 \end{cases}$$

$$\gamma^* = \begin{pmatrix} \gamma_{sat} - \gamma_w \text{ (sous nappe)} \\ \gamma_h \text{ (hors nappe)} \end{pmatrix}, \quad FS = 1,25, \quad FSE = 1,05, \quad \Delta P_c = \begin{pmatrix} 10 \text{ kPa (SS)} \\ 30 \text{ kPa (EPB)} \\ 0 \text{ sinon} \end{pmatrix}$$

**Points de vigilance :**

- > L'expression ci-dessus fait l'hypothèse d'un terrain homogène isotrope. En cas de front mixte, plusieurs solutions sont possibles. Si les contrastes de résistances restent faibles, considérer la résistance minimale des différents faciès. Si les contrastes sont élevés, limiter la géométrie du mécanisme aux couches peu résistantes (modification de D dans l'équation ci-dessus),
- > Au tunnelier à pression de terre hors nappe sans additifs dans des sables propres, un mécanisme différent, de type "sablier" peut apparaître. L'utilisation de l'équation ci-dessus reste néanmoins sécuritaire.

### ÉTUDE EN MILIEU CONTINU AVEC ÉCOULEMENT VERS LE TUNNEL

**Domaine d'application** : creusement en méthode conventionnelle ou au tunnelier ouvert sous nappe, opérations hyperbares sur les tunneliers pressurisés.

**Mécanismes et méthodes de calcul** : les forces d'écoulement déstabilisent davantage le front. Deux cas d'études peuvent être nécessaires :

- Pour évaluer si le front de taille est stable en régime permanent, le lecteur pourra se référer aux abaques présents dans Perazzelli *et al.* (2014),
- Pour évaluer la durée pendant laquelle les forces d'écoulement restent suffisamment faibles pour que le front reste stable en régime transitoire, le lecteur pourra se référer aux abaques présents dans Schuerch *et al.* (2019).

### ÉTUDE EN MILIEU CONTINU NON DRAINE

**Domaine d'application** : creusement à vitesse importante dans des terrains peu perméables ( $k < 10^{-7}$  m/s et  $v_{avct} > 0,1$  m/h).

**Mécanisme d'effondrement** : un bloc affectant la totalité du front, s'étendant environ 1.D à l'avant.

**Méthode de calcul** :  $\sigma_{T-eff} = \sigma_s + \gamma \cdot H - N_{crit} \cdot \frac{C_u}{FS} + \Delta P_c$  ,  $FS=1,4$  ,  $N_{crit}$  choisi sur l'illustration 8,

$$\Delta P_c = \begin{pmatrix} 10 \text{ kPa (SS)} \\ 30 \text{ kPa (EPB)} \\ 0 \text{ sinon} \end{pmatrix} \cdot \begin{bmatrix} \forall d/D \leq 0,2 \\ \forall C_u / (\gamma \cdot D) > 0,3 \end{bmatrix}$$

**Points de vigilance** : attention aux périodes d'arrêts du chantier qui pourraient rendre l'hypothèse "non drainée" peu réaliste.

### ÉTUDE EN MILIEU DISCONTINU

**Domaine d'application et mécanismes** : massifs rocheux modérément fracturés induisant des mécanismes de chutes de dièdres.

**Méthode de calcul** : (i) identification des données géométriques et géomécaniques des discontinuités, (ii) identification des blocs potentiellement instables par projection stéréographique ou modélisation 3D, (iii) calcul du coefficient de sécurité de chaque bloc (cible : 1,6 à 1,8).

**Points de vigilance** : attention à l'orientation des familles de discontinuités (et à leur persistance), et négliger la cohésion des discontinuités.

### MÉTHODES CONSTRUCTIVES EN MÉTHODE CONVENTIONNELLE

**Différentes solutions techniques possibles** : diminution de la section (passage en section divisée notamment), béton projeté (l'effet de cette fine couche reste local mais indispensable), drainage, boulonnage de front, traitements de terrains, et éventuellement voûte parapluie.

