

ETUDE ET SUIVI DU CREUSEMENT D'UN Puits DANS LES SCHISTES A BREST

STUDY AND MONITORING OF A WELL EXCAVATION IN THE SHALES IN BREST

Romain VALLENTIN¹, Florent KERDRAON², Christopher CAPLANE³

¹ ISBA TP, Marseille, France, anciennement à FONDASOL, Marseille

² FONDASOL, Brest, France,

³ FONDASOL, Biarritz, France,

RÉSUMÉ – Dans le cadre de la réparation du radier d'un aqueduc existant, un puits a été réalisé. Ce puits était constitué de deux tronçons distincts en fonction de la géologie et de la technique d'exécution. Le tronçon inférieur, objet de l'article, a été réalisé dans les schistes, sur une hauteur de 12 mètres, avec une paroi clouée. Les études d'exécution de cette paroi clouée ont été réalisées aux éléments finis en 2D et 3D. Un suivi géologique a permis d'ajuster le dimensionnement de la paroi clouée à l'avancement des travaux.

ABSTRACT – As part of the repair of the slab of an existing aqueduct, a shaft was built. This shaft is made up of two separate sections depending on the geology. The second part was carried out in the shales, to a height of 12 meters with a nailed wall. The execution studies for this nailed wall were carried out using 2D and 3D finite elements. Geological monitoring enabled the sizing of the nailed wall to be adjusted as work progresses.

1. Introduction

Le projet se situait au niveau de l'arsenal militaire de Brest. Les travaux de confortement d'un aqueduc existant (tunnel) nécessitaient la création d'un puits afin d'accéder par la voûte de l'aqueduc et permettre ainsi la reprise de son radier.

Ce puits d'accès a été par la suite conservé afin de permettre des visites ultérieures de l'aqueduc. Le tunnel est en effet en charge de façon quasi permanente et provisoirement vidangé afin de permettre des inspections périodiques.

Géologiquement, le puits était implanté dans la zone de métamorphisme de contact comportant des schistes Briovériens (670 à 540 Ma). Une couche de remblais et sables surmontait ce substratum rocheux.

FONDASOL est intervenu en sous-traitance de l'entreprise MARC SA afin de réaliser le dimensionnement puis le suivi d'exécution de la partie inférieure du puits, dans le cadre d'une mission G3 selon la norme française NF P 94-500.

INGEROP a réalisé la maîtrise d'œuvre de l'opération et, avec sa filiale GEOS, les missions de conception du puits et de supervision d'exécution (missions G2 et G4 selon la norme NF P 94-500).

Le Ministère de la Défense, Service d'Infrastructure de la Défense, ESID de Brest, a assuré la Maîtrise d'ouvrage.

1.1. Présentation des ouvrages

L'ensemble des ouvrages est décrit ci-après.

Le premier puits a été réalisé en paroi de pieux sécants en raison de la présence des remblais et des sables sous nappe. Le diamètre intérieur du puits était de 7.88 mètres.

Le deuxième puits a été construit avec une forme oblongue permettant de minimiser le ferrailage par effet voûte sur les parois courtes.

Des injections ont par ailleurs été réalisées sous le puits en pieux sécants afin de renforcer l'étanchéité des schistes.

