

Confortement des talus rocheux de la tranchée Pierre-Baizet : analyse paramétrique de la stabilité de dièdres rocheux

B. DEMAY

Gie Lyon-Nord
6, avenue de Poumeyrol
69300 Caluire et Cuire

J.-P. PERSON

Coyne et Bellier
129, rue Servient
69431 Lyon Cedex 3

Résumé

La tranchée Pierre-Baizet, de plus de 200 m de long et de 30 m de hauteur, s'inscrit dans le boulevard périphérique Nord de Lyon. En début de terrassement, la découverte d'un substratum gneissique hétérogène, très fracturé et altéré, traversé par des zones broyées et mylonitisées de 4 à 5 m d'épaisseur avec eau en charge, a nécessité la mise en œuvre d'un soutènement exceptionnellement important pour un talus rocheux.

Ce soutènement, dimensionné au fur et à mesure des terrassements, est sans commune mesure avec ce que les études initiales, pourtant volontairement pessimistes, avaient prévu.

Le dimensionnement du confortement est effectué à partir de l'inventaire des différentes familles de discontinuité affectant le massif rocheux et des données de cisaillement obtenues en laboratoire, avec prise en compte de l'effet d'échelle. La combinaison des différentes familles permet de construire soit des dièdres soit des prismes (par extension latérale) dont le clouage, allant au-delà du plan de rupture prévisionnel empêche le glissement. Ce clouage est optimisé au moyen d'une approche variationnelle, des principaux paramètres que sont l'orientation des plans de rupture, la résistance au cisaillement des joints, les angles de dilataance, la suppression interstitielle...

L'importante auscultation mise en place a permis de contrôler le comportement des talus lors des différentes phases d'excavation, et d'adapter les travaux d'excavation et de confortement.

Rock slopes reinforcement in the Pierre-Baizet trench: analysis of parameters influencing rock wedges stability

Abstract

The 200 m long and 30 m high Pierre-Baizet trench is part of the new Lyons northern ring road. When starting earthworks, excavation displayed a heterogeneous gneiss bedrock with numerous joints and a wide weathering. Within this bedrock, 4 to 5 m wide zones which were filled with gouge (mylonite) were successively encountered. In addition, the whole slope was submitted to an excess hydrostatic pressure.

Therefore, preventing rock slopes failures needed to use an exceptionally important support, which was sized simultaneously with excavation works. This support was far more important than foreseen, though preliminary studies had been intentionally pessimistic.

The starting point of support sizing is an inventory of geological field data concerning local rock mass structural features, and laboratory shear tests data (these last ones were adjusted for scale effect). Then combining different types of discontinuity

defines the shape of wedges which are to be anchored with rods, beyond the sliding surface. Anchoring is optimized through a study of the variation of main parameters such as failure plane orientation, shear strength on joints, dilatancy angle, hydrostatic pressure... An important monitoring program allowed to control slopes behaviour throughout the excavation, and to adapt earthworks schedules and support schemes.

1

Fonctionnalité et dimensions de la tranchée Pierre-Baizet

Le Boulevard périphérique Nord de Lyon (BPNL) est constitué de 8,5 kilomètres d'autoroute urbaine assurant la liaison entre l'actuel boulevard périphérique à l'Est et l'autoroute A 6 à l'Ouest. Son trajet est majoritairement souterrain et comprend notamment un passage sous la Saône et la traversée de la colline de Caluire par un tunnel.

Au sein du projet BPNL, la tranchée Pierre-Baizet située en rive droite de la Saône assure la transition entre les tunnels de la Duchère et de Rochemard, creusés en traditionnel, et le tunnel sous la colline de Caluire, creusé par un tunnelier à pression de terre. Elle est bordée par la rue Pierre-Baizet au nord et les voies ferrées SNCF au sud (Fig. 1).

Cette tranchée a été creusée dans un double but :

1) en phase de construction de l'ouvrage, permettre le montage du tunnelier et accueillir les installations de chantier pendant toute la phase de creusement du tube Nord long de 3 250 ml (Fig. 2) ;

2) en phase d'exploitation, servir de point d'accès et de sortie au BPNL sous la forme d'un demi-échangeur.

Compte tenu de l'importance du tunnelier et, notamment, de la longueur du train suiveur, il a fallu dessiner une tranchée aux caractéristiques géométriques suivantes :

- longueur : 230 m ;
- largeur moyenne : 50 m en tête, 25 m en fond ;
- profondeur moyenne : 22 m, atteignant 32 m au droit du versant Nord.

La coupe type (Fig. 3) illustre à la fois la verticalité des parements rocheux (7 pour 1), imposée par l'exiguïté des emprises et le type de soutènement mis en œuvre :

- paroi moulée ancrée côté Nord pour les terrains de recouvrement ;
- mur de soutènement autostable pour les terrains de recouvrement côté sud ;
- clouage généralisé des talus rocheux, avec béton projeté et treillis soudé.