**Suivi en phase travaux** : importance des levés de front de taille pour valider les hypothèses géotechniques, détecter des signes d'instabilités, et s'assurer de la bonne mise en œuvre des procédés ci-dessus.

### MÉTHODES CONSTRUCTIVES AU TUNNELIER A FRONT PRESSURISÉ

**Des tunneliers conçus pour assurer la stabilité du front** : trois modes de confinement sont possibles (pâteux / liquide / gazeux), dont le choix doit être argumenté en fonction du contexte géotechnique de chaque projet.

**Suivi en phase travaux** : importance d'un plan d'avancement tunnelier (PAT) résumant de manière synthétique : (i) les données recueillies lors des travaux (auscultation du terrain et des avoisinants, caractéristiques mécaniques des terrains, conditions de pilotage du tunnelier), (ii) la comparaison des conditions réelles par rapport aux conditions attendues, (iii) des rétro-analyses améliorant la fiabilité du scénario de référence.

## GLOSSAIRE

### Paramètres géométriques

<b>D (m)</b>	Diamètre du tunnel
<b>C (m)</b>	Épaisseur de couverture
<b>H (m)</b>	Profondeur de l'axe du tunnel
<b>d (m)</b>	Longueur du décousu

### Paramètres géologiques, hydrogéologiques et géotechniques

<b>H<sub>w</sub> (m)</b>	Hauteur d'eau par rapport à l'axe du tunnel
<b>k (m/s)</b>	Coefficient de perméabilité du terrain
<b>γ (kN/m<sup>3</sup>)</b>	Poids volumique humide des terrains
<b>γ' (kN/m<sup>3</sup>)</b>	Poids volumique déjaugé des terrains
<b>C<sub>u</sub> (kPa)</b>	Cohésion « non drainée » du terrain
<b>c' (kPa)</b>	Cohésion effective du terrain
<b>φ' (°)</b>	Angle de frottement interne du terrain

### Paramètres liés au creusement et aux avoisinants

<b>EPB</b>	« Earth pressure balanced shield » : tunnelier à pression de terre
<b>SS</b>	« Slurry shield » : tunnelier à pression de boue
<b>σ<sub>s</sub> (kPa)</b>	Pression en surface
<b>σ<sub>T</sub> (kPa)</b>	Pression exercée sur le front de taille (supposée constante)
<b>σ<sub>T-eff</sub> (kPa)</b>	Valeur de pression frontale à exercer pour empêcher sa rupture par effondrement
<b>v<sub>avct</sub> (m/h)</b>	Vitesse d'avancement du front de taille