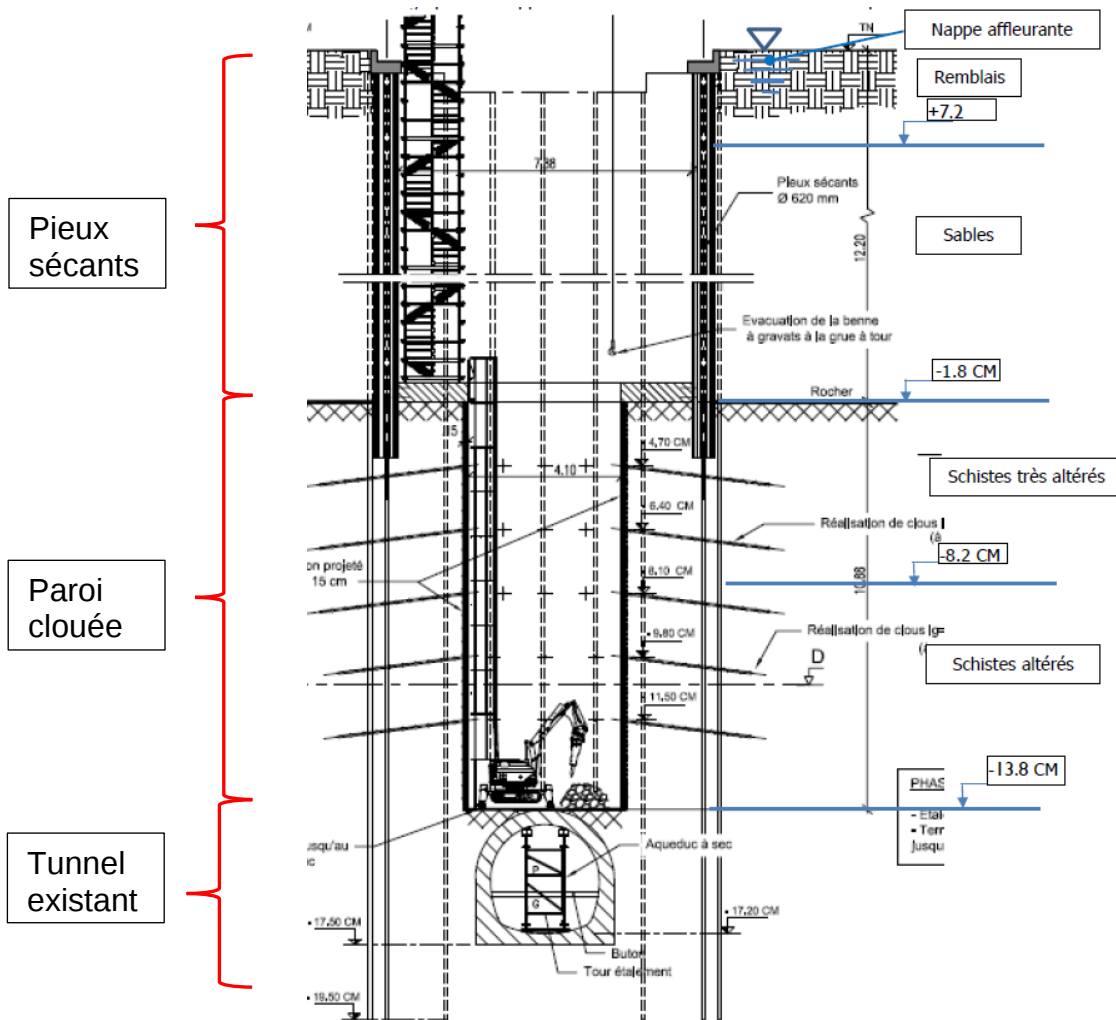


Figure 1. Élévation des deux puits et du tunnel existant (aqueduc) à conforter

L'aqueduc (tunnel) avait été initialement réalisé à l'explosif dans la roche lors de sa construction.

1.2. Puits dans le rocher (tronçon inférieur)

La longueur de ce puits était de 5.76 mètres et le bord court voûté était de 4 mètres de longueur d'arc environ.

A la base des pieux sécants, la mise en place d'une lierne bloquant le pied de la paroi a servi au démarrage du puits dans le rocher.

Le puits dans le rocher a été construit avec des levées de bétonnage d'une hauteur de 2.40 mètres. Cette hauteur de passe relativement importante a été possible au vu de la bonne tenue des terrains et de leur traitement préalable par injections.

2. Caractéristiques géotechniques

2.1. Caractéristiques générales

Les différentes campagnes de sondages intégraient :

- Des sondages carottés avec mesures de RQD, Rc, de l'imagerie de paroi (orientation de la fracturation), des essais de cisaillement sur discontinuités et des essais d'identification dans les terrains meubles,
- Des sondages destructifs, pressiométriques,
- Des essais d'eau : Lefranc dans les remblais et sables et Lugeon dans les schistes ;

Les essais d'eau ont montré des perméabilités de l'ordre de 10^{-5} à 10^{-6} m/s dans les remblais et sables. Par extrapolation à partir des essais Lugeon, les perméabilités dans les schistes ont été estimées dans un intervalle de 10^{-6} à 10^{-7} m/s.