La tranchée a été réalisée en deux phases de travaux, la première phase étant préparatoire au montage du tunnelier (octobre 1993-juin 1994), la seconde ayant lieu après le percement du tunnel Nord et le démontage des installations de creusement (décembre 1996-avril 1997). La mise en service définitive a eu lieu en août 1997 (Fig. 4).



FIG. 1 Tranchée de Pierre-Baizet, têtes est des tunnels de Rochemard.
Pierre-Baizet trench and Rochemard eastern portal.



FIG. 2 Montage du tunnelier dans la tranchée (juillet 1994).
Setting up of EPB — shield in trench (1994, July).

2

Le contexte géologique

Les reconnaissances entreprises en phase d'avant-projet détaillé (sondages carottés et géophysique) prévoyaient que cette tranchée profonde allait rencontrer,

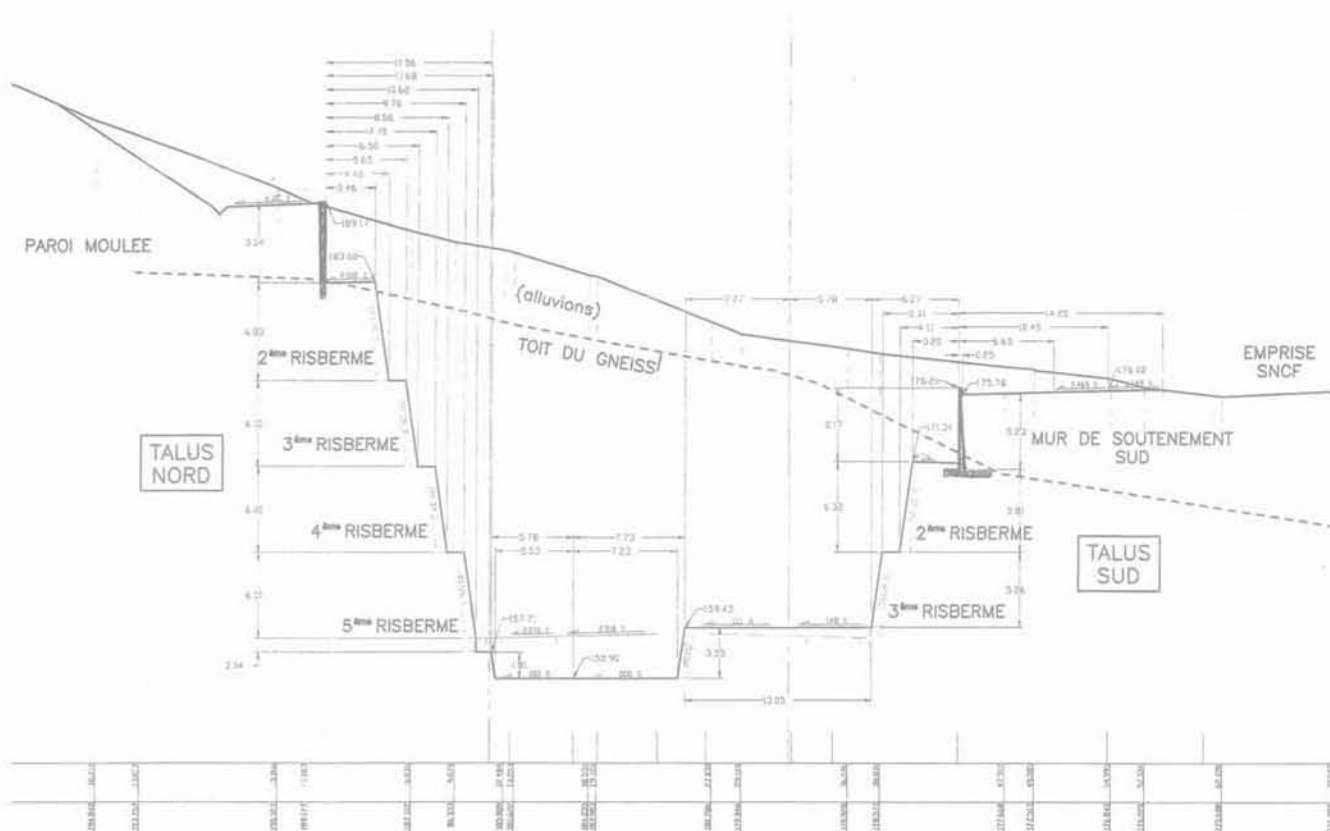


FIG. 3 Coupe-type de la tranchée.
Cross-section of trench.