## RÉFÉRENCES

- AFNOR (2005), *Eurocode 7 : Calcul géotechnique – Partie 1 : règles générales*. NF EN 1997-1, 138 p.
- AFTES WG8 (2006), *La conception et la réalisation des travaux d'injection des sols et des roches*, Recommandation R2F1, Tunnels et Espace Souterrain, n°194-195, pp. 70-154.
- AFTES WG16 (2020), *Effects caused by excavation on neighbouring structures in the design and construction of underground works*, Recommandation R2A1, 68 p.
- AFTES WG20 (2001), *Design of sprayed concrete for underground support*, Recommandation R1A1, Tunnels et Ouvrages Souterrains, n°164, pp.68-108.
- AFTES WG24 (2008), *Les reconnaissances à l'avancement*, Recommandation R1F1, Tunnels et Espace Souterrain, n°209, pp. 302-325.
- AFTES WG29 (2007), *Compatibilité des recommandations AFTES relatives aux revêtements des tunnels en béton avec les Eurocodes*, Recommandation R2F1, Tunnels et Ouvrages souterrains, n°204, 18 p.
- AFTES WG30 (2021), *Radial rock bolting in tunnels – Design and sizing guide*, Recommandation R1A1, 97 p.
- Alagha S.N, Chapman D.N. (2019), *Numerical modelling of tunnel face stability in homogeneous and layered soft ground*, Tunnelling and Underground Space Technology, vol. 94, pp. 1-14.
- Anagnostou G. (2012), *The contribution of horizontal arching to tunnel face stability*, Geotechnik, vol 35, n°1, pp34-44.
- Anagnostou G., Kovari K. (1996), *Face stability conditions with Earth Pressure Balanced Shield*, Tunnelling and Underground Space Technology, vol 11, n°2, pp. 165-173.
- Anagnostou G., Perazzelli P. (2015), *Analysis method and design charts for bolt reinforcement of the tunnel face in cohesive-frictional soils*, Tunnelling and Underground Space Technology, vol 47, pp. 162-181.
- Berthoz N. (2012), *Modélisation physique et théorique du creusement pressurisé des tunnels en terrains meubles homogènes et stratifiés*, Thèse de doctorat de l'ENTPE, 292 p.
- Berthoz N., Branque D., Subrin D., Wong H., Humbert E. (2012), *Face failure in homogeneous and stratified soft ground: Theoretical and experimental approaches on 1g EPBS reduced scale model*, Tunnelling and Underground Space Technology, vol. 30, pp. 25-37.
- Bezuijen, A., & van Seters, A. (2006). *The stability of a tunnel face in soft clay*. In H. van Lottum, & A. Bezuijen (Eds.), *Tunnelling; a decade of progress* (pp. 149-155). Taylor & Francis.
- Bienawski Z.T. (1989). *Engineering Rock Mass Classification*, Wiley, New York, 251 p.
- Broere W. (2001), *Tunnel face stability & new CPT application*, PhD Thesis, Delft university of technology, Delft university press.
- Broms B.B., Bennermark H. (1967), *Stability of clay at vertical openings*, Journal of Soil Mechanics and Foundations Division, vol. 93, pp. 71-94.
- CEDD (2015), *Catalogue of notable tunnel failures – case histories (up to April 2015)*, Civil Engineering and Development Department, Government of Hong Kong, <https://www.cedd.gov.hk>
- Chambon P. & Corté J.F. (1989). *Stabilité du front de taille d'un tunnel faiblement enterré: modélisation en centrifugeuse*, Proceedings of the Int. Conf. Tunnelling and Microtunnelling in Soft Ground: from field to theory, Paris, presses ENPC, pp. 307-315.
- Chambon, P., Corte, J.F. (1994). *Shallow tunnels in cohesionless soil: stability of tunnel face*, Journal of Geotechnical Engineering 120 (7), pp. 1148–1165.
- Champagne de Labriolle G. (2018), *Détermination de la fenêtre de pilotage de la pression de confinement d'un tunnelier fermé dans un sol cohérent-frottant ou purement cohérent*, Revue Française de Géotechnique, vol. 155, n°3.
- Chang M., Chen C.C., Huang R.C., Chang J., Yang P.J. (2009), *Investigation on mechanism of grouting and engineering characteristics of in-situ grouted soils*, Proceedings of the 17<sup>th</sup> International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, M. Hamza et al. (Eds.), pp. 2346-2349,
- Clouterre (2002), *Additif 2002 aux recommandations Clouterre 1991, pour la conception, le calcul, l'exécution et le contrôle des soutènements réalisés par clouage des sols*, Presses de l'École Nationale des Ponts et Chaussées, 217 p.
- Croce P., Flora A., Modoni G. (2014), *Jet-grouting technology, design and control*, London, UK : CRC Press (Taylor & Francis Group).
- Dano C. (2001), *Comportement mécanique des sols injectés*, Thèse de doctorat de l'Université de Nantes, 216 p.
- DAUB (2016), *Recommendations for Face Support Pressure Calculations for Shield Tunnelling in Soft Ground*, German Tunnelling Committee, 64 p.