Les calculs aux éléments finis 2D et 3D ont été réalisées avec le logiciel PLAXIS.

Tableau 1. Caractéristiques mécaniques générales retenues

N°	Description	γh (kN/m ³)	c' (kPa)	φ' (°)	E_M (MPa)	PI* (MPa)	α
1	Remblais	18	0	31	20		1
2	Sables	18	2	32	15	0.85	1/2
3	Schistes très altérés	27	25	32	518	7	1/3
4	Schistes altérés	27	72	37	1 000	8	2/3

Pour les schistes fracturés à très fracturés, les valeurs de c' et φ' ont été estimées dans les études de projet selon l'approche de Hoek et Brown, en considérant des profondeurs de calculs de 15 et 24 m. Ces valeurs correspondent aux états de contrainte moyens du projet. Lors de vérifications spécifiques, ces profondeurs ont été toutefois ajustées.

Les paramètres sont présentés ci-dessous. Le RQD des schistes altérés était de l'ordre de 30 %, le Rc moyen retenu était de 20 à 39 MPa.

Tableau 2. Caractéristiques Hoek et Brown retenues

N°	Description	E_{rm} (MPa)	σ_{ci} (MPa)	m_i	GSI	D
3	Schistes très altérés	520	25	6	15	0.5
4	Schistes altérés	880	25	6	30	0.5

Des modèles avec plans de glissement ont également été employés. Dans ces cas, les caractéristiques des plans de glissement étaient c'= 0 et φ' = 25° (fourchette basse des essais de cisaillement sur joint).

2.2. Etude structurale des schistes

Le comportement des schistes a été modélisé en matériau discontinu en considérant des glissements plans à 2 dimensions.

Les diagraphies (relevés de fracturation) semblaient faire ressortir une direction principale (vecteur pendage) de N120 à 140 avec un pendage de 40 à 60 °.

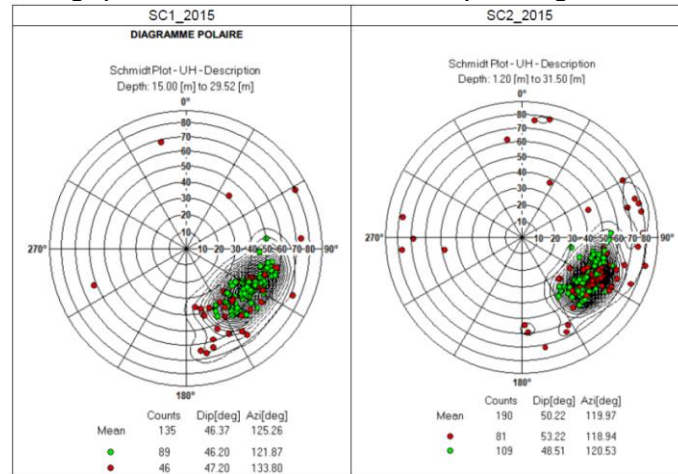


Figure 2. Représentation stéréographique de Schmidt des pôles des plans de fracturation

La trace du tunnel en plan suivait l'orientation N6°E. Une projection de l'ensemble des quatre principales hypothèses de fracturation et de la trace du tunnel a été réalisée. Le plan à 90 ° de la trace du tunnel permettait d'effectuer une projection pour l'étude de la stabilité plane sur cette coupe.