FIG. 4 La tranchée Pierre-Baizet (vue est) en fin de travaux (mai 1997).
Final eastward view of Pierre-Baizet trench (1997, May).

sous un recouvrement limoneux et silteux de 6 à 7 m d'épaisseur en moyenne, le substratum rocheux gneissique dont la qualité s'améliorait avec la profondeur (Fig. 5).

Après une frange altérée de quelques mètres, le creusement de la tranchée devait s'effectuer, dans un massif rocheux sain ne présentant pas *a priori* de difficultés particulières (en phase d'avant-projet sommaire, un soutènement de clous ϕ 32 mm longueur 6 m à la maille de 2 x 2 m avait été jugé suffisant).

En réalité, le massif rocheux s'est présenté sous la forme de bancs de gneiss subverticaux, à foliation très redressée, d'épaisseur très variable (pluricentimétrique à pluridécimétrique) (Fig. 6). Parmi les faciès rencontrés, on trouve des gneiss d'aspect phylliteux, riches en micas, lesquels se présentent sous la forme de fines cloisons ondulées entourant des quartz et feldspaths amygdalaires.

L'importance du pôle micacé reflète la sensibilité à l'altération de la roche, laquelle altération peut pénétrer profondément, de manière très aléatoire, dans le massif en suivant la foliation.

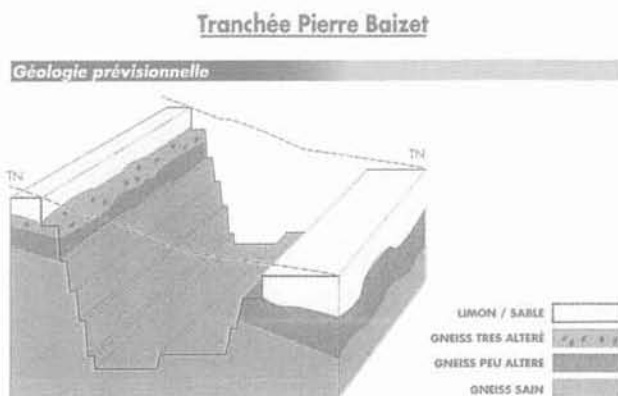


FIG. 5 Géologie prévisionnelle.
Estimated geology.

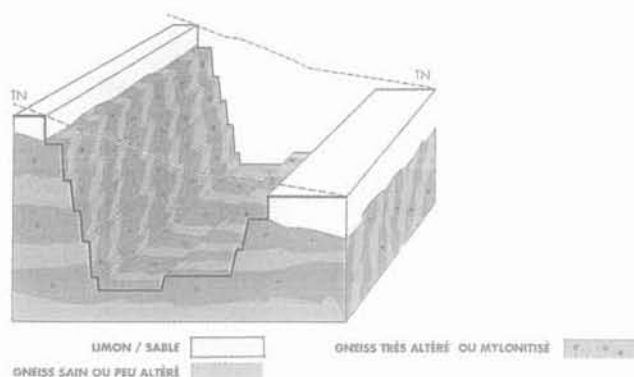


FIG. 6 Géologie réellement rencontrée.
Geology, as actually encountered.

La fracturation est intense (Fig. 7). Si des familles de fracturation principales complémentaires à la foliation ont été identifiées, au nombre de 2, il n'en reste pas moins que leur extension et leur espacement sont très variables, et qu'il est très difficile de définir un dièdre enveloppe :

- 1) foliation S_0 orientée quasiment nord-sud, de pendage moyen 70° W, d'espacement très variable ;
- 2) famille dite **P 1**, d'azimut moyen 65° et de pendage moyen 55° SE, d'extension pluridécamétrique et d'espacement décimétrique à demi-métrique ;



FIG. 7 Fracturation du massif rocheux.
An example of rock mass joints.

3) famille dite **P 2** ($P 2_a / P 2_b$), d'azimut moyen 125° et de pendage très variable compris entre 75° NE et 74° SW, d'extension décamétrique et d'espacement identique à **P 1**.

Ces valeurs moyennes reflètent une assez forte dispersion comme en témoigne la représentation polaire (Fig. 8) jointe en annexe. D'autres familles sont présentes ($P 3$, $P 4$) mais peu représentées. Enfin, des zones mylonitisées d'épaisseur plurimétrique, parallèles à la foliation ont constitué de véritables zones de faiblesse au sein du massif rocheux (Fig. 9).