- Davis E.H., Gunn M.J., Mair R.J., Seneviratne H.N. (1980). *The stability of shallow tunnels and underground openings in cohesive material*, Géotechnique, n°40, pp. 397-416.
- Gilleron N. (2016), *Méthode de prévision des tassements provoqués par le creusement des tunnels urbains et influence des présoutènements*, thèse de doctorat de l'université Paris-Est, 238 p.
- Grasso P., Xu S., Del Fedele M., Russo G., Chirioti E. (2003). *Particular failure mechanisms of weathered granite observed during construction of metro tunnels by TBM*, ITA World Congress, Amsterdam.
- Gunn M.J. (1980), *Limit analysis of undrained stability problems using a very small computer*, Proc., Symp. on Computer Applications to Geotechnical Problems in Highway Engineering, Cambridge Univ., Cambridge, UK, pp. 5–30.
- Horn, M. (1961), *Alagutak homlokbiztosítstasra hato vizszintes földnyomasgalat néhány eredménye*, Azorszdgos mélyépítőipari konferencia előadásai, Közlekedési Dokumentációs Vállalat, Budapest (in Hungarian).
- Ibrahim E., Soubra A.H., Mollon G., Raphael W., Dias D., Reda A. (2015), *Three-dimensional face stability analysis of pressurized tunnels driven in a multilayered purely frictional medium*, Tunnelling and Underground Space Technology, vol. 49, pp. 18-34.
- ISGF WG 2 (1992), *Frozen ground structures – Basic principles of design*, by Andersland O., Berggren A.L and Fish A., Ground Freezing 91, vol 2. pp. 503-513.
- Kimura, T. and Mair, R. J., (1981), *Centrifugal testing of model tunnels in soft clay*, Proceedings of 10<sup>th</sup> International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Stockholm 1981, Vol. 1, pp 319-322.
- Leca E. (1997), *Développement d'outils de calcul pour le dimensionnement des tunnels creusés en terrains meubles*, Thèse d'habilitation, Université de Lille, 83 p.
- 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.
- Li T.Z., Yang X.L. (2020), *Stability of plane strain tunnel headings in soils with tensile strength cut-off*, Tunnelling and Underground Space Technology, vol. 95, pp. 1-11.
- Li Z.W., Yang X.L., Li T.Z. (2019), *Face stability analysis of tunnels under steady unsaturated seepage conditions*, Tunnelling and Underground Space Technology, vol. 93, pp. 1-8.
- Lü X., Zhou Y., Huang M., Zeng S. (2018), *Experimental study of the face stability of shield tunnel in sands under seepage condition*, Tunnelling and Underground Space Technology, vol. 74, pp. 195-205.
- Marinos V., Marinos P., Hoek E. (2005), *The geological strength index : applications and limitations*, Bulletin of Engineering and Geological Environment, n°64, pp. 55-65.
- Messerli J., Pimentel E., Anagnostou G. (2010), *Experimental study into tunnel face collapse in sand*, Proceedings of the 7<sup>th</sup> International Conference in Physical Modelling in Geotechnics, Zurich, Switzerland.
- Mollon G., Dias D., Soubra A.H. (2011), *Rotational failure mechanisms for the face stability analysis of tunnels driven by a pressurized shield*, International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, vol 35, n°12, pp. 1363-1388.
- Mollon G., Dias D., Soubra A.H. (2013), *Continuous velocity fields for collapse and blowout of a pressurized tunnel face in purely cohesive soil*, International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, vol 37, n°13, pp. 2061-2083.
- NF EN 1997-1 (2005), *Eurocode 7 : Geotechnical Design – Part 1: General Rules*.
- NGI (2013), *Using the Q-system – Rock mass classification and support design*, Handbook of the Norwegian Geotechnical Institute, 57 p.
- Pan Q., Dias D. (2016), *The effect of pore water pressure on tunnel face stability*, International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, vol. 40, n°15. pp. ...
- Pan Q., Dias D. (2017), *Upper-bound analysis on the face stability of a non-circular tunnel*, Tunnelling and Underground Space Technology, vol. 62, pp. 96-102.
- Pan Q., Dias D. (2018), *Three dimensional face stability of a tunnel in weak rock masses subjected to seepage forces*, Tunnelling and Underground Space Technology, vol. 71, pp. 555-566.
- Paternesi A., Schweiger H.F., Ruggeri P., Fruzzetti V.M.E., Scarpelli G. (2017), *Comparisons of Eurocodes design approaches for numerical analysis of shallow tunnels*, Tunnelling and Underground Space Technology, vol. 62, pp. 115-125.
- Peila D. (1994), *A theoretical study of reinforcement influence on the stability of a tunnel face*, Geotechnical and Geological Engineering, n°12, pp. 145-168.
- Perazzelli P., Anagnostou G. (2017), *Analysis Method and Design Charts for Bolt Reinforcement of the Tunnel Face in purely Cohesive Soils*, J Geotech Geoenviron Eng 143 (9).
- Perazzelli P., Leone T. Anagnostou G. (2014), *Tunnel face stability under seepage flow conditions*, Tunnelling and Underground Space Technology, vol. 43, pp. 459-469.
- Piakowski A., Kowaleski Z. (1965), *Application of thixotropic clay suspensions for stability of vertical sides of deep trenches without strutting*, Proceedings of 6<sup>th</sup> International Conference on Soil Mechanics and Foundations Engineering, Montreal, vol. 111.