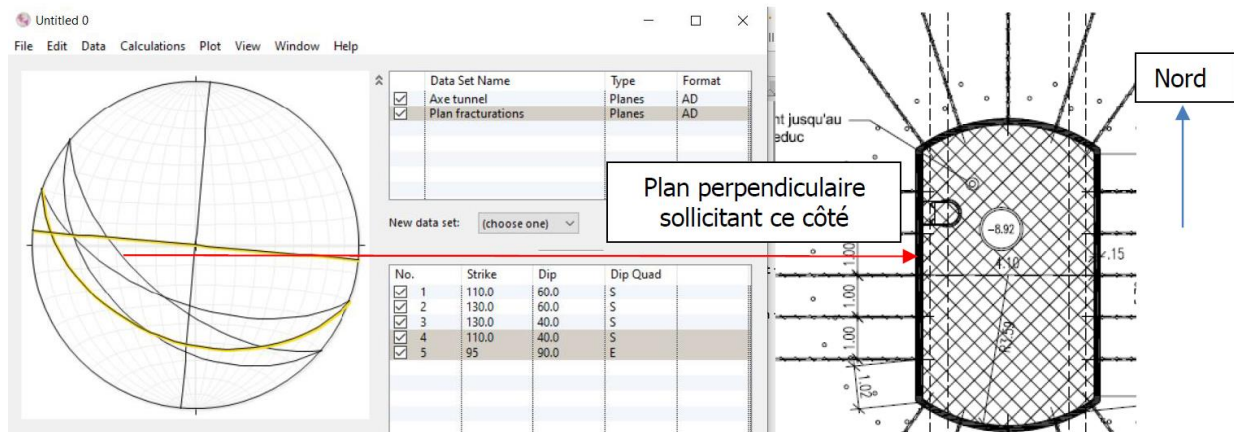


Figure 3. Représentation stéréographique de Schmidt des pôles des plans de fracturation

Les intersections des plans de fracturation et du plan perpendiculaire à la trace permettaient d'obtenir le pendage apparent suivant plusieurs configurations.

3. Méthodologie de calculs

Il a été réalisé plusieurs approches :

- Milieu continu équivalent : modèles 2D et 3D avec les lois de comportement de type Mohr Coulomb ou Hoek et Brown ;
- Une évaluation par plans de glissements banc sur banc en utilisant le modèle aux éléments finis : ce modèle a été employé en 2D ;

Les stabilités de fond de fouille ont été étudiées en considérant un milieu continu avec des méthodes analytiques et numériques (2D).

Les plans de glissement évalués ont été modélisés en éléments finis à l'aide d'interfaces mécaniques inclinées selon les pendages apparents obtenus à partir des projections stéréographiques. Les étapes de creusement du puits ont été ainsi modélisées et les efforts induits évalués. Les faibles déformations du puits en pieux sécants ont été directement modélisées par des déformations imposées. Cette modélisation a permis d'estimer, de façon sécuritaire, la stabilité des plans de glissements en fonction de l'état de contrainte et des pressions hydrauliques.