L'hydrologie est caractérisée par la présence de la nappe de la Saône, située à mi-hauteur de la tranchée. Il existe par ailleurs une nappe perchée située à la base de la couverture limoneuse, percolant à travers un petit niveau de graves qui surincombe au substratum

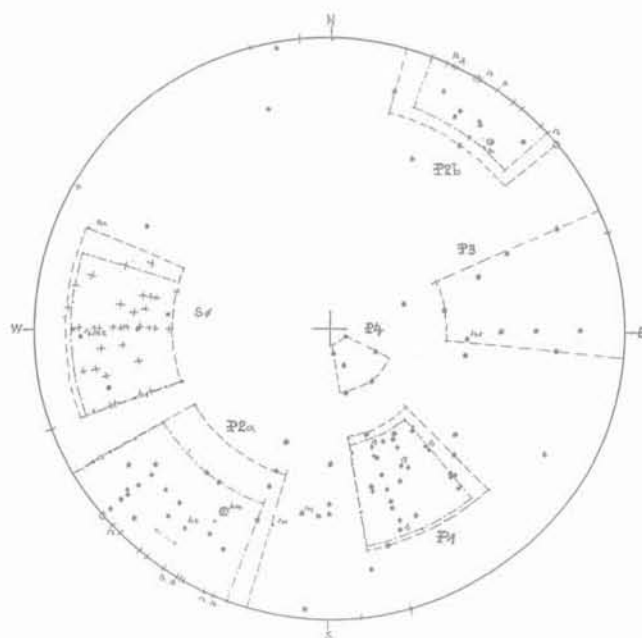


FIG. 8 Stéréogramme de Wulff : pôles des plans de fracturation.
Wulff stereographic projection : poles of discontinuity planes.



FIG. 9 Zone mylonitisée (talus sud).
A zone filled with gouge (mylonite) on southern slope.

rocheux altéré ; cette nappe draine le versant en s'écoulant dans le sens nord-ouest/sud-est.

3

Conception et dimensionnement du soutènement des talus rocheux

3.1

Méthodologie

La stabilisation des talus rocheux est obtenue par un clouage généralisé de ceux-ci, associé à du béton projeté et du treillis soudé. La longueur, le diamètre, l'inclinaison et la maille des clous sont déterminés par l'étude de l'équilibre statique de volumes rocheux (« méthode des coins ») construits à partir de la combinaison des différentes familles de discontinuités.

Aux mécanismes de rupture potentiels ainsi inventoriés, est associée une approche variationnelle de paramètres complémentaires influant sur la stabilité : caractéristiques de cisaillement (l'extension et le type des discontinuités agissant sur l'angle de frottement et la dilataance (valeurs minimales/valeurs moyennes)), surpression interstitielle, poids des terrains de couverture et surcharges éventuelles.

L'optimisation définitive du confortement est atteinte au moyen d'une analyse complémentaire conduite en fonction du coefficient de sécurité global retenu :

- $F = 1,1$ pour les caractéristiques minimales de cisaillement ;
- $F = 1$ pour les caractéristiques critiques (valeurs minimales diminuées de 4 à 5 °) ;
- $F = 1,2$ pour les caractéristiques moyennes.

3.2

Hypothèses

3.2.1

Mécanismes de rupture

La géométrie choisie pour la tranchée Pierre-Baizet impose un découpage du massif rocheux suivant un certain nombre de plans subverticaux dont l'orientation combinée avec celle des discontinuités inventoriées génère des dièdres ou des prismes dont le glissement le long des plans de ruptures doit être empêché par le clouage.

Les mécanismes de rupture suivants ont ainsi été identifiés :

- *talus nord-ouest* :
 - mécanisme de glissement prismatique sur plan P_1 , correspondant à des plans de direction parallèles au talus et de pendage variable. Ces glissements peuvent se produire à la base du talus comme à hauteur de chaque risberme ;
- *talus nord-est* :
 - mécanisme dièdre $P_1 S_0$,

- mécanisme dièdre $P_2 S_0$,
- mécanisme glissement plan P_2 (N 140/65 W) ;
- *talus sud-est* :
 - mécanisme dièdre $S_0 P_2$, que la fréquence et la continuité des plans S_0/P_2 ont conduit à transformer en mécanisme prismatique de glissement sur le plan constitué par l'enveloppe des arêtes des dièdres $S_0 P_2$. La régularité de la foliation et la présence de zones broyées/mylonitisées parallèles à celle-ci ont influé en ce sens,
 - mécanisme de décompression superficielle lié aux plans P_1 parallèles au talus.

3.2.2

Caractéristiques de cisaillement des plans de discontinuité

Des échantillons prélevés sur les sondages carottés ont été soumis à des essais de cisaillement réalisés au CETE de Lyon, qui ont permis de déterminer un couple (ϕ, i) angle de frottement/dilataance par type de discontinuité (S_0, P_1 , etc.).

Les valeurs mesurées sont caractéristiques de l'échelle géométrique et de l'échelle des contraintes normales appliquées au cours des essais. Elles doivent donc être corrigées de l'effet d'échelle pour pouvoir être appliquées au projet.