- Quarmout M., König D., Gussmann P., Thewes M., Schanz T. (2019), *Tunnel face stability analysis using Kinematical Element Method*, Tunnelling and Underground Space Technology, vol. 85, pp. 354-367.
- Salençon J. (1990), *An introduction to the yield design theory and its application to soil mechanics*, European Journal of Mechanics A-Solids, vol 9, n°5, pp. 477-500.
- Schofield AN. (1980), *Cambridge geotechnical centrifuge operations*, Geotechnique, vol. 30, n°3, pp. 227-268.
- Schuerch R., Poggiati R., Anagnostou G. (2019), *Design charts for estimating face stand-up time in soft ground tunnelling*, Proceedings of the World Tunnel Congress, Naples, 10 p.
- Senent S., Yi C., Jinenez R. (2020), *An upper bound solution for tunnel face stability analysis considering the free span*, Tunnelling and Underground Space Technology, vol. 103, pp. 1-14.
- Subrin D. (2002), *Études théoriques sur la stabilité et le comportement des tunnels renforcés par boulonnage*, thèse de doctorat de l'INSA de Lyon, 210 p.
- Toraldo C., Modoni G., Ochmanski M., Croce P. (2018), *The characteristic strength of jet-grouted material*, Géotechnique, vol. 68, n°3, pp. 262-279.
- Ukrichton B., Yingchaloenkitkhajorn K., Keawsawasvong S. (2017), *Three-dimensional undrained tunnel face stability in clay with a linearly increasing shear strength with depth*, Computers and Geotechnics, vol. 88, pp. 146-151.
- Vermeer P.A., Ruse N., Marcher T. (2002), *Tunnel heading stability in drained ground*, Tunnelling, Felsbau, vol. 20, n°6, pp. 8-18.
- Viana Da Fonseca A., Topa Gomes A. (2011), *A tunnel collapse on the construction in metro do Porto : solutions for optimization of advance control parameters of a EPB TBM*, Proceeding, of the XXV technical conference, Miedzyszdroje, 24-24 mai 2011.
- Vu M.N., Broere W., Bosch J. (2015), *The impact of shallow cover on stability when tunnelling in soft soils*, Tunnelling and Underground Space Technology, vol. 50, pp. 507-515.
- Wong H., Subrin D. (2006), *Stabilité frontale d'un tunnel : mécanisme 3D en forme de corne de rhinocéros et influence de la profondeur*, Revue européenne de génie civil, vol. 10, n°4, pp. 429-456.
- Xu T., Bezuijen A. (2018), *Analytical methods in predicting excess pore water pressure in front of slurry shield in saturated sandy ground*, Tunnelling and Underground Space Technology, vol. 73, pp. 203-211.
- Zapata Franco D., Janin J.P., Dano C., Le Bissonnais H., Falconi F., Gérardin C. (2020), *Méthodes 3D simplifiées pour évaluer l'impact du boulonnage au front : REX de la L11-GC03*, Paris, Journées Nationales de Géotechnique et de Géologie de l'Ingénieur, Lyon, 8 p.
- Zingg S., Anagnostou G. (2016), *An investigation into efficient drainage layouts for the stabilization of tunnel faces in homogeneous ground*, Tunnelling and Underground Space Technology, vol. 58, pp. 49-73.
- Zou J., Chen G., Qian Z. (2019a), *Tunnel face stability in cohesion-frictional soils considering the soil arching effect by improved failure models*, Computers and Geotechnics, vol. 106, pp. 1-17.
- Zou J.F., Qian Z.H., Xiang X.H., Chen G.H. (2019b), *Face stability of a tunnel excavated in saturated nonhomogeneous soils*, Tunnelling and Underground Space Technology, vol. 83, pp. 1-17.