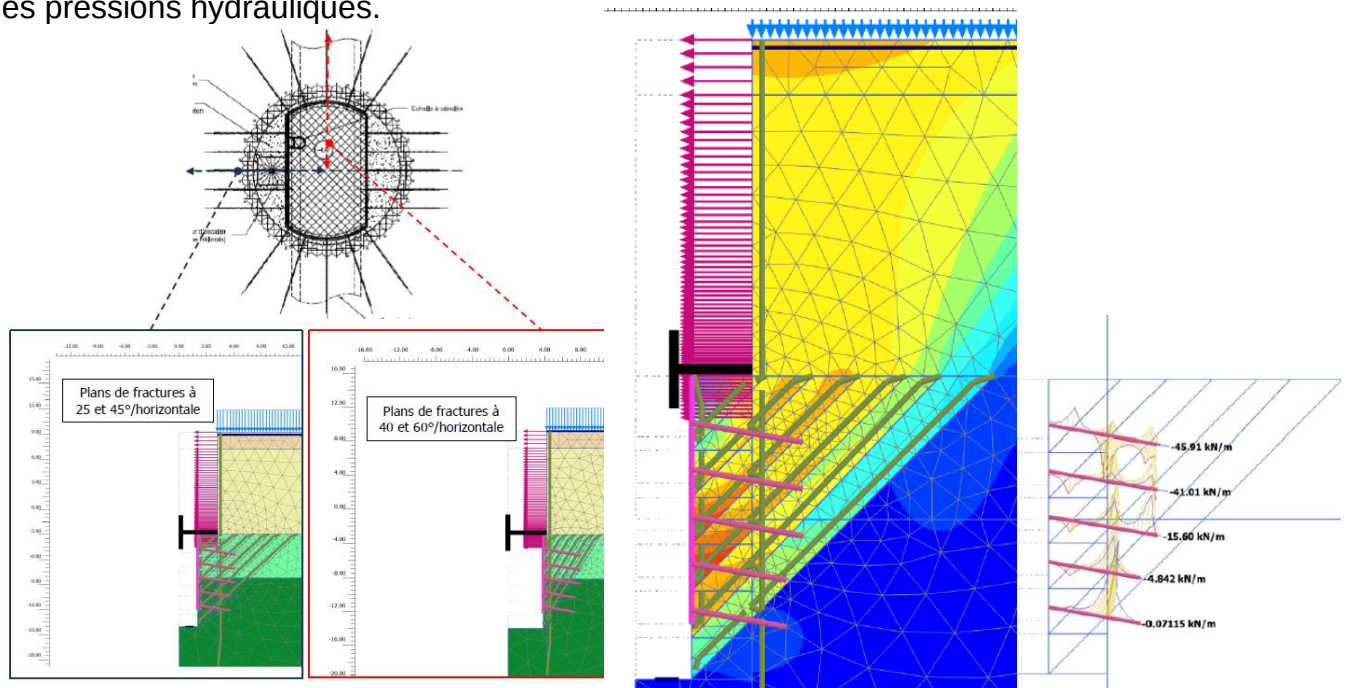


Figure 4. Modélisation des plans de glissements en 2D

Des modélisations 3D complètes ont ensuite permis d'optimiser le ferrailage du parement en béton en fonction des combinaisons de clouage. La poussée de l'eau derrière le parement conduit à des efforts importants dans les phases définitives de l'ouvrage.

Dans ce modèle, l'impact du tunnel sur la répartition des contraintes dans le sol a également pu être prise en compte.

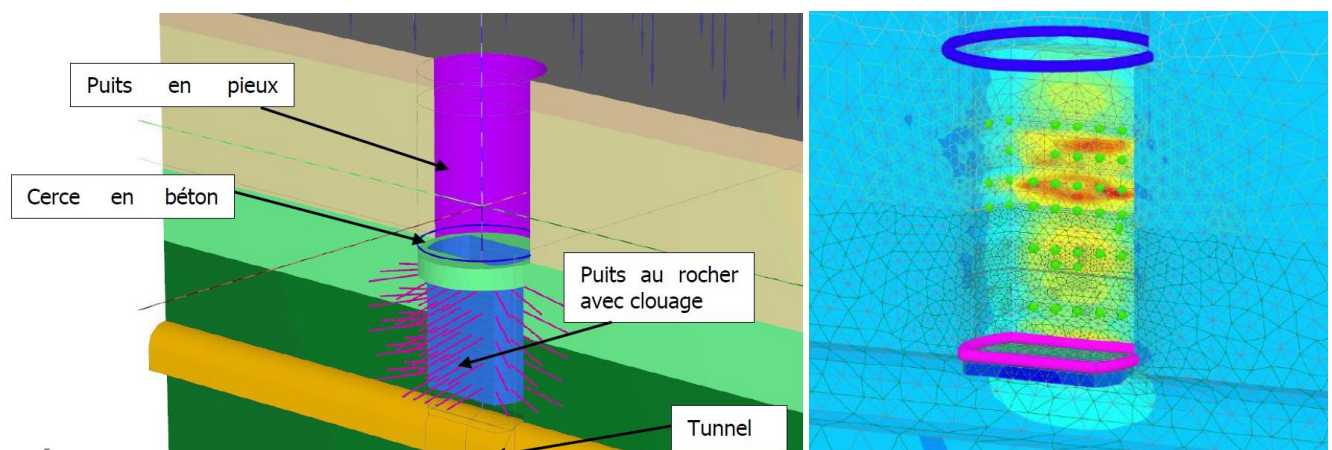


Figure 5. Modèle 3D et iso-valeurs de déformation obtenues

Les modèles 2D ou 3D ont été employés selon différentes combinaisons (ruptures planes, modèle continu axisymétrique). En fonction des hypothèses, il a été affecté un coefficient de sécurité spécifique sur la résistance des ancrages.

Le dimensionnement a conduit à retenir des clous de type barre GEWI 32 mm (limite élastique à 500 MPa) et de longueur 3.5 à 4 mètres. Le diamètre de forage était de 100 mm, l'espacement horizontal de 1,1 mètre en moyenne et l'espacement vertical de 1,5 à 2 mètres.