Les corrections apportées au résultat brut des essais ont tenu compte :

- d'une *conversion de contrainte normale* à une même valeur voisine de 0,3 MPa modifiant ainsi l'angle de dilataance i ;
- d'une *conversion d'échelle géométrique*, modifiant i en fonction de la longueur réelle supposée de la discontinuité (paliers de 5, 10, 20 et 40 m) ;
- de l'*influence de l'ondulation des discontinuités* (dilataance complémentaire i_c) ;
- de la *propagation du mécanisme de rupture* au-delà de la limite de continuité moyenne des fractures (notion de « relais de propagation ») : ajout d'une dilataance complémentaire dite géométrique i_g .

Au final, les valeurs des angles de frottement prises en compte dans le projet ont été appréciées par L. Rochet, expert au LCPC. Elles sont regroupées dans le tableau ci-joint, en fonction du type de discontinuité et de l'extension supposée L de celles-ci :

L (en m)	S_0	P_1	P_2	P_3	P_4
5	37,4 (41,6)	38,7 (41,3)	33,7 (35,2)	40,5 (41,1)	44,0 (45,3)
10	38,4 (42)	38,3 (40,7)	33,1 (34,4)	50,5 (51,1)	54,0 (55,3)
20	38,4 (41,5)	37,9 (40,1)	36,1 (36,7)	50,5 (51,1)	54,0 (55,3)
40	38,4 (43,5)	39,9 (42,1)	36,1 (36,7)	50,5 (51,1)	54,0 (55,3)

Il s'agit des valeurs de référence (ou minimales), les chiffres entre parenthèses indiquant les valeurs moyennes. Les valeurs critiques sont les valeurs minimales diminuées de 4 à 5 °.

La fréquence et le développement important des trois principales familles de discontinuités S_0 , P_1 et P_2 a conduit à imaginer des ruptures se relayant facilement et ainsi à considérer la cohésion le long des plans de discontinuités comme nulle.

3.2.3

Surpression interstitielle

La conception du réseau de drainage prévoyait des drains à 5° espacés verticalement de 2,5 m, ce qui a permis d'abaisser la pression hydrostatique moyenne le long des plans de rupture à 12,6 kPa. Les calculs démontreront plus tard la grande sensibilité de la réaction d'ancrage nécessaire à la variation de ce paramètre.

3.2.4

Hypothèses concernant les ancrages d'acier

Les ancrages s'opposant au glissement plan sur plan des dièdres ou des prismes sont sollicités de manières complexe : traction, flexion, cisaillement. Compte tenu de l'incertitude existant quant à la détermination du mode de sollicitation préférentiel, la contrainte admissible dans l'acier a été limitée aux deux tiers de la limite élastique.

Pour ce qui est de la prévention de la corrosion, compte tenu de l'incertitude sur la pérennité des dispositifs de protection, il a été décidé une épaisseur sacrificielle de 5 mm sur le diamètre pour se prémunir des effets du développement éventuel de la corrosion.

3.2.5

Positionnement de la surface de rupture

Une surprofondeur de 2 m par rapport au fond de fouille a été prise en compte pour la délimitation du plan de rupture lorsque celle-ci concerne un mécanisme prismatique parallèle au talus.

En effet, les ruptures sont susceptibles de se développer à une profondeur variable dans le talus ; or, au-delà d'une certaine profondeur, le massif rocheux en fond de fouille assure les conditions suffisantes de butée vis-à-vis de la stabilité. Il n'est pas certain que ces conditions suffisantes de butée soient assurées dans les deux premiers mètres (influence du terrassement à l'explosif, irrégularité du fond de forme rocheux, surfracturation...).

3.3

Méthode de calcul

Le calcul de la résistance d'ancrage est effectué à partir de l'équilibre statique de blocs rocheux définis par les mécanismes de rupture. Dans le cas du glissement plan du talus nord-ouest, cet équilibre s'exprime par (Fig. 10) :

F_p poussée des terrains de couverture amont (y compris poussée hydrostatique) ;

$W_{tot} = W_{pp} + W_{couv} + S_{(surcharge)}$ poids total du bloc ;

F_{act} contribution du tirant actif de la paroi moulée (pour scellement en amont de la ligne de rupture) ;

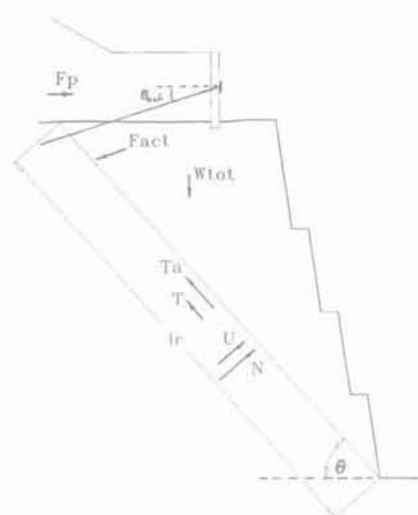


FIG. 10 Schéma du calcul de stabilité des coins.
Wedge stability calculation diagramm.