# ANNEXE : RETOURS D'EXPÉRIENCES D'INSTABILITÉS DE FRONT

Quelques retours d'expériences sont présentés dans les tableaux suivants. Si vous disposez de données relatives à d'autres effondrements, veuillez les envoyer dans un format similaire à [ggd.cetu@developpement-durable.gouv.fr](mailto:ggd.cetu@developpement-durable.gouv.fr) afin qu'ils puissent être inclus dans une future mise à jour de ce document d'information.

<b>Nom du tunnel : Schirmeck (France, 68)</b>	
<b>Méthode de creusement : conventionnelle</b>	
<b>Année : 2004</b>	
<p><b>Nature des terrains :</b> Zone de transition entre (i) un faciès rocheux fortement fracturé modérément altéré plutôt sec, et (ii) un second faciès très fortement fracturé et complètement altéré avec des venues d'eau assez importantes.</p>	
<p><b>Observations et adaptation des méthodes de soutènement :</b> Au PM 218, à la fin du marinage, le front de taille s'est effondré sur presque toute sa largeur selon un plan de fracturation avec un pendage de l'ordre de 45° vers le tunnel. Le volume total de l'effondrement était de l'ordre de 100 m<sup>3</sup> (illustration a). Le creusement a pu être poursuivi grâce à une stabilisation du front par 28 m<sup>3</sup> de béton projeté et 30 boulons expansifs longitudinaux de 4 m de longueur. Compte-tenu des conditions précaires de stabilité observées, le boulonnage de front par des boulons expansifs de 4 m de longueur a été systématisé jusqu'au PM 465. Cela a permis d'empêcher l'apparition d'un nouveau mécanisme global d'instabilité, mais des instabilités locales ont persisté, telle celle du PM 235 visible en illustration (b).</p>	
<p><b>Conséquences globales pour le projet :</b> La durée totale des travaux de creusement-soutènement a été de l'ordre du double de celle attendue. Cela est lié notamment à l'augmentation du linéaire de tunnel cintré (au détriment d'un profil boulonné), accompagnée, de fait, d'une épaisseur de béton projeté plus importante. La mise en œuvre de davantage de boulons de front y contribue également, sans que cela puisse être quantifié précisément.</p>	

(a) Effondrement du front au PM 218.

(b) Effondrement localisé en piedroit du front au PM 235.