Il n'a pas été prévu de béton projeté, uniquement du béton coulé derrière le coffrage.

Les études ont mis en avant certains points particuliers devant faire l'objet d'une attention particulière lors de l'exécution :

- Démarrage des terrassements dans les schistes altérés : roches plus tendres, proximité du puits, risque fort de venues d'eau ;
- Fracturation : relevés à réaliser par un géologue/géotechnicien ;
- Venues d'eau/débits et stabilité du fond de fouille : déceler tout comportement anormal (venue d'eau voire de matériaux) ;
- Suivi topographique : sur les pieux sécants afin de contrôler la stabilité de ce premier puits.

Lors des études, des voies d'optimisation pendant les phases de travaux ont été envisagées sous réserve de conserver certaines lignes d'ancrage :

- Les ancrages sur les parties droites servant d'appuis pour les phases définitives ;
- Les ancrages sur les premières zones dans le schiste altéré, indispensables même dans les zones voûtées.

4. Suivi de chantier

Des visites ponctuelles assurées par un ingénieur géotechnicien étaient prévues pour conforter et compléter techniquement les différents retours du chantier :

- Aspects visuels des terrains : tenue, compacité, couleur, fracturation ;
- Relevé de l'orientation de la fracturation et nature de cette dernière (rugosité apparente, planéité, ...) ;
- Ecoulements d'eau visibles : contrôler les faibles débits attendus et leurs localisations.

Les premières interventions, avant démarrage de la paroi au rocher proprement dite, ont consisté :

- En un constat de la nature des terrains en fond de terrassement, au niveau de la fiche de la paroi de pieux sécants, avant réalisation de la lierne en béton armé ;
- En une supervision d'essais de conformité sur des clous, visant à s'assurer de la pertinence de l'hypothèse de contrainte de frottement axial considérée au stade étude dans les schistes altérés.

Les clous d'essais sacrificiels réalisés pour les besoins de ces essais présentaient les caractéristiques ci-après.

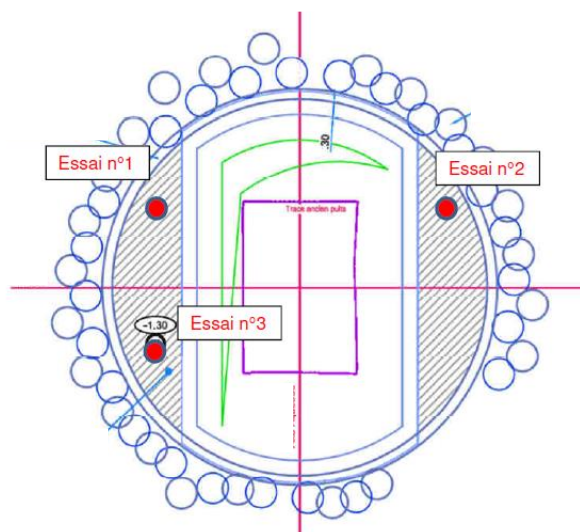


Figure 6. Vue en plan de l'implantation des essais de clous

Les valeurs obtenues à l'issue de ces 3 essais (980 kPa de q_s minimum et 950 kPa de q_s moyen) ont permis de valider, après les abattements prévus dans la norme NF P94-270, l'hypothèse de 600 kPa considérée dans les calculs.

Tableau 3. Caractéristiques Hoek et Brown retenues

N° Essai	Tête d'ancrage	Longueur de scellement L_s	Longueur Libre L_l	Tranche testée	Diamètre de forage	Armature
1	-1.8 CM	1.5 m	1.7 m	-3.5 / -5.0 CM	100 mm	GewiØ40 mm
2			2.7 m	-4.5 / -6.0 CM		
3			3.7 m	-5.5 / -7.0 CM		

Les visites suivantes, effectuées au fur et à mesure de la descente dans le rocher, ont permis notamment des relevés de fracturation, qui ont montré certaines variations d'orientation des discontinuités.