θ_{act} angle d'inclinaison des tirants actifs ;

U résultante hydraulique ;

T_a contribution des ancrages passifs (y compris ceux, éventuellement, de la paroi moulée) ;

N effort normal sur le plan de rupture ;

T effort résistant sur le plan de rupture.

Forces provoquant le glissement sur le plan de rupture :

$$W_{tot} \sin \theta + F_p \cos \theta$$

Effort normal au plan de rupture :

$$N = W_{tot} \cos \theta + F_{act} \sin (\theta + \theta_{act}) - F_p \sin \theta - U$$

Effort tangentiel :

$$T = N \tan \phi$$

Condition de stabilité (affectée du coefficient de sécurité C_s) :

$$(T + T_a) / C_s + F_{act} \cos (\theta + \theta_{act}) > W_{tot} \sin \theta + F_p \cos \theta, \text{ qui permet de calculer } T_a.$$

La couverture superficielle du bloc rocheux est modélisée par des forces extérieures au bloc : le poids des alluvions sus-jacents W_{couv} et la poussée horizontale des terres F_p (au repos ou en équilibre limite suivant la pente du talus amont) à l'amont de la ligne d'émergence du plan de rupture. La pression interstitielle appliquée sur le plan de rupture prend en compte le potentiel imposé par la nappe perchée, les zones non drainées profondément (cas de la risberme supérieure, pour éviter toute collision avec les ancrages de la paroi moulée) et le réseau de drains profonds.

Dans le cas des dièdres isolés des prismes construits par extension latérale des dièdres qui représentent les mécanismes du talus sud-est, ces formules sont étendues à un coin avec glissement sur deux plans. Les données géométriques des blocs (poids du bloc, surfaces mouillées, poids de la couverture, aire de poussée) sont obtenues au moyen de l'option tridimensionnelle d'autocad (Fig. 11).

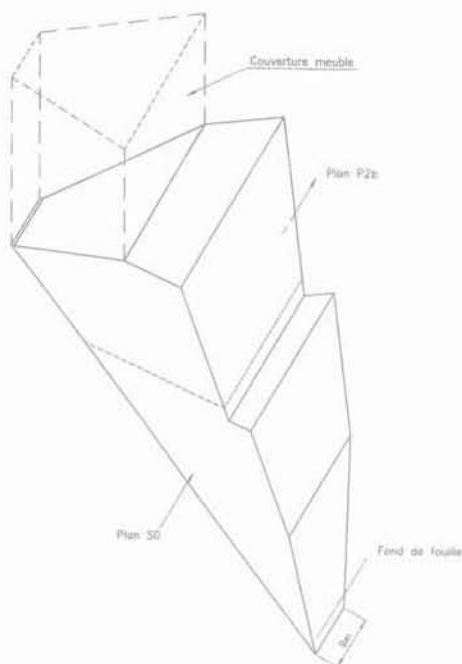


FIG. 11 Talus sud : dièdre avec extension latérale de 9 m.
South slope : wedge with a 9 m lateral extension.

3.4

Analyse paramétrique

Le dimensionnement du confortement des talus de la tranchée résulte d'une analyse paramétrique portant principalement sur le pendage variable des discontinuité (jusqu'aux positions limites les plus défavorables), la longueur du mécanisme de rupture (calcul pour les bermes successives), les caractéristiques de cisaillement le long des discontinuités et l'extension latérale des dièdres rocheux (jusqu'à 25 m si la géométrie du talus le permet). Le caractère provisoire ou définitif du talus n'intervient pas dans les facteurs de sécurité proprement dits, mais dans le comportement des ancrages (prise en compte ou non d'une épaisseur de corrosion).

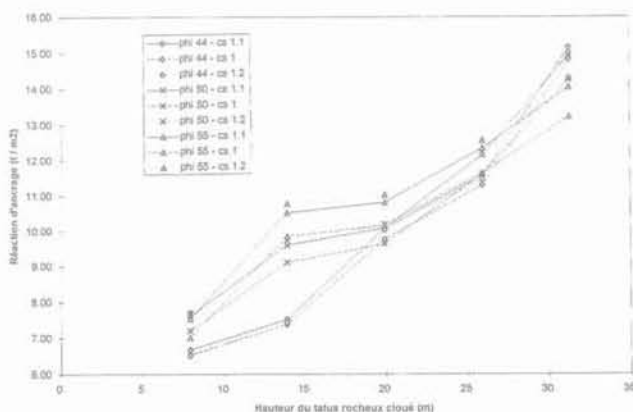


FIG. 12 Étude de sensibilité sur versant nord.
Parameter sensitivity study on northern slope of trench.