## Nom du tunnel : Bois de Peu (France, 25)

### Méthode de creusement : conventionnelle

**Année :** 2006

**Nature des terrains :**  
Argiles humides.

**Observations :**  
Trois ruptures de front majeures, de volume supérieur à 50 m<sup>3</sup> se sont produites aux PM 518, 515 et 510 de la contre-attaque du tube descendant sous une épaisseur de couverture de l'ordre d'une dizaine de mètres. Les boulons en fibre de verre, mis en place au front avec une densité de 0,25 boulons par m<sup>2</sup>, n'ont pas empêché les instabilités de front qui ne se sont toutefois pas propagées en surface en raison de la voûte parapluie initialement mise en place.

**Confortement et adaptation des méthodes :**  
Poursuite du creusement en passant en section divisée (calotte et stross) pendant une quinzaine de mètres, jusqu'à ce que la résistance au cisaillement des terrains s'améliore.

**Conséquences pour le projet :**  
Augmentation du délai de travaux d'environ 1 mois, et surcoût d'environ 500 k€ HT d'après le Décompte Général Définitif du marché de travaux.



Vue du front après un des effondrements. Les boulons de front ainsi que la voûte parapluie sont clairement visibles.  
© Nicolas Dupriez, DDE 25.

## Nom du tunnel : Métro de Porto (Portugal)

### Méthode de creusement : tunnelier à front pressurisé (pression de terre)

**Année :** 2001

**Nature des terrains :**  
Front mixte et hétérogène composé de granites sains en partie basse du front de taille, et granites très altérés en partie supérieure.

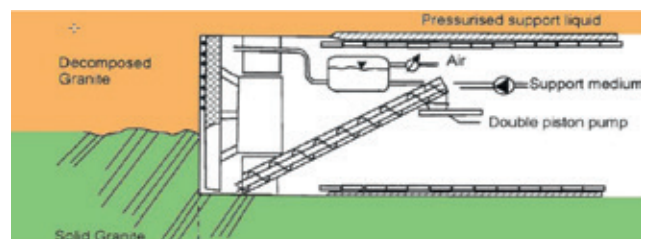
**Observations :**  
Trois instabilités locales observées lors du creusement des premiers 600 m de la ligne C du métro, dont une conduisant à un fontis engendrant l'effondrement d'un immeuble, et causant la mort d'une habitante. Ce fontis est apparu environ 30 m après le passage du front de taille. Celui-ci a été généré par la sur-excavation de la partie supérieure du front, liée au contraste de résistance entre les granites sains et altérés et par une difficulté initiale (d'ordre technique et organisationnel) à garantir la chambre pleine et pressurisée.

**Confortement et adaptation des méthodes :**  
Suite à cet accident, le conditionnement a été revu, les équipes de chantier ont été renforcées, les procédures de suivi ont été revues, et le PAT (plan d'avancement tunnelier) pour chaque tronçon de creusement de 500 m a été introduit pour la première fois. En outre, un dispositif d'injection de bentonite sous pression a été ajouté sur le tunnelier. Celui-ci se déclenchait automatiquement lorsque la pression mesurée en calotte de la chambre d'abattage était inférieure à une valeur prédéfinie. La fin de la ligne C et la ligne S n'ont pas vu l'apparition d'autres fontis.

**Conséquences pour le projet :**  
Le décès d'une tierce personne a nécessairement eu un impact très négatif sur le démarrage de ce projet. Les conséquences financières associées ne sont pas publiées. Le projet a subi un retard de 6 mois environ.



(a) Fontis apparu en surface.



(b) Coupe longitudinale illustrant le front mixte rencontré et le système complémentaire d'injection de bentonite en clé ajouté suite à l'effondrement.

Référence : Grasso et al. (2003),  
Viana Da Fonseca & Topa Gomes (2011).

**Nom du tunnel : Métro de Rennes (France, 35)****Méthode de creusement : tunnelier à front pressurisé (pression de terre)****Année :** 2016**Nature des terrains :**

Schistes plus ou moins altérés.