Des actualisations du dimensionnement sur des modèles simplifiés ont été proposées en conséquence, sans néanmoins que cela ne modifie significativement le clouage prévu. Le délai de réaction nécessaire en phase d'exécution ne permettait pas des reprises des calculs aux éléments finis.

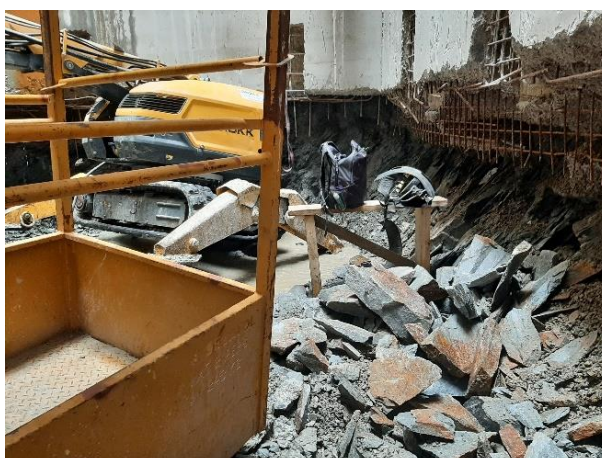
On peut globalement retenir que les schistes, plus ou moins altérés et fragmentés, ont présenté une forte compacité, et que les arrivées d'eau dans la fouille présentaient des débits tout à fait gérables.

Les forages pour la mise en œuvre des ancrages de la paroi se sont révélés très majoritairement secs, les arrivées d'eau dans la fouille s'effectuant suivant quelques chenaux d'écoulement préférentiels, rapidement identifiés au démarrage du terrassement.

Les zones concernées ont localement fait l'objet de traitements complémentaires par injection de résine polyuréthane entre levées de bétonnage.



Clous en face Est – 2020-10-21



Face Ouest – 2020-10-21

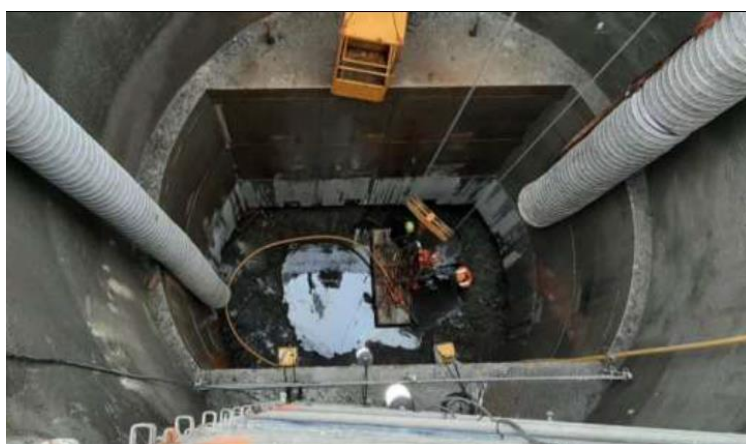


Figure 7. Photographies des terrassements en cours

5. Conclusions

Les parties étude et suivi de la mission G3 ont permis de s'assurer de la bonne cohérence des hypothèses retenues et de la réalité du terrain. Le pendage apparent des schistes a bien été identifié et dans l'ensemble conforme aux hypothèses. Les débits d'eau calculés ont également été proches de ceux effectivement observés, notamment en bénéficiant de l'apport des injections.

Des optimisations sur la quantité d'ancrages ont pu être envisagées. Cette possibilité d'optimisation avait été anticipée pendant les études d'exécution, de façon à être mise en œuvre rapidement sans perturbation du planning du chantier.

Les modèles de calculs complexes en études permettent d'identifier des mécanismes de rupture et de confirmer les risques principaux. Ils doivent être convertis en modèles simples permettant une adaptation réactive des travaux. Il convient de ne pas minimiser les temps d'échanges entre les différents intervenants afin de s'adapter aux conditions de chantier tout en maîtrisant le niveau de risque.

6. Références bibliographiques

E. Hoek, C. Carranza-Torres and B. Corkum, (2002), Hoek-Brown failure criterion – 2002 Edition, Proc. NARMS-TAC Conference, Toronto, 1, 267-273.

Plaxis, Bentley, (2020), Connect Edition V21.00, Material Models Manual,