La figure 12 illustre, pour une coupe du versant nord-ouest, la sensibilité de l'équilibre à l'extension et à la valeur du pendage du plan de glissement : le pendage dimensionnant varie suivant la hauteur du talus. Par ailleurs, le cas dimensionnant correspond en général aux caractéristiques moyennes de cisaillement, les caractéristiques dites critiques servant de vérification. Les marges vis-à-vis de cette vérification sont variables suivant la valeur du pendage du plan de glissement.

L'illustration précédente met en évidence l'importance des calculs réalisés en exécution. Ils ont été rendus nécessaires par la forte densité de fracturation du rocher et la grande hauteur des talus. De plus, le dimensionnement global des ancrages est nécessaire dès le démarrage de l'excavation, le confortement supérieur ayant un impact sur l'équilibre des blocs plus profonds.

Pour le versant sud-est, une analyse paramétrique de l'influence de l'extension latérale montre une forte croissance de la densité moyenne des ancrages avec l'extension latérale.

3.5

Résultats du dimensionnement

Les calculs d'exécution ont abouti, pour les deux principaux talus de la tranchée, aux dispositions de confortement suivantes :

- talus nord-ouest :
 - ancrages ϕ 32 à ϕ 50, de longueur 8 m à 20 m,
 - maille moyenne de 1,3 m x 1,5 m ;
- talus sud-est :
 - ancrages ϕ 40, de longueur 10 m à 14 m,
 - maille moyenne de 2 m x 1,6 m.

Le clouage des talus est complété par un parement systématique en béton projeté, armé d'un treillis soudé, de 20 cm d'épaisseur minimale, et par un réseau de drains à la maille 6 m x 2,5 m, de longueur variable (jusqu'à 20 m, de manière à drainer les plans potentiels de rupture).

Comparés aux confortements courants des talus rocheux de hauteur équivalente et à celui pressenti en phase d'avant-projet sommaire, la longueur et la capacité résistante des ancrages mis en place sont très importantes (Fig. 13).

4

Auscultation et surveillance mises en œuvre

Un important dispositif de surveillance et d'auscultation, tant en phase travaux qu'en phase exploitation du BPNL, a été mis en place.

L'objectif en est :

- 1) de contrôler les déformations des talus, en suivant les mouvements éventuels de la surface des talus, de la paroi rocheuse et des murs de soutènement, pendant la durée de vie de l'ouvrage ;
- 2) de suivre le régime hydraulique, sachant que la pression interstitielle est un facteur déterminant dans le calcul du dimensionnement et l'évaluation du coefficient de sécurité global ;

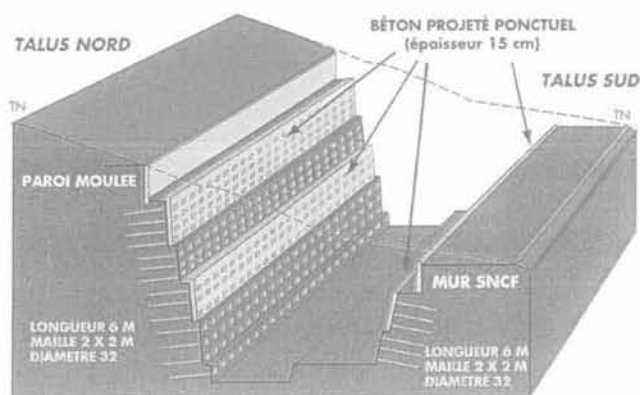
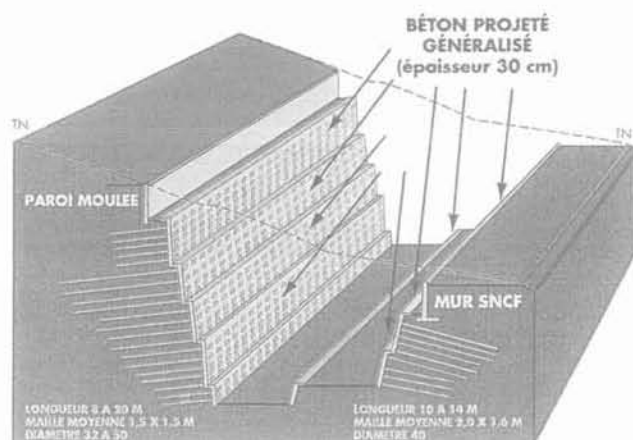


FIG. 13 Soutènement prévu et soutènement réalisé.
Support of slopes, as foreseen and as built.



3) en phase travaux, de s'assurer que le terrain rencontré s'inscrit bien dans les hypothèses géotechniques enveloppes prises pour le dimensionnement du clouage des talus.