**Observations :**

Plusieurs fontis en surface ont été générés par le creusement de cette ligne de métro. Citons notamment celui d'environ 20 m<sup>2</sup> et au moins 3 m de profondeur généré dans le magasin Noz. Ces fontis sont liés à la structure très particulière du massif rocheux, constitué de bancs très inclinés (70°), dont les discontinuités avaient tendance à s'ouvrir et à être lubrifiées sous l'effet de la pression de confinement.

**Confortement et adaptation des méthodes :**

Ajout sur le tunnelier en cours de chantier d'un système d'injection de bentonite (bulle intégrée), et contrôle accru de la pression de confinement en veillant à ce qu'elle ne soit pas trop importante.

**Conséquences pour le projet :**

Arrêt du tunnelier pendant 133 jours, soit un surcoût de l'ordre de 10 M€.



*Photographie du fontis apparu dans le magasin Noz. Celui-ci a une surface d'environ 20 m<sup>2</sup> et 3 m de profondeur. Trois personnes sont tombés dans ce fontis, mais ont pu s'en extraire sans gravité.  
© Journal Ouest-France du 19/11/2016.  
Référence : fiche tunnelier AFTES GT4 n°126, TES n°274.*

**Nom du tunnel : Métro de Nice (France, 06)****Méthode de creusement : tunnelier à front pressurisé (pression de boue)****Année :** 2017**Nature des terrains :**

Fronts mixtes composés de terrains indurés (calcaires et poudingues) et de terrains meubles (sables et galets).

**Observations :**

Plusieurs fontis ont été induits en surface, dont un de 6 m de diamètre et 1,5 m de profondeur environ au milieu de la rue de France. Ce dernier n'a pas engendré de dommages aux constructions avoisinantes ni d'accident de la circulation. Ce fontis a été généré par la rencontre par le tunnelier d'une ancienne cavité remplie de matériaux de construction, notamment des aciers coincés dans la roue de coupe, avec une perte de pression associée dans la chambre.

**Confortement et adaptation des méthodes :**

Des injections ont été réalisées sur une quinzaine de mètres autour du fontis afin d'améliorer la stabilité des terrains, puis la roue de coupe a été dégagée, permettant la reprise du creusement.

**Conséquences pour le projet :**

Environ 1,5 mois d'arrêt du tunnelier.



*Photographie du fontis généré dans la rue de France.  
© Patrick Allemand.  
Référence : Batiactu.com, 05/07/2017 et 25/08/2017.*

**Auteurs** : Nicolas BERTHOZ, Didier SUBRIN.

**Relecteurs internes** : Michel DEFFAYET, Eric PREMAT, Cédric GAILLARD, Gilles HAMAIDE, Johan KASPERSKI.

**Relecteurs externes** : Denis BRANQUE (ENTPE), Martin CAHN (TERRASOL-SETEC), Guillaume CHAMPAGNE DE LABRIOLLE (ARCADIS), Elena CHIRIOTTI (INCAS PARTNERS), Fabrice EMERIAULT (Grenoble INP), Jean-Pierre JANIN (LOMBARDI INGENIERIE), Christophe JASSIONNESSE (SPIE BATIGNOLLES), Adrien SAITTA (EGIS TUNNELS).

## Centre d'Études des Tunnels

25 avenue François Mitterrand  
69500 BRON - FRANCE  
Tél. +33 (0)4 72 14 34 00  
Fax. +33 (0)4 72 14 34 30  
[cetu@developpement-durable.gouv.fr](mailto:cetu@developpement-durable.gouv.fr)

[www.cetu.developpement-durable.gouv.fr](http://www.cetu.developpement-durable.gouv.fr)



**MINISTÈRE  
CHARGÉ  
DES TRANSPORTS**

*Liberté  
Égalité  
Fraternité*