Ce dispositif consiste en :

1) Suivi topographique :

- des ouvrages environnants (caténaïres et rails SNCF, rue Pierre-Baizet, paroi moulée, etc.) ;
- des distances entre les parois de la tranchée (mesures optiques).

2) Mesures extensométriques :

- ces extensomètres permettent entre autres de mesurer le déplacement relatif de points de l'intérieur du massif rocheux et d'évaluer ainsi la limite d'influence de la décompression de celui-ci lors des terrassements (Fig. 14) ;

3) Mesures inclinométriques :

- mesure du déplacement parallèlement et perpendiculairement au talus ;

4) Suivi piézométrique ;

5) Contrôle de la tension des tirants actifs de la paroi moulée ;

6) Divers contrôles secondaires (témoins de fissuration sur joints de panneaux paroi moulée, etc.).

Des déplacements horizontaux de 45 mm en tête de paroi moulée au sommet du talus nord ont ainsi été mesurés pendant la première phase de terrassement (soit environ 1,5 ‰ de la hauteur du talus) ; ils se sont stabilisés depuis. En deuxième phase, ces déplacements ne dépassent pas 15 mm. Les zones de plus fortes valeurs de déplacement sont à associer à la présence de zones mylonitisées.

Au cours de l'excavation, des levés géologiques ont été effectués, incluant notamment des relevés de fracturation. Ceux-ci ont conforté les hypothèses géotechniques mises au point en début d'exécution (validation de l'analyse structurale locale et régionale).

Des essais de traction sur les clous (essais de contrôle au sens des recommandations CLOUTERRE) ont permis de constater que le frottement latéral sol/clou réel était supérieur aux valeurs prises en compte dans les calculs, ce qui constitue un facteur de sécurité supplémentaire.

L'ensemble des éléments du dispositif d'auscultation constitue la base du dispositif de surveillance qui fonctionnera pendant la durée de vie de l'ouvrage. En phase d'exploitation du BPNL, une attention toute particulière sera apportée au suivi du bon fonctionnement du drainage des parois.

5

Conclusion

L'analyse variationnelle ainsi effectuée a permis de mettre en lumière d'influence respective, sur la stabilité des talus, des paramètres fondamentaux que sont :

- l'orientation des plans de rupture, une fois le mécanisme de rupture identifié ;
- les caractéristiques de cisaillement des discontinuités le long de ces plans de rupture ;
- la surpression hydrostatique.

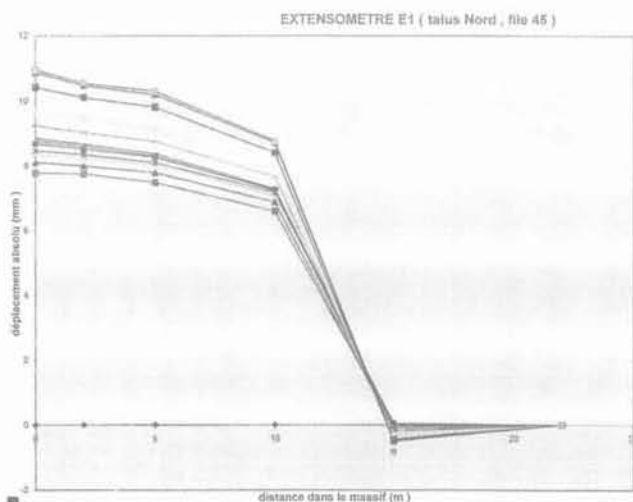


FIG. 14 Relevé extensométrique.
Extensometric monitoring.

La variation des valeurs de ces paramètres au sein d'un modèle spécifique de calcul, en complément du choix d'un coefficient de sécurité associé, a permis, pour les nombreuses configurations géométriques représentées par tous les profils types de la tranchée, d'optimiser les plans de soutènement de manière exhaustive et systématique.

Il est toutefois essentiel de noter que cette analyse variationnelle n'a pu être faite qu'au terme des phases d'analyses représentées par :

- un inventaire détaillé des éléments d'analyse structurale à l'échelle locale et régionale ;
- une interprétation fine des résultats bruts des essais de cisaillement, très dispersés ;
- le choix d'hypothèses réalistes (et néanmoins suffisamment enveloppes du point de vue sécurité) pour la définition des mécanismes de rupture, ce qui correspondait chronologiquement à un stade très avancé du projet, le début de l'exécution des travaux de terrassement.

La résolution de ce problème a aussi montré l'indispensable complémentarité des points de vue du géologue, du spécialiste de laboratoire et du mécanicien des roches. Enfin, l'auscultation mise en place a justifié

a posteriori la présence d'un soutènement que les spécialistes des talus rocheux qualifient de très important (Fig. 15).



FIG. 15 Vue perspective de la tranchée vers l'est (mai 1997).
Final eastward view in perspective through trench (1997, May).